POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA

SKRYPTY

Stanisław Paweł Glinicki

GEOTECHNIKA BUDOWLANA

Część I

WYDAWNICTWA POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ

Recenzent

doc.dr hab. Stanisław Pisarczyk

Odk. Inf.

Opracowanie redakcyjne

Jadwiga Żukowska

Prace kreślarskie

Wiesława Markowska

Korekta

Maria Łaniewska

Wydano za zgodą Rektora

Drukowano w Dziale Poligrafii Politechniki Białostockiej. Nakład 400 egz. Format B-5. Ark. wyd. 12,0. Ark. druk. 16.5. Oddano do druku w kwietniu 1990. Druk ukończono w lipcu 1990 r. Zamówienie 36/90.

SPIS TREŚCI

Strona

WSTĘP 9

1. WŁAŚCIWOŚCI FIZYKOCHEMICZNE GRUNTÓW 11
   1.1. Powierzchnia graniczna cząstek gruntowych 11
   1.2. Skład mineralogiczny 12
   1.3. Budowa elektrokinetyczna cząstki 14
   1.4. Zjawiska fizykochemiczne gruntów 15
   1.5. Właściwości tiksotropowe gruntów 18
   1.6. Siły działające między cząstkami gruntu 19
   1.7. Kapilarność 21
   1.8. Oznaczanie kapilarności biernej 24
   1.9. Oznaczanie kapilarności czynnej 27

2. WŁAŚCIWOŚCI FIZYCZNE GRUNTÓW 29
   2.1. Klasyfikacja gruntów 29
   2.2. Analiza sitowa 33
   2.3. Analiza areometryczna 34
   2.4. Budowa krzywej uziarnienia 39
   2.5. Struktura i tekstura gruntu 40
   2.6. Oznaczanie zawartości części organicznych (I_{om}) oraz strat masy przy prażeniu (I_z) 42
   2.7. Wskaźnik różnoziarnistości (niejednorodności uziarnienia) ... 44
   2.8. Oznaczanie podstawowych cech fizycznych gruntu 44
      2.8.1. Gęstość właściwa szkieletu gruntowego 44
      2.8.2. Ciężar właściwy szkieletu gruntowego 46
      2.8.3. Wilgotność gruntu 46
      2.8.4. Gęstość objętościowa gruntu 48
      2.8.5. Ciężar objętościowy gruntu 50
   2.9. Obliczanie parametrów określających cechy porowatości gruntu. 51
      2.9.1. Gęstość objętościowa szkieletu gruntowego 51
      2.9.2. Ciężar objętościowy szkieletu gruntowego 51

Strona

2.9.3. Porowatość gruntu 52
2.9.4. Wskaźnik porowatości gruntu 53
2.9.5. Zależność między porowatością a wskaźnikiem porowatości 53
2.10. Stopień zagęszczenia gruntów niespoistych 54
2.11. Stany zawilgocenia gruntów 55
2.11.1. Stopień wilgotności gruntu 55
2.11.2. Oznaczanie wilgotności optymalnej 56
2.12. Wskaźnik zagęszczenia gruntu 60
2.13. Wpływ zawartości wody na gęstość objętościową gruntu 61
2.13.1. Gęstość objętościowa gruntu przy nasyceniu porów wodą 61
2.13.2. Gęstość objętościowa gruntu przy uwzględnieniu wyporu wody 61
2.14. Cechy charakterystyczne gruntów spoistych 62
2.14.1. Stopień plastyczności 62
2.14.2. Oznaczanie granicy skurczalności 63
2.14.3. Oznaczanie granicy plastyczności 63
2.14.4. Oznaczanie granic płynności według Casagrande'a 64
2.14.5. Oznaczanie granic płynności według Wasiliewa - $\bar{w}_L$ 66
2.14.6. Oznaczanie granic płynności (w_L) gruntów metodą penetrometru stożkowego 67
2.14.7. Oznaczanie wskaźnika konsystencji gruntu (I_c) 68
2.14.8. Obliczanie wielkości pochodnych parametrów geotechnicznych 69
2.15. Badania właściwości gruntów metodą makroskopową 70
2.15.1. Oznaczanie rodzaju gruntów 70
2.15.2. Oznaczanie stanu gruntów spoistych 72
2.15.3. Oznaczanie barwy gruntu 73
2.15.4. Oznaczanie wilgotności gruntu 73
2.15.5. Oznaczanie klasy zawartości węglanów 74
2.16. Nowa klasyfikacja gruntów spoistych 74

Strona

3. PRZEPŁYW WODY W GRUNCIE 77
3.1. Postacie wód podziemnych 77
3.2. Wodoprzepuszczalność (filtracja) gruntów 82
3.3. Obliczanie współczynnika filtracji gruntów niespoistych 83
3.4. Badanie współczynnika filtracji w terenie 85
3.4.1. Warstwa wodonośna między dwiema warstwami gruntu nieprzepuszczalnego 85
3.4.2. Warstwa wodonośna na warstwie gruntu nieprzepuszczalnego 86
3.4.3. Inne metody badań współczynnika filtracji "in situ" 87
3.5. Oznaczanie współczynnika filtracji gruntów niespoistych 89
3.6. Oznaczanie współczynnika filtracji gruntów spoistych 91
3.7. Równania ciągłości przepływu wody 93
3.8. Siatka przepływu 96
3.9. Ciśnienie spływowe 101
3.10. Ciśnienie porowe i efektywne naprężenie normalne 104
4. NAPRĘŻENIA W PODŁOŻU GRUNTOWYM 107
4.1. Wyznaczanie naprężeń pierwotnych (bytowych) 107
4.2. Naprężenia w gruncie od działania siły skupionej 108
4.3. Analiza pionowych naprężeń normalnych 110
4.4. Obciążenia zewnętrzne kilkoma siłami skupionymi 112
4.5. Rozkład naprężeń w podłożu od powierzchniowego obciążenia ciągłego 113
4.6. Metoda punktów narożnych 114
4.7. Naprężenia w gruncie pod fundamentem prostokątnym 117
4.8. Naprężenia w gruncie pod fundamentem kołowym 119
4.9. Rozkład naprężeń pod absolutnie sztywnymi ławami 120
4.10. Wyznaczanie naprężeń pod fundamentami budowli 121
5. WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE GRUNTÓW 124
5.1. Moduł odkształcenia gruntu 124
5.2. Edometryczny moduł ściśliwości gruntu 125
5.3. Współczynnik parcia spoczynkowego 127
5.4. Oznaczanie modułów ściśliwości gruntu metodą edometryczną 130
5.5. Oznaczanie ciśnienia pęcznienia gruntu 134
5.6. Oznaczanie wskaźnika osiadania zapadowego 137
5.7. Wytrzymałość gruntu na ścinanie 138

Strona

5.8. Kryterium wytrzymałościowe Coulomba-Mohra 140
5.9. Oznaczanie wytrzymałości na ścinanie metodą penetrometru stożkowego (PS) 149
5.10. Oznaczanie wytrzymałości na ścinanie τ_f gruntu przy użyciu ścinarki obrotowej (TV) 151
5.11. Oznaczanie spójności gruntu za pomocą penetrometru tłoczkowego (PP) 153
5.12. Oznaczanie spójności (c_s) i kąta tarcia wewnętrznego (ϕ_s) gruntu metodą bezpośredniego ścinania 154
5.13. Oznaczanie spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntu przy zastosowaniu aparatu trójosiowego ściskania 160

6. ODKSZTAŁCENIA PODŁOŻA 166
6.1. Jednoparametrowy model podłoża 166
6.2. Modele wieloparametrowe podłoża 169
6.3. Czynniki powodujące odkształcenia podłoża gruntowego 173
6.4. Typowe przypadki osiadań budynków 176
6.5. Zagadnienie nośności podłoża gruntowego 178
6.6. Teoria nośności fundamentu ławowego według Meyerhofa 183
6.7. Teoria obliczania nośności według Durgunoglu i Mitchella 185
6.8. Wypieranie gruntu spod fundamentu 191
6.9. Wyznaczanie naprężeń krytycznych 192
6.10. Wyznaczanie naprężeń granicznych 194
6.11. Wyznaczanie osiadań fundamentów 195
6.12. Metody obliczania osiadań wtórnych i pierwotnych 198
6.13. Osiadanie obiektu w czasie 201
6.14. Osiadanie średnie i przechylenie budowli 202
6.15. Wyznaczanie strzałki ugięcia budowli 205

7. STATECZNOŚĆ ZBOCZY 206
7.1. Rodzaje ruchów mas skalnych na zboczach 206
7.2. Morfologia osuwisk i wymagane badania o odkształceniach zboczy 208
7.3. Stateczność zboczy w gruntach niespoistych 211
7.4. Równowaga zboczy w gruntach spoistych 213
7.5. Stateczność ścian pionowych 215
7.6. Zbocze w gruntach niejednorodnych znajdujących się pod działaniem ciśnienia spływowego 218

Strona

7.7. Słabonośna warstwa gruntu w podłożu zbocza 220
7.8. Warstwa skalista u podnóża zbocza 221
7.9. Sposoby zabezpieczenia i stabilizacji terenów osuwiskowych 223

8. PRZEMARZANIE GRUNTÓW 227
8.1. Zjawiska w strefie przemarzania gruntów 227
8.2. Przegląd kryteriów gruntów wysadzinowych 229
8.3. Polowe sposoby określania gruntów wysadzinowych 235
8.4. Zabezpieczenie budowli przed wysadzinami 237

9. PARCIE GRUNTU NA ŚCIANY OPOROWE I WYMAGANIA KONSTRUKCYJNE DOTYCZĄCE TYCH ŚCIAN 240
9.1. Parcia gruntu i ich określenia 240
9.2. Parcie spoczynkowe gruntu 242
9.3. Metody ekstremalne 243
9.3.1. Założenia parcia gruntu według Coulomba 243
9.3.2. Wyznaczanie parcia czynnego gruntów niespoistych 244
9.3.3. Wyznaczanie parcia biernego gruntów niespoistych 247
9.4. Teoria parcia gruntu według Rankine'a 250
9.5. Zasady obliczeń statycznych ścian oporowych 254
9.6. Zasady konstruowania ścian oporowych 258

LITERATURA 262

WSTĘP

Geotechnika budowlana jest nauką o pracy podłoża gruntowego i o badaniach nad tym podłożem niezbędnych do projektowania i wykonawstwa fundamentów i robót fundamentowych, zarówno dla budowli nadziemnych jak i podziemnych w różnych warunkach gruntowo-wodnych.

Geotechnika budowlana zajmuje się także zespołem takich badań, które umożliwią sprecyzowanie opisu modelu fizycznego, matematycznego i technicznego w przypadku współpracy budowli z podłożem. Geotechnika budowlana opiera się na naukach takich jak: geologia inżynierska, geodezja, hydrologia, mechanika gruntów i skał oraz fundamentowanie. Ponadto w sposób pośredni wykorzystuje ona chemię, fizykę, mechanikę budowli, teorię sprężystości i plastyczności, reologię itp.

Geotechnika budowlana rozwiązuje problemy techniczne w różnych rodzajach budownictwa: w budownictwie komunalnym, mieszkaniowym, ogólnym, przemysłowym, rolniczym i usługowo-handlowym. Jest ona nie tylko nauką, lecz także sztuką. Jako nauka rozpatruje ona podłoże gruntowe mając na względzie jego nośność i odkształcalność, wykorzystując mechanikę gruntów i skał oraz teorię sprężystości i plastyczności. Sztuką jest wtedy, gdy wybiera z wielu możliwych sposobów posadowienia budowli albo jej wykonania rozwiązanie najbardziej ekonomiczne i bezpieczne.

Chronologia rozwiązań problemów geotechniki, dotycząca parcia gruntów i odkształceń ośrodków rozdrobnionych, przedstawia się następująco:
1776 r. Stateczność zboczy według Coulomba, 1857 r. Parcie czynne i bierne według Rankine'a, 1885 r. Rozkład naprężeń w liniowo sprężystym ośrodku według Boussinesq'a, 1895 r. Parcie na ściany silosu według Jansena, 1925 r. Teoria konsolidacji według Terzaghi'ego, 1929 r. Parcie na przewody podziemne i tunele według Marstona, 1968-1984 r. Metoda odkształceń głównych; odkształcenia ε_g i ε_k w czasie według Hanrahan'a.

Geotechnika budowlana rozwiązuje problemy w ujęciu teoretycznym i praktycznym. W części teoretycznej zajmuje się właściwościami fizykochemicznymi i fizycznymi gruntów, przepływem wody w gruncie, naprężeniami w podłożu gruntowym, właściwościami mechanicznymi gruntów, odkształceniami podłoża, statecznością zboczy, przemarzaniem gruntów i parciem gruntu na ściany oporowe.

Praktyczna część geotechniki budowlanej obejmuje projektowanie i wykonawstwo fundamentów bezpośrednich i palowych, metody badań gruntów w terenie, projektowanie i wykonawstwo ścianek szczelnych, studni opuszczanych oraz ścian oporowych, w tym także z gruntu zbrojonego, roboty fundamentowe, takie jak: wykopy, betonowanie i izolacje fundamentów, obniżenie poziomu zwierciadła wody gruntowej oraz wzmacnianie fundamentów i podłoża gruntowego.

Geotechnika budowlana odgrywa coraz ważniejszą rolę w projektowaniu, ponieważ konieczne staje się budowanie w trudniejszych niż dotychczas warunkach gruntowo-wodnych a obciążenia na podstawy fundamentów stale wzrastają i są bardziej skomplikowane. Ponadto zaostrzają się wymagania dotyczące szybkości wykonawstwa robót fundamentowych. Geotechnika budowlana może tym coraz trudniejszym zadaniom sprostać dzięki rozwojowi teorii mechaniki gruntów i wdrażaniu nowych metod badań gruntu "in situ" a ponadto dzięki wprowadzeniu do wykonawstwa nowoczesnych maszyn oraz dzięki rozwojowi konstrukcji inżynierskich z zastosowaniem nowych materiałów konstrukcyjnych i uzupełniających.

Autor

1. WŁAŚCIWOŚCI FIZYKOCHEMICZNE GRUNTÓW

1.1. Powierzchnia graniczna cząstek gruntowych

Grunt jest tworzywem nieciągłym składającym się z oddzielnych ziarn i cząstek. Ziarno gruntu jest to składnik struktury gruntu, którego najmniejszy wymiar lub średnica ma więcej niż 0,05 mm. Cząstką natomiast nazywamy składnik gruntu taki, którego największy wymiar ma mniej niż 0,05 mm. Ziarna i cząstki można by określić jednoznacznie wymiarem liniowym jedynie w przypadku, gdyby miały kształt kuli lub sześcianu. Cząstki pyłu i większe ziarna gruntu mają, w przybliżeniu, kształty wymienione wyżej. Cząstki iłu odbiegają znacznie od tych kształtów.

Grunt określa się również jako ośrodek dwufazowy (woda - szkielet gruntowy lub powietrze - szkielet gruntowy), często nawet trójfazowy (woda - - szkielet gruntowy - powietrze). Możemy odróżnić więc trzy schematy uzależnione od ilościowego stosunku objętości poszczególnych faz. W schemacie pierwszym pory są całkowicie wypełnione wodą. Schemat drugi przedstawia fazę powietrzno-suchą, w nim pory są wypełnione tylko gazem. Schemat trzeci jest układem trójfazowym i stanowi najtrudniejsze zadanie do rozwiązania w sensie modelu mechanicznego. Geotechnikę interesuje wzajemne oddziaływanie ziarn i cząstek gruntu. Oddziaływanie to jest funkcją kształtu ziarn i cząstek, wielkości i rodzaju ich powierzchni granicznej oraz wzajemnej odległości między cząstkami.

Właściwości i zjawiska fizykochemiczne są funkcją powierzchni granicznej. Powierzchnią właściwą nazywamy stosunek łącznej powierzchni granicznej cząstek i ziarn gruntu do łącznej ich objętości:

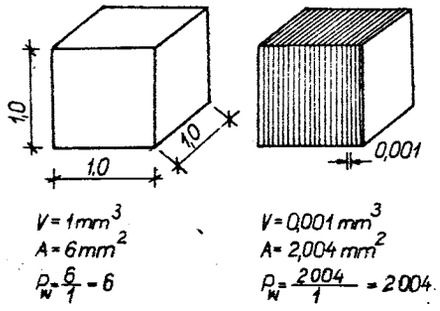
$$P_w = \frac{\sum A}{\sum V}, \qquad (1.1)$$

gdzie:

A - powierzchnia graniczna pojedynczej cząstki,

V - objętość pojedynczej cząstki.

W układach o małym rozdrobnieniu i niewielkiej powierzchni właściwej zjawiska fizykochemiczne nie mają istotnego znaczenia. W układach o dużym rozdrobnieniu powierzchnia właściwa rośnie (rys.1.1), a z jej wzrostem zwiększa się aktywność fizykochemiczna cząstki. Układy o dużym rozdrobnieniu zawierają minerały iłowe, które są bardzo rozpowszechnione i stanowią około 70% powierzchni skorupy ziemskiej.



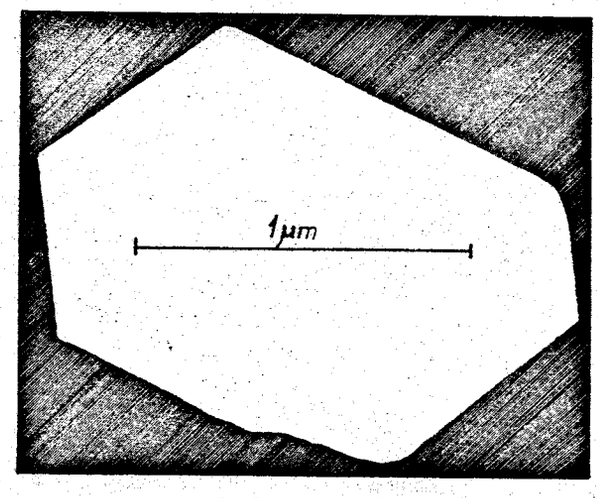
Rys.1.1. Obliczenie porównawcze powierzchni właściwej

Jeśli znajdują się one w podłożu budowli mogą być przyczyną poważnych problemów o różnorodnym charakterze (konsolidacja, osiadanie, pęcznienie, wytrzymałość na ścinanie, ciśnienie wody w porach, pełzanie, osuwiska itp.). Minerały iłowe mają szerokie zastosowanie w różnych dziedzinach przemysłu.

1.2. Skład mineralogiczny

Grunty rozdrobnione pochodzą ze skał i powstały w wyniku erozji mechanicznej i chemicznej. Erozja mechaniczna powodowała rozdrobnienie bloków skalnych na okruchy wskutek działania zmian temperatury, wiatrów i wody. Gdy rozdrobnienie to doprowadziło do zmielenia okruchów skalnych na pył, rozpoczęło się działanie czynników chemicznych, przeobrażające pierwotne minerały skałotwórcze w minerały pochodne, stanowiące główne składniki frakcji iłowej. Minerałami, ułożonymi według stopnia aktywności chemicznej, wskazującej na trwanie w nich procesów chemicznych, są: montmorylonity, illity i kaolinity.

Najmniej aktywne chemicznie są kaolinity: w stosunku do montmorylonitów są one bardziej "gruboziarniste". Cząstka kaolinitu (rys.1.2) ma wymiary około 1 x 1 x 0,1 μm i więcej, montmorylonitu zaś - 0,1 x 0,1 x 0,1 μm i mniej. Illit zajmuje położenie pośrednie. Ponadto spotykane są cząstki innych minerałów w kształcie długich, cienkich igieł.



Rys.1.2. Cząstka kaolinitu

Grunty mineralne dzielą się na dwa podstawowe rodzaje: niespoiste i spoiste. Różnice między gruntami niespoistymi i spoistymi są następujące:

1. Ziarna większe składające się z kwarcu są składnikiem podstawowym gruntów niespoistych. Ziarna te mają kształty zwarte, wahające się pomiędzy czworościanem a kulą. Ich aktywność chemiczna jest mała, a zjawiska powierzchniowe nie mają znaczenia dla właściwości mechanicznych. Ziarna gruntu niespoistego można traktować jako całkowicie od siebie niezależne.
2. Materiał przeobrażony gruntów spoistych jest chemicznie aktywny. Kształt cząstek gruntu spoistego jest blaszkowaty lub iglasty. Kształt ten jest powodem znacznej intensyfikacji zjawisk powierzchniowych. Bardzo małe wymiary cząstek zezwalają również na ujawnienie działania sił powierzchniowych. Grunty spoiste są spójne. O ile zagęszczenie gruntów niespoistych zależy przede wszystkim od sposobu ułożenia ziarn i zmienia się w niezbyt znacznych granicach, to zagęszczenie gruntów spoistych może zmieniać się w szerokich granicach i zależy przede wszystkim od zawartości w nich wody. Dlatego też grunt ilasty przy różnym nasyceniu wodą może być zarówno cieczą o małej lepkości jak i zwartym ciałem stałym o znacznej wytrzymałości na ścinanie.

Grunty niespoiste są to na ogół ziarna kwarcu lub skaleni, mechanicznie rozdrobnione, o małym zaawansowaniu przeobrażeń chemicznych. W żwirach i piaskach spotyka się nieraz znaczne kamyki niezwietrzałych skał pierwotnych.

W gruntach spoistych przeważają materiały pochodzące ze skaleni i mik.

Prawie wszystkie minerały mają budowę krystaliczną, która wyróżnia się ściśle określonymi prawidłowościami budowy wewnętrznej i zewnętrznej. W sieciach krystalicznych minerałów atomy oddziaływają na siebie tworząc następujące rodzaje wiązań: jonowe, atomowe, metaliczne, wodorowe i międzycząsteczkowe. Energia molowa atomów jest różna i jej wartości zestawione są w tabeli 1.1.

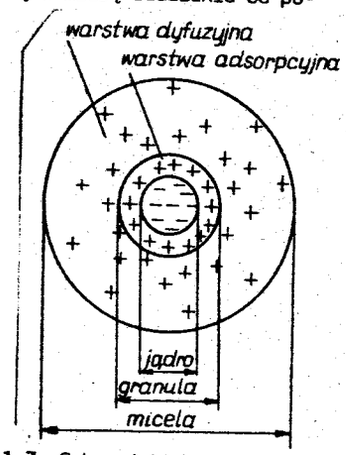
Tabela 1.1.

Energia różnych typów wiązań chemicznych

Wiązania	Energia molowa $[J \cdot mol^{-1}]$
jonowe	314000 - 1256040
atomowe	209340 - 1256040
metaliczne	209340 - 837360
wodorowe	4186 - 41868
międzycząsteczkowe	418 - 12560

1.3. Budowa elektrokinetyczna cząstki

Wzajemne oddziaływanie wody wypełniającej pory gruntowe i fazy stałej prowadzi do zmiany układu i struktury gruntu oraz zmiany w składzie i strukturze poszczególnych cząstek gruntowych. Zmiany te nasilają się ze wzrostem energii powierzchniowej cząstek gruntowych i ze wzrostem ich rozdrobnienia. Większość cząstek gruntowych w naturalnym środowisku obdarzona jest ujemnym ładunkiem elektrycznym. Obdarzona ujemnym ładunkiem elektrycznym cząstka gruntowa zostaje otoczona warstwą kationów (jonów dodatnio naładowanych). Ujemnie naładowana powierzchnia cząstki i otaczające ją kationy tworzą podwójną warstwę elektryczną. Rozmieszczenie jonów w roztworze w pobliżu fazy stałej następuje pod wpływem sił elektrostatycznego oddziaływania przy współudziale ruchów cieplnych. Siły elektrostatycznego oddziaływania powodują skupianie się jonów obdarzonych przeciwnym ładunkiem w pobliżu fazy stałej, siły ruchu cieplno-molekularnego natomiast dążą do równomiernego ułożenia jonów w roztworze. W wyniku dwóch przeciwnie działających sił, w pobliżu fazy stałej ustala się stan równowagi. Koncentracja jonów o ładunku przeciwnym ładunkowi cząstek zmniejsza się w miarę oddalania od powierzchni cząstki. Warstwa jonów uporządkowana według tej zasady nosi nazwę jonowej warstwy dyfuzyjnej. W odróżnieniu od niej warstwa adsorpcyjna zbudowana jest z jonów położonych w bezpośrednim sąsiedztwie fazy stałej (rys.1.3). W pewnej odległości od granicy fazy stałej cząstki gruntowej siły elektrostatycznego przyciągania są równe sile wywołującej ruch cieplny jonów. Odległość ta określa grubość warstwy dyfuzyjnej. Cząstki koloidalne (< 0,0002 mm) otoczone adsorpcyjnymi i dyfuzyjnymi warstwami jonów noszą nazwę micel.



Rys.1.3. Schemat budowy koloidalnej miceli

Jony wchodzące w skład koloidalnej miceli mogą się kontaktować z jonami występującymi w wodzie porowej, pomiędzy nimi zachodzą reakcje wymiany. Jony wchodzące w reakcje wymiany noszą nazwę jonów wymiennych.

1.4. Zjawiska fizykochemiczne gruntów

Cząsteczki wody obdarzone ruchem cieplnym i pozostające pod wpływem pola elektrycznego niszczą sieć krystaliczną rozpuszczalnych minerałów w procesie rozpuszczania gruntów. W rezultacie rozpuszczania i postępującego wymywania zmianie ulegają między innymi właściwości fizykochemiczne gruntów. Tworzą się także w masywie ubytki o różnych rozmiarach.

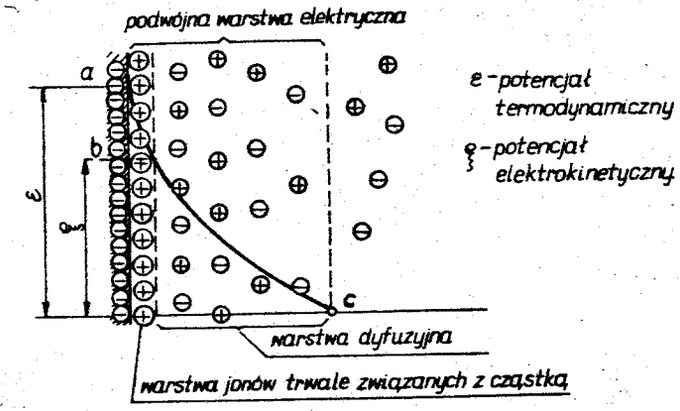
Względnemu poruszaniu się faz (stałej i ciekłej) w układzie szkielet gruntowy - woda porowa towarzyszą zjawiska elektrokinetyczne, takie jak: elektroosmoza, elektroforeza, potencjał przepływu i potencjał sedymentacji.

Zjawisko elektroosmozy w gruncie polega na przemieszczaniu się wody w porach pod wpływem zewnętrznego pola elektrycznego. W większości przypadków elektroosmotyczne przemieszczanie się wody w gruncie odbywa się od anody do katody. Elektroforezą nazywa się zjawisko polegające na przemieszczaniu się w cieczach cząstek dyspersyjnych (cząstek iłu lub gliny) w kierunku jednej z elektrod.

W związku z ujemnym ładunkiem powierzchni cząstek gruntowych, przemieszczanie się w elektroforezie odbywa się najczęściej w kierunku anody.

Powierzchnie cząstek mineralnych gruntu są obdarzone ładunkiem elektrycznym. Przy przemieszczaniu się cieczy względem cząstek powstaje potencjał elektryczny. Wielkość i znak potencjału elektrokinetycznego zależą od składu mineralogicznego cząstek gruntu, od wilgotności gruntu, od ilości i jakości jonów znajdujących się w roztworze wodnym i od temperatury gruntu. Przy opadaniu cząstek powstaje potencjał sedymentacji, przy przemieszczaniu zaś cieczy w środowisku porowatym - potencjał przepływu.

Siły elektryczne powierzchni ciała stałego wytwarzają wokół cząstki podwójną warstwę elektryczną (rys.1.4). Różnica potencjałów pomiędzy a i c nosi nazwę potencjału termodynamicznego, natomiast część tej różnicy (pomiędzy b i c) odpowiadająca spadkowi w warstwie dyfuzyjnej nosi nazwę potencjału elektrokinetycznego.



Rys.1.4. Schemat podwójnej warstwy elektrycznej

Elektroosmotyczne przemieszczanie się wody w porach gruntu w stałym polu elektrycznym zależy od współczynnika ruchliwości jonów, który odzwierciedla właściwości elektrokinetyczne gruntu, geometrię przestrzeni porowej i właściwości roztworu porowego. Pomimo małej wartości współczynnika ruchliwości jonów (dla iłów plastycznych wynosi $2 - 3 \cdot 10^{-5}$ $cm^2 \cdot V^{-1} \cdot s^{-1}$) prędkość elektroosmotycznego przemieszczania się wody w iłach przekracza prędkość filtracji. Z tego powodu elektroosmozę stosuje się w celach odwadniania i zagęszczania gruntów spoistych o małej filtracji. Podczas elektroosmozy gruntu spoistego wytwarza się w wodzie porowej znaczne ujemne ciśnienie porowe, powodujące zagęszczenie gruntu.

Grunty jako tworzywo porowate, przepuszczające mieszaniny ciekłe i gazowe, zatrzymują często zawarte w nich substancje. W rezultacie tego grunty adsorbują jony, molekuły lub koloidalne czy ilaste cząstki. W wyniku tego procesu następuje zmiana składu, stanu i właściwości gruntów.

Fizykochemiczną przydatność gruntów wykorzystuje się do przeprowadzania analiz granulometrycznych. Wprowadzając do gruntu jednowartościowe kationy wywołuje się rozpad naturalnych agregatów gruntu. W wyniku tego otrzymuje się grunty efektywnie rozdrobnione i przygotowane do analiz. Inną metodą wykorzystującą zdolność adsorpcji gruntów jest kolmatacja gruntów. Przez proces kolmatacji rozumie się wypełnianie pustek ciała porowatego bardziej drobnymi cząstkami osadzonymi prądem cieczy, w wyniku czego zmniejsza się zdolność filtracji danego ciała porowatego. Kolmatacja piasków nie zawsze się udaje. Czasami cząstki ilaste nie przenikają do gruntu piaszczystego, lecz zatrzymują się na jego powierzchni i tworzą ekran ilasty powodujący zmniejszenie przepuszczalności. W przypadku naruszenia tego ekranu filtracja wody pojawia się z nasileniem uzyskanym uprzednio.

Korozja podziemna wyraża się niszczeniem konstrukcji metalowych przy działaniu z gruntem. Korozja metali w gruntach jest procesem natury elektrochemicznej. Przyczynami korozji podziemnej są:

a) wilgotność gruntu w otoczeniu konstrukcji metalowych, w wyniku której powstają centra korozyjne,
b) zjawisko elektrolizy zachodzącej w gruntach pod wpływem prądów błądzących wokół rurociągów,
c) wpływ znajdujących się w gruncie mikroorganizmów, wywołujących zjawisko biokorozji.

Aktywność korozyjna gruntu charakteryzuje prędkość pojawiania się korozji metali. Aktywność ta zależy od składu i stężenia soli, wilgotności, występowania gazów, struktury, przewodnictwa elektrycznego i zawartości bakterii w gruncie. Stopień skłonności gruntu do ułatwienia elektrochemicznych procesów korozyjnych ocenia się w przybliżeniu, określając któryś z głównych czynników. W celu scharakteryzowania aktywności korozyjnej gruntów najczęściej podaje się wartość oporu właściwego. Gdy jest ona mała, natężenie prądu tworzącego centra korozyjne może osiągnąć rozmiary zagrażające bezpieczeństwu konstrukcji. Im opór elektryczny gruntu jest mniejszy, tym większa jest możliwość korozji.

1.5. Właściwości tiksotropowe gruntów

Tiksotropia należy również do zjawisk fizykochemicznych gruntu. Omawia się ją odrębnie z uwagi na jej duże znaczenie dla praktyki inżynierskiej. Przez pojęcie tiksotropiii lub zjawisk tiksotropowych rozumie się możliwość rozrzedzenia pewnych układów koloidalnych pod wpływem działania mechanicznego (mieszanie, wstrząsanie, wibracja, działanie ultradźwięków itp.), a następnie powrotu do poprzedniego stanu, w którym ośrodek wykazuje cechy ciała stałego, gdy działanie to ustanie. Podobne przejścia odwracalne zachodzą dość często w gruntach piaszczystych - koloidalnych bez zmiany ich wilgotności i temperatury. Zmniejszenie nośności tych gruntów pod działaniem obciążeń dynamicznych ma miejsce w wyniku naruszenia struktury naturalnej gruntu i może przejawiać się w jego rozrzedzeniu i utracie wytrzymałości. Zjawisko tiksotropii można zaobserwować na budowach, gdy pod wpływem wibracji powodowanych przez gąsienice spycharek lub koparek grunt się upłynnia. Wzmocnienie tiksotropowe, występujące po ustaniu działania na grunt, spowodowane jest tworzeniem nowych wiązań strukturalnych, zwiększeniem ich ilości i siły. Zjawisko tiksotropii jest to więc izotermiczne odwracalne przechodzenie zolu iłowego (zawiesiny) w sztywny żel. Przemiana odwrotna, tj. z żelu w zol, zachodzi pod wpływem działania mechanicznego. Zarówno osłabienia jak też wzmocnienia tiksotropowe mogą być znaczne i powinny być brane pod uwagę przy projektowaniu budowli.

Przyczyna zmian tiksotropowych związana jest z właściwościami wiązań wodno-koloidalnych i koagulacyjnych pomiędzy cząstkami gruntu. Wiązania te istnieją dzięki siłom przyciągania molekularnego cząstek przez izolujące je cienkie błonki wodne (woda błonkowa). Cienka warstwa ośrodka ciekłego pomiędzy cząstkami w miejscach kontaktu obniża wytrzymałość, jednak zapewnia łatwą i pełną odwracalność oraz ruchliwość. Grunty, których wytrzymałość jest uzależniona od wiązań koagulacyjnych, po ich naruszeniu odzyskują po pewnym czasie wytrzymałość pierwotną. Wytrzymałość wiązań strukturalnych gruntów zależy od stopnia płynności, którego wartość mierzy się średnim promieniem podstawy próbki (w milimetrach) odkształconej w specjalnym aparacie w ciągu 20 sekund. Aparat ten jest wibratorem, na którego płytkę wibracyjną przekazywane są drgania o częstotliwości 4000 drgań na minutę i amplitudzie 1 mm. Płytka wibracyjna ma specjalną igłę, na którą nasadza się próbkę badanego gruntu o wymiarach - promień 8 mm, wysokość 20 mm. Im wyższy jest stopień płynności gruntu, tym większa jest utrata jego tiksotropowej wytrzymałości.

Właściwości tiksotropowe zależą również od wilgotności gruntów. Przy intensywnym działaniu wibracyjnym na grunty spoiste, o wilgotności mniejszej od granicy plastyczności, mogą zachodzić zmiany tiksotropowe (przejście żelu w zol, a po ustąpieniu wibracji przejścia zolu w żel).

Zmiany tiksotropowe w gruntach wykorzystuje się w budownictwie oraz przy prowadzeniu robót wiertniczych. Zawiesinę tiksotropową można przyrządzić z wysuszonych i sproszkowanych iłów lub z iłów o wilgotnościach naturalnych. Aby zawiesina tiksotropowa była aktywna dodaje się pewną ilość chemikaliów, takich jak: szkło wodne, szkło sodowe, siarczek sodu lub siarczan glinu z węglanem sodu przy różnych stosunkach wzajemnych.

Zastosowanie tiksotropowych zawiesin iłowych jest następujące:

1. Do zmniejszenia tarcia przy wbijaniu pali i opuszczaniu studni.
2. Do uszczelniania gruntów gruboziarnistych i wykonywania zapór szczelnych.
3. Do zapraw i zawiesin cementowych (jako dodatek).
   Mieszaniny iłu tiksotropowego i zapraw cementowo-piaskowych mogą być stosowane jako beton w budownictwie wodnym, jako środek wzmacniający i wypełniający przy zabezpieczeniu przed szkodami górniczymi.
4. Przy budowie tam spiętrzających - przy nakładaniu ekranu wodoszczelnego ze specjalnej mieszaniny gruntowej o konsystencji miękko-plastyczno-płynnej i odznaczającej się silnie tiksotropowymi właściwościami.
5. Jako płuczka iłowa przy wierceniach poszukiwawczych i eksploatacyjnych w przemyśle naftowym, przy zastosowaniu systemu wierceń obrotowych.

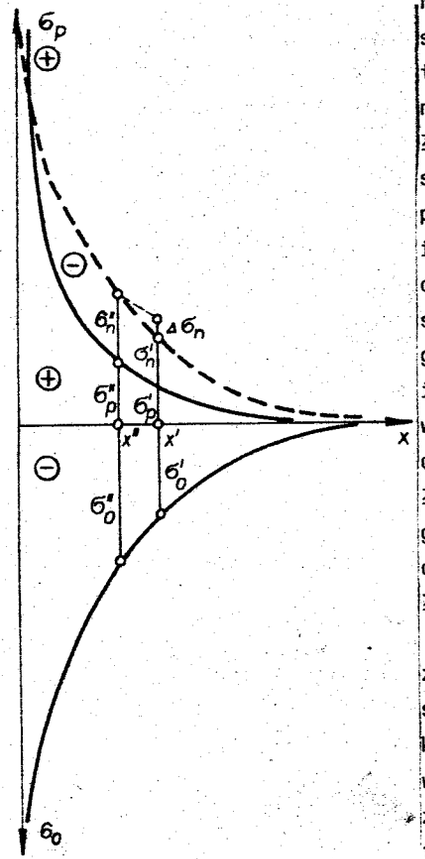
Klasycznie tiksotropowym gruntem jest bentonit, używany jako domieszka do piasków fornierskich.

1.6. Siły działające między cząstkami gruntu

Między cząstkami gruntu istnieją dwa rodzaje sił wewnętrznych: siły odpychające i siły przyciągające (van der Waalsa lub siły wiązania wtórnego). Jeśli dwie cząstki iłowe znajdujące się w wodzie i oddalone od siebie zbliżymy, to zaczną one od pewnej odległości oddziaływać na siebie. Ponieważ każda cząstka gruntowa obdarzona jest ładunkiem ujemnym, będą się one odpychały. Ładunek ujemny cząstki iłowej równoważą kationy podwójnej warstwy. Dwie zbliżające się cząstki zaczną się odpychać, gdy ich podwójne warstwy zetkną się. Siła odpychająca między dwiema sąsiednimi cząstkami zależy od grubości podwójnych warstw otaczających takie dwie cząstki. Oprócz sił odpychających między zbliżającymi się cząstkami działa siła przyciągania, która jest siłą van der

Waalsa lub siłą wiązania wtórnego. Siła przyciągania jest niezależna od właściwości płynu znajdującego się między cząstkami gruntu.

Zagadnienia sił wewnętrznych obrazuje w sposób jakościowy rysunek 1.5. Na osi odciętych podane są średnie (statystyczne) odległości między cząstkami gruntu spoistego. Na osi rzędnych jako dodatnie oznaczono siły przyciągające σ_p działające między cząstkami oraz jako ujemne siły odpychania σ_o. Siły przyciągania na powierzchniach granicznych cząstek są duże i w pewnych nieznacznych odległościach spadają do zera. Na większych odległościach siły odpychania są większe od sił przyciągania. Jeśli zsumujemy siły odpychające i przyciągające, to otrzymamy na wykresie wypadkową. Ta wypadkowa jest na znacznej długości wykresu ujemna, a na małych odległościach dodatnia. Oznacza to, że cząstki gruntowe są na ogół odpychane. Przy bardzo dużym zbliżeniu są przyciągane i mogą połączyć się ze sobą trwale.



Rys.1.5. Wielkości sił działających na powierzchniach sąsiednich cząstek (w zależności od odległości cząstek)

Na cząstkę gruntową mogą działać siły zewnętrzne, a mianowicie: siły ciężkości, siły zewnętrzne w postaci obciążeń i siły kapilarne. Jeśli zwiększymy obciążenie zewnętrzne o Δq, to w szkielecie gruntowym zwiększy się o naprężenie o $\Delta\sigma_n$. Powoduje to zbliżenie cząstek. Siły dociskające cząstki zostaną wówczas zrównoważone przez siły odpychania. W chwili kiedy zmniejszymy obciążenie zewnętrzne, siły odpychania są większe od sił przyciągania. Siły odpychające i przyciągające, działające między dwiema cząstkami, są sobie równe w warunkach równowagi.

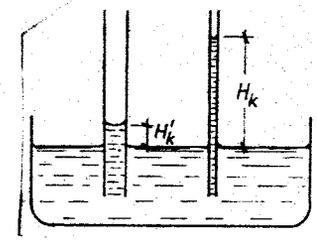
1.7. Kapilarność

Fazę ciekłą charakteryzuje występowanie sił oddziaływania międzycząsteczkowego, zwanych ogólnie siłami spójności (kohezji). Cząsteczki cieczy znajdujące się na granicach rozdziału fazy ciekłej i gazowej przyciągane są przez inne cząsteczki cieczy w kierunku wnętrza cieczy. Warstwa powierzchniowa przyciąganych cząsteczek tworzy błonkę sprężystą i kurczliwą, znajdującą się w stanie napięcia zwanego napięciem powierzchniowym cieczy. Cząsteczki cieczy znajdujące się na granicy cieczy i ciała stałego przyciągane są przez cząsteczki cieczy i przez cząsteczki ciała stałego. Siły oddziaływania między cząstkami ciała stałego i cieczy nazywają się siłami przylegania (adhezji).

Pory w gruncie tworzą kanaliki. Zbiór kanalików można traktować jako połączone naczynia kapilarne. Zawartość wody znajdującej się w kapilarach powyżej zwierciadła wody nazywa się kapilarną wilgotnością gruntu. Zjawisko kapilarnego podnoszenia się wody można przedstawić zanurzając do wody koniec szklanej rurki o bardzo małym przekroju. Wysokość kapilarnego podniesienia się wody zależy od wielkości średnicy rurki. Im węższa rurka, tym woda podnosi się wyżej (rys.1.6). Kapilarność (włoskowatość) jest wynikiem dwu zjawisk:

- adhezji (przyczepności),
- ciśnienia powierzchniowego wody.

Górna powierzchnia wody w kapilarach ma formę wklęsłą (tzw. menisk). Menisk styka się z powierzchnią ścianek rurki pod kątem α, zwanym kątem zmoczenia. Wielkość kąta zależy od materiału ścianek i od rodzaju zanieczyszczeń na ściankach.



Rys.1.6. Wysokość podnoszenia się wody w kapilarach

Kapilara wstawiona do wody pokrywa się wodą błonkową wewnątrz i na zewnątrz rurki, przez co zwiększa się powierzchnia graniczna między wodą a powietrzem. Siła ciężkości wody kapilarnej wynosi (rys.1.7)

$$G = H_k \pi r^2 \varrho_w g \ . \qquad (1.2)$$

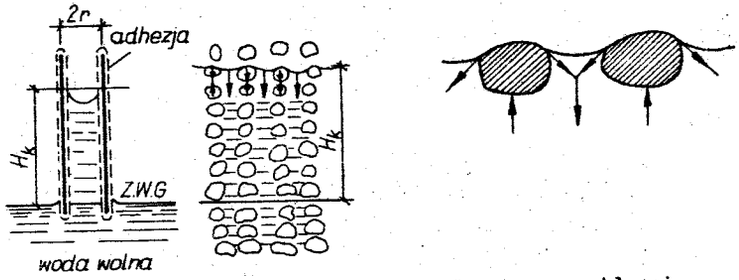
Siła napięcia powierzchniowego wynosi

$$Q_p = 2\pi r \ \sigma_n \ ; \qquad (1.3)$$

ponieważ $G = Q_p$,

$$H_k = \frac{2\pi r\,\sigma_n}{\pi r^2 \varrho_w g} = \frac{2\,\sigma_n}{r\,\varrho_w g}$$

$\varrho_w = t \cdot m^{-3}$ - gęstość właściwa wody. Napięcie powierzchniowe wody przy 10^oC wynosi $\sigma_n = 0{,}075\ N \cdot m^{-1}$; $g = 10\ m \cdot s^{-2}$.



Rys.1.7. Kapilarne podciąganie wody w rurce szklanej i szkielecie gruntu

Zatem

$$H_k = \frac{0{,}15}{r}\ [cm] \qquad (1.4)$$

gdzie H_k, r podane są w cm.

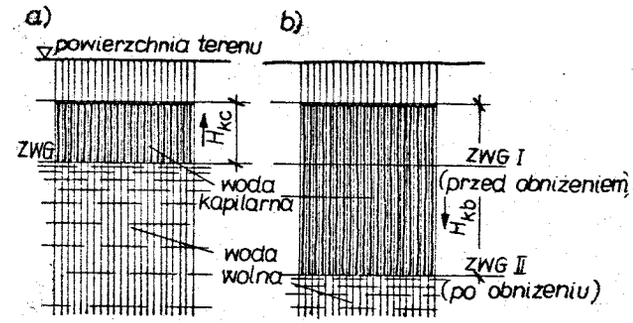
Tabela 1.2.

Wysokość kapilarnego podciągania różnych gruntów

Żwir	⩽ 0,03 m	pył	2 - 5 m
Piasek gruby	0,04 - 0,15 m	glina	5 - 15 m
Piasek średni	0,15 - 0,30 m		
Piasek drobny	0,30 - 0,50 m	ił piaszczysty	15 - 50 m
Piasek pylasty	0,5 - 2 m	ił	> 50 m

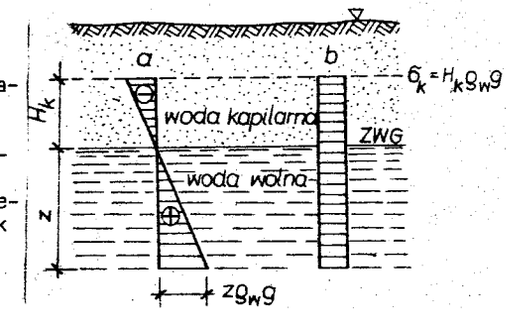
Zjawisko podnoszenia się wody w kapilarach do góry (tab.1.2), w stosunku do zwierciadła wody wolnej, nazywa się kapilarnością czynną. W przypadku gdy następuje obniżenie się poziomu zwierciadła wody w stosunku do poziomu wody w kapilarach, mamy do czynienia z kapilarnością bierną. Zawsze jest tak, że $H_{kb} > H_{kc}$.

Kapilarnością bierną nazywamy utrzymywanie się wody w porach gruntu na tym samym poziomie, przy obniżeniu zwierciadła wody gruntowej (rys.1.8).



Rys.1.8. Kapilarność: a) czynna, b) bierna ($H_{kb} > H_{kc}$)

Gdy w porach dużych woda podnosi się do góry, to przezwycięża tylko siły ciężkości. Gdy pory są bardzo drobne i wypełnione wodą błonkową, to pokonuje ona siły swojej ciężkości i siły przyciągania. Zjawisko podnoszenia się wody lub jej utrzymywania się ponad zwierciadłem swobodnym wskazuje na to, że w wodzie kapilarnej występuje podciśnienie, a w szkielecie gruntowym - ściskanie (rys.1.9).



Rys.1.9. Rozkład ciśnień w wodzie kapilarnej i w szkielecie gruntowym: a) znak minus - ciśnienie w wodzie kapilarnej, niższe od atmosferycznego; znak plus - ciśnienie w wodzie wyższe od atmosferycznego, b) ciśnienie w szkielecie gruntowym na skutek masy zawieszonej wody kapilarnej

Zjawisko podciągania wody ku górze wiąże się z możliwością występowania w wodzie wytrzymałości na rozciąganie. Przy kapilarności biernej grunt jest ściskany i ściskanie to może konsolidować grunt na stałe

$$\sigma_k = H_k \varrho_w g\ , \qquad (1.5)$$

gdzie:

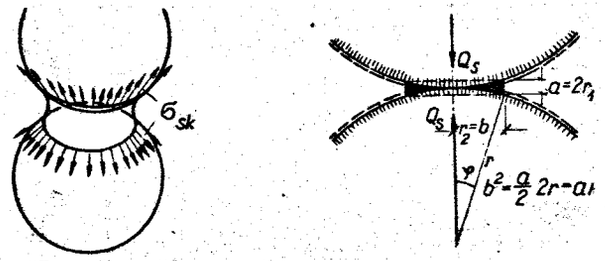
σ_k - naprężenie ściskające w szkielecie gruntowym [kPa],

H_k - wysokość słupa wody kapilarnej ponad poziomem swobodnym zwierciadła [m],

g - przyspieszenie ziemskie [$m \cdot s^{-2}$],

ϱ_w - gęstość właściwa wody [$t \cdot m^{-3}$].

Zjawiska kapilarności mają duże znaczenie w gruntach częściowo zawilgoconych, gdzie istnieją siły, które dociskają oddzielne cząstki poprzez meniski w punktach styku (rys.1.10).



Rys.1.10. Widok i przekrój działania menisku wody w miejscu styku dwóch cząstek

Wartość siły dociskającej Q_s oblicza się następująco

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

$$\approx \pi b^2 \sigma_{np} \frac{2}{a} \approx 2 \sigma_{np} \frac{1}{a} \pi r a \approx 2 \sigma_{np} \pi r . \qquad (1.6)$$

Stąd naprężenie ściskające w równoziarnistym szkielecie gruntowym wynosi

$$\sigma_{sk} \approx \frac{Q_s}{(2r)^2} = \frac{\sigma_{np}\pi}{2r} . \qquad (1.7)$$

1.8. Oznaczanie kapilarności biernej

Kapilarność bierna gruntu H_{kb} jest równa wielkości podciśnienia (mierzonego w centymetrach słupa wody), przy którym powietrze przebija się przez próbkę gruntu podczas jej badania. Kapilarność oznacza się dla gruntów niespoistych lub dla gruntów o nieznacznej spoistości ($H_{kb} \leqslant 170$ cm), aby ocenić niebezpieczeństwo tworzenia się wysadzin w gruncie podczas jego zamarzania oraz obliczyć dodatkowe obciążenia podłoża gruntowego wskutek obniżenia zwierciadła wody gruntowej.

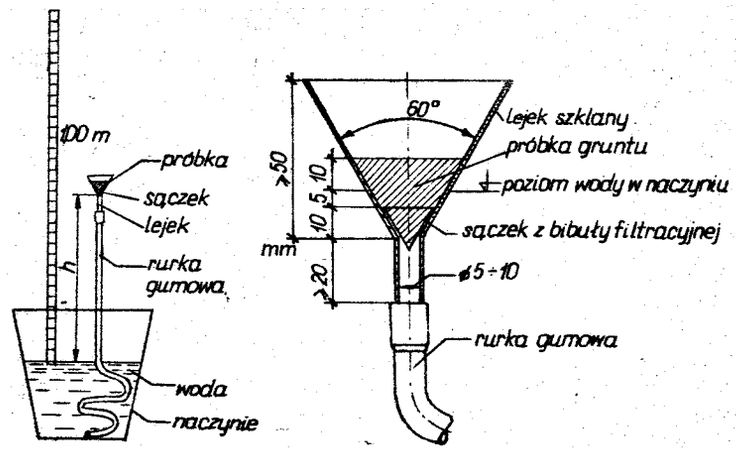
Wysadzina jest to zjawisko zlodzenia wewnętrznego w gruncie, powstające przy zamarzaniu gruntów nasyconych wodą. Polega ono na stopniowym wznoszeniu się gruntu ku górze w okresie zimowym; w okresie wiosennym, przy odmarzaniu, grunt w swej górnej warstwie ulega rozrzedzeniu topniejącą wodą.

Oznaczenia kapilarności biernej gruntu H_{kb} nie wykonuje się jeżeli:

a) grunt wykazuje spoistość wystarczającą do uformowania kulki o średnicy 7-8 mm,

b) grunt zawiera więcej niż 50% ziarn o średnicy przekraczającej 2 mm,

c) grunt nie jest makroskopowo jednorodny.



Rys.1.11. Przyrządy do badania kapilarności biernej

Przed oznaczaniem kapilarności przeprowadza się badanie makroskopowe gruntu i sporządza jego opis. Grunt powietrzno-suchy rozciera się do stanu sypkiego (rozciera się ewentualne grudki), odsiewa z niego ziarna o średnicy większej niż 2 mm i pobiera metodą ćwiartkowania 5 próbek o masie po około 0,02 kg. Trzy próbki służą do badania kapilarności a pozostałe dwie próbki - do ewentualnych badań dodatkowych w przypadku nieuzyskania wymaganej dokładności. Badanie kapilarności przeprowadza się zanurzając stopniowo rurkę z lejkiem w wodzie (rys.1.11). Przy zanurzeniu należy zwracać uwagę na dobre odpowietrzenie rurki i lejka. Następnie wkłada się do lejka sączek filtracyjny przytrzymując go na dnie lejka pod wodą. Przygotowaną do badania próbkę gruntu wsypuje się małymi porcjami do lejka, każdorazowo ugniatając lekko jej powierzchnię. Po ugnieceniu powierzchnia próbki, poziom wody oraz sączek powinny mieć położenie w lejku takie, jak pokazano na rysunku 1.11. Próbki gruntu i woda powinny mieć temperaturę różniącą się mniej niż $\pm 2^{o}C$ od temperatury otoczenia. Badanie przeprowadza się w dwu etapach.

Czynności wstępne:

1. Lejek z próbką gruntu należy podnosić równomiernie (bez drgań, z prędkością około 1 cm/s), do chwili gdy pod próbką utworzy się pęcherzyk powietrza.
2. Zmierzyć różnicę poziomów spodu próbki gruntu i zwierciadła wody w naczyniu. Różnicę przyjmuje się za wstępną wielkość H'_{kb}.

Badanie właściwe:

1. Przeprowadza się je równolegle na dwu następnych próbkach.
2. Badanie wykonuje się jak w czynnościach wstępnych, z tym że lejek podnosi się do wysokości 0,7 H'_{kb}, pozostawiając go nieruchomo w ciągu 5 min; w tym czasie obserwuje się czy w rurce szklanej lejka, pod sączkiem, nie utworzył się pęcherzyk powietrza.
3. Po upływie 5 min przesuwa się lejek równomiernie do położenia wyższego (o 5 cm, z prędkością 1 cm/s) i pozostawia się lejek nieruchomo na okres dalszych 5 minut.
4. Postępowanie jak w punkcie 3, powtarza się do chwili, gdy pod sączkiem powstanie pęcherzyk na skutek przebicia się powietrza przez próbkę.
5. W chwili powstania pod sączkiem pęcherzyka powietrza notuje się czas T (w minutach, z dokładnością do jednej minuty), który upłynął od chwili zatrzymania lejka na ostatnim poziomie, oraz wysokość poziomu h [cm] ponad zwierciadłem wody w naczyniu.
6. Gdy nie utworzył się pęcherzyk powietrza pod sączkiem, przy położeniu lejka na wysokości h = 170 cm, badanie uznaje się za ukończone i przyjmuje się, że grunt jest zbyt spoisty do oznaczania H_{kb}. Badanie uważa się za nieudane, jeżeli wskutek złego odpowietrzenia rurki wystąpił ruch pęcherzyków powietrza z rurki ku górze (w kierunku sączka) lub gdy nastąpiło przebicie się powietrza między próbką a powierzchnią lejka.

Kapilarność bierną gruntu H_{kb} oblicza się ze wzoru:

$$H_{kb} = (h - 5{,}0) + \Delta h \ , \qquad (1.8)$$

w którym:

H_{kb} - kapilarność bierna badanej próbki [cm],

$\Delta h = T \cdot v$ - poprawka interpolacyjna [cm], gdzie v = 1 cm/min przy T [min],

T - wyniki według punktu 5.

Za ostateczny wynik kapilarności biernej badanego gruntu przyjmuje się średnią arytmetyczną wyników badania właściwego. Gdy wyniki dwu równoległych badań różnią się więcej niż o 0,1 H_{kb}, to trzeba wykonać badania dwu próbek dodatkowych, biorąc do obliczenia średniej arytmetycznej trzy najbardziej zbliżone do siebie wyniki. Grunt jest niewysadzinowy, kiedy kapilarność bierna wynosi mniej niż 1,0 m. Pomimo dużej włoskowatości, grunty ilaste o bardzo małym współczynniku filtracji nie są również wysadzinowe.

Do gruntów wysadzinowych zalicza się wszystkie grunty zawierające więcej niż 10% cząstek o średnicy zastępczej mniejszej niż 0,02 mm oraz wszystkie grunty ograniczne. W gruntach wysadzinowych przy oznaczaniu kapilarności biernej podciąganie wody waha się od 1,0 do 1,7 m.

1.9. Oznaczanie kapilarności czynnej

Kapilarność czynna, której oznaczanie jest bardzo ważne w budownictwie ze względu na właściwe założenie izolacji przeciwwilgociowej, jest to maksymalna wysokość, na którą podniesie się woda w porach gruntu ponad poziom swobodnego zwierciadła wody gruntowej.

Wielkość kapilarności czynnej H_{kc} zależy głównie od uziarnienia, struktury i tekstury gruntu. W zależności od rodzaju gruntu kapilarność czynna może wynosić od kilku centymetrów do kilkudziesięciu metrów (tabela 1.2). Ze względu na znaczne różnice wielkości podciągania wody w gruncie stosuje się jedną z dwóch metod badań laboratoryjnych kapilarności:

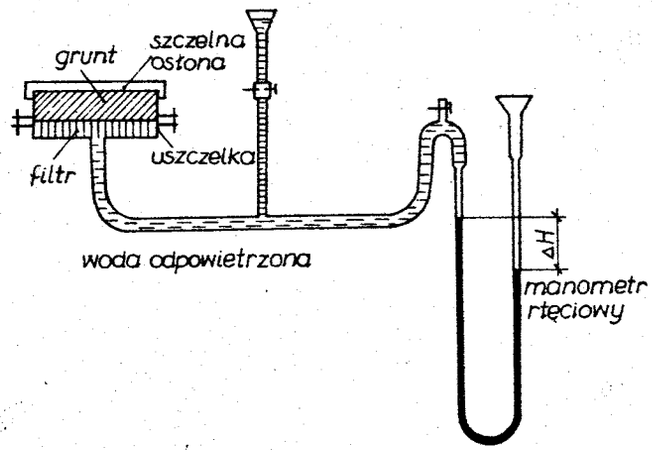
a) dla gruntów niespoistych,

b) dla gruntów spoistych.

Metoda oznaczania kapilarności czynnej dla gruntów niespoistych obejmuje następujące czynności laboratoryjne:

- do naczynia wstawia się rurkę szklaną (lub z innego materiału przezroczystego) o średnicy 4-6 cm i długości około 2,0 m,
- rurkę wypełnia się gruntem w stanie powietrzno-suchym warstwami grubości około 2,0 cm,
- każdą warstwę gruntu zagęszcza się (ubijając warstwa po warstwie ubijakiem) do wartości zbliżonej do stanu naturalnego,
- po zapełnieniu rurki wlewa się do naczynia zabarwioną wodę i po ustaleniu poziomu wody mierzy się maksymalną wysokość podniesienia wody podniesionej ponad poziom w naczyniu, równą H_{kc}. Dla określenia H_{kc}, należy według profesora Wiłuna, przyjąć tę wielkość, która nie uległa zmianie po 24 godzinach.

Dla gruntów spoistych oznaczanie kapilarności czynnej można przeprowadzić w przyrządzie przedstawionym na rysunku 1.12.



Rys.1.12. Przyrząd do oznaczania kapilarności czynnej dla gruntów spoistych według prof.Z.Wiłuna

Przed przystąpieniem do oznaczania kapilarności czynnej przyrząd napełnia się wodą odpowietrzoną tak, aby poziom wody był równy z krawędzią filtru. Próbkę gruntu spoistego w stanie powietrzno-suchym pozostawia się w wilgotnym powietrzu do momentu pełnego nasycenia wodą higroskopową i błonkową. Tak przygotowaną próbkę gruntu nakłada się na filtr i szczelnie dociska do podstawy z filtrem.

Wielkość H_{kc} wyznaczoną z różnicy poziomu rtęci w manometrze oblicza się według wzoru

$$H_{kc} = \frac{h\varrho_r}{\varrho_w} \quad [cm] \quad , \qquad (1.9)$$

gdzie:

h - odczyt z manometru rtęciowego [cm],

ϱ_r - gęstość właściwa rtęci [$g \cdot cm^{-3}$],

ϱ_w - gęstość właściwa wody [$g \cdot cm^{-3}$].

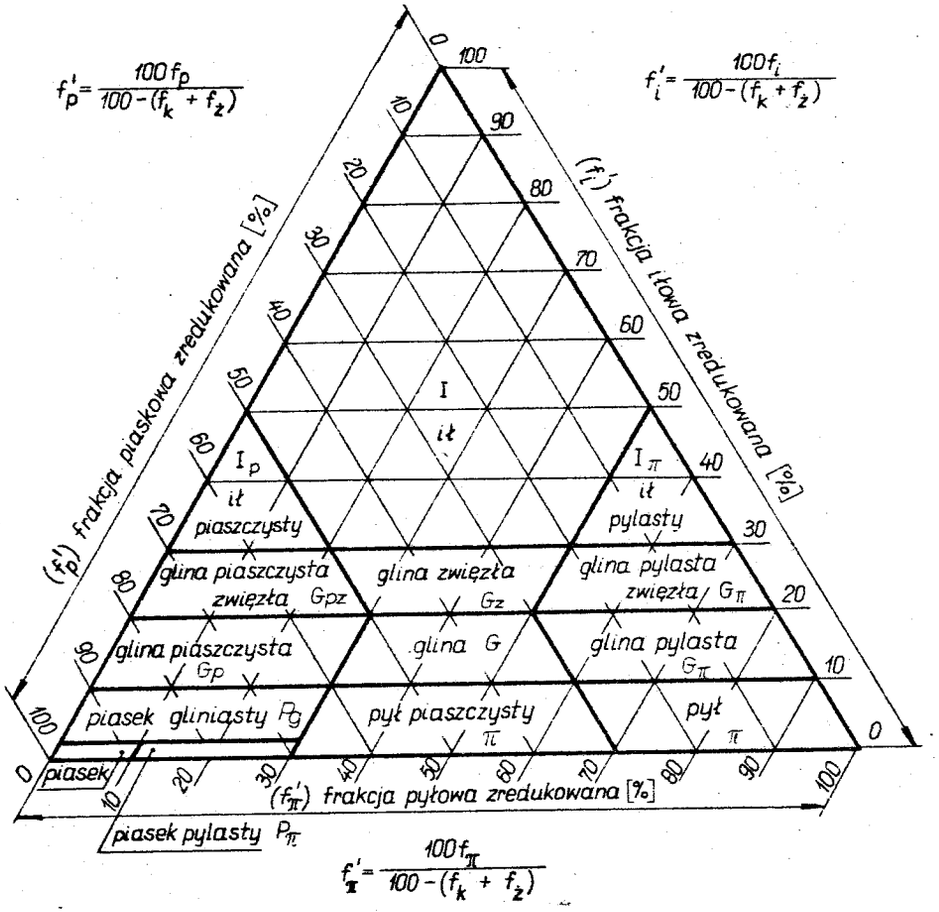
2. WŁAŚCIWOŚCI FIZYCZNE GRUNTÓW

2.1. Klasyfikacja gruntów

W zależności od powstawania gruntów rozróżniamy grunty rodzime, nasypowe, mineralne i organiczne. Gruntem rodzimym nazywamy taki grunt, który zalega w danym miejscu w wyniku naturalnych procesów geologicznych (wietrzenia, akumulacji itp.). Nazwę grunt nasypowy przypisuje się gruntowi utworzonemu na skutek działalności człowieka. Grunt nasypowy może zawierać domieszki mineralne (żużel, gruz) oraz organiczne (torf, grunty próchniczne). Gruntem mineralnym rodzimym czy nasypowym jest taki grunt, dla którego zawartość domieszek części organicznych $I_{om} \leq 2\%$ (przy badaniu zawartości części organicznych metodą utleniania). W przeciwieństwie do gruntów mineralnych gruntami organicznymi nazywamy te, które zawierają części organicznych więcej niż 2%. Grunty organiczne mogą być zarówno rodzime jak i nasypowe.

Nazwę gruntu określa się między innymi przez ustalenie procentowej zawartości poszczególnych frakcji w danej próbce gruntu. Frakcją gruntu nazywamy zbiór ziarn lub cząstek gruntu o wymiarach (d), zawartych w określonym zakresie. Podział gruntów pokazany jest w tabelach 2.1, 2.2 i 2.3.

Dla zobrazowania stosunku trzech najdrobniejszych frakcji w gruncie służy trójkąt Fereta. Za pomocą tego trójkąta możemy określić nazwę gruntu spoistego (rys.2.1). Grunty niespoiste możemy nazwać po zbadaniu ich składu granulometrycznego, posługując się tabelą 2.4. Średnice zastępcze ziarn (cząstek) d [m] oznacza się określonymi metodami.



Rys.2.1. Trójkąt Fereta wg PN-86/B-02480

Tabela 2.1.

Frakcje uziarnienia gruntów nieskalistych

Nazwa frakcji	Symbol procentowej zawartości frakcji w masie szkieletu gruntowego	Zakres średnic zastępczych d [mm]
kamienista	f_k	$d > 40$
żwirowa	$f_ż$	$2 < d \leq 40$
piaskowa	f_p	$0,05 < d \leq 2$
pyłowa	f_π	$0,002 < d \leq 0,05$
iłowa	f_i	$d \leq 0,002$

Tabela 2.2.

Podział gruntów naturalnych wg PN-86/B-02480

Grunty	Symbol, określenie, uziarnienie	
Skaliste rodzime	ST - twarde - $R_c > 5$ MPa SM - miękkie - $R_c \leq 5$ MPa	
Nieskaliste rodzime mineralne	K - kamieniste	$d_{50} > 40$ mm
	wg PN-86/B-02480, pkt.3.8 - - gruboziarniste	$d_{50} \leq 40$ mm oraz $d_{90} > 2$ mm
	wg PN-86/B-02480, punkty 3.18 i 3.13 - drobnoziarniste	$d_{90} \leq 2$ mm
Nieskaliste rodzime organiczne	H - grunty próchniczne ($I_{om} > 2\%$) Nm - namuły: Nmp - namuły piaszczyste Nmg - namuły gliniaste Gy - gytie, z $CaCO_3 > 5\%$ T - torfy ($I_{om} > 30\%$)	
Skaliste organiczne	WB,WK - węgle brunatne i kamienne	
Nasyp budowlany	nB - nasyp, którego rodzaj i stan odpowiadają wymaganiom budowli ziemnych lub podłoża pod budowlę	
Nasyp nie odpowiadający wymaganiom budowlanym	nN - nasyp nie spełniający warunku nasypu budowlanego	

Oprócz gruntów naturalnych są grunty antropogeniczne. Grunt antropogeniczny jest to grunt nasypowy utworzony z produktów gospodarczej lub przemysłowej działalności człowieka (odpady komunalne, pyły dymnicowe, odpady poflotacyjne itp.) na wysypiskach, zwałowiskach, budowlach ziemnych itp.

Tabela 2.3.

Podział gruntów skalistych ze względu na spękanie

Nazwa	Symbol dodatkowy	Określenie
Skała lita	Li	Brak widocznych spękań (szczeliny szerokości $\leqslant 0,1$ mm)
Skała mało spękana	Ms	Szczeliny występują nie gęściej niż co 1 m i mają szerokość nie większą niż 1 mm
Skała średnio spękana	Ss	Szczeliny występują gęściej niż co 1 m i mają szerokość nie większą niż 1 mm, lub szczeliny występują nie gęściej niż co 1 m lecz mają szerokość większą niż 1 mm
Skała bardzo spękana	Bs	Szczeliny występują gęściej niż co 1 m i mają szerokość większą niż 1 mm

Tabela 2.4.

Klasyfikacja gruntów kamienistych, gruboziarnistych i drobnoziarnistych

	Nazwa gruntu	Symbol	Charakterystyka	
	1	2	3	
Grunty kamieniste	zwietrzelina	KW	$f_i' \leqslant 2\%$	grunt występuje w miejscu wietrzenia skały w stanie nienaruszonym
	zwietrzelina gliniasta	KWg	$f_i' > 2\%$	
	Rumosz	KR	$f_i' \leqslant 2\%$	grunt występuje poza miejscem osadzenia skały, lecz nie podlega procesowi transportu i osadzenia w wodzie
	Rumosz gliniasty	KRg	$f_i' > 2\%$	
	Otoczaki	KO	-	grunt osadzony w wodzie

cd. tabeli 2.4.

	1	2	3	
gruboziarniste	Żwir	Ż	$f_i' \leqslant 2\%$	$f_k + f_ż > 50\%$
	Żwir gliniasty	Żg	$f_i' > 2\%$	
	Pospółka	Po	$f_i' \leqslant 2\%$	$50\% \geqslant f_k + f_ż > 10\%$
	Pospółka gliniasta	Pog	$f_i' > 2\%$	
drobnoziarniste	Piasek gruby	Pr	$d_{50} > 0,5$ mm	
	Piasek średni	Ps	$0,5$ mm $\geqslant d_{50} > 0,25$ mm	
	Piasek drobny	Pd	$0,25$ mm $\geqslant d_{50}$	
	Piasek pylasty	Pπ	$f_p' = 68 - 90\%$ $f_π' = 10 - 30\%$ $f_i' = 0 - 2\%$	

2.2. Analiza sitowa

Za pomocą analizy sitowej określa się skład granulometryczny gruntów niespoistych, z wyjątkiem piasku pylastego. Pobraną próbkę o określonej masie piasku drobnego, średniego lub grubego, bądź żwiru, suszy się do stałej masy w temperaturze 105 - 110°C. Jeżeli badany grunt zawiera kamienie o wymiarach >40 mm, to należy je usunąć i osobno zważyć doliczając następnie do frakcji o ziarnach > 40 mm. W przypadku dostrzegalnego zlepiania się cząstek należy próbkę gruntu przemyć w celu oddzielenia cząstek iłowych i pyłowych. Przemywania dokonuje się tak długo, aż spływająca z sita woda będzie klarowna. Tak przygotowaną próbkę gruntu należy przesiać przez komplet sit. Zestaw sit umieszcza się w uchwytach wstrząsarki i uruchamia ją na przeciąg 5 minut. Przesiewanie można uznać za zakończone, kiedy kolejna próba kontrolna wykaże dokładność rozdzielania frakcji. W warunkach polowych dopuszcza się wykonywanie analiz sitowych bez stosowania wstrząsarki. Jeśli stosuje się ręczne wstrząsanie sit, amplituda ruchów poziomych nie powinna być mniejsza od średnicy lub boku obudowy sit, zaś amplituda ruchów pionowych nie powinna wynosić mniej niż 10 cm; częstotliwość ruchów powinna wynosić 50-60 na minutę.

Zawartość wagową gruntu Z_1 pozostałego na każdym sicie oblicza się w procentach ze wzoru

$$Z_1 = \frac{m_i}{m_s} 100\% , \qquad (2.1)$$

w którym:

m_i - masa frakcji gruntu pozostałej na sicie [g],

m_s - masa szkieletu gruntowego [g].

Różnica między masą szkieletu gruntowego m_s a sumą mas wszystkich frakcji nie powinna przekraczać 0,5% wartości m_s.

2.3. Analiza areometryczna

Analiza areometryczna jest analizą sedymentacyjną i służy do oznaczania składu granulometrycznego gruntu spoistego i piasków pylastych. Przez oznaczenie areometrem zmian gęstości zawiesiny określa się prędkość opadania zawieszonych w wodzie cząstek gruntowych o średnicach zastępczych mających mniej niż 0,06 - 0,074 mm.

Na cząstkę poruszającą się w cieczy wpływają siła oporu ruchu cząstek i siła ciężkości cząstki uwzględniająca wypór cieczy. Siłę oporu dla cząstek kulistych określa się według wzoru

$$R = 3\pi\eta\upsilon d . \qquad (2.2)$$

Siłę ciężkości cząstki można obliczyć ze wzoru

$$P = \frac{1}{6}\pi d^3 g(\varrho_s - \varrho_w), \qquad (2.3)$$

gdzie:

R - siła oporu [kN],

P - siła ciężkości cząstki uwzględniająca wypór cieczy [kN],

η - lepkość dynamiczna [kN s·m^{-2}],

υ - prędkość względna ruchu cząstki [m·s^{-1}],

d - średnica cząstki [m],

g - przyspieszenie ziemskie [m·s^{-2}],

ϱ_s - gęstość właściwa szkieletu gruntu [t·m^{-3}],

ϱ_w - gęstość właściwa cieczy [t·m^{-3}].

Cząstki znajdujące się w stanie równowagi ($R_i = P_i$) opadają z prędkością zależną od średnicy

$$\upsilon_i = \frac{\varrho_s - \varrho_w}{18\eta} d_i^2 g . \qquad (2.4)$$

Jako średnicę cząstki gruntu przyjmuje się średnicę zastępczą, tj. średnicę cząstki kulistej, opadającej w wodzie z taką samą prędkością z jaką opadają rzeczywiste cząstki gruntu. W wyniku opadania cząstek zmienia się gęstość zawiesiny.

Przed przystąpieniem do analizy właściwej sprawdza się podziałkę areometru (rys.2.2) i wyznacza głębokość zanurzenia środka wyporu nurnika areometru w zależności od poszczególnych podziałek skali areometru.

Sprawdzenia podziałki areometru dokonuje się przez kolejne odczytywanie wskazań areometru w cieczach o znanych gęstościach (woda destylowana i np. roztwory chlorku sodowego w wodzie destylowanej).

Poprawkę podziałki areometru (ΔR) wyznacza się ze wzoru

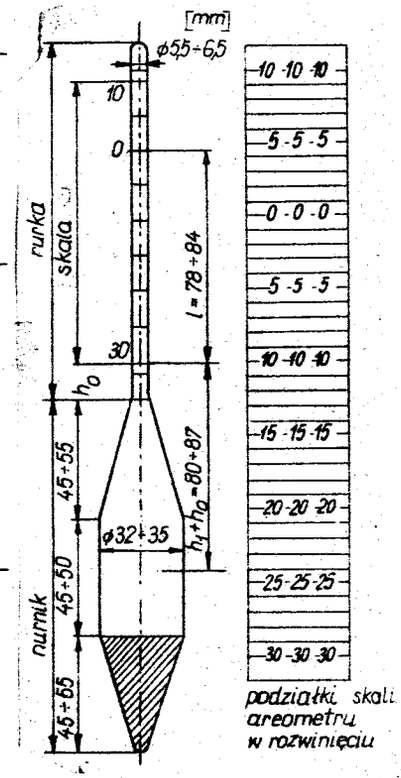
$$\Delta R = \left[(\varrho_r - 0{,}9982)10^3\right] - R , \qquad (2.5)$$

w którym:

ϱ_r - gęstość stosowanych cieczy kontrolnych w danej temperaturze, interpretowana z tab.5 normy PN-88/B-04481 [g·cm^{-3}],

0,9982- gęstość wody destylowanej w temperaturze +20^{0}C, [g·cm^{-3}],

R - odczyt areometru w cieczy o znanej gęstości i temperaturze w jednostkach wskaźnika skróconego, określonego według wzoru



Rys.2.2. Areometr

$$R = (r - 1{,}000)10^3 ,$$

w którym

r - odczyt ze skali areometru (0,990 - 1,030) [g·cm^{-3}].

Gęstość wody destylowanej i roztworów chlorku sodowego w wodzie destylowanej przyjmuje się z tablicy 5 w normie w zależności od stężenia i temperatury. Poprawkę skali areometru oznacza się dla wody destylowanej oraz co najmniej 4 roztworów chlorku sodu (NaCl). Stosowany chlorek sodu chemicznie czysty powinien być wysuszony przez ogrzewanie a następnie ochłodzony do temperatury pokojowej w przykrytym tygielku, umieszczonym w eksykatorze. Na podstawie oznaczonych wartości ΔR sporządza się wykres zależności ΔR od R, mający monotoniczną krzywą ($\Delta R = f(R)$).

Głębokość zanurzenia środka wyporu nurnika areometru (H_R) poniżej zwierciadła cieczy w cylindrze określa się w centymetrach według wzoru

$$H_R = \frac{30 - R}{30} l + h_o + h_1 - \frac{V_H}{2A} \qquad (2.6)$$

(wielkości l, h_1 oraz h_o należy mierzyć za pomocą suwmiarki), w którym:

30 - długość skali areometru w jednostkach wskaźnika skróconego R,
R - skrócony wskaźnik odczytu,
l - długość skali areometru od R = 30 do R = 0,00 cm,
h_o - odległość od górnego końca nurnika do podziałki R = 30,00 cm,
h_1 - odległość środka wyporu nurnika areometru od górnego końca nurnika [cm],
A - powierzchnia przekroju cylindra używanego przy badaniu [cm^2],
V_H - objętość nurnika areometru [cm^3], według wzoru

$$V_H = \frac{m_a}{\varrho_{wd}} - P(l + h_o),$$

w którym:

m_a - masa areometru [g],
P - pole przekroju rurki areometru [cm^2],
ϱ_{wd} - gęstość wody destylowanej (przyjmuje się 1,000) [$g \cdot cm^{-3}$].

Położenie środka wyporu nurnika oznacza się przez zanurzenie areometru w cylindrze mierniczym z wodą destylowaną do takiego położenia, aby poziom wody podniósł się na wysokość odpowiadającą połowie objętości nurnika. Położenie zwierciadła wody zaznacza się na pasku papieru milimetrowego naklejonego uprzednio na nurniku.

Do analizy areometrycznej należy pobrać próbki gruntu o naturalnej wilgotności. Masa pobranej próbki gruntu powinna być taka, aby pierwszy odczyt na areometrze po 30s w czasie wykonywania badań nie przewyższał:

a) dla glin zwięzłych i iłów: 10-12 jednostek wskaźnika skróconego (R),
b) dla glin 15 jednostek R,
c) dla gruntów małospoistych (piaski gliniaste, pyły, pyły piaszczyste) 20 jednostek R.

Masa gruntu m_m zależy od zawartości frakcji o ziarnach < 0,074 mm lub < 0,071 mm. Orientacyjnie można przyjąć, że 10g masy gruntu w zawiesinie daje po 30s sedymentacji odczyt równy około 7-9 jednostek wskaźnika skróconego.

Próbkę gruntu o masie m_m rozciera się w parowniczce zawierającej wodę destylowaną z dodatkiem stabilizatora, którym jest 25% roztwór amoniaku. Dodatek tego roztworu wynosi 3,0 cm^3 na 1000 cm^3 wody. Powstałą zawiesinę zlewa się przez sito (o wymiarach boku oczka kwadratowego 0,071 mm) do podstawionej dużej parownicy. Stabilizator powoduje jednostajną prędkość opadania zawiesiny. Równocześnie z tym badaniem na dodatkowych dwóch próbkach tego samego gruntu oznaczamy wilgotność gruntu, gęstość właściwą szkieletu gruntowego oraz dokonujemy analizy sitowej ziarn pozostałych na sicie przy przemywaniu.

Powstałą zawiesinę wlewa się do kolby stożkowej i gotuje przez 30 min od chwili zagotowania się zawiesiny. Zawiesinę ostudzoną do temperatury pokojowej wlewa się do cylindra mierniczego 1000 cm^3 dopełniając go do objętości 1000 cm^3 wodą destylowaną. Cylinder z zawiesiną przygotowaną do analizy ustawia się na stole w miejscu zabezpieczonym od przeciągów, znaczniejszych zmian temperatury oraz bezpośredniego nasłonecznienia. Przed rozpoczęciem pomiarów należy dokładnie wymieszać zawiesinę mieszadełkiem długości 60-70 cm. Mieszać należy początkowo wolno, później zaś szybko, poruszając mieszadełkiem wzdłuż osi cylindra; nie wolno dotykać osadu. Następnie należy przewracać cylinder do góry dnem około 30 razy w ciągu jednej minuty. Otwór cylindra trzeba zamknąć dłonią. Chwila postawienia cylindra na stole określa początek pomiarów.

Mierzy się areometrem pomiary gęstości zawiesiny po 30 s, 1,2,5,15, 30 min, 1,2,4 i 24 h. Zanurzenie i wyjmowanie areometru powinno trwać nie krócej niż 10 s i rozpocząć się co najmniej na 20 s przed wykonaniem odczytu. Po 3 minutach oraz 1,4 i 24 godzinach od rozpoczęcia pomiarów mierzy się temperaturę zawiesiny.

Odczyt poziomu zanurzenia areometru (R) należy wykonywać względem górnej krawędzi menisku. Odczytaną wartość należy skorygować do poziomu cieczy w cylindrze przez dodanie poprawki c na menisk, tzn. w obliczeniach należy przyjmować $R_1 = R + c$. Przyjmuje się wartość poprawki c równą 0,7 jednostki wskaźnika skróconego, zawsze ze znakiem dodatnim. W przypadku wykonania

analizy dla gruntów zawierających części organiczne, dla zniszczenia powstałej piany, można wkropić na powierzchnię cieczy 1 kroplę alkoholu amylowego; w takim przypadku wartość poprawki c, przyjmuje się równą 0,5.

Wyniki obliczamy w następujący sposób:

a) Obliczenia średnic zastępczych d_T największych cząstek znajdujących się po czasie T na poziomie H_R dokonujemy według wzoru

$$d_T = kd_{wz} ,$$

w którym:

k - współczynnik przeliczeniowy równy $0,25\sqrt{H_R}$,

d_{wz} - średnica wzorcowa cząstek w mm, wg tablicy 6 w normie (dla H_R = 16,0 cm).

W celu ułatwienia obliczeń dla stosowanych areometrów powinny być sporządzone tablice zależności wartości k od wartości skróconego wskaźnika odczytu R_1.

Przy wyszukiwaniu średnic wzorcowych za temperaturę miarodajną należy przyjąć średnią arytmetyczną temperatury w czasie danego pomiaru oraz średnią arytmetyczną temperatury zmierzonej w czasie 3 min od rozpoczęcia pomiarów.

Dla gruntów gęstości właściwej szkieletu gruntowego ϱ_s , mniejszej niż 2,65 lub większej niż 2,80 $g \cdot cm^{-3}$, średnice zastępcze cząstek (d_T) obliczamy według wzoru

$$d_T = \sqrt{\frac{18}{(\varrho_s - \varrho_w)} \frac{\eta}{10g} \frac{H_R}{T}} , \qquad (2.7)$$

w którym:

η - współczynnik lepkości $[Ns \cdot m^{-2}]$,

d_T - średnica zastępcza cząstek [cm],

ϱ_s - gęstość właściwa szkieletu gruntowego $[g \cdot cm^{-3}]$,

H_R - wielkość według wzoru (2.6) [cm],

ϱ_w - gęstość właściwa wody $[g \cdot cm^{-3}]$,

T - czas trwania sedymentacji [s],

g - wartość przyspieszenia ziemskiego, g = 981 $cm \cdot s^{-2}$.

b) Po ustaleniu średnic zastępczych (d_T) cząstek oblicza się procentową zawartość cząstek (Z_T) o średnicach mniejszych niż d_T według wzoru

$$Z_T = \left[\frac{100\,\varrho_s}{m_s(\varrho_s - \varrho_w)}\right](R_T + c + \Delta R + a) , \qquad (2.8)$$

w którym:

m_s - masa gruntu użytego do danej analizy [g], wg wzoru (2.9),

R_T - skrócony wskaźnik odczytu dla czasu trwania sedymentacji [T],

ΔR - poprawka skali areometru według wzoru (2.5),

c - poprawka na menisk; wartość poprawki c przyjmuje się równą 0,7 jednostki skróconego wskaźnika, zawsze ze znakiem dodatnim,

a - poprawka na temperaturę według tablicy 7 w normie PN-88/B-04481,

- reszta oznaczeń jak do wzoru (2.7).

Masę cząstek stałych (m_s) próbki gruntu użytej do danej analizy określa się według wzoru

$$m_s = \frac{100\, m_m}{100 + w} , \qquad (2.9)$$

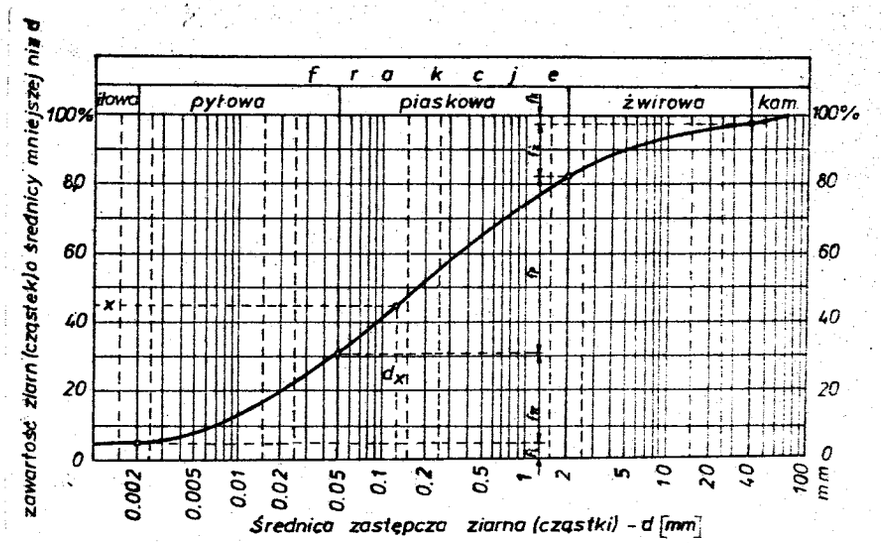
w którym:

w - wilgotność gruntu [%],

m_m - masa próbki gruntu w stanie wilgotnym [g].

2.4. Budowa krzywej uziarnienia

Przyjęto, że wyniki analiz sitowej i areometrycznej będzie się obliczać wagowo, w stosunku procentowym do całkowitej wysuszonej masy próbki gruntu, i podawać obrazowo w postaci krzywej uziarnienia gruntu, wykreślonej w podziałce półlogarytmicznej (rys.2.3).



Rys.2.3. Przykładowa krzywa uziarnienia gruntu wg PN/86/B-02480

Na osi odciętych, w określonej podziałce, zamiast wymiarów średnic cząstek gruntu odłożone są logarytmy tych wymiarów. Na lewej stronie osi rzędnych odkłada się wartości procentowe, zawartości cząstek o danej średnicy (od 0 do 100%). Z prawej zaś strony mamy podziałkę procentową o tej samej kolejności wzrostu. Z prawej podziałki korzystamy zwykle dla nanoszenia wyników analizy sitowej, z lewej zaś podziałki - dla analizy areometrycznej.

2.5. Struktura i tekstura gruntu

W celu ujednolicenia metody opisu skał i gruntów używa się terminów struktura i tekstura. Przez termin struktura rozumie się te cechy budowy skał i gruntów, które zależą od wymiarów, kształtu i wzajemnych stosunków elementów składowych skały lub gruntu. Teksturę zaś określa się jako rozmieszczenie i układ tych elementów w przestrzeni.

Rozwój mikroskopii elektronowej umożliwia obserwacje budowy i wzajemnego ułożenia coraz to drobniejszych elementów składowych gruntów. W gruntach spoistych oddzielne cząstki stanowią elementy pierwotne struktury. Z pierwotnych cząstek drobnych tworzone są w gruncie mikroagregaty. Wymiary, formy, charakter powierzchni i stosunki ilościowe pierwotnych cząstek są charakteryzowane przez mikrostrukturę, zaś cechy ułożenia przestrzennego przez mikroteksturę. W gruntach spoistych o przewadze kryształów minerałów ilastych elementy mikrostruktury widoczne w mikroskopie elektronowym tworzą pod wpływem różnorodnych sił wzajemnego oddziaływania mezostrukturę (możliwą do obserwowania pod mikroskopem optycznym), która z kolei określa różne typy makrostruktury (możliwe do obserwowania gołym okiem).

W pojęciu struktury zawiera się:

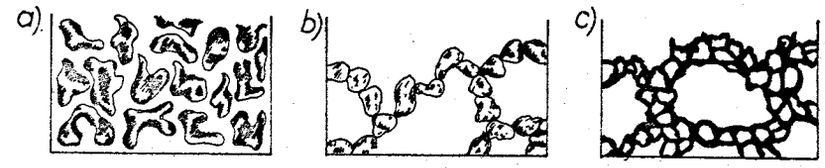
- opis materiału, z którego składa się faza stała (skład mineralny); geometryczne parametry cząstek, jak wielkość, kształt, charakter powierzchni itp.; opis układu geometrycznego cząstek - parametrami charakterystycznymi są tu porowatość, stopień uporządkowania, ilość i charakter styków między ziarnami, trwałość układu;
- opis fazy ciekłej (wody), jej rozmieszczenie, mineralizacja;
- opis fazy gazowej (powietrza).

Odróżniamy struktury gruntu (rys.2.4):

a) ziarnistą
b) komórkową
c) kłaczkową

} trzy typowe struktury gruntów

d) kombinowaną albo mieszaną.



Rys.2.4. Struktura gruntu

Struktura ziarnista jest charakterystyczna dla piasków i żwirów, wykazujących znikome wzajemne przeciąganie; objętość porów w tej strukturze wynosi od 20 - 50%. Struktura komórkowa charakterystyczna jest dla iłów; komórki te powstają na skutek przyciągania cząstek gruntu osadzonych uprzednio na dnie zbiornika i porowatość tych gruntów przekracza 50%. Struktura kłaczkowa powstaje podczas osadzania się skoagulowanych cząstek gruntu i tworzy najpierw komórki pierwszego rzędu. Komórki pierwszego rzędu tworzą, opadając, obszerniejsze komórki drugiego rzędu. Porowatość tych gruntów wynosi ponad 95%. Strukturę kombinowaną lub mieszaną tworzą ziarna piaskowe i pyłowe połączone cząstkami iłowymi (rys.2.5).

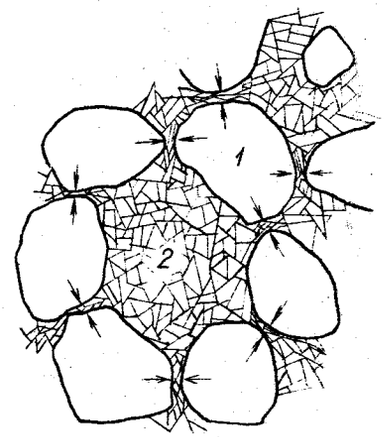
Definicja struktury pozwala na rozpatrywanie udziału poszczególnych czynników rzutujących na wytrzymałość gruntów. Badania gruntów niespoistych pozwalają zaproponować wzór na kąt tarcia wewnętrznego gruntu

$$\Phi_u = 36^o + \Phi_1 + \Phi_2 + \Phi_3 + \Phi_4 , \qquad (2.10)$$

w którym:

Φ_1 - zależy od kształtu ziarn i zawiera się w granicach od $+1^o$ do -5°,

Φ_2 - zależy od wielkości ziarn i zawiera się w granicach od 0° do 2°,



Rys.2.5. Struktura iłu, który także zawiera większe ziarna: 1 - piasek, 2 - ił

Φ_3 - zależy od wskaźnika różnoziarnistości i zawiera się w granicach od -3^0 do $+3^0$,

Φ_4 - zależy od stopnia zagęszczenia i zawiera się w granicach od -6^0 do $+6^0$.

Przedstawiony powyżej wzór został sformułowany przez L.Lundgrena. We wzorze tym nie uwzględnia się rodzaju materiału, z którego zbudowane są ziarna, ani wilgotności. Wzór jednak pozwala ocenić udział poszczególnych czynników w sumarycznej wytrzymałości, a tym samym odróżnić czynniki bardziej istotne od mniej ważnych.

W tej samej klasie badań gruntów spoistych wpływowymi czynnikami są: wilgotność, porowatość, proces zagęszczenia, metody, czas badania i inne. W badaniach nad rozmakaniem odmiennie zachowują się próbki gliny zwałowej górnej, brązowej - zlodowacenia środkowopolskiego - niż próbki gliny zwałowej dolnej, szarej, zlodowacenia środkowopolskiego (skład granulometryczny, wilgotność i skład mineralny są podobne). Próbki z gliny szarej podczas rozmakania wykazują poziome rozwarstwienie i nie niszczą się przy rozmakaniu, podczas gdy próbki gliny brązowej rozpadają się zupełnie. Próbki z gliny szarej wykazują nieco niższą wytrzymałość.

2.6. Oznaczanie zawartości części organicznych (I_{om}) oraz strat masy przy prażeniu ($I_ż$)

W pracowniach mechaniki gruntów dokonuje się oznaczania zawartości części organicznych metodą utleniania a także oznaczania strat masy przy prażeniu.

Zasada oznaczania zawartości części organicznych polega na określeniu straty masy gruntu wysuszonego w temperaturze 105-110°C,powstałej na skutek oddziaływania 30% roztworu nadtlenku wodoru na próbkę gruntu. Można także oznaczyć (I_{om}) przez utlenianie części organicznych roztworem dwuchromianu potasu w obecności kwasu siarkowego.

W przypadku gruntów o wysokiej zawartości części organicznych (I_{om}> około 10%) przybliżaną ich zawartość można określić jako straty suchej masy gruntu ($I_ż$) w wyniku prażenia w temperaturze 600-800°C.

Przygotowanie próbek gruntów do tych badań polega na:

- pobraniu próbki o masie nie mniejszej niż 300 g,
- dokładnym jej roztarciu i wymieszaniu,
- pomniejszeniu jej metodą kwartowania tak, aby po wysuszeniu do stałej masy w temperaturze 105-110°C masa jej wynosiła 30-50 g.

Jeżeli grunt przewidziany do prażenia został zaliczony do II, III lub IV klasy zawartości węglanów wg tablicy 4 normy PN-88/B-04481, to przed prażeniem należy:

a) odważoną próbkę wysuszonego w temperaturze 105-110°C gruntu poddać działaniu 5% roztworu kwasu solnego (HCl), aż do zaniku wywiązywania się dwutlenku węgla,

b) przemyć co najmniej pięciokrotnie wodą, aż do zaniku reakcji kwaśnej (kontrola za pomocą papierków wskaźnikowych).

Próbka gruntu przygotowana do badania metodą utleniania powinna po wysuszeniu być odważona i ze zlewką mieć masę około 10 g.Następnie do zlewki wlać należy 30 cm^3 30% roztworu nadtlenku wodoru, tzw. perhydrolu. Całość po przykryciu zlewki szkiełkiem zegarkowym należy podgrzewać stopniowo do temperatury 60°C, przy czym należy zwrócić uwagę, aby zawartość zlewki nie pieniła się zbyt silnie. Podgrzewanie należy prowadzić 3 godziny aż do chwili, gdy po ponownym dodaniu około 10 cm^3 30% roztworu nadtlenku wodoru nie będą się wydzielały pęcherzyki gazu. Jeśli jednak wydzielanie to następuje, zlewkę ogrzewa się dalej i po upływie co najmniej dalszych 3 godzin sprawdza się, czy nie wydzielają się pęcherzyki gazu. Jeśli po ostatnim dodaniu 10 cm^3 30% roztworu nadtlenku wodoru i po podgrzewaniu zlewki nie następuje wydzielanie się pęcherzyków gazu, to zawartość zlewki gotuje się aż do uzyskania zawiesiny o gęstej konsystencji. Następnie zlewkę wstawia się do suszarki i suszy do stałej masy w temperaturze +105° - 110°C.

Oznaczanie strat masy przy prażeniu jest następujące:

- W wyprażonym uprzednio i zważonym tyglu ogniotrwałym waży się około 10 g gruntu sproszkowanego i wysuszonego do stałej masy.
- Następnie przez około 4 godziny całość praży się w temperaturze 600°-800°C; powierzchnia próbki gruntu w tyglu powinna mieć przy tym barwę ciemnoczerwoną. Po ostudzeniu w eksykatorze tygiel z zawartością waży się i ponownie praży przez 3-4 godziny. Czynność tę powtarza się aż do uzyskania stałej masy (m_u).

Procentową zawartość części organicznych oblicza się ze wzoru

$$I_{om} = \frac{m_{st} - m_u}{m_{st} - m_t} 100 . \qquad (2.11)$$

Procentową zawartość strat masy w procesie prażenia ($I_ż$) należy obliczyć wg wzoru

$$I_ż = \frac{m_{st} - m_p}{m_{st} - m_t} 100. \qquad (2.12)$$

We wzorach tych poszczególne symbole oznaczają:

m_{st} - masa zlewki lub tygla z próbką gruntu po wysuszeniu do stałej masy [g]

m_u - masa zlewki z próbką gruntu po utlenieniu części organicznych i wysuszeniu [g],

m_t - masa suchej zlewki lub masa wyprażonego tygla [g],

m_p - masa tygla z próbką gruntu po wyprażeniu do stałej masy [g].

2.7. Wskaźnik różnoziarnistości (niejednorodności uziarnienia)

Stosunek średnic d_{60} do d_{10} nazywamy wskaźnikiem różnoziarnistości (nie jednorodności uziarnienia) gruntu

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \qquad (2.13$$

gdzie:

d_{60} - średnica zastępcza, poniżej której w gruncie zawarty jest 60% masy [mm],

d_{10} - średnica zastępcza, poniżej której w gruncie zawarty jest 10% masy [mm].

W zależności od wskaźnika różnoziarnistości gruntu odróżniamy:

a) grunt równoziarnisty, gdy $U \leqslant 5$,

b) grunt różnoziarnisty, gdy $5 < U \leqslant 15$,

c) bardzo różnoziarnisty, gdy $U > 15$.

Przykładowo z krzywej uziarnienia przedstawionej na rysunku 2.3 wskaźnik różnoziarnistości (niejednorodności uziarnienia) gruntu wynosi

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,35}{0,007} = 50 . \qquad (2.14$$

Obliczona wartość wskaźnika różnoziarnistości może być wykorzystana przy ustalaniu współczynnika filtracji.

2.8. Oznaczanie podstawowych cech fizycznych gruntu

2.8.1. Gęstość właściwa szkieletu gruntowego

Gęstość właściwą szkieletu gruntowego (ϱ_s) [$g \cdot m^{-3}$] należy obliczyć według wzoru

$$\varrho_s = \frac{m_g - m_t}{m_{wt} + (m_g - m_t) - m_{wg}} \varrho_w , \qquad (2.15$$

w którym:

m_g - masa kolby i gruntu wysuszonego w temperaturze 105-110°C [g],

m_{wt} - masa kolby napełnionej do kreski wodą destylowaną w temperaturze, w której oznaczono m_{wg} [g],

m_{wg} - masa kolby z gruntem i wodą wypełniającą kolbę do kreski [g],

m_t - masa kolby wysuszonej w temperaturze 105-110°C [g],

ϱ_w - gęstość wody [$g \cdot cm^{-3}$].

Średnie wartości gęstości właściwej szkieletu gruntowego podaje tabela 2.5.

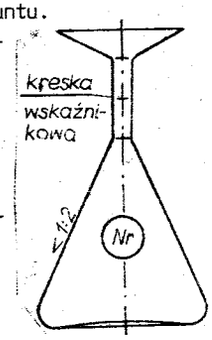
Tabela 2.5.

Średnie wartości ϱ_s

Rodzaj gruntu	ϱ_s -[$g \cdot cm^{-3}$]
Piaski kwarcowe	2,65
Pyły	2,66 - 2,67
Piaski gliniaste	2,66 - 2,68
Gliny	2,67 - 2,70
Gliny zwięzłe	2,69 - 2,72
Iły	2,71 - 2,78

Do oznaczania gęstości właściwej szkieletu gruntowego należy pobrać próbkę gruntu makroskopowo jednorodną, która po wysuszeniu do stałej masy powinna ważyć od 25 do 50 g w zależności od rodzaju gruntu.

Przygotowaną próbkę gruntu wsypuje się do wycechowanej kolby (rys.2.6) i całość chłodzi się w eksykatorze, a następnie waży z dokładnością 0,01 g. Po zważeniu należy kolbę dopełnić wodą destylowaną do około 2/3 objętości i gotować na małym płomieniu przez 1/2 godz. Podczas gotowania należy zawartość kolby kilkakrotnie wymieszać. Kolbę z zawartością chłodzi się do temperatury otoczenia, dopełnia wodą destylowaną do kreski na szyjce kolby i wstawia do kąpieli wodnej o temperaturze otoczenia. Po upływie około 2 godzin należy zmierzyć temperaturę wody w kolbie i kąpieli. Jeżeli różnica temperatury wynosi mniej niż 0,5°C, średnią arytmetyczną obu odczytów temperatur przyjmuje się jako temperaturę w jakiej ustalono masę kolby z wo-



Rys.2.6. Kolba (piknometr)

dą. Po wyjęciu z kąpieli wodnej kolbę osusza się z zewnątrz, wyrównuje poziom wody do kreski na szyjce i waży z dokładnością do 0,01 g. Po wykonaniu tych czynności odciąga się za pomocą pipetki nieco wody z szyjki kolby i ponownie doprowadza poziom wody do kreski, a następnie kolbę z zawartością ponownie waży z dokładnością do 0,01 g. Oba wyniki nie powinny różnić się od siebie więcej niż o 0,02 g. W przypadku większej różnicy badania się powtarza, aż do otrzymania 2/3 wyników nie różniących się od siebie więcej niż o 0,01 g. Wszystkie czynności wykonuje się tak szybko, aby podczas oznaczania nie następowały zmiany temperatury w kolbie.

2.8.2. Ciężar właściwy szkieletu gruntowego

Ciężar właściwy szkieletu gruntowego (γ_s) [kN·m^{-3}] określa się ze wzoru, według normy PN-86/B-02480

$$\gamma_s = \varrho_s\, g = \frac{m_s}{V_s}\, g \,, \qquad (2.16)$$

w którym:

- m_s - masa szkieletu gruntowego [g]; jest to masa próbki gruntu wysuszonej w temperaturze 105 - 110°C do stałej masy;
- V_s - objętość szkieletu gruntowego [cm^3]; jest to objętość zapełniona w próbce gruntu przez cząstki stałe,
- g - 9,806 m·s^{-2} (przyspieszenie ziemskie).

2.8.3. Wilgotność gruntu

Wilgotność gruntu jest to stosunek masy wody zawartej w porach gruntu do masy szkieletu gruntowego

$$w = \frac{m_w}{m_s}\, 100\% \quad . \qquad (2.17)$$

W przypadku gruntów niespoistych pojęcie wilgotności nie obejmuje wody grawitacyjnej.

Oznaczanie wilgotności gruntu jest możliwe na próbkach o naturalnej wilgotności (NW), na próbkach o naturalnej strukturze (NNS), dla gruntów drobnoziarnistych i gruboziarnistych, po oddzieleniu ziaren większych niż 25 mm lub na próbkach w stanie powietrzno-suchym.

Próbka o naturalnej wilgotności (NW) jest to próbka pobrana z gruntu znajdującego się w stanie naturalnym pod powierzchnią terenu, zachowująca rzeczywistą wilgotność gruntu.

Próbka o naturalnej strukturze (NNS) jest to próbka pobrana z gruntu znajdującego się w stanie naturalnym pod powierzchnią terenu, zachowująca rzeczywistą strukturę gruntu. Badanie wilgotności piasku nasuwa zastrzeżenia ze względu na łatwą ucieczkę wody z próbki w trakcie przygotowania jej do badań.

Wilgotność gruntu [%] oblicza się ze wzoru

$$w = \frac{m_{mt} - m_{st}}{m_{st} - m_t}\, 100\% \quad , \qquad (2.18)$$

w którym:

- m_t - masa parownicy lub innego naczynka mieszczącego badaną próbkę [g],
- m_{mt} - masa próbki gruntu z określoną naturalną wilgotnością oraz masą parownicy [g],
- m_{st} - masa szkieletu gruntowego jest to masa próbki gruntu wysuszonej w temperaturze 105 - 110°C do stałej masy oraz masa parownicy [g],
- $m_w = m_m - m_s$; masa wody w porach gruntu [g].

Oznaczając wilgotność gruntu pobiera się dwie reprezentatywne próbki o masach:
- co najmniej 500 g dla gruntów gruboziarnistych,
- co najmniej 50 g - dla piasków i pyłów,
- co najmniej 30 g dla pozostałych gruntów drobnoziarnistych.

Przygotowane próbki umieszcza się w parowniczkach i waży wraz z nimi. Następnie całość poddaje się suszeniu w temperaturze 105 - 110°C do stałej masy, i po ostudzeniu w eksykatorze ponownie waży.

Za wynik ostateczny należy przyjąć średnią arytmetyczną wartości z obu oznaczań, jeżeli ich różnica nie przekroczy 5% wartości średniej. W przypadku większej różnicy przeprowadza się badania na dwóch dodatkowych częściach próbki i jako wynik ostateczny przyjmuje się średnią arytmetyczną z trzech najmniej różniących się wartości.

2.8.4. Gęstość objętościowa gruntu

Gęstość objętościową gruntu (ϱ) [$g \cdot cm^{-3}$] określa się ze wzoru

$$\varrho = \frac{m_m}{V} = \frac{m_s + m_w}{V_s + V_p}, \qquad (2.1$$

gdzie:

m_m - masa gruntu w stanie wilgotnym [g],
V - całkowita objętość próbki gruntu [cm^3].

Oznaczanie gęstości objętościowej gruntu ma zastosowanie do próbek o natur nej strukturze gruntów. Zależnie od cech gruntu i wielkości próbki stosuje się jedną z następujących metod oznaczania:

a) metodę wyporu hydrostatycznego w cieczach organicznych,
b) metodę wyporu hydrostatycznego w wodzie.

Metody wymienione w poz.a) i b) stosuje się w przypadku gruntów spois tych, których rodzaj próbki uniemożliwia stosowanie metody w pierścieniu l w cylindrze.

c) metodę wyporu rtęci, która ma zastosowanie w przypadku gruntów spoistyc twardoplastycznych, półzwartych lub zwartych,
d) metodę z zastosowaniem pierścienia; metodę tę stosuje się w badaniu pró bek gruntów spoistych o nienaruszonej strukturze i o dostatecznej objęt ci,
e) metodę z zastosowaniem cylindra o określonej objętości; tę metodę stosu się w badaniu gruntów niespoistych.

Oznaczając gęstość objętościową gruntu metodą wyporu hydrostatycznego w cieczach organicznych należy z gruntu o nienaruszonej strukturze wyciąć dwie próbki objętości 10-20 cm^3 każda i wygładzić ostrzem noża drobne nier ności na ich powierzchni. Po przygotowaniu próbki należy ją podwiesić na sz ce wagi na druciku o masie m_d i oznaczyć masę próbki z drucikiem. Następni pod ramię wagi podstawia się zlewkę wypełnioną w połowie cieczą organiczną jaką może być olej parafinowy, benzyna lakowa, toluen, ksylen lub inna c organiczna mało toksyczna i nie mieszająca się z wodą. Po zanurzeniu próbk w cieczy należy oznaczyć jej masę wraz z drucikiem (m_{mc}). Gęstość objętośc wą gruntu oblicza się ze wzoru

$$\varrho = \frac{m_m \varrho_c}{m_m - m_{mc}}, \qquad (2.$$

w którym:

m_m - masa badanej próbki po odjęciu masy drucika [g],
m_{mc} - masa jw. po zanurzeniu próbki w cieczy [g],
ϱ_c - gęstość stosowanej cieczy w danej temperaturze [$g \cdot cm^{-3}$].

Do oznaczania gęstości objętościowej próbki gruntu metodą wyporu hydrostatycznego wody wycina się dwie próbki o objętości 20 - 30 cm^3, bez uszkodzeń ich naturalnej struktury. Obydwie próbki po ich zważeniu powleka się gorącą parafiną. Parafina powinna być w tym czasie zupełnie płynna. Następnie ustala się masy oparafinowanych próbek. Podwiesza się próbki na druciku do szalki wagi i zanurza się je w zlewce z wodą. Całość waży się po całkowitym zanurzeniu w wodzie. Obliczenia gęstości objętościowej dokonuje się na podstawie wzoru

$$\varrho = \frac{m_m}{\frac{m_p \, m_{pw}}{\varrho_w} - \frac{m_p - m_m}{\varrho_p}}, \qquad (2.21)$$

w którym:

m_m,V - oznaczenia jak poprzednio,
m_p - masa oparafinowanej próbki gruntu [g],
m_{pw} - masa próbki oparafinowanej i zanurzonej w wodzie [g],
ϱ_p - gęstość parafiny, którą można przyjąć 0,93 $g \cdot cm^{-3}$,
ϱ_w - gęstość wody, którą można przyjąć 1,000 $g \cdot cm^{-3}$.

Za wynik ostateczny przyjmuje się średnią arytmetyczną wartości uzyskanych z badania obu próbek, jeśli różnica wyników nie przekracza 0,02 $g \cdot cm^{-3}$. W przypadku większej różnicy wykonuje się oznaczanie dla dwóch dodatkowych próbek i jako wynik przyjmuje się średnią arytmetyczną z trzech najmniej różniących się wartości z czterech wykonanych oznaczań.

Do oznaczania gęstości objętościowej gruntu przez pomiar objętości próbki za pomocą rtęci obcina się nożem dwie próbki o nienaruszonej strukturze, o objętości po około 10 cm^3. Następnie do naczynia pomiarowego o objętości 250 - 300 cm^3 wlewa się rtęć. Naczynie pomiarowe z rtęcią ustawia się na talerzu. Przygotowane próbki waży się i zanurza w rtęci za pomocą płytki szklanej z trzema stożkowymi kołeczkami. Wypchniętą z naczynia pomiarowego rtęć należy zważyć. W tym celu rtęć dokładnie zbiera się z talerza i przenosi do zważonej parowniczki. Próbki gruntu, których objętość zbadano w rtęci należy szybko usunąć z pracowni i w żadnym przypadku nie używać do innych badań. Gęstość objętościową próbki gruntu obliczamy ze wzoru

$$\varrho = \frac{m_m \varrho_h}{m_r}, \qquad (2.22)$$

w którym:

m_m - masa próbki gruntu w stanie wilgotnym [g],

ϱ_h - gęstość właściwa rtęci [g·cm^{-3}], przyjmowana w zależności od temperatury (jak w tabeli 2.6),

m_r - masa rtęci wypchniętej przez grunt [g].

Tabela 2

Temperatura + ^{o}C	10	15	20	25	30
ϱ_h [g· cm^{-3}]	13,570	13,558	13,546	13,534	13,522

Do oznaczania gęstości objętościowej próbki gruntu w pierścieniu lub cylindrze są potrzebne następujące przyrządy: pierścień metalowy średnicy i i wysokości zewnętrznej 3-4 cm, cylinder średnicy i długości nie mniejszej niż 8 cm, urządzenia do wciskania pierścienia lub cylindra w grunt oraz nóż o prostej krawędzi ostrza. Pierścień należy dokładnie zważyć oraz określić jego objętość, po czym wcisnąć w grunt. Następnie napełniony pierścień wyjmuje się i po wyrównaniu waży z gruntem. Jeśli grunt jest w cylindrze, należy z obu stron cylindra usunąć naruszony grunt oraz dwukrotnie mierzyć długość i średnicę próbki w cylindrze. Gęstość objętościową określamy w tym przypadku na podstawie wzoru

$$\varrho = \frac{m_m}{V} = \frac{m_{mt} - m_t}{V_c} , \qquad (2.23$$

w którym:

m_{mt} - masa pierścienia lub cylindra wraz z gruntem [g],

m_t - masa pierścienia lub cylindra [g],

V_c - wewnętrzna objętość pierścienia lub cylindra [cm^3].

2.8.5. Ciężar objętościowy gruntu

Ciężar objętościowy gruntu (γ) [kN·m^{-3}] określa wzór, zgodnie z normą PN-86/B-02480

$$\gamma = \varrho g = \frac{m_m}{V} g ; \qquad (2.24$$

m_m,V,g - oznaczenia jak poprzednio.

2.9. Obliczanie parametrów określających cechy porowatości gruntu

2.9.1. Gęstość objętościowa szkieletu gruntowego

Gęstość objętościową szkieletu gruntowego [g·cm^{-3}] oblicza się według wzoru

$$\varrho_d = \frac{100\varrho}{100 + w} = \frac{m_s}{V} , \qquad (2.25)$$

w którym:

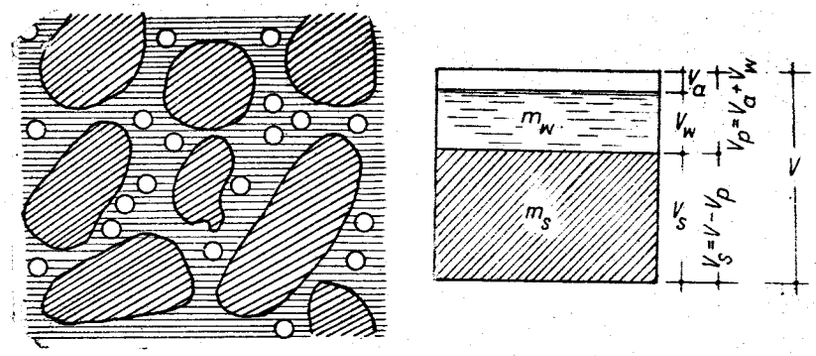
ϱ - gęstość objętościowa gruntu [g·cm^{-3}],

w - wilgotność próbki gruntu [%].

2.9.2. Ciężar objętościowy szkieletu gruntowego

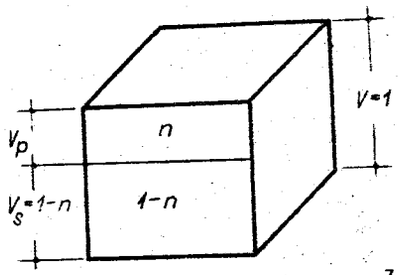
Mając oznaczenia γ_s,w oraz γ możemy obliczyć dalsze cechy fizyczne określające porowatość gruntu. Ciężar objętościowy szkieletu gruntowego jest to stosunek masy szkieletu gruntowego (suchych cząstek gruntu) próbki do jej objętości (rys.2.7)

$$\gamma_d = \varrho_d g = \frac{m_s}{V} g = \frac{\gamma_s}{1 + e} . \qquad (2.26)$$



Rys.2.7. Schemat układu składników gruntu: V_a - objętość powietrza, V_w - objętość wody, V_s - objętość szkieletu

Ponieważ $m_m = m_s + m_w$



Rys.2.8. Sześcian gruntu: V=1 cm^3

oraz

$$w = \frac{m_m - m_s}{m_s} 100 = \frac{m_w}{m_s} 100,$$

więc

$$\gamma = \frac{m_m}{V} g = \frac{m_s + m_w}{V} g =$$

$$= \frac{m_s + \frac{m_s w}{100}}{V} g = \gamma_d + \gamma_d \frac{w}{100} .$$

Stąd

$$\gamma_d = \frac{100\,\gamma}{100 + w} \quad [kN \cdot m^{-3}] . \tag{2.27}$$

2.9.3. Porowatość gruntu

Porowatość próbki gruntu można obliczyć według wzoru

$$n = \frac{\varrho_s - \varrho_d}{\varrho_s} , \tag{2.28}$$

w którym:

ϱ_s - gęstość właściwa szkieletu gruntowego $[g \cdot cm^{-3}]$,

ϱ_d - gęstość objętościowa szkieletu gruntowego $[g \cdot cm^{-3}]$.

Z określenia porowatości gruntu wynika, że jest to stosunek objętości porów w danej próbce gruntu do objętości całkowitej próbki, czyli

$$n = \frac{V_p}{V} . \tag{2.29}$$

Do oznaczania porowatości gruntu należy znać masę właściwą i masę objętościową szkieletu gruntowego. Przyjmujemy, że próbka gruntu ma objętość $V = 1{,}0\ cm^3$ (rys.2.8). Wówczas ze wzoru (2.29) mamy $V_p = n\,V$. Zatem $V_s = (1 - n)V$, ponieważ $m_s g = V_s \gamma_s = (1 - n)V \gamma_s = (1 - n) \gamma_s$,

czyli

$$\gamma_d = \frac{m_s}{V} g = \frac{(1 - n)\gamma_s}{V} = (1 - n)\gamma_s .$$

Stąd

$$n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s} = \frac{\varrho_s - \varrho_d}{\varrho_s} . \tag{2.30}$$

2.9.4. Wskaźnik porowatości gruntu

Wskaźnik porowatości gruntu oblicza się według wzoru

$$e = \frac{\varrho_s - \varrho_d}{\varrho_d} , \tag{2.31}$$

w którym oznaczenia są takie jak poprzednio.

Wskaźnik porowatości określa również stosunek

$$e = \frac{V_p}{V_s} .$$

Ponieważ: $V_p = V - V_s$; $m_s g = V_s \gamma_s$; $m_s g = V \gamma_d$,

to

$$e = \frac{V - V_s}{V_s} = \frac{(V - V_s)\gamma_s}{V_s \gamma_s} = \frac{V\gamma_s - V_s\gamma_s}{V_s \gamma_s} =$$

$$= \frac{V\gamma_s - V\gamma_d}{V\gamma_d} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{\varrho_s - \varrho_d}{\varrho_d} . \tag{2.32}$$

2.9.5. Zależność między porowatością a wskaźnikiem porowatości

Ponieważ

$$V_p = n\,V$$

oraz

$$V_p = e\,V_s,$$

mamy

$$n\,V = e\,V_s .$$

Z rysunku 2.8 $V = 1$, zaś $V_s = 1 - n$,

zatem

$$n = e(1 - n) ,$$

czyli

$$n = \frac{e}{1 + e} \tag{2.33}$$

lub

$$e = \frac{n}{1 - n} . \tag{2.34}$$

Przy badaniu próbki gruntu o naturalnej strukturze stosuje się odpowiednio symbole: w_n, γ_n, γ_{dn} i e_n.

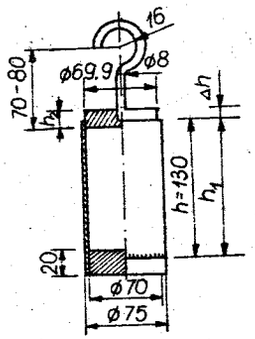
2.10. Stopień zagęszczenia gruntów niespoistych

Stopniem zagęszczenia nazywamy stosunek zagęszczenia istniejącego w naturze do największego możliwego zagęszczenia danego gruntu

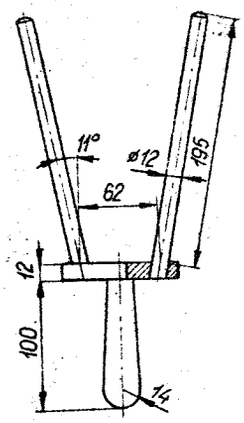
$$I_D = \frac{e_{max} - e_n}{e_{max} - e_{min}} = \frac{(\varrho_d - \varrho_{d\,min})\varrho_{d\,max}}{(\varrho_{d\,max} - \varrho_{d\,min})\varrho_d} \qquad (2.35)$$

gdzie:

I_D - stopień zagęszczenia,
e_{max} - wskaźnik porowatości maksymalnej,
e_{min} - wskaźnik porowatości minimalnej,
e_n - wskaźnik porowatości naturalnej.



Rys.2.9. Naczynie metalowe wraz z tłoczkiem



Rys.2.10. Metalowe widełki wibracyjne

Z gruntu przeznaczonego do badań pobiera się próbkę o objętości co najmniej 600 cm^3 i suszy do stałej masy w temperaturze 105 - 110°C. Próbkę tę wsypuje się do metalowego naczynia przez lejek, który początkowo powinien opierać się o dno naczynia i stopniowo podnosi się go w miarę napełniania naczynia aż do jego górnej powierzchni. Po napełnieniu naczynia gruntem wyrównuje się powierzchnię nożem i całość waży (m_{st}).

Następnie na powierzchni gruntu układa się tłoczek w naczyniu i przeprowadza zagęszczanie gruntu przez 1 min, uderzając widełkami wibracyjnymi o ścianki naczynia. Grunt można uznać za zagęszczony, jeżeli trzy kolejne pomiary za pomocą suwmiarki, zagłębienia tłoczka, nie wykazują zmian po każdorazowym dodatkowym 30 s zagęszczaniu.

Dla tego stanu gruntu określa się zmniejszenie objętości gruntu (ΔV) w naczyniu przy zagęszczeniu, wg wzoru

$$\Delta V = A \Delta h,$$

w którym:

A - pole przekroju poprzecznego wnętrza naczynia [cm^2],
Δh - zmiana odległości górnej powierzchni tłoczka od górnej krawędzi naczynia powstała w wyniku zagęszczenia gruntu w naczyniu [cm].

Dla każdej próbki gruntu należy wykonać 5 niezależnych oznaczeń wartości m_s oraz 3 niezależne oznaczenia ΔV dla maksymalnego zagęszczenia gruntu.

Gęstość objętościową szkieletu gruntowego przy najluźniejszym ułożeniu ziaren oblicza się ze wzoru

$$\varrho_{d\,min} = \frac{m_{st} - m_t}{V},$$

zaś przy najgęstszym ułożeniu ziaren ze wzoru

$$\varrho_{d\,max} = \frac{m_{st} - m_t}{V - \Delta V},$$

w których:

ΔV - zmniejszenie objętości próbki w naczyniu przy wibrowaniu [cm^3],
V - objętość naczynia [cm^3],
m_{st} - masa naczynia z gruntem [g],
m_t - masa naczynia [g].

Wskaźnik porowatości badanego gruntu e_n wyznacza się ze wzoru (2.32).

W zależności od stopnia zagęszczenia (I_D) mamy następujące stany gruntów drobnoziarnistych niespoistych:

- luźny $I_D \leq 0,33$,
- średnio zagęszczony $0,33 < I_D \leq 0,67$,
- zagęszczony $0,67 < I_D \leq 0,80$,
- bardzo zagęszczony $I_D > 0,80$.

2.11. Stany zawilgocenia gruntów

2.11.1 Stopień wilgotności gruntu

Stopień wilgotności gruntu jest to stosunek objętości wody zawartej w gruncie do objętości porów

$$S_r = \frac{V_w}{nV} = \frac{m_{mt} - m_{st}}{V - \frac{m_{st} - m_t}{\varrho_s}} \cdot \frac{1}{\varrho_w}, \qquad (2.36)$$

w którym:

m_{mt}, m_{st}, m_t - symbole jak poprzednio,
V - objętość badanej części próbki gruntu $[cm^3]$,
V_w - objętość wody $[cm^3]$,
ϱ_s - gęstość właściwa szkieletu gruntowego $[g \cdot cm^{-3}]$,
ϱ_w - gęstość wody w porach gruntu $[g \cdot cm^{-3}]$,
w - wilgotność, $w = m_w : m_s$,
n - porowatość.

Wilgotność w stanie całkowitego nasycenia porów gruntu wodą oblicza się ze wzoru $w_r = (\varrho_w : \varrho_d) - (\varrho_w : \varrho_s)$.

W zależności od stopnia nasycenia gruntu wodą (S_r) podział gruntów niespoistych jest następujący:

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

Każdy grunt niespoisty zalegający poniżej zwierciadła wód gruntowych uważa się za nawodniony, zaś każdy grunt niespoisty zawilgocony kapilarnie, którego próbka nie odsącza grawitacyjnie wody, można uznać za "mało wilgotny".

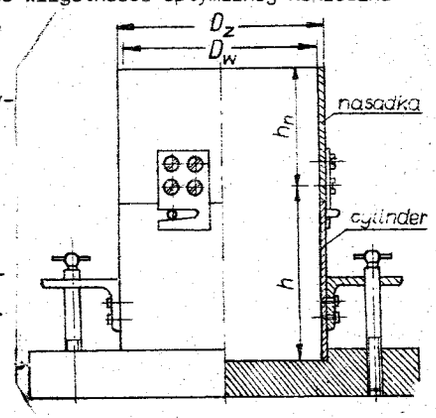
2.11.2. Oznaczanie wilgotności optymalnej

Wilgotność optymalna gruntu jest to wilgotność, przy której grunt zagęszczany przez ubijanie uzyskuje maksymalną wartość gęstości objętościowej szkieletu gruntowego (ϱ_{ds}).

Do badania przygotowuje się próbkę w stanie powietrzno-suchym, o masie 2,5 - 3,0 kg. Grunt należy rozdrobnić i przesiać przez sito o prześwicie oczek 6 lub 10 mm. Pozostałość na sicie należy zważyć i oznaczyć jej procentową zawartość w próbce. Następnie próbkę gruntu miesza się z wodą destylowaną lub pitną, w ilości 60 cm^3 dla gruntów niespoistych i 100 - 150 cm^3 dla gruntów spoistych - licząc na 1 dm^3 objętości cylindra. Po dokładnym wymieszaniu próbki gruntu z wodą pozostawia się ją w naczyniu szczelnym na okres co najmniej 15 godzin. Oznaczanie wilgotności optymalnej przeprowadza się na

trzech przygotowanych próbkach. Znajomość wilgotności optymalnej konieczna jest wszędzie tam, gdzie wykonane nasypy powinny uzyskać wymagany wskaźnik zagęszczenia. Do oznaczenia wilgotności optymalnej stosuje się cztery metody zestawione w tabeli 2.7.

Po przygotowaniu próbki gruntu zagęszcza się ją w cylindrze w trzech lub pięciu równych porcjach. Używany do ubijania cylinder pokazano na rysunku 2.11. Typy cylindrów są scharakteryzowane w tabeli 2.8.



Rys.2.11. Cylindry stalowe

Tabela 2.7.

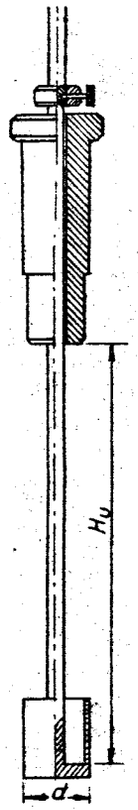
Metoda oznaczania	Typ cylindra	Liczba uderzeń ubijaka na jedną warstwę	Energia zagęszczania $[J \cdot cm^{-3}]$	Liczba warstw gruntu	Masa ubijaka [kg]	Wysokość spadania ubijaka [m]
I	mały	25	0,59	3	2,5	0,32
II	duży	55				
III	mały	25	2,65	5	4,5	0,48
IV	duży	55				

Tabela 2.8.

Typ cylindra	V $[dm^3]$	D_w [mm]	D_z [mm]	$h = h_n$ [mm]
mały	1,0	112,8	120	100
duży	2,2	152,4	162	120,6

Po zagęszczeniu drugiej warstwy, w przypadku metody I i II, lub czwartej warstwy, w przypadku metody III i IV, należy na cylindrze umieścić nadstawkę.

Ilość gruntu do ubijania dobiera się tak, aby po ubiciu ostatniej warstwy w cylindrze grunt wystawał 5 - 10 mm ponad górną krawędź cylindra. Każdą warstwę zagęszcza się znormalizowanym ubijakiem (rys.2.12), scharakteryzowanym parametrami zestawionymi w tabeli 2.9.



Rys.2.12. Ubijak

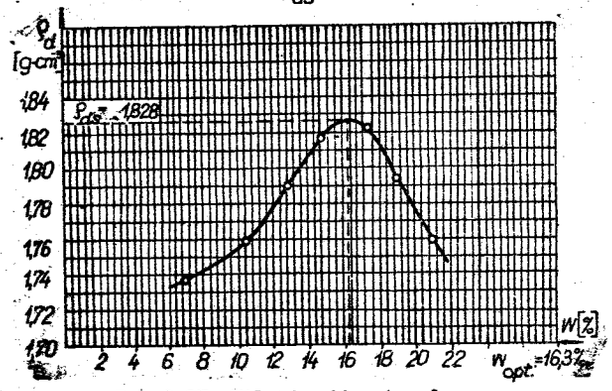
Po ubiciu ostatniej warstwy należy ściąć nadmiar gruntu w cylindrze i oznaczyć gęstość objętościową gruntu

$$\varrho = \frac{m_{mt} - m_t}{V} , \qquad (2.37)$$

gdzie:

m_{mt} - masa próbki gruntu wraz z cylindrem [g],
m_t - masa cylindra [g],
V - wewnętrzna objętość cylindra zajmowana przez próbkę gruntu [cm^3].

Następnie wypycha się grunt z cylindra i określa jego wilgotność pobierając grunt z co najmniej 10 miejsc próbki o łącznej masie wg 2.8.3. Po rozdrobnieniu gruntu dodaje się do niego tyle wody destylowanej, aby wilgotność wzrosła o 1-2% i wykonuje ponownie ubijanie jak poprzednio. Zagęszczenie przeprowadza się dotąd, aż nastąpi wyraźne zmniejszenie gęstości objętościowej gruntu. Dopuszcza się najwyżej pięciokrotne wykonanie zagęszczania tej samej próbki gruntu. Po oznaczeniu wilgotności (w) i obliczeniu gęstości objętościowej szkieletu gruntowego (ϱ_d) dla poszczególnych oznaczeń sporządza się wykres zależności (ϱ_d) od (w) (rys.2.13). Za wilgotność optymalną (w_{opt}) przyjmuje się wartość wilgotności wyznaczoną z wykresu, która odpowiada największej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego (ϱ_{ds}).



Rys.2.13. Wilgotność optymalna

Tabela 2.9.

Typ ubijaka	Masa ubijaka [kg]	Wysokość opuszczania ubijaka (H_u) [mm]	Średnica ubijaka (a) [mm]	Typ cylindra stosowanego do oznaczania
lekki	2,5	320	50,8	mały
			76,8	duży
ciężki	4,5	480	50,8	mały
			76,8	duży

Na rysunek 2.13 należy nanieść linię odpowiadającą warunkowi $S_r = 1$, zgodnie z równaniem

$$\varrho_d = \frac{100\,\varrho_s\,\varrho_w}{100\,\varrho_w + \varrho_s w} .$$

Jeżeli masa przesianych z próbki grubszych ziarn jest > 5% i < 25% całkowitej masy szkieletu gruntowego, to wartości wilgotności optymalnej i maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego oblicza się ze wzorów:

a) wilgotność optymalna gruntu (w_{opt}) [%]

$$w_{opt} = (1 - x)\, w'_{opt} ,$$

b) maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego (ϱ_{ds}) [$g \cdot cm^{-3}$]

$$\varrho_{ds} = \frac{\varrho_s\,\varrho'_{ds}}{\varrho_s - x(\varrho_s - \varrho'_{ds})} .$$

Jeśli masa przesianych ziarn ≤ 5% całkowitej masy szkieletu gruntowego próbki, to wartość wilgotności optymalnej i maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego należy obliczyć ze wzorów:

a) wilgotność optymalna gruntu (w_{opt}) [%]

$$w_{opt} = w'_{opt} ,$$

b) maksymalna gęstość objętościowa (ϱ_{ds}) [$g \cdot cm^{-3}$]

$$\varrho_{ds} = \varrho'_{ds} .$$

Wartości w'_{opt} i ϱ'_{ds} otrzymuje się z wykresu na rysunku 2.13, pozostałe oznaczenia symboli jak poprzednio, zaś x - jest to stosunek masy przesianych i usuniętych grubszych ziarn do masy szkieletu całej próbki.

2.12. Wskaźnik zagęszczenia gruntu

Wskaźnik zagęszczenia gruntu jest to stosunek masy objętościowej szkieletu gruntowego badanego gruntu do największej masy objętościowej szkieletu (tego samego gruntu) oznaczonego metodą podaną w punkcie 2.11.2. Wskaźnik zagęszczenia gruntu (I_s) oblicza się ze wzoru według normy PN-86/B-02480

$$I_s = \frac{\varrho_d}{\varrho_{ds}} = \frac{\gamma_d}{\gamma_{ds}} , \qquad (2.38)$$

w którym:

γ_d - ciężar objętościowy szkieletu gruntowego $[kN \cdot m^{-3}]$,

$\gamma_{d,s}$ - największy ciężar objętościowy szkieletu gruntowego $[kN \cdot m^{-3}]$,

- pozostałe oznaczenia jak poprzednio.

Oznaczenie wskaźnika zagęszczenia gruntu stosuje się tylko do gruntów sztucznie zagęszczonych. Wskaźnik zagęszczenia gruntów jest miernikiem jakości wykonanych nasypów, co stanowi podstawowe zagadnienie zarówno ze względu na bezpieczeństwo i stateczność budowli jak też ze względu na eksploatację i związane z nią koszty. W praktyce inżynierskiej oznaczanie wskaźnika zagęszczenia ma zastosowanie przy:

a) odbiorach robót ziemnych dla budowli drogowych i kolejowych wg BN-72/893
b) kontroli zagęszczenia warstw gruntów stabilizowanych mechanicznie, spoiwmi lub lepiszczami, zwłaszcza w warstwach nośnych nawierzchni wg BN-77/8931-12,
c) odbiorze robót ziemnych dla posadowienia obiektów budowlanych oraz wykopów i nasypów związanych z ukształtowaniem lub niwelacją terenu w pobliż tych obiektów wg PN-68/B-06050,
d) odbiorze robót ziemnych dla posadowienia przewodów wodociągowych, kanalizacyjnych, gazowych i ciepłowniczych na terenach nie objętych szkodami górniczymi wg BN-83/8836-02.

Cechy zagęszczalności gruntu stanowią zasadnicze kryterium przy wyborze gruntu na nasyp. Dobre zagęszczanie pozwala wykonać nasyp, który będzie mało ściśliwy i dostatecznie wytrzymały, będzie mieć dużą gęstość objętościową, będzie stosunkowo mało przepuszczalny i mało nasiąkliwy oraz odporny na przemarzanie, a zatem w dużym stopniu niewysadzinowy. Grunty odpowiadające kryteriom o dobrej zagęszczalności mają na ogół pozostałe dodatnie cechy gruntów nasypowych. Wskaźnik zagęszczenia określa jakość wykonania nasypów budowlanych (nB).

2.13. Wpływ zawartości wody na gęstość objętościową gruntu

2.13.1. Gęstość objętościowa gruntu przy nasyceniu porów wodą

Jeżeli pory w gruncie są całkowicie wypełnione wodą, lecz grunt znajduje się powyżej zwierciadła wody gruntowej, to:

$$\varrho_{sr} = (1 - n)\varrho_s + n\varrho_w = (1 - \frac{e}{1+e})\varrho_s + \frac{e}{1+e}\varrho_w =$$

$$= (\frac{1+e-e}{1+e})\varrho_s + \frac{e}{1+e}\varrho_w = \frac{\varrho_s + e\varrho_w}{1 + e} \qquad (2.39)$$

lub

$$\varrho_{sr} = \frac{V_s\varrho_s + V_p\varrho_w}{V}$$

gdzie:

ϱ_{sr} - gęstość objętościowa gruntu przy całkowitym nasyceniu porów wodą $[t \cdot m^{-3}]$,

- pozostałe symbole jak poprzednio.

2.13.2. Gęstość objętościowa gruntu przy uwzględnieniu wyporu wody

Jeżeli grunt znajduje się poniżej zwierciadła wody gruntowej, to pory jego są co prawda wypełnione wodą, lecz gęstość objętościowa jest znacznie mniejsza niż ϱ_{sr}. Według prawa Archimedesa na szkielet gruntowy zanurzony w wodzie działa siła wyporu

$$\varrho' = (1 - n)\varrho_s - (1 - n)\varrho_w = (1 - n)(\varrho_s - \varrho_w) =$$

$$= \frac{1}{1 + e}(\varrho_s - \varrho_w) , \qquad (2.40)$$

gdzie

ϱ' - gęstość objętościowa gruntu przy uwzględnieniu wyporu wody $[t \cdot m^{-3}]$.

Jak wynika z obliczenia

$$\varrho' = \varrho_{sr} - \varrho_w . \qquad (2.41)$$

2.14. Cechy charakterystyczne gruntów spoistych

Charakterystycznymi cechami gruntów spoistych są:
- granica skurczalności - w_s,
- granica plastyczności - w_p,
- granica płynności wg Casagrande'a - w_L,
- granica płynności wg Wasiliewa - $\overline{w}_L$,
- granica płynności oznaczona penetrometrem stożkowym.

Granica skurczalności jest to wilgotność na granicy między stanem półzwartym i zwartym. Granicą plastyczności gruntu nazywa się wilgotność, którą ma dany grunt na granicy stanu twardoplastycznego i półzwartego. Granica płynności jest to wilgotność na granicy między stanem płynnym i miękkoplastycznym gruntu spoistego. Wskaźnik plastyczności (I_p) jest to różnica między granicami płynności i plastyczności:

$$I_p = w_L - w_p \quad \text{lub} \quad \overline{I}_p = \overline{w}_L - w_p \quad . \tag{2.42}$$

W zależności od wartości wskaźnika plastyczności odróżnia się następujące grunty:
- niespoisty, gdy $I_p \leqslant 1\%$,
- mało spoisty, gdy $1 < I_p \leqslant 10\%$,
- średnio spoisty, gdy $10 < I_p \leqslant 20\%$,
- zwięzło spoisty, gdy $20 < I_p \leqslant 30\%$,
- bardzo spoisty, gdy $I_p > 30\%$.

2.14.1. Stopień plastyczności

I_L - stopień plastyczności jest to stosunek różnicy wilgotności naturalnej danego gruntu i granicy plastyczności do jego wskaźnika plastyczności:

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p} \quad , \tag{2.43}$$

przy czym granica płynności może być według Casagrande'a - w_L albo według Wasiliewa - $\overline{w}_L$ lub oznaczona penetrometrem stożkowym. W zależności od stopnia plastyczności (I_L) grunty spoiste dzielą się na stany (tabela 2.10).

Tabela 2.10.

Podział gruntów spoistych

Stan gruntu	Wartość stopnia plastyczności I_L	Wartość wilgotności gruntu (w) w stosunku do konsystencji określonej granicą płynności (w_L), plastyczności (w_p) i skurczalności (w_s)
Zwarty	$I_L < 0$	$w \leqslant w_s$
Półzwarty	$I_L \leqslant 0$	$w_s < w \leqslant w_p$
Twardoplastyczny	$0 < I_L \leqslant 0{,}25$	
Plastyczny	$0{,}25 < I_L \leqslant 0{,}50$	$w_p < w \leqslant w_L$
Miękkoplastyczny	$0{,}50 < I_L \leqslant 1{,}00$	
Płynny	$I_L > 1{,}00$	$w > w_L$

W uzasadnionych przypadkach dopuszcza się oznaczanie wartości I_L na podstawie empirycznych zależności $I_L = f(w, I_c)$.

2.14.2. Oznaczanie granicy skurczalności

Próbkę gruntu przygotowuje się w sposób analogiczny jak do oznaczania gęstości objętościowej. Dwie przygotowane próbki umieszcza się w parownicach i suszy początkowo w temperaturze pokojowej do stanu powietrzno-suchego, a następnie w temperaturze 105 - 110°C, w obydwu przypadkach do stałej masy. Po ochłodzeniu próbek oznacza się ich masy (m_s) i objętości (V), analogicznie jak przy oznaczeniu gęstości objętościowej. Następnie oznacza się gęstość objętościową ϱ. Granicę skurczalności gruntów (w_s) określa wilgotność, przy której wysychające próbki przestają zmniejszać swą objętość. Granicę tę w % oblicza się ze wzoru

$$w_s = \left(\frac{\varrho_w}{\varrho_d} - \frac{\varrho_w}{\varrho_s}\right) 100 \quad . \tag{2.44}$$

Oznaczenia symboli podano poprzednio.

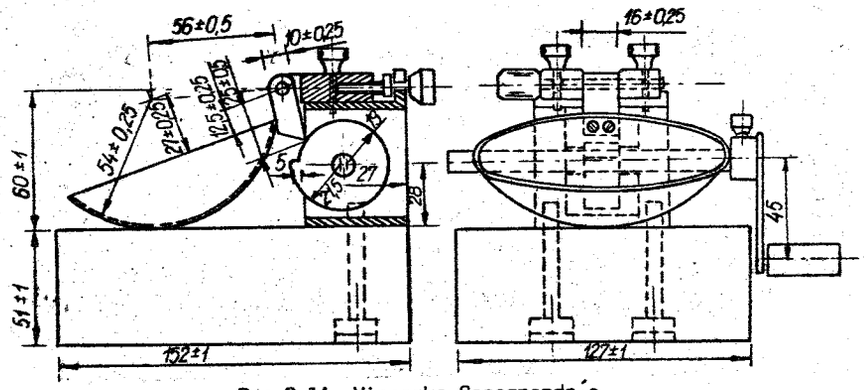
2.14.3. Oznaczanie granicy plastyczności

Z gruntu jednorodnego o zachowanej naturalnej wilgotności przygotowuje się próbkę o masie około 50 g. W przypadku gdy grunt jest w stanie zwartym lub

półzwartym, należy nasycić go wodą destylowaną do stanu plastycznego i wyrobić na jednorodną masę. Z przygotowanej próbki należy usunąć ziarna o średnicy ponad 2 mm. Następnie uformować kulkę o średnicy 7-8 mm i wałeczkować ją na dłoni do czasu aż wałeczek uzyska średnicę 3 mm, po czym z wałeczkowanego gruntu należy ponownie uformować kulkę. Czynność tę powtarza się aż wałeczek długości 4 do 5 cm pęknie lub rozpadnie się na kilka kawałków po podniesieniu go za jeden koniec. Wszystkie spękane kawałki gruntu umieszcza się w naczyniu wagowym z doszlifowanymi przykrywkami. Badanie powtarza się dotąd, aż w obu naczynkach wagowych zbierze się po co najmniej 5-7 g gruntu. Następnie oznacza się wilgotność obu próbek. Średnia arytmetyczna z tych oznaczań jest wartością granicy plastyczności (w_p). Jeżeli różnica obu oznaczań przekracza 10% wartości średniej, należy przeprowadzić dwa dodatkowe oznaczania i wartość ostateczną przyjąć średnią arytmetyczną trzech najmniej różniących się wartości.

2.14.4. Oznaczanie granic płynności według Casagrande'a

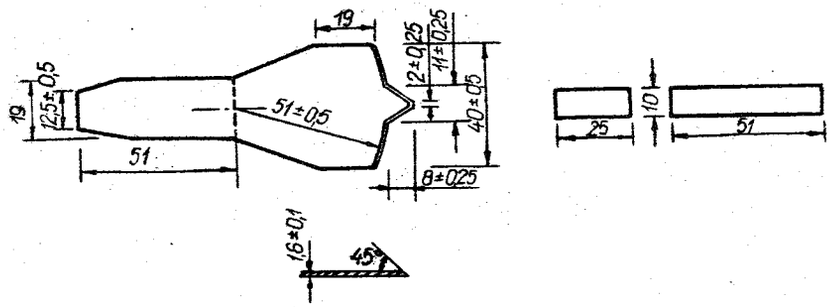
Do oznaczania bierze się jednorodną próbkę gruntu o zachowanej naturalnej wilgotności. Następnie wydziela się próbkę o masie około 150-200 g, umieszcza w parowniczce; zalewa wodą destylowaną. Po upływie co najmniej 20 godzin nasycony wodą grunt rozciera się na pastę gruntową. Ziarna o średnicy ponad 2 mm należy usunąć. Pastę układa się do miseczki Casagrande'a (rys.2.14



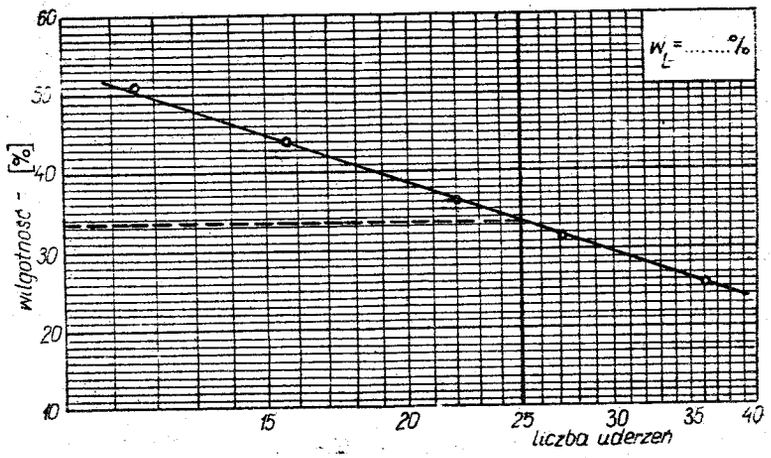
Rys.2.14. Miseczka Casagrande'a

Wysokość podnoszenia miseczki w tym aparacie wynosi 10 mm. Masa miseczki wynosi 160 g. Pastę gruntową układa się do miseczki w takiej ilości, aby łączna masa wynosiła 210 g.

Pastę do miseczki nakłada się przez rozsmarowywanie jej cienkimi warstwami, tak aby nie dopuścić do zamknięcia pęcherzyków powietrza w gruncie. Pasta powinna zapełnić przednią część miseczki, przy czym grubość warstwy nie powinna przekroczyć 8 mm. Po zważeniu miseczki wycina się rylcem w paście bruzdę. Rylec profilowany przedstawia rysunek 2.15. Miseczkę z pastą zakłada się do aparatu Casagrande'a, po czym obraca się korbą aparatu z szybkością 2 obr/s powodując uderzenia miseczki o gumową podkładkę. Uderzenia te powtarza się aż do chwili zrównania brzegów bruzdy na długości 10 mm i wysokości 1 mm. Następnie ze środka bruzdy pobiera się do tygielka próbkę gruntu o masie około 10 g i oznacza jej wilgotność. Resztę pasty nakłada się do parowniczki i miesza dokładnie z dodatkiem kilku lub kilkunastu kropel wody destylowanej. Badanie powyższe trzeba powtórzyć co najmniej 5 razy, z czego dwa lub trzy badania powinny w wyniku dać liczbę uderzeń niższą niż 25. Nie uwzględnia się tych badań, które w wyniku dały więcej niż 35 lub mniej niż 12 uderzeń.



Rys.2.15. Rylec profilowany

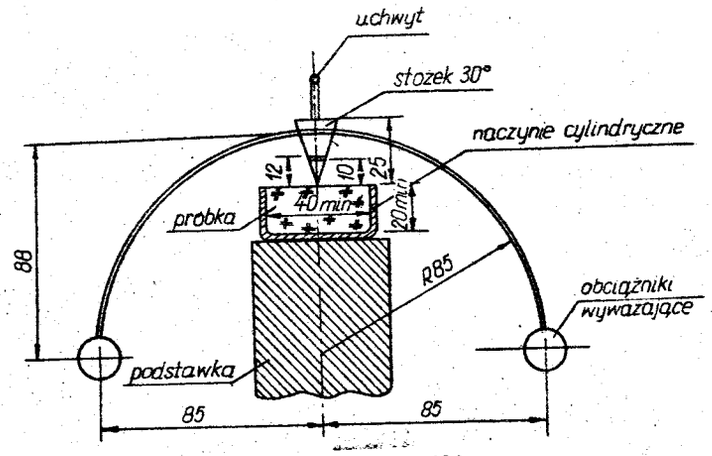


Rys.2.16. Siatka do określenia granicy płynności

Wszystkie oznaczone wilgotności przedstawia się na wykresie (rys.2.16). Punkt przecięcia otrzymanej prostej z linią odpowiadającą 25 uderzeniom określa wilgotność równą granicy płynności w_L badanego gruntu.

2.14.5. Oznaczanie granic płynności według Wasiliewa - $\overline{w}_L$

Próbki przygotowuje się w sposób podany w punkcie 2.14.4. Następnie do cylindrycznego naczynia nakłada się warstwami pastę gruntową, tak aby w masie pasty nie pozostały pęcherzyki powietrza. Stożek przeciera się watą nasyconą olejem wrzecionowym i ustawia ostrzem na powierzchni próbki (rys.2.17), po czym zwalnia uchwyt palców tak, aby stożek pogłębiał się w pastę gruntową pod własnym ciężarem.



Rys.2.17. Stożek Wasiliewa

W chwili zwolnienia stożka uruchamia się sekundomierz i po upływie 5 s określa się zagłębienie stożka, wiedząc że odległość obu rowków na stożku wynosi 2 mm. Po dokonaniu tego pomiaru, z bezpośredniego sąsiedztwa pobiera się do tygielka 10 - 15 g pasty gruntowej dla oznaczenia jej wilgotności. Jeżeli zanurzenie nie było równe 10 mm, to:

a) jeśli wynosi mniej niż 10 mm, należy do pasty dodać wody destylowanej i miar powtórzyć,

b) jeśli stożek zanurzył się więcej niż 10 mm, należy wilgotność obniżyć przez podsuszenie pasty i pomiar wykonać ponownie.

Za miarodajne uważa się wyniki, gdy stożek zanurza się więcej niż 8 mm oraz mniej niż 12 mm. Jeśli przy kolejnych badaniach uzyskuje się zagłębienie w zakresie 8 - 12 mm, to wartość w_L określa się na podstawie wykresu analogicznego do rysunku 2.16. Punkty wykresu powinny być co najmniej trzy. Punkt przecięcia otrzymanej prostej z linią odpowiadającą zagłębieniu 10 mm określa wilgotność równą granicy płynności - $\overline{w}_L$ badanego gruntu.

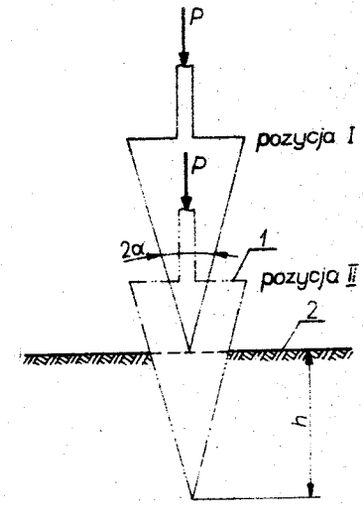
2.14.6. Oznaczanie granic płynności (w_L) gruntów metodą penetrometru stożkowego

Wartość granic płynności gruntu oblicza się za pomocą empirycznego równania

$$w_L = 0{,}004300\, w_{18}^2 + 0{,}8873\, w_{18} + 3{,}62 \qquad (2.45)$$

gdzie symbolem w_{18} oznaczona jest wilgotność pasty gruntowej, w którą stożkowa końcówka penetrometru (rys.2.18) wnika na głębokość h = 18,0 mm w warunkach pomiaru określonych oznaczaniem.

Z dostarczonego do badania gruntu należy pobrać reprezentatywną próbkę o masie 200 - 300 g i z odpowiednim dodatkiem wody wyrobić na pastę w sposób podany w 2.14.4. Pasta powinna mieć konsystencję odpowiadającą penetracji (h) w zakresie 10 - 12 mm. Pastę należy przygotować co najmniej 20 h przed rozpoczęciem oznaczania w_L. Do przygotowania pasty stosuje się wodę destylowaną.



Rys.2.18. Końcówka stożkowa penetrometru

Pastą gruntową napełnia się pierścień, który ma wysokość i średnicę wewnętrzną równą 30 mm, a krawędzie gładkie. Powierzchnię gruntu po obu stronach wyrównuje się nożem o prostej krawędzi tnącej. Pastę do pierścienia należy nakładać tak, aby w jej masie nie uległy zamknięciu bańki powietrza. Po tych czynnościach pierścień z pastą gruntową umieszcza się na podstawie penetrometru i doprowadza stożek do pozycji I (rys.2.18). Stożek powinien zagłębiać się

w pastę w środku pierścienia. Po tych czynnościach zwalnia się uchwyt stożka, powodując jego swobodny spadek i pogrążenie na głębokość h (pozycja II, rys.2.18).

Odczyt wartości h przeprowadza się po 5 - 10 s od momentu zwolnienia uchwytu stożka. Następnie pastę powtórnie miesza się kilka razy, bez dodawania wody, i ponownie wykonuje czynności w celu uzyskania drugiej wartości h. Wartością miarodajną jest wartość średnia arytmetyczną z obu pomiarów. Z pozostałego gruntu pobiera się próbkę do oznaczania wilgotności. Stożek do badania wyciera się mokrą a następnie suchą ligniną.

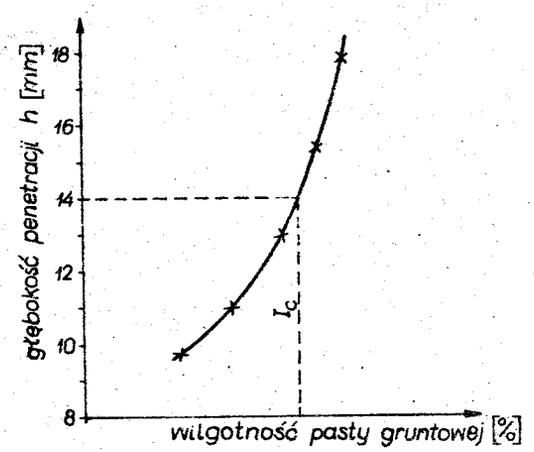
Wszystkie czynności powtarza się tyle razy, aby uzyskać co najmniej 4 punkty zależności h = f(w) w przedziale $12 \leqslant h \leqslant 20$ mm. Badanie powinno być prowadzone przy wzrastającej wilgotności pasty gruntowej.

Na podstawie uzyskanych co najmniej 4 par wartości h i w sporządza się wykres zależności h = f(w) i określa wilgotność pasty, odpowiadającą głębokości penetracji h = 18,0 mm.

Wartość granicy płynności oblicza się za pomocą równania (2.45).

2.14.7. Oznaczanie wskaźnika konsystencji gruntu (I_c)

Wskaźnik konsystencji (I_c) oznacza się jako wilgotność (%) pasty gruntowej osiągającej wytrzymałość na ścinanie τ_f = 5 kPa, w warunkach pomiaru wytrzymałości na ścinanie metodą penetrometru stożkowego (PS).



Rys.2.19. Wykres zależności głębokości penetracji stożka od wilgotności pasty gruntowej

Przy zastosowaniu penetrometru z końcówką stożkową odpowiada to głębokości penetracji h = 14,0 mm oznaczonej w sposób przedstawiony w 2.14.6. Przygotowanie próbki podano w 2.14.6, z tym że początkowa konsystencja pasty gruntowej powinna odpowiadać głębokości penetracji w zakresie h = 8 - 10 mm. Wykonanie oznaczania podano także w 2.14.6, z tym że co najmniej 2 punkty zależności (rys.2.19) powinny przypadać w zakresie h = 8 - 14 mm, a co najmniej dwa następne w zakresie h = 14 - 18 mm.

Wartości wskaźnika konsystencji (I_c) wyznacza się przez interpolację graficzną, na podstawie wykresów h = f(w), jako wilgotność pasty gruntowej odpowiadającą głębokości penetracji h = 14,0 mm.

2.14.8. Obliczanie wielkości pochodnych parametrów geotechnicznych

Wartości zmodyfikowanego stopnia zagęszczania (I_{DM}) należy obliczać ze wzoru

$$I_{DM} = I_D \frac{\varrho_d}{\varrho_{d\,max}} = \frac{\varrho_d - \varrho_{d\,min}}{\varrho_{d\,max} - \varrho_{d\,min}} \quad . \tag{2.46}$$

Obliczanie wartości stopnia konsystencji (I_K) należy przeprowadzać według wzoru

$$I_K = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = 1 - I_L \quad . \tag{2.47}$$

Wielkości I_K nie należy obliczać w przypadku gruntów małospoistych.

W celu uniknięcia wpływu błędów oznaczeń granic konsystencji (w_p, w_L) znacznie większych niż błędy oznaczania wskaźnika I_c należy posługiwać się stopniem plastyczności (I_{LN}).

Obliczenia wartości nowego stopnia plastyczności (I_{LN}) dokonuje się według wzoru

$$I_{LN} = A \frac{w}{I_c} - B \quad , \tag{2.48}$$

w którym:

w - wilgotność danego gruntu [%],

I_c - wartość wskaźnika konsystencji gruntu [%],

A,B - współczynniki empiryczne obliczane za pomocą wzorów:

$$A = 0{,}00041\, I_c^2 - 0{,}0602\, I_c + 3{,}082,$$

$$B = 0{,}000404\, I_c^2 - 0{,}0550\, I_c + 2{,}322.$$

Oznaczeń I_{LN} nie wykonuje się w przypadku gruntów małospoistych, spoistych gruntów organicznych oraz lessów i gruntów lessopodobnych.

2.15. Badania właściwości gruntów metodą makroskopową

2.15.1. Oznaczanie rodzaju gruntów

Rodzaj gruntów spoistych określa się na podstawie próby wałeczkowania i rozcierania gruntu. W przypadkach wątpliwych stosuje się również próbę rozmakania. Pobiera się grudkę gruntu bez frakcji kamienistej i żwirowej i z niej formuje kulkę średnicy około 7 mm. Z kulki wykonuje się wałeczek średnicy 3 mm. Kulkę układa się na lewej dłoni, prawą zaś wałeczkuje grunt przy nieznacznym nacisku, przesuwając dłoń prawą wzdłuż lewej z szybkością około 2 obrotów na sekundę. Jeśli wałeczek nie wykazuje spękań, należy go zgnieść, ponownie uformować kulkę i powtórzyć wałeczkowanie. Rodzaj spękań i wygląd wałeczka określa stopień spoistości (tab.2.11). Próbę wałeczkowania przeprowadza się na dwóch kulkach, a w przypadku niezgodności na trzeciej kulce.

W próbie rozcierania grunt rozciera się palcami zanurzonymi w wodzie. Wynik tej próby określa przynależność do I, II lub III grupy.

Próba rozmakania polega na tym, że grudkę średnicy 15 - 20 mm suszy się do stałej masy w temperaturze 105 - 110°C. Następnie przygotowaną grudkę umieszcza się na siatce o wymiarach boków oczek kwadratowych 5 mm i zanurza całkowicie w wodzie. Wynik badania gruntu określa się w zależności od szybkości rozmakania gruntu.

Grunty spoiste charakteryzują się tym, że po wyschnięciu tworzą zwarte bryły. Przy makroskopowym rozpoznaniu gruntów spoistych należy określenie ich nazwy uzupełnić opisem przewarstwień, domieszek zanieczyszczeń oraz typowych cech wtórnych, np. glina piaszczysta z ziarnami granitu i dużą domieszką miki, ił pylasty przewarstwiony pyłem (ił warwowy), itp.

Metoda makroskopowa jest uproszczonym badaniem rodzaju i stanu gruntów. Wyniki tych badań mają charakter przybliżony w stosunku do ustaleń wg PN-86/B-02480.

Grunty niespoiste po wyschnięciu do stanu powietrzno-suchego tworzą nie związane ze sobą cząstki lub grudki rozpadające się pod wpływem lekkiego nacisku palcem. Grunty spoiste tworzą po wyschnięciu zwarte bryłki.

Tabela 2.11.

Oznaczanie rodzajów gruntów metodą makroskopową

Lp.	Rodzaj gruntu, wskaźnik plastyczności (I_p) i zawartość frakcji iłowej (f_i)	Nazwy gruntów spoistych w zależności od zawartości frakcji piaskowej			Wynik badania	
		Grupa I (grunty piaszczyste)	Grupa II (grunty pośrednie)	Grupa III (grunty pylaste)	Próba wałeczkowania gruntu o naturalnej wilgotności	Próba rozmakania wysuszonej grudki (na siatce o boku oczka kwadratowego 5 mm)
1	mało spoisty a) $I_p < 5\%$ $f_i > 5\%$	piasek gliniasty	pył piaszczysty	pył	kulka rozpłaszcza się lub rozsypuje, grunt nie daje się wałeczkować	grudka rozmaka natychmiast
	mało spoisty b) $I_p = 5-10\%$ $f_i = 5-10\%$	piasek gliniasty	pył piaszczysty	pył	wałeczek rozwarstwia się podłużnie	grudka rozmaka w czasie 30 s do 5 min.
2	średnio spoisty $I_p = 10-20\%$ $f_i = 10-20\%$	glina piaszczysta	glina	glina pylasta	od początku do końca wałeczkowania powierzchnia wałeczka bez połysku, wałeczek pęka poprzecznie	grudka rozmaka w czasie 5 min. do 60 min.
3	zwięzło spoisty $I_p = 20-30\%$ $f_i = 20-30\%$	glina piaszczysta zwięzła	glina zwięzła	glina pylasta zwięzła	wałeczek początkowo bez połysku, przy końcu wałeczkowania z połyskiem, pęka poprzecznie	grudka rozmaka w czasie od 1 do 24 h
4	bardzo spoisty $I_p > 30\%$ $f_i > 30\%$	ił piaszczysty	ił	ił pylasty	kulka i wałeczek od początku z połyskiem	grudka rozmaka w czasie dłuższym niż 1 doba
	Rozpoznanie ilości frakcji piaskowej. Próba rozcierania w wodzie.	między palcami pozostaje dużo piasku	wyczuwa się ziarna piasku	nie wyczuwa się ziarn piasku		

Pył mało wilgotny przy rozcieraniu między palcami zachowuje się jak mąka kartoflana, a palce pokrywają się jasną mączką. Roztarty pył w stanie wysuszonym ma wygląd zbliżony do cementu. Gliny i iły w stanie mało wilgotnym nie zostawiają na palcach mączki pyłowej. Gliny morenowe zawierają najczęściej okruchy skalne i ziarna żwirowe. Grunty osadzone w wodzie mają widoczne warstewki o różnym uziarnieniu i odmiennym zabarwieniu. W przełamanej grudce gruntu jednorodnego widoczna jest w przekroju łupliwość wzdłuż równoległych powierzchni osadzania się cząstek w wodzie.

Rodzaj gruntów niespoistych określa się w sposób przybliżony na podstawie wzrokowej oceny wielkości i ilości ziarn poszczególnych frakcji, wykorzystując dane z tabeli 2.12. Wielkość ziarn można ponadto określać za pomocą lupy z podziałką mikrometryczną. Cechy charakterystyczne uzupełniające informację: żwir gliniasty i pospółka gliniasta wykazują możliwość tworzenia spojonych grudek, a piasek pylasty tworzy po wyschnięciu lekko spojone grudki, które rozsypują się między palcami w przypadku ich podnoszenia.

Tabela 2.12.

Rodzaj gruntu w zależności od zawartości poszczególnych frakcji

Nazwa gruntu	Zawartość frakcji [%]		
	>2 mm	>0,5 mm	>0,25 mm
Żwir	>50	-	-
Pospółka	50 - 10	>50	-
Piasek gruboziarnisty	<10	>50	
Piasek średnioziarnisty	<10	<50	>50
Piasek drobnoziarnisty	<10	<50	<50
Piasek pylasty	10	50	50

2.15.2. Oznaczanie stanu gruntów spoistych

Stan gruntów spoistych określa się na podstawie liczby kolejnych wałeczkowań tej samej próbki gruntu. Bierze się pod uwagę wałeczek o średnicy 3 mm, bez spękań. Wałeczkowanie gruntów średnio spoistych, zwięzło spoistych i bardzo spoistych należy przerwać, gdy na powierzchni wałeczka występują wyraźne poprzeczne spękania, a wałeczek długości 4 - 5 cm podniesiony za jeden koniec pęka pod swoją masą. Dla gruntów mało spoistych przerywa się wałeczkowanie, gdy wałeczek się rozsypuje.

Stan gruntów określa się następująco:

a) Przy stanie zwartym z próbki gruntu nie można uformować kulki,
b) Stan półzwarty jest wtedy, gdy z gruntu można uformować kulkę i wałeczek pęka podczas pierwszego wałeczkowania (liczba wałeczkowań X = 0),
c) Stan twardoplastyczny - gdy:
   - dla gruntów małospoistych: liczba wałeczkowań X = 1,
   - dla gruntów średniospoistych: liczba wałeczkowań X<2,
   - dla gruntów zwięzłospoistych: liczba wałeczkowań X<3,
   - dla gruntów bardzo spoistych: liczba wałeczkowań X<5,
d) Stan plastyczny - gdy:
   - dla gruntów małospoistych: liczba wałeczkowań X = 2,
   - dla gruntów średniospoistych: liczba wałeczkowań $2 \leqslant X \leqslant 4$,
   - dla gruntów zwięzłospoistych: liczba wałeczkowań $3 \leqslant X \leqslant 7$,
   - dla gruntów bardzo spoistych: liczba wałeczkowań $5 \leqslant X \leqslant 10$.

W przypadkach, gdy liczba wałeczkowań jest większa od podanej po prawej stronie nierówności wg poz.d) należy przyjąć, że stan badanego gruntu jest miękkoplastyczny.

Podane liczby wałeczkowań dotyczą najniższej wartości X spośród 3 wałeczkowań wykonanych na 3 kulkach badanego gruntu.

Powyższą metodą nie należy określać wartości stopnia plastyczności (I_L), a ograniczyć się jedynie do określenia stanu gruntu. W przypadku stwierdzenia stanu plastycznego zaleca się wykonanie oznaczania wartości I_L według 2.14.3.

2.15.3. Oznaczanie barwy gruntu

Barwę gruntu określa się na przełomie bryły gruntu o naturalnej wilgotności. Barwę podstawową przy jej określaniu umieszcza się na ostatnim miejscu. Odcienie barwy i jej intensywność opisuje się na pierwszym miejscu. Przy występowaniu kilku barw należy podać charakter ich występowania, np. zielona z czerwonymi smugami lub pstra czerwonozielona itp.

2.15.4. Oznaczanie wilgotności gruntu

Grunt przyjmuje się jako:

a) suchy - jeśli grudka gruntu przy zgniataniu pęka, a w stanie rozdrobnionym nie wykazuje zawilgocenia,

b) mało wilgotny - jeśli grudka gruntu przy zgniataniu odkształca się plastycznie, lecz papier filtracyjny lub ręka przyłożone do gruntu nie stają się wilgotne,

c) wilgotny - jeśli papier lub ręka przyłożone do gruntu stają się wilgotne,

d) mokry - jeśli przy ściskaniu gruntu w dłoni odsącza się z niego woda,

e) nawodniony - jeśli woda odsącza się z gruntu grawitacyjnie.

2.15.5. Oznaczanie klasy zawartości węglanów

Procentową zawartość węglanu wapnia ($CaCO_3$) w gruncie określa się według tabeli 2.13, obserwując reakcję gruntu po zwilżeniu kilkoma kroplami 20% kwasu solnego (HCl).

Tabela 2.13.

Oznaczanie klasy zawartości węglanów

Klasa zawartości węglanów	Przybliżona zawartość [%] węglanu wapnia $CaCO_3$	Reakcja gruntu po nalaniu kropli 20% kwasu solnego HCl
IV	>5	burzy się intensywnie i długo (>20 s)
III	3 - 5	burzy się intensywnie, lecz krótko (<20 s)
II	1 - 3	burzy się słabo i krótko
I	<1	ślady lub brak reakcji

2.16. Nowa klasyfikacja gruntów spoistych

Podstawą nowej klasyfikacji gruntów spoistych są następujące właściwości gruntów:

1) Całkowita powierzchnia właściwa S_t oznaczana metodą sorpcji błękitu metylenowego.

Powierzchnia właściwa całkowita $S_t[m^2 \cdot g^{-1}]$ jest to suma powierzchni cząstek i ziaren gruntowych odniesiona do 1 g suchej masy, oznaczona w określony sposób: jeśli nie zaznaczono inaczej, to przyjmuje się, że wartość S_t oznaczona jest metodą sorpcji błękitu metylowego.

2) Zawartość frakcji o ziarnach $d>0,25$ mm oraz $d>0,074$ lub 0,071 mm, oznaczana metodą na mokro wg PN-88/B-04481.

Oznaczanie wskaźnika konsystencji I_c pozwala na podział gruntów spoistych wg aktywności.

Nowej klasyfikacji gruntów spoistych nie należy stosować, gdy zawartość frakcji $d>2$ mm przekracza 10%.

Podstawową klasyfikacją gruntów spoistych jest klasyfikacja przedstawiona na rysunku 2.1.

Nowy podział gruntów spoistych wg zasad wymienionych wyżej podany jest w tabeli 2.14.

Tabela 2.14.

Lp.	Nazwa klasyfikacyjna	Powierzchnia właściwa gruntów (S_1); $[m^2/g]$	Zakres zawartość frakcji [%]	
			$d>0,25$ mm	$d>0,074$ mm lub $d>0,071$ mm
1	2	3	4	5
1	Piaski gliniaste (N)		$\geqslant 5$	35,1
2	Pyły piaszczyste (N)	$\leqslant 30$	<5	20,1 - 35
3	Pyły (N)		<5	$\leqslant 20$
4	Gliny piaszczyste (N)		-	$\geqslant 35,1$
5	Gliny (N)	30,1 - 65	-	20,1 - 35
6	Gliny pylaste (N)		-	$\leqslant 20$
7	Gliny piaszczyste zwięzłe (N)		-	$\geqslant 30,1$
8	Gliny zwięzłe (N)	65,1 - 100	-	10,1 - 30
9	Gliny pylaste zwięzłe (N)		-	$\leqslant 10$
10	Iły piaszczyste (N)		>5	-
11	Iły (N)	$\geqslant 100,1$	1,1 - 5	-
12	Iły pylaste (N)		$\leqslant 1$	-

Podane w tabeli 2.14 kol.4 i 5 zawartości frakcji odnoszą się do sumy frakcji piaskowej, pyłowej i iłowej; w przypadkach rozbieżności wnioskowania na podstawie danych kol.4 i 5 jako miarodajne przyjmuje się dane kol.5.

Nazwy gruntów spoistych wg nowej klasyfikacji należy oznaczać przez dodanie symbolu N.

Dla gruntów spoistych spełniających warunek $S_t > 20\ m^2 \cdot g^{-1}$ wprowadzony jest dodatkowy podział wg aktywności. Za miarę aktywności przyjęto wartość wskaźnika A_S, przy czym

$$A_S = \frac{S_t}{I_c - 10} \qquad (2.49)$$

gdzie:

S_t - powierzchnia właściwa całkowita $[m^2 \cdot g^{-1}]$,

I_c - wskaźnik konsystencji.

Wartość wskaźnika konsystencji I_c przyjmuje się w gramach wody na 100 g suchej masy gruntu.

Podział wg aktywności jest następujący:

- grunty o $A_S < 3{,}0$ określa się jako "mało aktywne" (symbol MA),
- grunty spełniające warunek: $3{,}0 \leqslant A_S \leqslant 5{,}5$ określa się jako "przeciętnie aktywne" (symbol PA),
- grunty o $A_S > 5{,}5$ określa się jako "bardzo aktywne" (symbol BA).

3. PRZEPŁYW WODY W GRUNCIE

3.1. Postacie wód podziemnych

Między wodami atmosferycznymi, powierzchniowymi i podziemnymi zachodzą pewne związki, których wyrazem jest proces zwany krążeniem albo obiegiem wody w przyrodzie. Polega on na tym, że pewna ilość wody krąży stale między atmosferą, hydrosferą i litosferą przenosząc się kolejno z jednego środowiska do drugiego.

Wody podziemne powstają dzięki wsiąkaniu, czyli infiltracji opadów atmosferycznych w głąb skorupy ziemskiej. Wody takie nazywają się infiltracyjnymi lub meteorycznymi.

Wody podziemne dzielą się na wody kondensacyjne, juwenilne, reliktowe i metamorficzne.

W niektórych regionach suchych, z bardzo małą ilością opadów atmosferycznych, wody podziemne znajdują się niezbyt głęboko. Wody te pochodzą z kondensacji pary wodnej zawartej w powietrzu wypełniającym pory i wolne przestrzenie w glebie, gruntach i skałach. Tak powstałe wody nazywają się wodami kondensacyjnymi.

Badanie źródeł gorących doprowadziło do teorii genezy niektórych wód podziemnych. Chodzi tu o hydrotermalne roztwory będące pomagmowymi resztkami wydzielonymi w ostatnim etapie procesu krzepnięcia magmy. Wody takie nazywają się juwenilnymi.

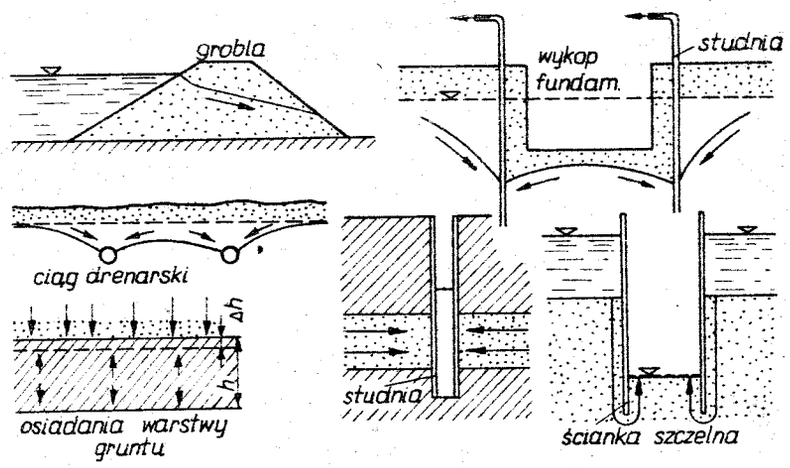
W głębokich wierceniach prowadzonych w celu poszukiwań np. ropy naftowej spotyka się często wody, które są całkowicie izolowane warstwami nieprzepuszczalnymi. Nie mogą one dostawać się do środowiska skalnego drogą infiltracji opadów atmosferycznych ani z głębi wygasających ognisk magmowych. Uważa się je za wody dawnych epok geologicznych i nazywa wodami reliktowymi, czyli szczątkowymi.

W czasie termicznej metamorfozy skał niektóre minerały, nietrwałe w podwyższonej temperaturze, ulegają przeobrażeniu. Wydzielają się przy tym wody, które nazywa się metamorficznymi.

W toku dziejów geologicznych wody różnego pochodzenia, krążące w skorupie ziemskiej, mogą się mieszać tworząc w ten sposób wody poligenetyczne.

Podczas wykonywania wykopu lub wiercenia spotyka się zazwyczaj wodę. Zalewa ona dno wykopu lub wypełnia rurę wiertniczą do pewnej wysokości. Można zatem wyróżnić dwie strefy: strefę aeracji, czyli napowietrzania, i strefę saturacji, czyli nasycenia wodą. Granicą obydwu stref jest zwierciadło wody podziemnej.

Przy rozpatrywaniu problemów techniczno-budowlanych ważną rolę odgrywa nie tylko ilość wody podziemnej zawarta w podłożu, lecz także kierunek jej przepływu. Przykłady przepływu wody w podłożu gruntowym pokazane są na rysunku 3.1.



Rys.3.1. Przykłady przepływu wody

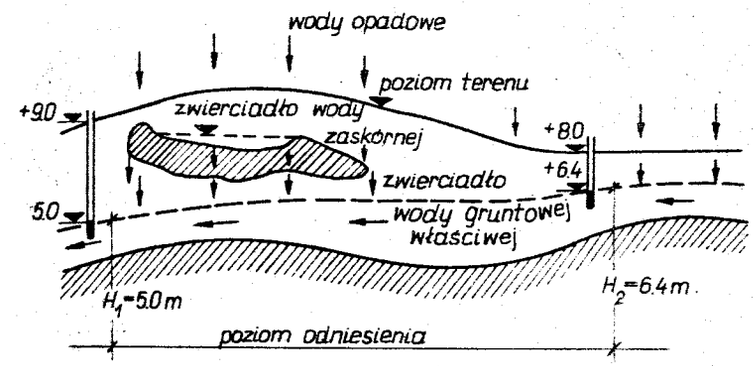
Wody podziemne mogą występować w kilku fizycznie różnych postaciach, a mianowicie: woda błonkowa, kapilarna (włoskowata), gruntowa wolna, naporowa, skalna, woda wchodząca w skład minerałów oraz woda w postaci pary i soczewek lodu.

W o d a b ł o n k o w a powstaje dookoła cząstki gruntowej. Woda ta podlega siłom napięcia powierzchniowego. Stwarza ona wrażenie wilgoci przy dotyku gruntu.

W o d a k a p i l a r n a (patrz pkt.1.7) nie ulega wcale, lub tylko minimalnie, działającej na nią sile przyciągania ziemskiego; podlega ona siłom napięcia powierzchniowego. Przy podgrzaniu próbki gruntu do 150°C ustępuje woda wolna kapilarna i luźno związana na powierzchni nie uszkodzonych kryształów tworzących cząstkę gruntową. Przy dalszym podgrzaniu od 150°C do 400°C odparowuje woda błonkowa mocno związana.

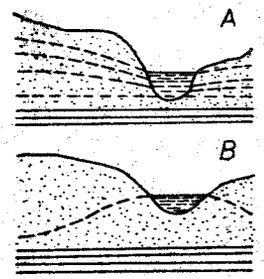
W o d a g r u n t o w a w o l n a, czyli grawitacyjna, spływa pod działaniem siły ciężkości ku dołowi. Zaczynając od swego zwierciadła wypełnia ona dostępne przestrzenie w gruncie. Ze względu na sposób występowania, można wyróżnić następujące rodzaje wody gruntowej wolnej:

a) wsiąkowa - jako produkt deszczu lub topnienia śniegów,
b) zawieszona - zatrzymana na skutek przylegania cząsteczek gruntu w warstwie trudno przepuszczalnej, bądź też zbierająca się nad nią,
c) zaskórna (rys.3.2) - zatrzymana przez nieprzepuszczalne podłoże tak blisko powierzchni ziemi, że może parować z gruntu i przechodzić w atmosferę bezpośrednio lub za pośrednictwem roślin,

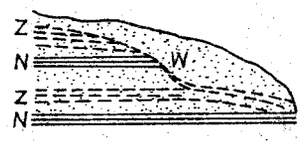


Rys.3.2. Woda zaskórna i gruntowa właściwa

d) dolinna(aluwialna) sącząca się przez osady, głównie piaszczyste, wypełniające dna dolin rzecznych; zwierciadło jej kształtuje się zazwyczaj w bezpośrednim związku z wodą płynącej doliną rzeki (rys.3.3),
e) freatyczna (od greckiego frea - studnia), czyli gruntowa wgłębna, rozlewająca się w spągu przebytych pokładów przepuszczalnych (po dojściu do podścielającej je od dołu warstwy nieprzepuszczalnej) i tworząca tam pierwszy poziom wodonośny o określonym kształcie. W obrębie takiego poziomu ustalają się zazwyczaj określone kierunki sączenia się wody, zależnie od jej zasilania przez opady i od odpływu do źródeł i studzien. Często w kolejnych warstwach wodonośnych, pooddzielanych od siebie warstwami nieprzepuszczalnymi, można stwierdzić kilka takich poziomów (rys.3.4).



Rys.3.3. Różne rodzaje stosunku między wodami gruntowymi a rzeką, A - wody gruntowe zasilają rzekę, B - rzeka zasila wody gruntowe. Kropki oznaczają warstwę przepuszczalną, kreski - - warstwę nieprzepuszczalną

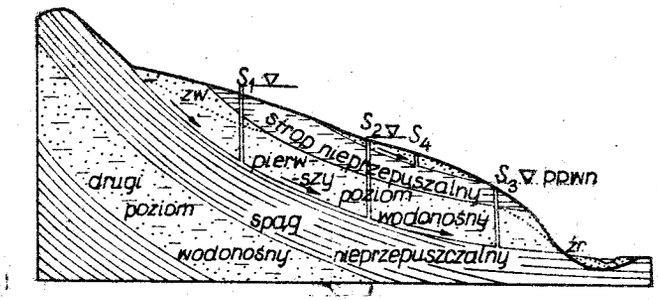


Rys.3.4. Piętra wody gruntowej oraz "wodospad podziemny". Z - zwierciadło wody gruntowej, N - warstwa nieprzepuszczalna, W - tzw. wodospad podziemny

W o d y g r u n t o w e n a p o r o w e (pod ciśnieniem) wypełniają określone zbiorniki składające się z gruntów przepuszczalnych ograniczonych nie tylko od dołu, lecz również od boków i częściowo od góry przez warstwy nieprzepuszczalne (rys.3.5). Zamknięcie odpływu przez te warstwy powoduje wzrost ciśnienia hydrostatycznego, wobec czego po nawierceniu otworu studziennego woda podnosi się w tym otworze na znaczną wysokość. Wodę taką nazywamy artezyjską (rys.3.6).

Rys.3.5. Zbiornik wód naporowych z częściowym odpływem na zewnątrz. P - warstwa przepuszczalna, N - warstwy nieprzepuszczalne, H_1 - poziom odpowiadający zwierciadłu ustalonemu w strefie zasilania, H_2 - poziom piezometryczny, do którego podnosi się w rzeczywistości woda naporowa w studniach i źródłach

W o d a s k a l n a zawarta jest w warstwach skały przepuszczalnej, oddzielonych od siebie nieprzepuszczalnymi przegrodami, bądź też w szczelinach, jaskiniach itp. Woda ta nie stanowi jednolitej całości i poziom jej jest nieciągły.



Rys.3.6. Ogólny schemat wód gruntowych naporowych gromadzących się w zbiorniku podziemnym mającym wypływ (ppwn - poziom piezometryczny wody naporowej)

Wodę wchodzącą w skład minerałów można podzielić na wodę k r y s t a l i z a c y j n ą i w o d ę c h e m i c z n i e z w i ą z a n ą . Usunięcie wody krystalizacyjnej powoduje zmianę właściwości fizycznych i chemicznych minerału, natomiast usunięcie wody chemicznie związanej powoduje rozpad minerału. Przy podgrzaniu gruntu ponad 400°C uwalniają się jony wodorotlenkowe znajdujące się wewnątrz kryształów minerałów iłowych jako woda chemicznie związana.

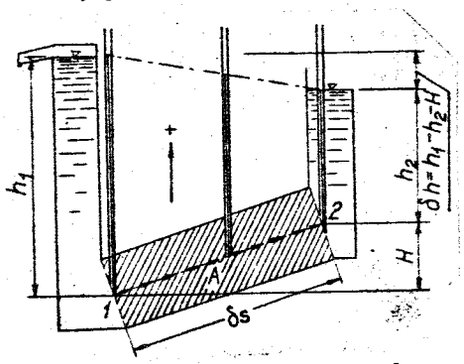
W o d a w p o s t a c i p a r y w o d n e j występuje w porach między ziarnami gruntu, które nie są zapełnione innymi rodzajami wody. Ogólna ilość pary wodnej w gruncie nie przekracza 0,001% masy gruntu. W zimie woda w gruncie występuje u nas w p o s t a c i s o c z e w e k l o d u . Warstwa ta nadaje gruntowi cechę nieprzepuszczalności.

Na rysunku 3.2 pokazano przepływ wody, który ma zawsze kierunek ku niższemu poziomowi piezometrycznemu. Poziomem piezometrycznym nazywa się poziom ustalenia się zwierciadła wody w rurze piezometrycznej. Rurą piezometryczną może być np. rura obsadowa wstawiona w czasie wierceń w przewierconą warstwę wodonośną.

Jak podano na wstępie, duże znaczenie praktyczne ma dokładne zbadanie poziomów wód gruntowych, a szczególnie ustalenie kierunku i szybkości przepływu. Wiadomo jest np., że przy naporze wody gruntowej budowle podziemne powinny być wykonane jako monolityczne i mieć odpowiednią izolację powłokową. Obiekt konstruowany z elementów prefabrykowanych może okazać się nieszczelny. Wykonanie nieprzepuszczalnych złącz z elementów jest bardzo trudne, mimo zastosowania materiałów izolacyjnych.

3.2. Wodoprzepuszczalność (filtracja) gruntów

Wodoprzepuszczalnością (filtracją) nazywamy zdolność przepuszczania wody przez grunt siecią kanalików utworzonych z jego porów. Przepływ wody spowodowany jest siłami grawitacyjnymi ziemi, które dążą do wyrównania różnych poziomów wody w kanalikach gruntowych. Na rysunku 3.7 pokazano zasadę teoretyczną przepływu wody gruntowej. Czynnikiem powodującym przepływ wody jest ciśnienie będące iloczynem różnicy wysokości poziomów wody δh i gęstości wody (g_w = 1,0 t·m^{-3}). Ciśnienie to $\delta h\, g_w g$ rozkłada się na całą drogę równomiernie wtedy, gdy opory na tej drodze są jednakowe. Jego charakterystyczna wielkość osiągnięta na długości linii przepływu jest gradientem ciśnienia określonego wzorem



Rys.3.7. Zasada teoretyczna przepływu wody gruntowej: A - grunt, δh - strata naporu hydraulicznego, h_1,h_2 - piezometryczne wysokości ciśnienia, H - podstawowa wysokość ciśnienia

$$i_p = \frac{\delta h\, g_w g}{\delta s} \quad . \qquad (3.1)$$

Przy wartościach bezwymiarowych otrzymuje się gradient hydrauliczny ze wzoru

$$i = \frac{i_p}{g_w g} = \frac{\delta h}{\delta s} \quad , \qquad (3.2)$$

w którym:

- i - gradient hydrauliczny (liczba niemianowana),
- δs - długość drogi filtracji [cm],
- δh - strata naporu hydraulicznego [cm].

Do określenia wielkości filtracji korzysta się ze wzoru Darcy'ego

$$Q = k\, A\, i\, T \quad , \qquad (3.3)$$

gdzie:

- Q - objętość wody przepływającej przez grunt w czasie T [cm^3],
- A - pole przekroju [cm^2],
- T - czas obserwacji [s],
- k - współczynnik filtracji [cm·s^{-1}].

Miarą wodoprzepuszczalności gruntu jest tzw. stała Darcy'ego "k", określająca zależność między gradientem hydraulicznym "i" a ilością przepływającej wody "q", przy założeniu jednostkowego przekroju i czasu

$$q = k i \quad . \qquad (3.4)$$

Wzór (3.4) stanowi jedno z praw mechaniki gruntów i nazywa się p r a w e m f i l t r a c j i wody. Jest ono stosowane do obliczania konsolidacji gruntów nasyconych wodą oraz do obliczania obniżenia poziomu wody gruntowej. Współczynnik filtracji jest wielkością charakterystyczną dla danego ośrodka gruntowego i nie zależy od gradientu hydraulicznego. Zależy on natomiast od porowatości gruntu, jego uziarnienia i temperatury przepływającej wody, co można symbolicznie zapisać

$$k = f(n, d, t) \quad .$$

T a b e l a 3.1.

Orientacyjne wartości współczynnika filtracji gruntów

Nazwa gruntu	Wartości liczbowe współczynnika k [cm·s^{-1}]
Żwir drobny	10 - 10^{-1}
Piasek gruby	10^{-1} - 10^{-2}
Piasek drobny	10^{-2} - 10^{-3}
Piasek pylasty	10^{-3} - 10^{-4}
Less o strukturze nienaruszonej	10^{-3} - 10^{-4}
Less o strukturze przerobionej	10^{-5} - 10^{-7}
Pyły	10^{-4} - 10^{-6}
Gliny	10^{-6} - 10^{-8}
Gliny zwięzłe	10^{-7} - 10^{-9}
Iły	10^{-8} - 10^{-10}

3.3. Obliczanie współczynnika filtracji gruntów niespoistych

Obliczania wartości współczynnika filtracji gruntów niespoistych dokonuje się za pomocą wzorów empirycznych. Można także ustalać ten współczynnik za pomocą odpowiednich tabel. W obu przypadkach związane jest to z przesączaniem się wody w gruncie oraz uznaniem w praktyce inżynierskiej przybliżo-

nych wyników współczynnika filtracji za wystarczające i potraktowaniem danej warstwy gruntu za reprezentatywną.

Dla gruntów mieszczących się w przedziale średnic efektywnych d_{10} = = 0,06 - 0,28 mm, o porowatości n = 0,32 - 0,47, wartość współczynnika filtracji można obliczać według wzoru Krügera

$$k_{10} = 1350 \frac{n}{S^2}, \qquad (3.5)$$

gdzie:

k_{10} - współczynnik filtracji wody w gruncie przy jej temperaturze równej 10^oC $[cm \cdot s^{-1}]$,

n - porowatość gruntu wyrażona ułamkiem, określona za pomocą badań laboratoryjnych lub przyjmowana według tablicy 1 z normy BN-76/8950-03,

S - sumaryczna powierzchnia cząstek gruntu zawartych w 1 cm^3 próbki gruntu $[cm^2]$.

Sumaryczną powierzchnię cząstek gruntu (S) oblicza się ze wzoru

$$S = 60(1 - n) \sum_{i=1}^{N} \frac{g_i}{d_i},$$

w którym:

N - liczba przedziałów obliczeniowych w próbce gruntu; dobór przedziałów obliczeniowych przeprowadza się w taki sposób, aby ich liczba nie była mniejsza od siedmiu, aby podział był możliwie regularny oraz aby wykres uziarnienia gruntu w przedziale dolnych 10% zawartości cząstek zastępczych był podzielony na co najmniej 3 przedziały,

i - numer kolejny przedziału obliczeniowego,

g_i - część całkowitej objętości próbki, stanowiąca i-ty przedział obliczeniowy, wyrażona ułamkiem właściwym,

d_i - przeciętna średnica ziarn i-tego przedziału obliczeniowego, [mm], przy czym:

$$d_i = \frac{d_{g(i)} + d_{d(i)}}{2},$$

gdzie

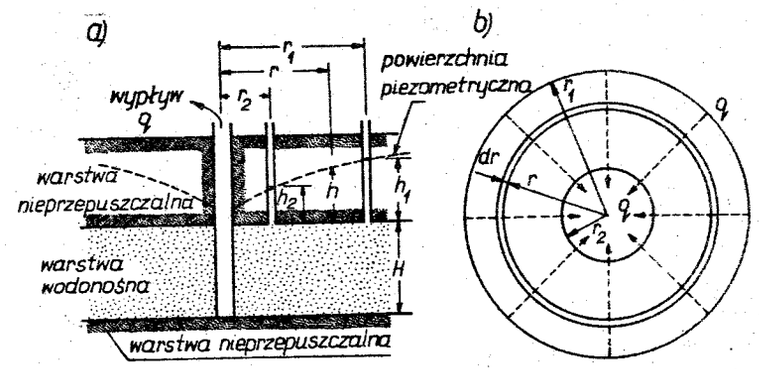
$d_{g(i)}$ oraz $d_{d(i)}$ - górne i dolne ograniczenia i-tego przedziału obliczeniowego [mm].

W przypadku gruntów mających średnicę efektywną, mieszczącą się w przedziale d_{10} = 0,06 - 0,6 mm, oraz wskaźnik różnoziarnistości uziarnienia gruntu mieszczący się w przedziale U = 1,0 - 20,0 należy stosować tablicę Beyera zgodnie z wyżej cytowaną normą branżową.

3.4. Badanie współczynnika filtracji w terenie

3.4.1. Warstwa wodonośna między dwiema warstwami gruntu nieprzepuszczalnego

Wśród metod określenia współczynnika filtracji w terenie najbardziej interesujące ze względów praktycznych jest próbne pompowanie. Polega ono na pompowaniu wody ze studni lub otworu hydrogeologicznego, przy równoczesnym prowadzeniu pomiarów natężenia przepływu ujmowanej wody i depresji oraz innych notowań przewidzianych programem próbnego pompowania. Projektowanie i wykonanie próbnych pompowań z pojedynczych studni i otworów hydrogeologicznych w warunkach ruchu ustalonego powinno być zgodne z normą branżową BN-78/8950-05, natomiast określenie współczynnika filtracji oraz wydatku i promienia leja depresji - z normą BN-71/8950-04. Wyniki badań terenowych (pompowania) umożliwiają obliczenie średniego współczynnika filtracji warstwy gruntu w kierunku przepływu. Rozważmy przepływ wody przez warstwę wodonośną zalegającą między dwiema warstwami nieprzepuszczalnymi (rys.3.8).



Rys.3.8. Promienisty przepływ do studni

Pompuje się zazwyczaj ze studni sięgającej do spągu warstwy wodonośnej i woda wpływać może do studni jedynie z tej warstwy. Pompowanie ze studni wykonuje się tak, aby natężenie wypływu q było stałe, a obniżenie krzywej depresji następowało dookoła studni (rys.3.8a). Powierzchnię piezometryczną

określa się przy pomocy otworów obserwacyjnych umiejscowionych w odległościach r_1 i r_2 od studni, z której pompuje się wodę. Otwór obserwacyjny jest to otwór do obserwacji stanów zwierciadła wody podziemnej. Poziomy piezometryczne znajdują się w odległościach: h_1 w r_1 i h_2 w r_2.

Po osiągnięciu stanu równowagi przez powierzchnię piezometryczną zauważa się ustalony przepływ wody w kierunku studni. Określenie "stan równowagi" można przyjąć, gdy natężenie zmian poziomu piezometrycznego jest bardzo małe w porównaniu z natężeniem przepływu i wartościami h_1 i h_2. Teoretycznie podczas pompowania poziom nigdy nie jest nieruchomy. Przez grubościenny cylinder o promieniach r_1 i r_2 (rys.3.8b) wydatkowuje się wodę q. Zgodnie z prawem Darcy'ego zapisuje się równanie na wydatek wody przepływającej przez element cylindra o promieniu r i grubości dr

$$q = k \frac{dh}{dr} 2\pi r H . \qquad (3.6)$$

Równanie to całkuje się w granicach od h_1 do h_2 i od r_1 do r_2 i otrzymuje się:

$$q \ln \frac{r_1}{r_2} = 2\pi k (h_1 - h_2) H ,$$

skąd

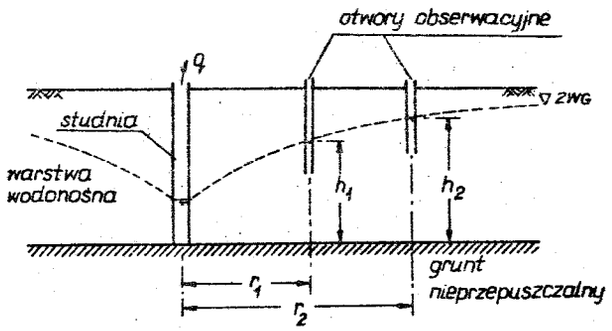
$$k = \frac{q \ln \frac{r_1}{r_2}}{2\pi (h_1 - h_2) H} . \qquad (3.7)$$

3.4.2. Warstwa wodonośna na warstwie gruntu nieprzepuszczalnego

Zastosowana w tym przypadku metoda wymaga pompowania ciągłego ze studni opi rającej się o spąg warstwy jednorodnego gruboziarnistego gruntu wodonośnego (rys.3.9). Filtracja występuje promieniście w kierunku studni, a otwory wie nicze - obserwacyjne umieszcza się na promienistych liniach wychodzących ze środka studni. Pompowanie jest kontynuowane do chwili, gdy ustala się określone warunki filtracji. Na jednym promieniu powinny być najmniej dwa otwory obserwacyjne. Poziom wody w otworach obserwacyjnych wtedy odpowiada obniżon mu położeniu zwierciadła wody gruntowej, gdy ustalony jest "stan równowagi"

Analiza opiera się na założeniu, że gradient hydrauliczny w każdej od ległości od studni jest stały i równa się pochyleniu zwierciadła wody, tj.

$$i = \frac{h_2 - h_1}{r_2 - r_1} = \frac{dh}{dr} . \qquad (3.8$$



Rys.3.9. Próbne pompowanie ze studni

Znane jest to jako zasada Dupuita. Jest to obliczenie w miarę dokładne (po wyłączeniu punktów zawierających się w obrębie studni). W odległości r od studni powierzchnia przepływu wynosi $2\pi rh$.
Stosując równanie Darcy'ego otrzymuje się:

$$q = 2\pi rhk \frac{dh}{dr} ,$$

$$q \int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = 2\pi k \int_{h_1}^{h_2} h dh ,$$

$$q \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) = \pi k (h_2^2 - h_1^2) .$$

Ostatecznie

$$k = \frac{2{,}3\, q \lg \frac{r_2}{r_1}}{\pi (h_2^2 - h_1^2)} . \qquad (3.9)$$

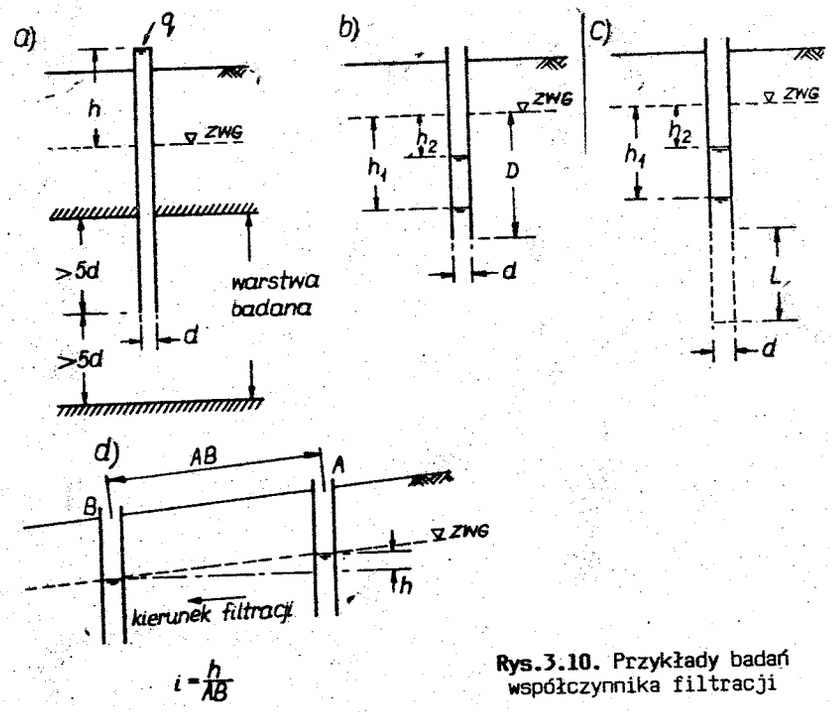
Równanie to stosuje się dla każdej pary otworów obserwacyjnych i następnie wyznacza się średnią wartość k.

3.4.3. Inne metody badań współczynnika filtracji "in situ"

Rozważmy układ przedstawiony na rysunku 3.10a. W tym przypadku woda mająca stałą wysokość h w rurze wiertniczej przepływa do badanej warstwy przez spód otworu wiertniczego, którego ściany boczne są osłonięte rurą bez otworów.

Dolny koniec zarurowanego odwiertu nie powinien znajdować się w odległości mniejszej niż 5 d od stropu lub od spągu badanej warstwy; d oznacza wewnętrzną średnicę rury wiertniczej. Kolejno mierzy się natężenie przepływu q konieczne do utrzymania stałego poziomu wody. Współczynnik filtracji oblicza się z równania rozwiniętego przez analogię do doświadczeń elektrycznych

$$k = \frac{q}{2{,}75\ hd} \quad . \tag{3.10}$$



Rys.3.10. Przykłady badań współczynnika filtracji

Przeprowadzając badanie należy zapewnić niezatykanie się dna otworu wiertniczego osadem odkładanym w badanej warstwie przez wodę. W przypadkach koniecznych woda może być pompowana do środka otworu wiertniczego pod ciśnieniem.

Rysunek 3.10b obrazuje metodę badania w przypadku zmiennej wysokości wody w otworze wiertniczym w odniesieniu do poziomu zwierciadła wody gruntowej. Otwór wiertniczy zarurowany, o średnicy wewnętrznej d, zagłębiony jest w podłoże na głębokość D poniżej zwierciadła wody gruntowej, przy czym głębokość D powinna wynosić mniej niż 1,5 m. W przypadku drugim zakłada się, że warstwa wodonośna charakteryzuje się bardzo dużą miąższością.

Współczynnik filtracji określa się ze wzoru:

$$k = \frac{\pi d}{11\ T} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) , \tag{3.11}$$

gdzie

T - czas obserwacji, w którym poziom wody w rurze wiertniczej zmienia się od h_1 do h_2.

Trzecia metoda badania współczynnika filtracji "in situ" ma zastosowanie w podłożu jednorodnym z warstwą wodonośną o bardzo dużej miąższości. Otwór wiertniczy jest zarurowany tylko do pewnej głębokości, poniżej której na długości L (przy czym L>4d) otwór ma rurę perforowaną lub jest nierurowany (rys.3.10c). Współczynnik filtracji określa równanie

$$k = \frac{d^2}{8\ LT} \ln\left(\frac{2L}{d}\right) \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) . \tag{3.12}$$

Współczynnik filtracji można również określić metodę pomiarów prędkości przepływu wody w gruntach gruboziarnistych, korzystając z równania

$$v = \frac{ki}{n} . \tag{3.13}$$

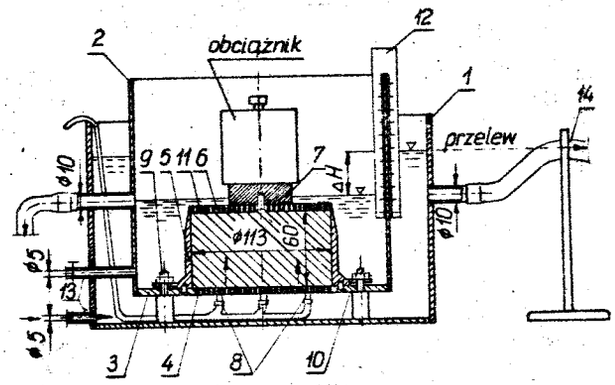
Metoda ta wymaga wykonania niezarurowanych otworów wiertniczych (lub wykopów badawczych) w dwóch punktach A i B (rys.3.10d). Przepływ wody w gruncie odbywa się od punktu A do B. Porowatość gruntu (n) oznacza się zgodnie ze wzorem (2.28). Gradient hydrauliczny jest wartością daną, jako stosunek różnicy ustalonych poziomów wody w odwiertach do długości AB. Do otworu wiertniczego A wpuszcza się farbę i dokonuje pomiaru czasu, w którym farba pojawi się w otworze B. Prędkość przepływu wody równa jest wtedy odległości AB podzielonej przez zmierzony czas. Współczynnik filtracji oblicza się ze wzoru

$$k = \frac{v\ n}{i} .$$

3.5. Oznaczanie współczynnika filtracji gruntów niespoistych

Oznaczanie współczynnika filtracji gruntów niespoistych wykonuje się w celu oceny przydatności tych gruntów w drogownictwie. Używa się ich jako podsypki pod nawierzchnie drogowe i jako sączków poprzecznych. Oznaczanie to wykonuje się także do celów budowlanych, np. do obniżenia poziomu wody gruntowej przy robotach fundamentowych i do budownictwa wodnego (przepuszczalność grobli i dna zbiorników). Do badania przygotowuje się próbkę o nienaruszonej

strukturze; pobiera się ją do pierścienia wmontowanego do aparatu o stałym naporze (rys.3.11). Przed wmontowaniem pierścienia do aparatu zawarty w pierścieniu piasek suszy się do stałej masy, a następnie chłodzi do temperatury pokojowej. W razie niemożności pobrania próbki o nienaruszonej strukturze oraz przy badaniach dla celów drogowych można badanie to wykonać na piasku wsypanym do pierścienia. Jeśli piasek sypany do pierścienia rozsegregowuje się, to trzeba go przed wsypaniem zwilżyć, a po wypełnieniu nim pierścienia wysuszyć do stałej masy. Po wmontowaniu do aparatu pierścienia z próbką o nienaruszonej strukturze rozpoczyna się napełnianie aparatu wodą o temperaturze pokojowej, przegotowaną lub odpowietrzoną za pomocą filtru żwirowego.



Rys.3.11. Schemat aparatu ITB-ZW K2: 1 - cylinder zewnętrzny, 2 - cylinder wewnętrzny, 3 - podstawa perforowana, 4 - sito o wielkości boków oczek kwadratowych 0,2 mm, 5 - pierścień, 6 - filtr górny, 7 - nadstawka, 8 - końcówki odpowietrzające i rurki gumowe, 9 - nakrętka, 10 - uszczelnienie, 11 - sito o wielkości boków oczek kwadratowych 0,2 mm, 12 - podziałki milimetrowe, 13 - dopływ wody, 14 - przelew

Wodę doprowadza się przez dopływ dolny. Drogę od spodu do wierzchu badanej próbki powinna woda przebyć w czasie co najmniej 20 minut. Po ustaleniu się zwierciadła wody w obydwu komorach aparatu, wykonuje się pięć pomiarów wydatku wody - Q w czasach - T. Gradient hydrauliczny zalecany jest w granicach 0,3 - 0,8. Następnie przeprowadza się to samo badanie, lecz w odwrotnym kierunku ruchu wody. Wreszcie próbkę, bez wyjmowania jej z pierścienia, trzeba wysuszyć, a całe badanie powtórzyć. Jeśli oznaczanie jest wykonywane dla celów budownictwa przy próbkach o naruszonej strukturze, należy je wykonać na czterech próbkach w różnych stanach zagęszczenia. Dla celów drogowych zaś

oznaczanie przeprowadza się na dwu próbkach o naruszonej strukturze przy największym i najmniejszym stanie zagęszczenia. Obliczenia wyników można dokonać na podstawie wzoru (3.3). Współczynnik filtracji k liczy się w odniesieniu do temperatury $10^{o}C$ według wzoru:

$$k_{10} = \frac{k}{0,7 + 0,03\,t}\,, \qquad (3.14)$$

w którym

t - temperatura wody podczas badania w stopniach Celsjusza.

Dla próbek o naruszonej strukturze, z otrzymanych czterech wartości k_{10}, wykonuje się wykres w zależności od porowatości badanych próbek. Jeśli wynik ma służyć dla celów budowlanych, to wartością poszukiwaną k_{10} będzie ta, która odpowiada porowatości naturalnej badanego piasku. Jeśli zaś badanie przeprowadza się dla celów drogowych, to przyjmuje się wartość k_{10} jako średnią z maksymalnego i minimalnego zagęszczenia.

3.6. Oznaczanie współczynnika filtracji gruntów spoistych

W praktyce budowlanej oznaczanie współczynnika filtracji gruntów spoistych wykonuje się sporadycznie. Ponieważ grunty spoiste wykazują na ogół małą przepuszczalność, należy stosować do tego celu aparaty o zmiennym naporze. Zasada aparatu o zmiennym naporze polega na tym, że dopływ wody jest przekazywany przez rurkę o przekroju poprzecznym znacznie mniejszym niż przekrój poprzeczny badanej próbki gruntu (rys.3.12). Ważną rzeczą w tym badaniu jest zapewnienie właściwego przylegania próbki gruntu spoistego do ścian metalowego pierścienia. Wprowadzamy oznaczenia:

$A = \frac{D^2\pi}{4}$ - przekrój poprzeczny próbki gruntu,

l - wysokość próbki gruntu,

$a = \frac{d^2\pi}{4}$ - przekrój poprzeczny rurki szklanej doprowadzającej wodę,

T_1 - początkowy moment doświadczenia,

T_2 - końcowy moment doświadczenia.

W dowolnym krótkim czasie dT przepłynie przez rurkę następująca ilość wody:

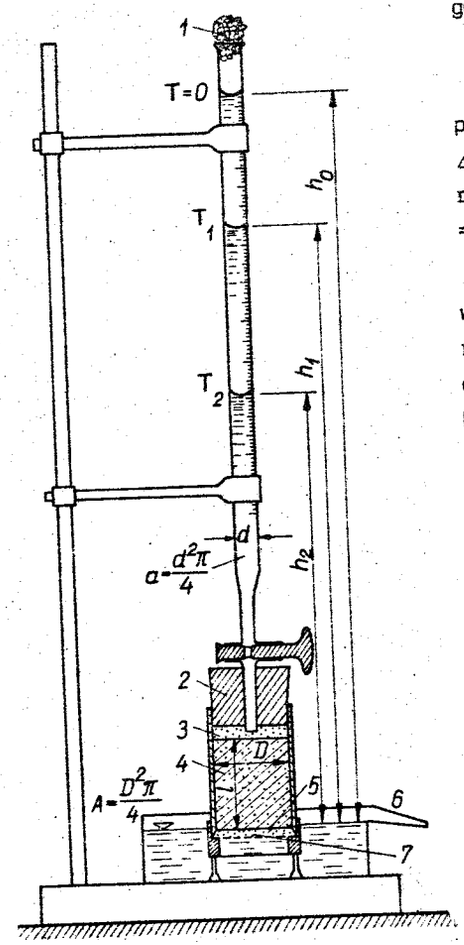
$$dQ = -\,a\,dh\,, \qquad (3.15)$$

gdzie

dh - dowolnie małe obniżenie poziomu wody w rurce wskutek odsączenia się wody.

W tym samym czasie ta sama ilość wody przepływa przez próbkę gruntu spoistego. Objętość tej wody obliczymy ze wzoru Darcy'ego

$$dQ = k\ i\ A\ dT\ , \qquad (3.16)$$



Rys.3.12. Aparat do oznaczania współczynnika filtracji przy zmiennym naporze wody: 1 - wilgotna wata, 2 - gumowy korek, 3 - piasek, 4 - próbka gruntu spoistego, 5 - warstwa filtrowa, 6 - przelew, 7 - tkanina sitowa

gdzie:

$$i = \frac{\Delta H}{l} = \frac{h}{l}\ ;$$

przyjęto, że ciśnienie wody wynosi $\Delta H = h$. Przyrównując stronami wzory (3.15) i (3.16) otrzymamy: $-a\ dh = k \frac{h}{l} A\ dT$, czyli: $-\frac{dh}{h} = k \frac{A\ dT}{a\ l}$.

Doświadczenie przeprowadza się w granicach czasu od T_1 do T_2, dla których pomierzone są odpowiednie wysokości poziomów wody w rurce h_1 i h_2. Wobec czego mamy:

$$-\int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \frac{k\ A}{a\ l} \int_{T_1}^{T_2} dT\ ,$$

z czego

$$-\left| \ln h \right|_{h_1}^{h_2} = \frac{k\ A}{a\ l} \left| T \right|_{T_1}^{T_2}\ .$$

Ostatecznie

$$\ln \frac{h_1}{h_2} = \frac{k\ A}{l\ a} (T_2 - T_1)\ .$$

Stąd

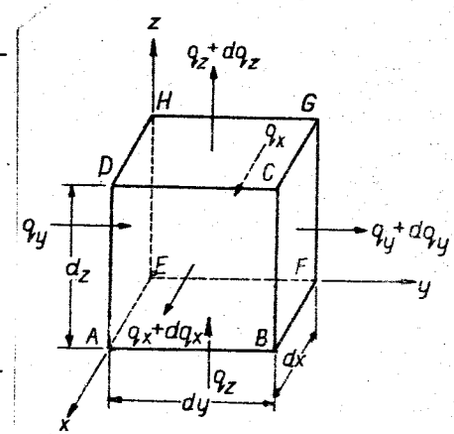
$$k = \ln \frac{h_1}{h_2} \frac{a\ l}{A(T_2 - T_1)} =$$

$$= 2{,}3 \lg \frac{h_1}{h_2} \frac{a\ l}{A(T_2 - T_1)}\ . \qquad (3.1$$

Dla kontroli należy zawsze powyższy pomiar powtórzyć, zmieniając wartości h_1 i h_2. Grunty spoiste mają pory wypełnione wodą błonkową i przy bardzo małym spadku hydraulicznym praktycznie wody nie przepuszczają. Dlatego też w badaniu należy stosować gradienty hydrauliczne nie mniejsze niż tzw. początkowy gradient hydrauliczny (czyli opór wody błonkowej). Przy oznaczeniu współczynnika filtracji iłów należy przyjmować początkowy gradient hydrauliczny w granicach i_o = 15 - 30. Jeśli weźmiemy tę wartość pod uwagę, to wzór na prędkość przepływu wody w iłach będzie miał postać: $v = k(i - i_o)$, w odniesieniu do jednostki przekroju.

3.7. Równania ciągłości przepływu wody

Dotychczas równanie ruchu wody gruntowej, dotyczące przepływu przez daną powierzchnię lub przekrój, było zapisane prawem Darcy'ego. W przypadkach bardziej skomplikowanych, wtedy gdy warunki przepływu (prędkość, gradient itp.) różnią się od wartości średnich, możliwe jest jedynie sformułowanie równania różniczkowego. Rozważymy więc element gruntu o wymiarach dx, dy i dz (rys.3.13). Na płaszczyznę dla x = 0 (ściana EFGH) w jednostce czasu wpływa woda o objętości q_x. Zmianę objętości wody przepływającej przez element w kierunku osi x oznaczymy jako dq_x, zatem wydatek wody wypływającej z płaszczyzny x + dx (ściana ABCD) będzie wynosić $q_x + dq_x$. Gradient hydrauliczny w płaszczyźnie ściany EFGH niech będzie i_x. Zmienny podczas przepływu wydatek wody w kierunku x pociąga za sobą zmianę gradientu hydraulicznego, który w płaszczyźnie ABCD równa się $i_x + di_x$.



Rys.3.13. Przepływ przez trójwymiarowy element gruntowy

Odpowiednio podobne są zapisy dla przepływów w kierunkach y i z. Zgodnie z prawem Darcy'ego zapisuje się:

$$\begin{cases} q_x = k_x\ i_x\ dydz & \text{- wydatek wody wpływającej przez ścianę EFGH} \\ q_y = k_y\ i_y\ dxdz & \text{- wydatek wody wpływającej przez ścianę AEHD} \\ q_z = k_z\ i_z\ dxdy & \text{- wydatek wody wpływającej przez ścianę ABFE.} \end{cases}$$

Wydatek wody wypływającej przez odpowiednie ściany wynosi:

$$\left.\begin{aligned} ABCD &: q_x + dq_x = k_x(i_x + di_x)\,dydz \\ BFGC &: q_y + dq_x = k_y(i_y + di_y)\,dxdz \\ DCGH &: q_z + dq_z = k_z(i_z + di_z)\,dxdy \end{aligned}\right\} \qquad (3.18)$$

gdzie:

k_x, k_y i k_z są współczynnikami filtracji odpowiednio w kierunkach x, y, z.

Jeśli objętość porów w elemencie jest stała i ciecz jest nieściśliwa, to całkowity wydatek wody wpływającej równa się wydatkowi wody opuszczającej element, czyli

$$q_x+q_y+q_z = (q_x+dq_x) + (q_y+dq_y) + (q_z+dq_z)\ . \qquad (3.19)$$

Podstawiając dane z równań (3.18) do wzoru (3.19) otrzymuje się

$$k_x di_x dydz + k_y di_y dxdz + k_z di_z dxdy = 0\ . \qquad (3.20)$$

Ponieważ:

$$i_x = \frac{\partial h}{\partial x}\ ;\ i_y = \frac{\partial h}{\partial y}\ ;\ i_z = \frac{\partial h}{\partial z}\ ,$$

zatem:

$$di_x = \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}dx;\ di_y = \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}dy;\ di_z = \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}dz\ , \qquad (3.21)$$

gdzie

h - całkowita różnica poziomów wody.

Równanie (3.20) można zapisać jako

$$\left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}\right) dxdydz = 0\ . \qquad (3.22)$$

Jeśli element ulega zmianom objętościowym i natężenie zmian wynosi $\frac{dV}{dT}$ w czasie przepływu, to otrzymuje się następujące równanie

$$\left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}\right) dxdydz = \frac{dV}{dT}\ . \qquad (3.23)$$

Równania (3.22) i (3.23) zwane są **równaniami ciągłości**, ponieważ przepływ ciągły musi spełniać jedno z tych dwóch równań.

W przypadku przepływu wody przez element dwuwymiarowy, równania te upraszczają się do postaci:

$$\left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}\right) dxdy = 0\ , \qquad (3.24)$$

$$\left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2}\right) dxdy = \frac{dV}{dT}\ . \qquad (3.25)$$

Jeśli grunt jest izotropowy ($k_x = k_y = k_z$), to zamiast równania (3.24) można zapisać

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0\ . \qquad (3.26)$$

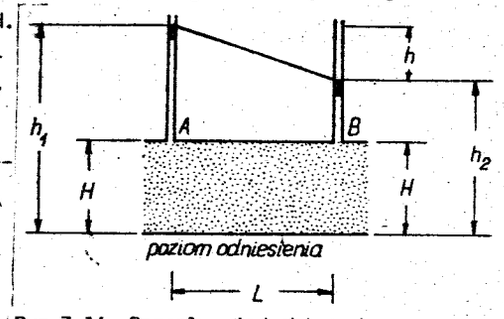
Ponieważ v = ki, można również otrzymać

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0\ . \qquad (3.27)$$

Gdy ciecz w porach gruntu jest ściśliwa, jak w przypadku gruntu nienasyconego, bierze się pod uwagę zmianę objętości spowodowaną zmianami ciśnienia.

Zapoznamy się teraz z przykładowym rozwiązaniem równania ciągłości. Równanie (3.26) opisuje natężenie zmian h, w zależności od x oraz y w zakresie średniej porowatości gruntu. Aby rozwikłać zagadnienia filtracji, trzeba znać przepływ w każdym punkcie ośrodka lub gradient hydrauliczny i poziom piezometryczny w każdym punkcie. Pozwoli to obliczyć prędkość wody. Obniżenie poziomu wody możemy otrzymać rozwiązując równanie (3.26) dla danych warunków brzegowych.

Pole przekroju poprzecznego, przez które przepływa woda, dla jednowymiarowego przepływu przedstawionego na rysunku 3.14 jest w obrębie L jednakowe i warstwa gruntu ma miąższość H. Ponieważ przepływ zachodzi w kierunku A - B, kierunek osi x wybieramy tak, aby pokrywał się z kierunkiem A-B. Wobec tego w kierunku y (prostopadłym do x) nie ma przepływu, czyli $\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$. Zatem równanie (3.26) przyjmie postać $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0$.



Rys.3.14. Przepływ jednokierunkowy spowodowany różnicą ciśnień

Całkując dwukrotnie otrzymamy:

$$h = C_1 x + C_2, \tag{3.28}$$

gdzie C_1 i C_2 są stałymi całkowania określonymi z następujących warunków brzegowych:

$$h = H \quad \text{dla } x = 0$$

$$h = 0 \quad \text{dla } x = L .$$

Wstawiając powyższe wartości do równania (3.28) otrzymuje się:

$$C_1 = -\frac{H}{L} ; \quad C_2 = H ,$$

zatem:

$$h = -\frac{H}{L} x + H .$$

Wynik pokazuje nam, że wysokość h zmniejsza się liniowo od H (dla x = 0) do 0 (dla x = L). Ponieważ prędkość jest proporcjonalna do $\frac{dh}{dx}$, pozostaje ona stała na długości L.

3.8. Siatka przepływu

Zespół linii prądu i linii jednakowego potencjału, pokazany na rysunku 3.16, nazywamy siatką przepływu. Siatkę otrzymać można różnymi technikami, np.: za pomocą funkcji zmiennej zespolonej, metodą różnic skończonych, poprzez analogię elektryczną, przy użyciu modelu hydraulicznego oraz korzystając z metod numerycznych. Najczęściej posługujemy się metodą wykreślną kolejnych prób, w której zakładamy ogólną postać konstruowanej siatki, spełniając dane warunki brzegowe.

Podstawowym warunkiem, który musi być spełniony w siatce jest przecinanie się linii prądu i linii ekwipotencjalnych pod kątem prostym. Dobrze jest konstruować taką siatkę, aby $\Delta\Psi$ między dwiema sąsiednimi liniami prądu miała wartość taką samą jak $\Delta\Phi$ między dwiema sąsiednimi liniami ekwipotencjalnymi. Przecinające się linie prądu i jednakowego potencjału powinny tworzyć krzywoliniowe kwadraty, czyli $\Delta s = \Delta n$ (rys.3.15). Ponieważ z rysunku tego wynika, że:

$$\frac{\Delta\Psi}{\Delta n} = \frac{\Delta\Phi}{\Delta s} ,$$

zatem po podstawieniu $\Delta s = \Delta n$ otrzymamy równość słuszną dla każdego kwadratu krzywoliniowego

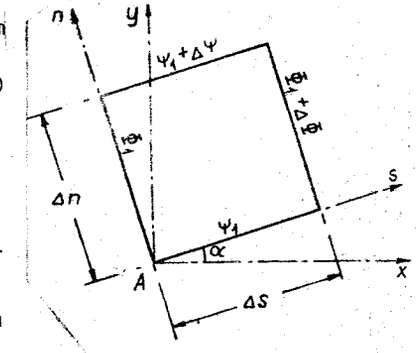
$$\Delta\Psi = \Delta\Phi .$$

Mamy $\Delta\Phi = k\Delta h$ oraz z rysunku 3.15 $\Delta q = \Delta\Psi$, (natężenie przepływu wody między dwiema liniami prądu równa się różnicy funkcji prądu) a więc

$$\Delta q = k\Delta h . \tag{3.29}$$

Gradient hydrauliczny wyrażony jest wzorem

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta s} . \tag{3.29a}$$



Rys.3.15. Element siatki przepływu

Wprowadzamy oznaczenia dla całej siatki przepływu:

h - różnica wysokości całkowitej między pierwszą i ostatnią linią ekwipotencjalną,

N_k - liczba kwadratów w jednym strumieniu (strumieniem nazywamy obszar między dwiema sąsiednimi liniami prądu); każdy kwadrat ma taką samą stratę wysokości Δh,

N_s - liczba strumieni; w każdym strumieniu przepływa taki sam wydatek Δq.

Zarówno N_k jak i N_s mogą być liczbami całkowitymi lub ułamkowymi. Po wprowadzeniu oznaczeń otrzymujemy:

$$\Delta h = \frac{h}{N_k} , \quad q = N_s \Delta q .$$

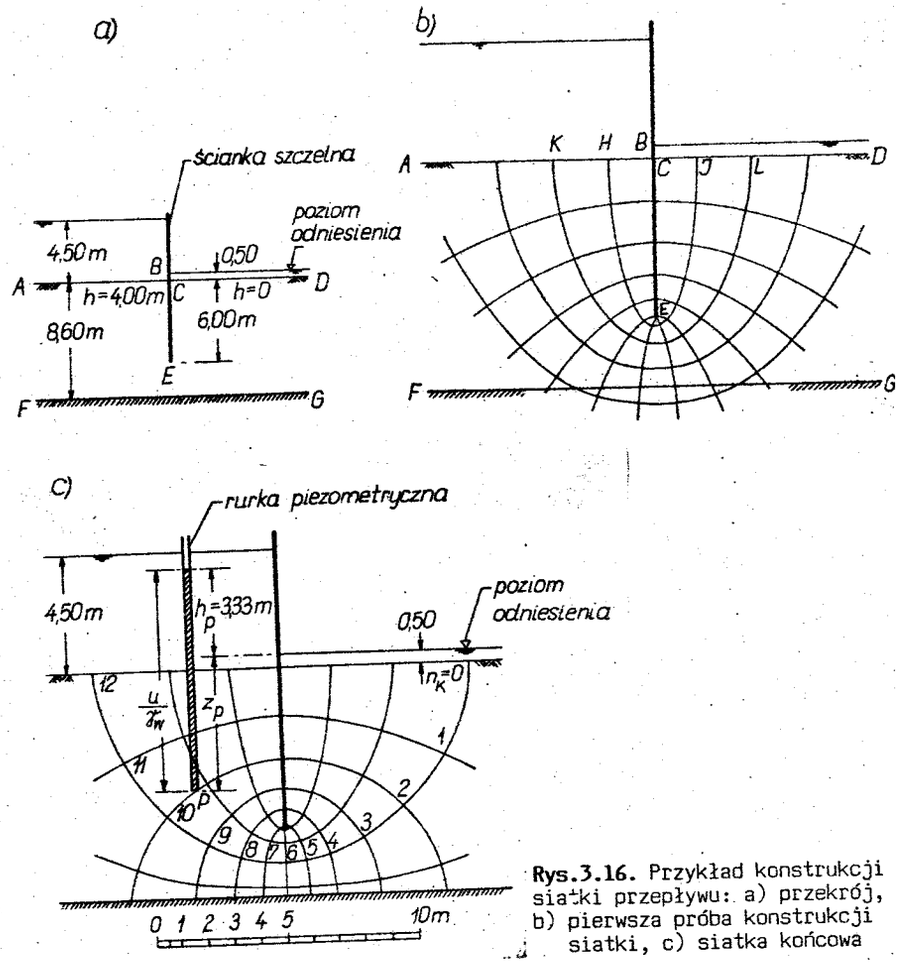
Stąd po uwzględnieniu równania (3.29) otrzymujemy

$$q = k\, h \frac{N_s}{N_k} . \tag{3.30}$$

Równanie (3.30) określa całkowitą objętość wody przepływającej w jednostce czasu (w jednostkowym wymiarze w kierunku z) i to jest funkcja wskaźnika $\frac{N_s}{N_k}$.

Przykład konstrukcji siatki przepływu. Rozpatrzmy zagadnienie przedstawione na rysunku 3.16. Rysunek pokazuje ściankę szczelną wprowadzoną na 6,0 m w głąb warstwy gruntu o miąższości 8,60 m, znajdującej się nad warstwą nieprzepuszczalną. Pierwszym krokiem będzie rozważenie warunków brzegowych w obszarze przepływu. W każdym punkcie granicy AB wysokość zwierciadła wody jest stała, zatem AB jest linią jednakowego potencjału, podobnie jak CD. Poziom odniesienia, względem którego określamy wysokość zwierciadła wody, można wybrać

dowolnie. Jako podstawę wymiarową dogodnie jest przyjąć poziom wody dolnej. W takim przypadku wysokość całkowita na linii ekwipotencjalnej CD wynosi 0 (wysokość ciśnienia - 0,5 m; wysokość podniesienia - 0,5 m) oraz całkowita wysokość na AB wynosi 4 m (wysokość ciśnienia 4,5 m; wysokość podniesienia - 0,5 m). Z punktu B woda musi spływać w dół powierzchni bocznej BE ścianki, opływać podstawę ścianki E i dalej w górę EC (rys.3.16a). Woda z punktu F musi przepływać wzdłuż nieprzepuszczalnej powierzchni FG. A więc BEC i FG są liniami prądu; między nimi zawierają się pozostałe linie prądu.



Rys.3.16. Przykład konstrukcji siatki przepływu: a) przekrój, b) pierwsza próba konstrukcji siatki, c) siatka końcowa

Pierwszą próbę szkicowania siatki przepływu rozpoczynamy od poprowadzenia linii prądu (HJ) z punktu położonego na AB w pobliżu ścianki. Linia musi zaczynać się pod kątem prostym do AB i przesuwać się łagodnym łukiem dookoła podstawy ścianki. Próbne linie ekwipotencjalne rysujemy teraz między BEC i HJ, tak aby przecinając linie prądu pod kątem prostym tworzyły krzywoliniowe kwadraty. Położenie linii HJ powinno być zmienione nieznacznie, aby między BH i CJ otrzymać całkowitą liczbę kwadratów (jeśli to jest potrzebne). Postępowanie kontynuujemy rysując oznaczoną linię prądu (KL) z drugiego punktu na osi AB i przedłużając linie jednakowego potencjału już narysowane. W pierwszej próbie może się zdarzyć, że ostatnia linia prądu będzie narysowana niezgodnie z granicą FG (rys.3.16b). Po zgłębieniu istoty tej sprzeczności położenie pierwszej linii przepływu (HJ) można skorygować w sposób zmierzający do naprawienia błędu. Rysunek 3.16c przedstawia siatkę narysowaną prawidłowo. Przy konstruowaniu siatki błędem jest rysowanie wielu linii prądu; wystarczy od 4 do 5 strumieni. W siatce przepływu na rysunku 3.16c liczba strumieni wynosi 4,3, liczba zaś kwadratów w strumieniu wynosi 12. Linie ekwipotencjalne są ponumerowane od 0 do 12 i oznaczone symbolem n_k. Strata wysokości między dwiema sąsiednimi liniami ekwipotencjalnymi wynosi

$$\Delta h = \frac{h}{N_k} = \frac{4,00}{12} = 0,33 \text{ m} .$$

Całkowitą objętość wody przepływającej pod ścianką szczelną w jednostce czasu oblicza się ze wzoru:

$$q = kh\frac{N_s}{N_k} = 1,44 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}; \quad \frac{N_s}{N_k} = \frac{4,3}{12} = 0,36 .$$

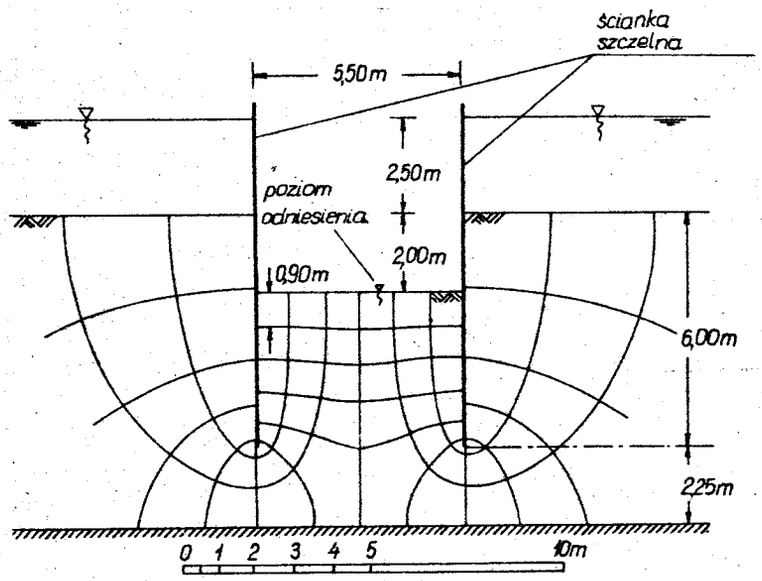
W podłożu umiejscowiono w punkcie P rurkę piezometryczną. Całkowity spadek w punkcie P wynosi

$$h_p = \frac{n_k}{N_k}h = \frac{10}{12}4,00 = 3,33 \text{ m} ,$$

tzn. poziom wody w rurce znajduje się o 3,33 m ponad poziomem odniesienia. Ciśnienie wody w porach gruntu w punkcie P oblicza się z twierdzenia Bernoullie' go

$$u = \gamma_w\left[h_p - (-z_p)\right] = \gamma_w(h_p + z_p) .$$

Gradient hydrauliczny dla jakiegokolwiek kwadratu siatki wymaga pomiaru średnich długości kwadratu, zgodnie z równaniem (3.29a). W przykładzie pokazanym na rysunku 3.17 warstwa piasku o miąższości 8,25 m, pod którą zalega grunt nieprzepuszczalny (skała), kształtuje koryto rzeki o głębokości wody 2,50 m. Grodza, której szerokość wynosi 5,50 m a długość jest znaczna, została wykonana jako dwie ścianki szczelne pogrążone w grunt na głębokość 6,0 m. W obrębie grodzy wybrano grunt na głębokości 2,0 m poniżej koryta rzeki. Poziom wody na terenie grodzy utrzymuje się na poziomie wykopu przez pompowanie. Trzeba określić współczynnik filtracji, jeśli na jednostkę długości przepływa w ciągu godziny 0,25 m^3 wody.



Rys.3.17. Przekrój przez grodzę

Określenia wymaga gradient hydrauliczny bezpośrednio pod wykopaną powierzchnią. W siatce przepływu znajduje się 6 strumieni i 11 kwadratów. Całkowite obniżenie wysokości wody wynosi 4,50 m. Współczynnik filtracji przedstawiony jest w równaniu

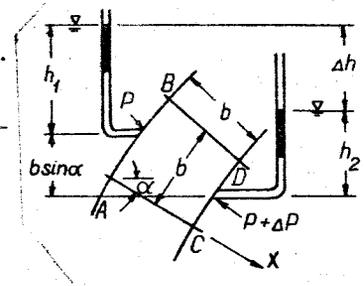
$$k = \frac{q}{h\,\frac{N_s}{N_k}} = \frac{0,25}{4,50\,\frac{6}{11}\,60^2} = 2,8 \cdot 10^{-5}\ m \cdot s^{-1} .$$

Odległość zmierzona między ostatnimi liniami jednakowego potencjału wynosi 0,9 m. Szukany gradient hydrauliczny wynosi

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta s} = \frac{4,50}{11 \cdot 0,9} = 0,45 .$$

3.9. Ciśnienie spływowe

Podczas przepływu wody w gruncie występuje ciśnienie spływowe. Aby pokazać że woda wywiera nacisk na grunt, rozważymy element ABCD gruntu (szerokości a), ograniczony dwiema liniami ekwipotencjalnymi i liniami prądu (rys.3.18). Linia jednakowego potencjału AB znajduje się o Δh wyżej niż CD. Przepływ zachodzi od AB do CD. Ciśnienie wody na AB wynosi $h_1 \gamma_w$, na CD wynosi $(h_1 - \Delta h + b \sin\alpha)\gamma_w$. Normalny nacisk na AB wynosi P i wzrasta on do $P + \Delta P$ na CD. Przyjmujemy odległość AC jako b, szerokość elementu gruntowego a oraz zsumujemy ciśnienie w kierunku x, składające się z ciśnienia wywieranego przez wodę na AB i CD oraz składowej ciężaru elementu gruntowego w kierunku x.



Rys.3.18. Ciśnienie spływowe

$$F_x = h_1 \gamma_w ab - (h_1 - \Delta h + b \sin\alpha)\gamma_w ab + \gamma ab^2 \sin\alpha - \Delta P = 0 ,$$

gdzie ΔP jest różnicą reakcji na CD i na AB. Wartość ΔP wynosi

$$\Delta P = \Delta h \gamma_w ab + (\gamma - \gamma_w)\, ab^2 \sin\alpha .$$

Można zauważyć, że drugi wyraz to po prostu składowa ciężaru zanurzonego elementu. Wyraz pierwszy przedstawia wartość dodatkową ciśnienia, spowodowaną przez filtrację. Stosunek wartości dodatkowego ciśnienia do objętości elementu gruntowego nazywamy ciśnieniem spływowym, które obliczamy ze wzoru

$$j = \frac{\Delta h \gamma_w ab}{ab^2} = \frac{\Delta h}{b}\gamma_w = i\gamma_w = i\varrho_w g , \qquad (3.31)$$

w którym:

j - ciśnienie spływowe $[kN \cdot m^{-3}]$,

i - gradient hydrauliczny,

γ_w - ciężar właściwy wody w porach gruntu $[kN \cdot m^{-3}]$,

a,b - wymiary elementu gruntowego.

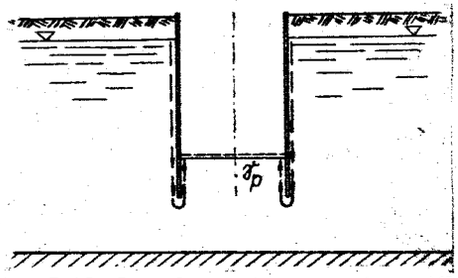
Działanie ciśnienia spływowego należy brać pod uwagę, przy obliczaniu ciężaru objętościowego gruntu, w przypadku przepływu wody przez grunt.

Stosuje się wzór:

$$\gamma_p = \gamma' \pm j \,, \tag{3.32}$$

w którym γ - ciężar objętościowy gruntu przy uwzględnieniu wyporu wody.

Znak plus odnosi się do przepływu wody w dół, znak minus do przepływu wody do góry (rys.3.19). Ciśnienie spływowe równe ciężarowi objętościowemu gruntu, uwzględniającego wypór wody, nazywamy krytycznym ciśnieniem spływowym. Przy robotach wykopów w piaskach należy przestrzegać warunku

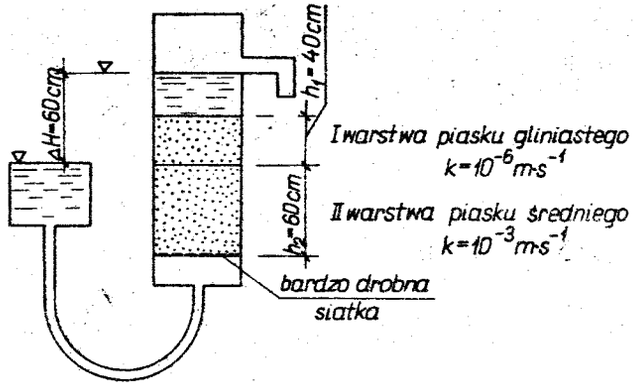


Rys.3.19. Przepływ wody w gruncie w dół i do góry przy ściance szczelnej

$$j \leq \frac{\gamma'}{F} \,, \tag{3.33}$$

przy czym współczynnik bezpieczeństwa F = 2,0.

W przypadku przepływu wody przez dwie warstwy o różniącym się znacznie współczynniku filtracji, ciśnienie spływowe zostaje prawie w całości przejęte przez grunt mniej przepuszczalny. Dla uzasadnienia tego przeanalizujemy przepływ wody w aparacie przedstawionym na rysunku 3.20. Przy przepływie wody przez piasek gliniasty i piasek średni prędkość filtracji będzie jednakowa $v_{ps} = v_{pg}$.



Rys.3.20. Filtracja wody w gruncie z góry na dół

Ponieważ v = ki, (zależność dotyczy gruntów drobniejszych niż piaski grube), $i_{pg}k_{pg} = i_{ps}k_{ps}$.

Współczyniki filtracji wynoszą:

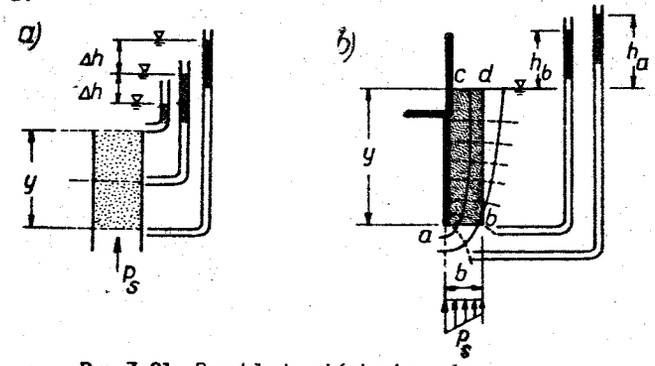
- dla piasku gliniastego $k_{pg} = 10^{-6}\ m \cdot s^{-1}$
- dla piasku średniego $k_{ps} = 10^{-3}\ m \cdot s^{-1}$.

Wobec tego:

$$i_{pg} = i_{ps}\frac{k_{ps}}{k_{pg}} = i_{ps}\frac{10^{-3}}{10^{-6}} = i_{ps}\,1000 \,, \tag{3.34}$$

czyli gradient hydrauliczny piasku gliniastego jest 1000 razy większy aniżeli piasku średniego. Można zatem przyjąć, że prawie całe ciśnienie spływowe będzie przyjęte przez piasek gliniasty. W praktyce inżynierskiej duże znaczenie ma ciśnienie spływowe (jego działanie przedstawiono na rysunku 3.19).

Rozpatrzymy jeszcze dwa przykłady działania ciśnienia spływowego, uwidocznione na rysunku 3.21. Na element gruntu wysokości y oraz o jednostkowym przekroju poprzecznym działa ciśnienie wody (rys.3.21a). Gradient hydrauliczny jest równy $i = \frac{2\Delta h}{y}$, ponieważ w przekroju mieszczą się dwa pola kwadratowe. Spowodowane przepływem wody ciśnienie działające do góry wynosi $\Delta P = i\,\gamma_w y \cdot 1$.



Rys.3.21. Przykłady ciśnienia spływowego

Jedyną siłą w tym przypadku działającą w dół jest ciężar elementu gruntowego, który jest równy $G' = y(\gamma - \gamma_w)1$. Jeżeli gradient hydrauliczny będzie wzrastać stopniowo, to otrzymamy zależność $i\,\gamma_w y = y(\gamma - \gamma_w)$. Ciśnienie spływowe jest wtedy równe ciężarowi zanurzonego gruntu. Przy dalszym wzroście gradientu hydraulicznego (i) ciśnienie spływowe zostanie przewyższone przez ciężar

zanurzonego gruntu i przez to podniesie w górę cały element gruntowy. Zjawisko to jest znane jako "kotłowanie się gruntu" lub "kurzawka". Gradient hydrauliczny powodujący "kotłowanie się gruntu" wynosi $i_w = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w}$ i nazywa się gradientem krytycznym.

Przykład z rysunku 3.21b wyjaśnia zbadanie stateczności masy gruntowej. W tym przypadku przepływ jest niejednorodny, pokazują to linie prądu i linie ekwipotencjalne. W masie gruntowej abcd gradient hydrauliczny osiąga maksimum w punkcie a, natomiast minimum w punkcie b. Dla uproszczenia przyjmuje się, że gradient hydrauliczny ulega zmianom równomiernym w obrębie masy gruntowej abcd. Odległość ab można przyjąć jako równą $\frac{1}{2}$ y. Jeżeli przyjąć średnie wysokości w a i b, gradient hydrauliczny wyraża się wzorem

$$i = \frac{1}{2y}(h_a + h_b) .$$

Bezpieczeństwo jest zachowane, jeśli $i < i_w$. Współczynnik bezpieczeństwa wynosi $F = \frac{i_w}{i}$.

3.10. Ciśnienie porowe i efektywne naprężenie normalne

Jeżeli obciążymy próbkę gruntu spoistego umieszczoną w pierścieniu edometrycznym lub przyłożymy obciążenie na grunt w podłożu w naturze, to w początkowej chwili T_0 zostanie ono prawie w całości przekazane na wodę zawartą w porach gruntu. Wówczas na jednostkowym przekroju gruntu naprężenie jest równe ciśnieniu w wodzie zawartej w porach. Zapisać to można wzorem:

$$\sigma = u , \qquad (3.35$$

w którym u - ciśnienie wody w porach zwane również ciśnieniem porowym przekazywanym w danej chwili [kPa].

W miarę upływu czasu T woda wskutek zwiększonego ciśnienia jest wypierana, czemu towarzyszy zmniejszenie się porów w gruncie i przekazywanie obciążenia na szkielet gruntowy; wtedy według Terzaghiego mamy:

$$\sigma = \sigma' + u , \qquad (3.36$$

gdzie σ' - efektywne naprężenie przenoszone w danej chwili [kPa].

Po upływie dalszego czasu T_1 obciążenie zostanie przekazane całkowicie na szkielet gruntowy i wówczas będzie

$$\sigma = \sigma' . \qquad (3.37)$$

Zakończy się zatem dalsze zmniejszanie porów, a więc odkształcanie szkieletu gruntowego. Szybkość odkształcania się gruntu zależy od szybkości wypierania wody z porów obciążonego gruntu. Proces całkowitego odkształcenia gruntu związanego z wypieraniem wody porowej nazywamy konsolidacją.

Jeśli rozpatrywać trójfazowy układ gruntu, a mianowicie: szkielet gruntowy - woda - powietrze, to ciśnienia będą przenosić się także na powietrze porowe, zwane również ciśnieniem gazowym. Jak wykazał Bishop, dla takich układów mamy w czasie powstawania odkształceń następującą zależność

$$\sigma = \sigma' + [u_a - \varkappa(u_a - u)] , \qquad (3.38)$$

gdzie:

u_a - ciśnienie gazu (powietrza) zawartego w porach przenoszone w danej chwili [kPa],

$\varkappa$ - parametr zależny od stosunku objętości wody i powietrza zawartego w porach.

Parametr ten wynosi: dla gruntów suchych $\varkappa = 0$, dla gruntów zaś całkowicie nasyconych wodą $\varkappa = 1,0$. Gdy $\sigma'_{z,\varrho}$ jest efektywnym naprężeniem powstałym od nadkładu (czyli naprężeniem efektywnym pionowym istniejącym w terenie przed pobraniem próbki lub wykonaniem wykopu), to $K_0\,\sigma'_{z,\varrho}$ jest naprężeniem efektywnym poziomym, przy czym K_0 oznacza współczynnik parcia spoczynkowego gruntu. Jeżeli z danej głębokości zostanie pobrana próbka nasyconego iłu, o nienaruszonej strukturze, ujemne ciśnienie wody w porach tej próbki można obliczyć ze wzoru:

$$u = -\sigma'_{z,\varrho}\,[K_0 + A_u(1 - K_0)] , \qquad (3.39)$$

w którym A_u oznacza współczynnik ciśnienia wody w porach, związany ze zmniejszeniem różnicy naprężeń głównych w podłożu. Gdyby ił był tworzywem doskonale sprężystym, to wartość A_u byłaby równa 0,33. W rzeczywistości jednak współczynnik A_u jest mniejszy od tej wartości. Niektórzy badacze znaleźli początkowo przedział zmian dla wartości A_u w granicach od -0,1 do 0,3. Mniejsze wartości odnoszą się do iłów o konsystencji zwartej; większe zaś do bardziej plastycznych. Dla iłów przerobionych i zrekonsolidowanych uzyskano wartość ujemną, co nasuwa wniosek, że ciśnienie wody w porach gruntu

wzrasta, o ile maleje różnica naprężeń głównych. Badany w ostatnim czasie ił plastyczny o nienaruszonej strukturze daje ujemne wartości współczynnika A_u, przy czym wkrótce po usunięciu różnicy naprężeń głównych ciśnienie wody w porach spada, do wielkości dającej wartość współczynnika A_u od 0,3 do 0,4, lecz z czasem stabilizuje się do wielkości odpowiadającej wartości A_u = = - 0,15 do - 0,20.

Jeśli wprowadzimy do równania (3.39) wartości współczynnika A_u (w granicach od - 0,2 do 0,3) oraz przyjmiemy K_o = 0,5, to teoretyczne ujemne ciśnienie wody w porach, którego można się spodziewać w doskonałej próbce, będzie wynosić około 40-50% efektywnego ciśnienia nadkładu $\sigma'_{z,\varrho}$.

4. NAPRĘŻENIA W PODŁOŻU GRUNTOWYM

4.1. Wyznaczanie naprężeń pierwotnych (bytowych)

Podłożem gruntowym nazywamy obszar, w którym uwzględniamy oddziaływanie budowli. W podłożu gruntowym działają naprężenia pierwotne i naprężenia od obciążeń zewnętrznych dla różnych układów.

Naprężenie pionowe pierwotne $\sigma_{z,\varrho}$ jest to naprężenie powstałe pod wpływem ciężaru gruntów zalegających w podłożu ponad poziomem z. Wielkość pionowych naprężeń pierwotnych można określić wzorem

$$\sigma_{z,\varrho} = \sum \left[(\varrho_{sri} - \varrho_w) \pm \varrho_w i_i \cos\beta \right] g h_i , \qquad (4.1)$$

gdzie:

ϱ_w - gęstość wody w porach gruntu $[t \cdot m^{-3}]$,

ϱ_{sri} - gęstość objętościowa gruntu przy całkowitym nasyceniu porów wodą w warstwie i $[t \cdot m^{-3}]$,

β - kąt odchylenia kierunku przepływu wody od pionu $[^o]$,

h_i - grubość warstwy i gruntu $[m]$,

i_i - gradient hydrauliczny w warstwie i.

Wzór (4.1) jest ważny tylko poniżej zwierciadła wody gruntowej, a powyżej zwierciadła wody nie należy przyjmować ϱ_{sr} lecz wartość ϱ . Wówczas naprężenie pionowe pierwotne oblicza się ze wzoru

$$\sigma_{z,\varrho} = \sum \varrho_i \, g \, h_i ,$$

w którym ϱ_i gęstość objętościowa gruntu warstwy i $\left[t \cdot m^{-3}\right]$.

Gdy działa ciśnienie spływowe, to we wzorze (4.1) znak plus odnosi się do przepływu wody w dół, natomiast znak minus do przepływu wody do góry.

Gdy nie działa ciśnienie spływowe, to $i = 0$, a gdy nie działa również wypór wody, wtedy $\varrho_w = 0$.

Sumowanie należy przeprowadzać rozpoczynając od poziomu naturalnego podłoża. W przypadku projektowania robót niwelacyjnych sumowanie rozpoczyna się od poziomu obniżonego. O ile grunty zalegają poniżej poziomu piezometrycznego wody gruntowej, należy uwzględnić działanie wyporu wody gruntowej. Gdy zwierciadło wody w podłożu jednorodnym podniesie się o kilka metrów, naprężenia pierwotne znacznie maleją, przy obniżeniu zaś zwierciadła wody gruntowej naprężenia się zwiększają. W każdym punkcie podłoża gruntowego istnieją, oprócz pierwotnych naprężeń pionowych, naprężenia pierwotne poziome, które można wyrazić wzorem:

$$\sigma_{x,g} = \sigma_{y,g} = \sigma_{z,g} K_o , \tag{4.2}$$

gdzie K_o - współczynnik parcia spoczynkowego.

Współczynnik parcia spoczynkowego ustalany jest także wg wzorów podanych w normie PN-83/B-03010 odrębnie dla gruntów rodzimych i dla gruntów zasypowych.

4.2. Naprężenia w gruncie od działania siły skupionej

Dla półprzestrzeni gruntowej obciążonej siłą skupioną, prostopadłą do płaszczyzny ograniczającej (rys.4.1), wzory na obliczanie wielkości naprężeń w gruncie są następujące:

$$\sigma_R = \frac{3}{2\pi}\frac{P}{R^2}\cos\beta \tag{4.3}$$

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi}\frac{P}{R^5}z^3 \tag{4.4}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi}\left[\frac{3zr^2}{R^5} - \frac{1-2\nu}{R(R+z)}\right] \tag{4.5}$$

$$\sigma_\delta = \frac{P}{2\pi}(1-2\nu)\left[\frac{1}{R(R+z)} + \frac{z}{R^3}\right] \tag{4.6}$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^2 r}{R^5} . \tag{4.7}$$

Wzory (4.3) i (4.7) znalazły rozwiązanie, dla którego w pierwszej próbie przyjęto naprężenia promieniowe, w punkcie o współrzędnych R i β, równe:

$$\sigma_R = K\frac{P\cos\beta}{R^2} \tag{4.8}$$

gdzie K wartość stała.

Z rysunku 4.1 wynika, że:

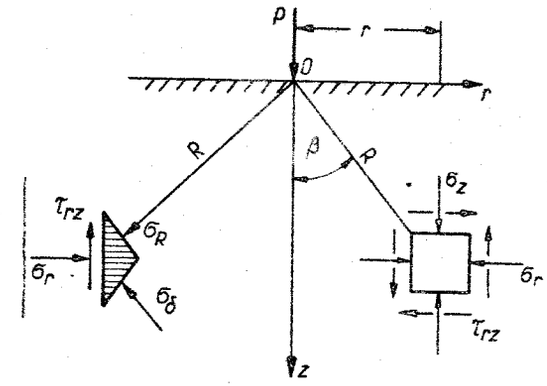
$$\sigma_z = \sigma_R \cos^2\beta ;$$

$$\tau_{rz} = \sigma_R \sin\beta\cos\beta .$$

Ponieważ $\cos\beta = \frac{z}{R}$, $\sin\beta = \frac{r}{R}$ i $R^2 = z^2 + r^2$, to:

$$\sigma_z = K\frac{Pz^3}{R^5} ;$$

$$\tau_{rz} = K\frac{Pz^2 r}{R^5} .$$



Rys.4.1. Naprężenia w gruncie od siły skupionej

Warunek równowagi sił dla kierunku pionowego można sformułować następująco:

$$2\pi\int_0^\infty \sigma_z\, r dr = 2\pi K P z^3 \int_z^\infty \frac{dR}{R^4} = \frac{2}{3}\pi K P = P ,$$

stąd:

$$K = \frac{3}{2\pi} , \tag{4.9}$$

przy czym ($2RdR = 2\,rdr$).

Wzory od (4.3) do (4.7) wynikają z teorii sprężystości. Postać jaką nadał im Boussinesq´ jest następująca:

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi}P\frac{\cos^3\beta}{R^2} , \tag{4.10}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi R^2}\left(3\cos\beta\sin^2\beta - \frac{m-2}{m}\frac{1}{(1+\cos\beta)}\right) , \tag{4.11}$$

$$\sigma_\delta = -\frac{(m-2)}{m}\frac{P}{2\pi R^2}\left(\cos\beta - \frac{1}{(1+\cos\beta)}\right) , \tag{4.12}$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\pi R^2}\cos^2\beta\sin\beta , \tag{4.13}$$

gdzie:

σ_r - naprężenie normalne poziome w kierunku promieniowym,

σ_δ - naprężenie normalne poziome w kierunku stycznym,

m - liczba Poissona, czyli odwrotność współczynnika Poissona (m = 2, w przypadku ciała o stałej objętości).

Według badań Fröhlicha naprężenia nie rozchodzą się jednakowo we wszystkich gruntach. Zauważył on, że w gruntach spoistych układ naprężeń jest bliski wynikającemu ze wzoru Boussinesq'a, natomiast w gruntach niespoistych występuje większe ześrodkowanie naprężeń przy osi Oz (rys.4.1). Mając to na uwadze zaproponował on wprowadzenie wskaźnika koncentracji ν . Zmodyfikowane przez Fröhlicha wzory przekształca się po wstawieniu m = 2 w następujący sposób:

$$\sigma_R = \frac{\nu}{2}\frac{P}{\pi R^2}\cos^{\nu-2}\beta , \tag{4.14}$$

$$\sigma_z = \frac{\nu}{2}\frac{P}{\pi R^2}\cos^{\nu}\beta , \tag{4.15}$$

$$\sigma_r = \frac{\nu}{2}\frac{P}{\pi R^2}\cos^{\nu-2}\beta\sin^2\beta , \tag{4.16}$$

$$\tau_{rz} = \frac{\nu}{2}\frac{P}{\pi R^2}\cos^{\nu-1}\sin\beta . \tag{4.17}$$

Współczynnik koncentracji uwzględnia rodzaj podłoża gruntowego i wielkość powierzchni fundamentu. Wartości tego współczynnika są następujące:

- piaski, powierzchnie małe ν = od 5 do 6,
- piaski, powierzchnie duże ν = 4,
- gliny i iły ν = 3.

Jedynie w przypadku gdy wraz z głębokością wzrasta zwartość gruntu, Fröhlich zaleca przyjmować w gruntach spoistych ν = 4.

4.3. Analiza pionowych naprężeń normalnych

a) Zakładamy z = const, wówczas na płaszczyźnie A-B pionowe naprężenie normalne wynosi:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{\cos^5\beta}{z^2} . \tag{4.18}$$

Jeśli przyjąć, że $B = \frac{3P}{2\pi z^2}$ ma wartość stałą, to

$$\sigma_z = B\cos^5\beta . \tag{4.19}$$

Krzywa podana na rysunku 4.2a ma właściwości następujące:

- σ_z zmniejsza się proporcjonalnie do kwadratu odległości z i ma charakter spłaszczonego dzwonu,
- linia ta ma załamania krzywizny, których miejsca mogą być określone przez wyprowadzenie drugiej pochodnej.

b) Zakładamy, że r = const oraz do wzoru na pionowe naprężenia normalne:

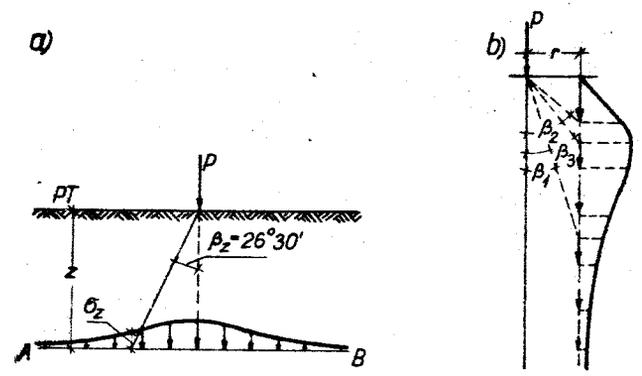
$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{\cos^3\beta}{R^2} \tag{4.20}$$

podstawiamy

$$R = \frac{r}{\sin\beta} ;$$

otrzymujemy:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{\cos^3\beta\sin^2\beta}{r^2} . \tag{4.21}$$



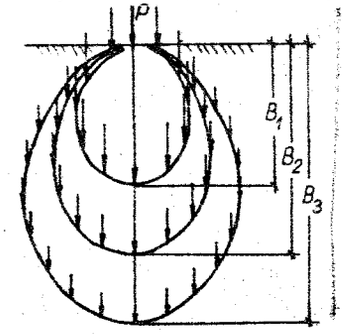
Rys.4.2. Krzywe rozkładu pionowych naprężeń normalnych

Krzywa podana na rysunku 4.2b ma dwa załamania krzywizny.

c) Analizując w dalszym ciągu pionowe naprężenia normalne σ_z zakładamy, że: σ_z = const. Wówczas ze wzoru (4.20) określamy R, w zależności od stałej wartości σ_z i zmiennej wartości kąta β

$$R = \sqrt{\frac{3P}{2\pi\sigma_z}}\cos^{3/2}\beta = B\cos^{3/2}\beta . \tag{4.22}$$

Na rysunku 4.3 przedstawiony jest zbiór krzywych obrazujących układ jednakowych naprężeń pionowych. Krzywe na rysunku 4.3 nazywają się izobarami a ich rodzina - "cebulą naprężeń". Można zauważyć, że dla R = 0, $\sigma_z = \infty$, a więc dla z = 0 wzór traci ważność. W pobliżu zaczepienia siły P musiałyby bowiem zachodzić odkształcenia plastyczne, gdyż żaden materiał nie ma tak dużej wytrzymałości, aby przenieść siłę na bardzo małej powierzchni.



Rys.4.3. "Cebula naprężeń" izobary, σ_z = const

4.4. Obciążenia zewnętrzne kilkoma siłami skupionymi

Na rysunku 4.4 pokazany jest układ sił zewnętrznych skupionych oraz linia wpływowa pionowego naprężenia normalnego σ_z w punkcie M. Naprężenie pionowe σ_z od pojedynczej siły skupionej można obliczyć również ze wzoru:

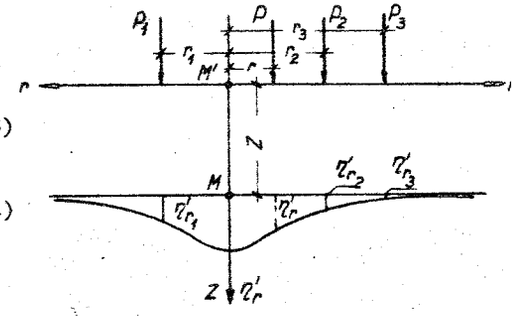
$$\sigma_z = \eta_r' P , \qquad (4.23)$$

gdzie

$$\eta_r' = K_r \frac{1}{z^2} \qquad (4.24)$$

zaś

$$K_r = \frac{3}{2\pi\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} . \qquad (4.25)$$



Rys.4.4. Linia wpływowa naprężenia σ_z w punkcie M

Wielkość η_r' można potraktować jako rzędne linii wpływowej naprężenia pionowego normalnego σ_z w punkcie M na głębokości z. Dla różnych odległości r od punktu M oraz różnych stosunków r:z rzędne linii wpływowej można obliczyć ze wzoru (4.24).

Współczynniki K_r podaje tabela 4.1. W przypadku działania kilku sił skupionych $P_1, P_2, P_3 \ldots P_n$, odległych od punktu M' o $r_1, r_2, r_3 \ldots r_n$, naprężenie pionowe normalne na głębokości z można obliczyć ze wzoru:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{n} \eta_{ri}' P_i , \qquad (4.26)$$

gdzie:

σ_z - naprężenie w podłożu od kilku sił skupionych [kPa],
P_i - dowolna siła skupiona, [kN],
r_i - odległość od punktu M' do linii działania dowolnej siły skupionej, [m].

Tabela 4.1.

Wartości współczynnika K_r

$\frac{r}{z}$	K_r	$\frac{r}{z}$	K_r
0,0	0,4775	2,5	0,0034
0,2	0,4329	3,0	0,0015
0,4	0,3295	3,5	0,0007
0,6	0,2214	4,0	0,0004
0,8	0,1386	4,5	0,0002
1,0	0,0844	5,0	0,0001
1,2	0,0513	6,0	0,0000
1,4	0,0317		
1,6	0,0199		
1,8	0,0129		
2,0	0,0085		

4.5. Rozkład naprężeń w podłożu od powierzchniowego obciążenia ciągłego

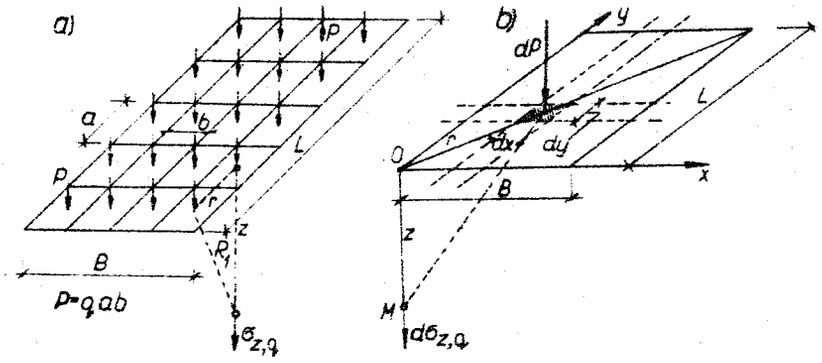
W przypadku powierzchniowego obciążenia ciągłego, naprężenia w podłożu można wyznaczyć tak jak dla siły skupionej, stosując równocześnie zasadę superpozycji. Obszar obciążony dzielimy na małe elementy, a w ich środku przykładamy zastępcze siły skupione (rys.4.5).

Z rysunku 4.5b widać, że siłę skupioną stanowi siła elementarna dP = q dx dy, czyli elementarne naprężenie w gruncie od tej siły będzie wynosić

$$d\sigma_{z,q} = \frac{3\, dP}{2\pi z^2\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} , \qquad (4.27)$$

naprężenie zaś pionowe od obciążenia ciągłego działającego na powierzchni BL określa wzór

$$\sigma_{z,q} = \int_0^B \int_0^L \frac{3q\,dx\,dy}{2\pi z^2\left[1 + \frac{x^2 + y^2}{z^2}\right]^{5/2}} \,. \qquad (4.28)$$



Rys.4.5. Wyznaczanie naprężeń pionowych normalnych od obciążenia ciągłego: a) wyznaczanie naprężeń pionowych normalnych od obciążenia ciągłego za pomocą zastępczych sił skupionych, b) wyznaczanie naprężeń pionowych normalnych od obciążenia ciągłego za pomocą elementarnych zastępczych sił skupionych

Rozwiązanie wzoru (4.28) podał Steinbrenner, wyznaczając naprężenie pod narożem prostokątnego obszaru obciążonego, Newmark i Polszin wyznaczali naprężenie pod środkiem prostokątnej powierzchni obciążonej.

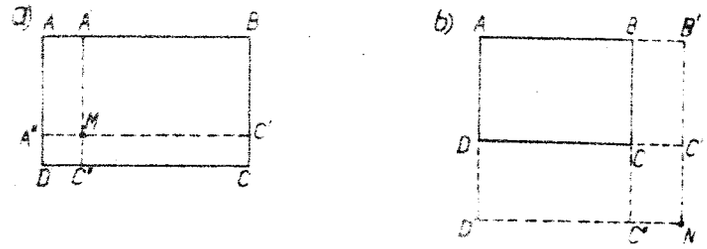
4.6. Metoda punktów narożnych

Metoda ta służy do wyznaczania naprężeń $\sigma_{z,q}$ poniżej punktu M, położonego wewnątrz obszaru ABCD (rys.4.6a) lub poniżej punktu N, położonego na zewnątrz niego (rys.4.6b). W tym celu wykorzystuje się nomogram pokazany na rysunku 4.7. Naprężenie pionowe $\sigma_{z,q}$ wyznacza się ze wzoru

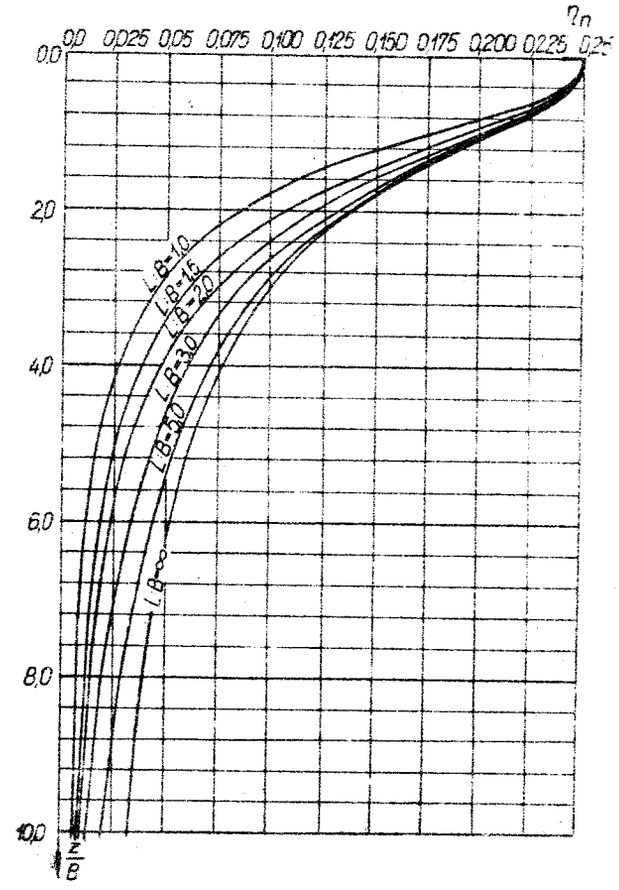
$$\sigma_{z,q} = \eta_n\, q \,, \qquad (4.29)$$

gdzie:

- q - obciążenie równomiernie rozłożone [kPa],
- η_n - współczynnik z nomogramu, zależny od $\frac{L}{B}$ i $\frac{z}{B}$.



Rys.4.6. Położenie punktów M i N, gdy stosuje się metodę punktów narożnych



Rys.4.7. Nomogram do wyznaczania η_n

Wprowadzając na rysunkach dodatkowe prostokąty o wspólnych narożach M i N wyznacza się naprężenie $\sigma_{z,q}$ pod kątem M, jako sumę od obciążeń prostokątów MA´BC´, MC´C´C´´, MC´´DA´´ i MA´´AA´, a pod punktem N - jako sumę od obciążeń prostokątów ND´AB´i NC´´CC´ ze znakiem plus i prostokątów ND´DC´i NC´BB´ ze znakiem minus. Naprężenia $\sigma_{z,q}$ w dowolnie położonym punkcie M, spowodowane działaniem obciążenia równomiernie rozłożonego na obszarze prostokątn P_i (rys.4.8), oblicza się ze wzoru

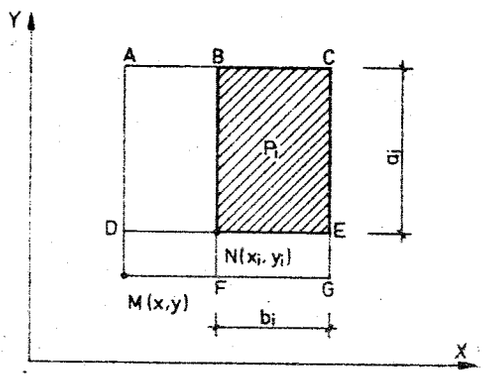
$$\sigma_{z,q} = \eta_{ni} q_i \ , \qquad (4.30$$

w którym:

$$\eta_{ni} = \left[\frac{(x - x_i)(y - y_i)}{|x - x_i||y - y_i|} \eta_{nI} + \frac{(x - x_i)(y_i + a_i - y)}{|x - x_i||y_i + a_i - y|} \eta_{nII} \right] -$$

$$- \left[\frac{(x - x_i - b_i)(y - y_i)}{|x - x_i - b_i||y - y_i|} \eta_{nIII} + \right.$$

$$\left. + \frac{(x - x_i - b_i)(y_i + a_i - y)}{|x - x_i - b_i||y_i + a_i - y|} \eta_{nIV} \right] \qquad (4.31)$$



Rys.4.8. Schemat do wyznaczania współczynnika η_{ni} ze wzoru (4.31)

x,y - współrzędne punktu M, w którym wyznacza się $\sigma_{z,q}$,

x_i,y_i - współrzędne naroża N (lewe, dolne) prostokąta P_i,

b_i,a_i - długości boków obciążonej prostokąta P_i, przy czym $a_i||Y$, $b_i||X$,

η_{ni} - współczynnik rozkładu naprężenia obliczamy ze wzoru (4.31), dla każdego z czterech prostokątów P_j

(j = I, II, III, IV), mających wspólne naroże w punkcie M (rys.4.8).

Długości boków prostokątów P_i są równe wartości czynników iloczynu w mianowniku ilorazu przy η_{ni}.

Naprężenie $\sigma_{z,q}$ w dowolnym punkcie, wywołane działaniem układu n prostokątnych obszarów obciążonych P_i, oblicza się ze wzoru

$$\sigma_{z,q} = \sum_{i=1}^{n} \eta_{ni} q_i \ . \qquad (4.32)$$

W przypadku nierównomiernego rozkładu obciążenia (np. fundament obciążony mimośrodowo) za q_i przyjmuje się średnią wartość obciążenia jednostkowego, działającego na rozpatrywanym obszarze prostokątnym.

4.7. Naprężenia w gruncie pod fundamentem prostokątnym

Naprężenia $\sigma_{z,q}$ od obciążenia q równomiernie rozłożonego na obszarze prostokątnym, o wymiarach LB (L - dłuższy bok prostokąta), oblicza się pod środkiem prostokąta ze wzoru

$$\sigma_{z,q} = \eta_m q \ , \qquad (4.33)$$

gdzie:

η_m - współczynnik z nomogramu na rysunku 4.9, dobieramy w zależności od stosunku $\frac{z}{B}$ i $\frac{L}{B}$,

z - zagłębienie mierzone od poziomu posadowienia [m].

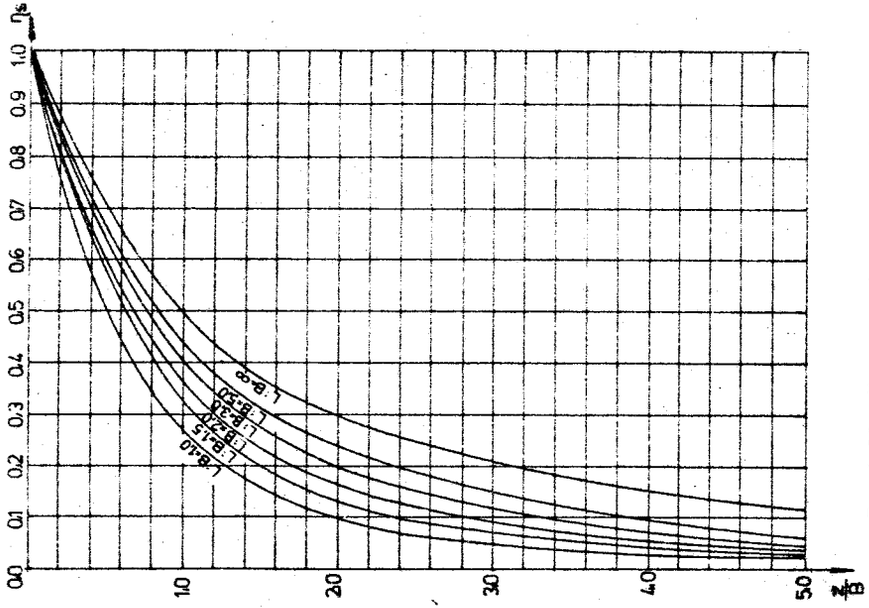
Naprężenie średnie $\sigma_{z,q}$ pod obszarem prostokątnym, od obciążenia q równomiernie rozłożonego, oblicza się ze wzoru

$$\sigma_{z,q} = \eta_S q \ . \qquad (4.34)$$

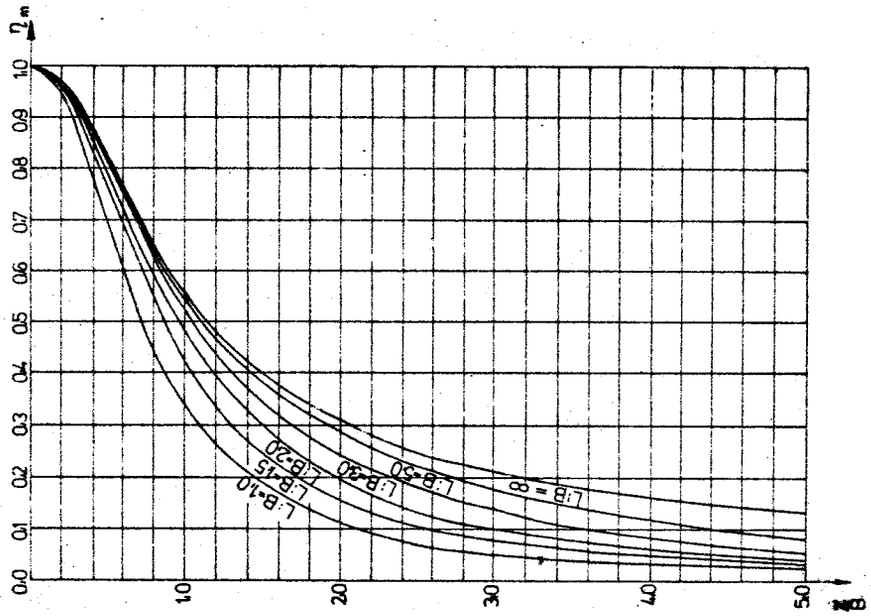
Wzór (4.34) można także wykorzystać jako przybliżony do obliczania naprężenia pod doskonale sztywnym fundamentem prostokątnym, przy czym

$$q = q_S = \frac{Q}{LB} \ . \qquad (4.35)$$

Wartości współczynnika η_S przyjmuje się z nomogramu na rysunku 4.10.



Rys.4.10. Nomogram do wyznaczania η_s



Rys.4.9. Nomogram do wyznaczania η_m

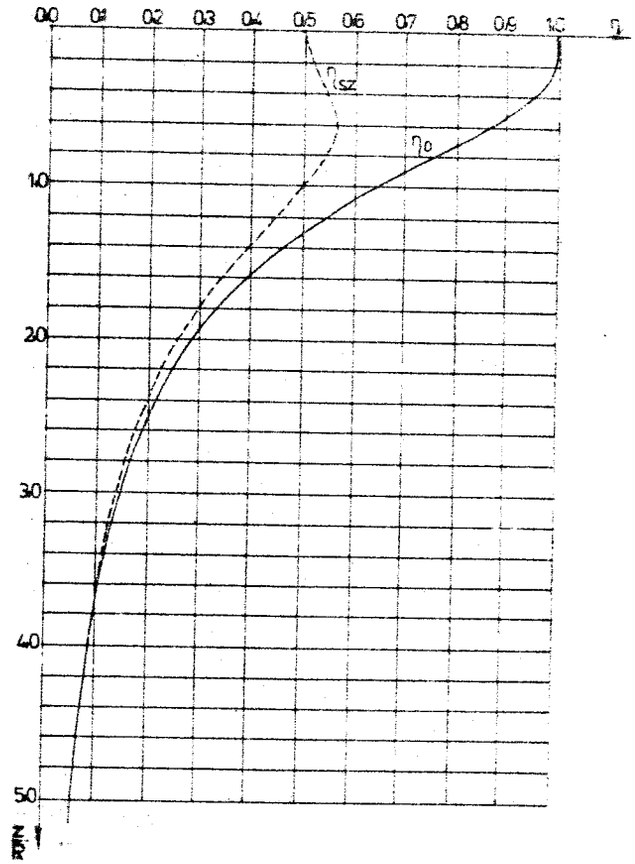
4.8. Naprężenia w gruncie pod fundamentem kołowym

Naprężenia $\sigma_{z,q}$ w gruncie na głębokości z, mierzonej od podstawy fundamentu pod środkiem obszaru kołowego o promieniu R, oblicza się według wzorów:

1) obciążenie równomiernie rozłożone q:

$$\sigma_{z,q} = \eta_o \, q$$

$$\eta_o = 1 - \frac{\left(\frac{z}{R}\right)^3}{\left[1 + \left(\frac{z}{R}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}} , \qquad (4.36)$$



Rys.4.11. Nomogram do wyznaczania η

2) obciążenie sztywnym fundamentem kołowym:

$$\sigma_{z,q} = \eta_{sz}\, q_S \tag{4.37}$$

$$\eta_{sz} = \frac{1}{2}\left\{1 + \frac{(\frac{z}{R})^2\left[1 - (\frac{z}{R})^2\right]}{\left[1 + (\frac{z}{R})^2\right]^2}\right\}$$

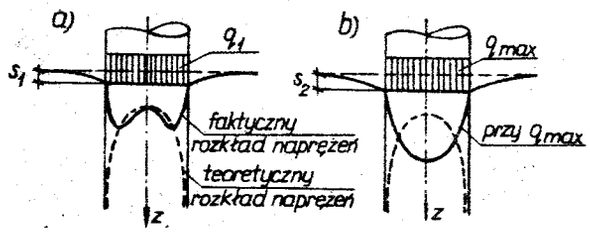
gdzie

$$q_S = \frac{Q}{\pi R^2}.$$

Wartości współczynników η_o i η_{sz} przyjmuje się z nomogramu na rysunku 4.11.

4.9. Rozkład naprężeń pod absolutnie sztywnymi ławami

Rozkład naprężeń w ośrodku gruntowym wyznaczano dotychczas przy założeniu, że powierzchnia obciążająca jest podatna i ugina się z odkształceniem powierzchni gruntu. Takie przypadki mają miejsce przy obciążeniu podłoża nasypem, tłuczniem lub cienką płytką betonową o małej sztywności. Gdy fundament jest murowany lub betonowy, o dużej sztywności własnej, rozkład naprężeń w poziomie posadowienia nie będzie równomierny. To samo ma miejsce i w górnych warstwach podłoża, do głębokości równej około połowy szerokości fundamentu.



Rys.4.12. Rozkład naprężeń w gruncie w poziomie posadowienia absolutnie sztywnego fundamentu:
a) rozkład naprężeń w okresie początkowym,
b) rozkład naprężeń przy maksymalnym nacisku

Pod sztywnym fundamentem o podstawie kołowej rozkład naprężeń w poziomie posadowienia wyznaczamy ze wzoru

$$\sigma = \frac{q}{2\sqrt{1 - \frac{\varrho^2}{r^2}}}, \tag{4.38}$$

gdzie:

ϱ - odległość rozpatrywanego punktu od środka fundamentu,

r - promień podstawy fundamentu:

dla $\varrho = 0$ $\sigma = 0{,}5\, q$; dla $\varrho = r$ $\sigma = \infty$.

Ponieważ naprężenie w gruncie nie może przekroczyć wartości krytycznej, grunt spod krawędzi fundamentu usuwa się i naciski przejmuje grunt zalegający dalej, co powoduje zmianę rozkładu naprężeń (rys.4.12).

Wnioski:

Rozkład naprężeń w poziomie posadowienia zależy:
- od wytrzymałości gruntu na ścinanie,
- wielkości obciążenia,
- szerokości fundamentu.

Przy wąskich fundamentach rozkład naprężeń jest paraboliczny, przy szerokich fundamentach - siodłowy.

4.10. Wyznaczanie naprężeń pod fundamentami budowli

Przy wykonaniu obliczeń geostatycznych należy uwzględniać ciężar gruntów podłoża, wypór wód gruntowych, obciążenia od sąsiednich fundamentów i obiektów oraz odciążenia spowodowane wykopami.

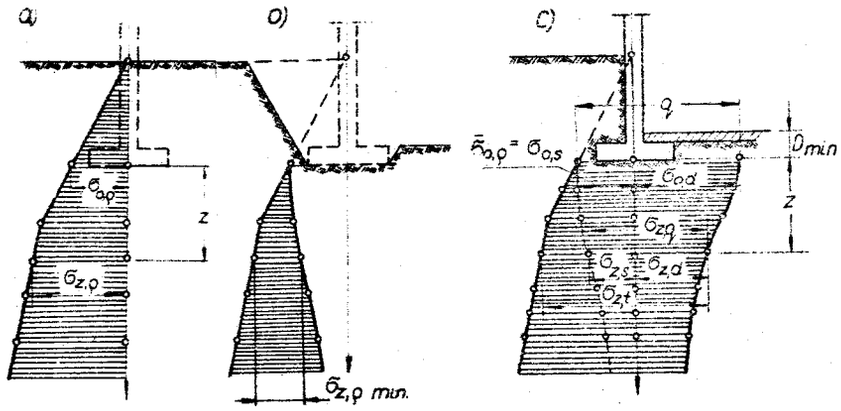
W przypadku wykonania pojedynczego fundamentu, którego wymiary w planie odpowiadają wymiarom wykopu fundamentowego, naprężenia w podłożu gruntowym zmieniają się następująco:

a) przed rozpoczęciem robót budowlanych istnieje stan pierwotny, a w podłożu występują naprężenia pierwotne $\sigma_{z,\varrho}$ (rys.4.13a),

b) po wykonaniu wykopu fundamentowego następuje stan odprężenia, a naprężenia pierwotne ulegają zmniejszeniu do wartości tzw. naprężeń pierwotnych minimalnych (rys.4.13b); z wykonaniem wykopu fundamentowego wiąże się odprężenie podłoża o wartości $\bar{\sigma}_{z,\varrho}$,

c) po wykonaniu fundamentu i zasypaniu wykopu naprężenia w podłożu osiągają wartość naprężeń pierwotnych; przyrosty naprężeń od wartości naprężeń pierwotnych minimalnych do wartości naprężeń pierwotnych nazywają się naprężeniami wtórnymi $\sigma_{z,s}$ (rys.4.13c),

d) po zakończeniu budowli następuje stan całkowitej konsolidacji podłoża, a w podłożu występują całkowite naprężenia $\sigma_{z,t}$ (rys.4.13c).



Rys.4.13. Naprężenia w podłożu pod pojedynczym fundamentem

Naprężenia w gruncie działające pod fundamentem (przy obliczaniu osiadań) wyznacza się do głębokości z_{max}, na której jest spełniony warunek

$$\sigma_{z_{max},d} \leq 0{,}3\ \sigma_{z_{max},g} \ . \qquad (4.39)$$

Obszar znajdujący się między podstawą fundamentu i głębokością określoną wzorem (4.39) nazywa się podłożem budowli (rys.4.14). Na rysunku 4.14 zaznaczono poziom wody gruntowej. Poziomem tym albo zwierciadłem wody gruntowej nazywa się miejsce, w którym ciśnienie wody w porach gruntu jest równe atmosferycznemu. Gdy pory w gruncie są całkowicie wypełnione wodą, to efektywne naprężenie normalne jest określone r ó w n a n i e m n a p r ę ż e n i a e f e k t y w n e g o

$$\sigma' = \sigma - u \ , \qquad (4.40)$$

w którym:

σ' - efektywne naprężenie normalne przenoszone przez kontakt między ziarnami,

σ - całkowite naprężenie normalne (ponad ciśnienie atmosferyczne) prostopadłe do danej płaszczyzny,

u - ciśnienie porowe (ponad ciśnienie atmosferyczne) w wodzie w porach przy pełnym nasyceniu.

Jeśli grunt jest nasycony wodą częściowo, to naprężenie efektywne normalne, analogicznie do wzoru (3.38), wynosi

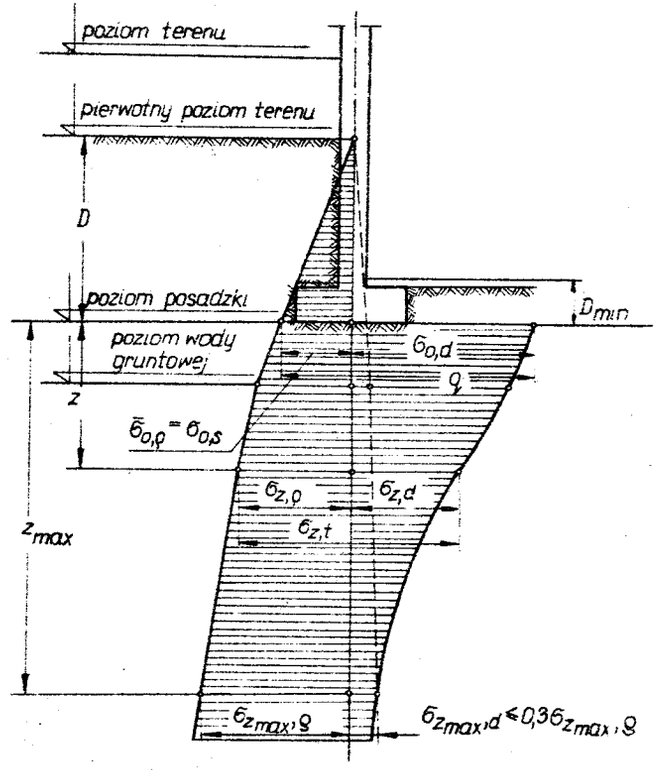
$$\sigma' \approx \sigma - u_a + a_w(u_a - u_w) \ ,$$

gdzie:

u_a - ciśnienie powietrza w porach przy częściowym nasyceniu gruntu,

u_w - ciśnienie wody w porach przy częściowym nasyceniu gruntu,

a_w - współczynnik, którego wartość wynosi $a_w = \frac{S_r}{100\%}$; gdzie S_r - stopień wilgotności [%].



Rys.4.14. Rozkład naprężeń w podłożu pod fundamentem

5. WŁAŚCIWOŚCI MECHANICZNE GRUNTÓW

5.1. Moduł odkształcenia gruntu

Materiały budowlane, takie jak stal, drewno lub beton odkształcają się pod wpływem przyłożonego obciążenia zewnętrznego. Odkształcenia tych materiałów są sprężyste i znaczna ich część zanika po usunięciu obciążenia, tylko nieliczne pozostają jako trwałe. Zależności między naprężeniami a odkształceniami materiałów izotropowych są przedstawione w postaci dwóch stałych, a mianowicie, modułu sprężystości i współczynnika Poissona. Stałe te wiążą ze sobą zmianę objętości i zmianę postaci. W większości materiałów budowlanych zmiany objętości nie mają istotnego znaczenia.

Grunty zachowują się inaczej niż materiały takie jak stal, drewno lub beton. Grunt jest (jak określono w podrozdziale 1.1) ośrodkiem nieciągłym, składającym się ze szkieletu gruntowego oraz wody i powietrza wypełniającego pory gruntowe. Nieciągłość budowy ośrodka gruntowego powoduje, że w procesie obciążenia i odciążenia ośrodek gruntowy zachowuje się odmiennie niż materiały o budowie ciągłej. Grunt od początku procesu obciążenia wykazuje odkształcenia trwałe, którym towarzyszą odkształcenia sprężyste stanowiące tylko znikomą część odkształceń całkowitych. Odkształcenia trwałe spowodowane są zmianami struktury gruntu wskutek wzajemnego przemieszczania się ziarn i cząstek szkieletu jak też zniszczenia ziarn i cząstek słabych. Na część sprężystą odkształcenia składają się odkształcenia poszczególnych ziarn i cząstek oraz wody błonkowej w miejscach styku cząstek. Procesy obciążenia i odkształcenia gruntu są nieodwracalne, tzn. temu samemu stanowi obciążenia odpowiadają różne odkształcenia w procesie obciążenia i odciążenia gruntu. Woda i pęcherzyki powietrza wypełniające pory gruntowe nadają mu właściwości ciała lepkiego, charakteryzującego się przyrostem odkształceń przy obciążeniu stałym i wrażliwością na prędkość odkształcenia.

Kiedy na próbkę gruntu działa obciążenie zewnętrzne, powstają odkształcenia, których tylko nieznaczna część stanowi odkształcenia sprężyste; przeważająca część po usunięciu obciążenia pozostaje jako odkształcenie trwałe. W przypadku pionowego obciążenia próbki gruntu bez bocznej osłony, a więc w warunkach możliwej bocznej rozszerzalności, następuje jej boczne rozszerzenie się, co znacznie wpływa na zwiększenie się odkształcenia w kierunku działania obciążenia. Przyjmujemy jednoosiowy stan naprężenia i wobec tego naprężenia poziome są równe $\sigma_x = \sigma_y = 0$. Stosownie do prawa Hooke'a możemy zapisać:

$$E_o = \frac{d\,\sigma'}{d\,\varepsilon_o} \quad , \tag{5.1}$$

gdzie:

E_o - moduł pierwotnego (ogólnego) odkształcenia gruntu (kPa), w jednoosiowym stanie naprężeń w warunkach umownej konsolidacji gruntu; tj. stosunek przyrostu efektywnego naprężenia normalnego ($+d\,\sigma'$) do przyrostu całkowitego odkształcenia względnego ($+d\,\varepsilon_o$) mierzonego w kierunku działania σ' (w warunkach możliwej bocznej rozszerzalności gruntu),

$$E = \frac{d\,\sigma'}{d\,\varepsilon} \quad , \tag{5.2}$$

E - moduł wtórnego (sprężystego) odkształcenia gruntu (kPa), tj. stosunek przyrostu efektywnego naprężenia normalnego ($+d\,\sigma'$) do przyrostu względnego, przeważająco sprężystego (odwracalnego), odkształcenia ($+d\varepsilon$), mierzonego w kierunku działania σ'.

Wzór (5.1) przedstawia jedno z podstawowych praw mechaniki gruntów i w praktyce ma zastosowanie do obliczania odkształceń gruntów. Oznaczeń modułów odkształceń gruntu E_o i E dokonuje się przy próbnych obciążeniach naturalnego podłoża gruntowego w terenie.

5.2. Edometryczny moduł ściśliwości gruntu

Jednym z podstawowych zadań mechaniki gruntów jest wyznaczanie ostatecznych osiadań fundamentów, tzn. osiadań odpowiadających stanowi zakończonej konsolidacji podłoża gruntowego. Najbardziej rozpowszechnione metody obliczenia tych osiadań opierają się na założeniu, że osiadanie fundamentu jest równe skróceniu odpowiedniej bryły wydzielonej z podłoża (rys.5.1).

Założenia do wyprowadzenia wzorów są następujące:

- wydzielona bryła ma tworzące pionowe i skończoną wysokość h_p,

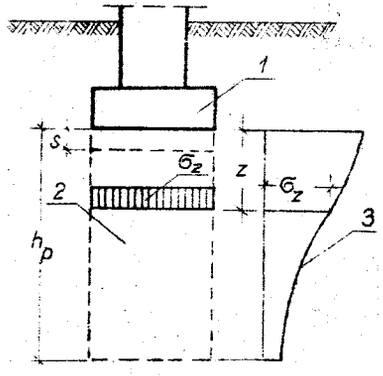
- omawiana bryła nie ma możliwości odkształcenia się w kierunkach poziomych (jednoosiowy stan odkształcenia), czyli:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$$

oraz

$$\sigma_x = \sigma_y ,$$

- naprężenia normalne pionowe σ_z są rozłożone równomiernie w każdym przekroju poziomym bryły i zmieniają się wzdłuż jej wysokości,
- naprężenia normalne pionowe σ_z liczy się wzdłuż osi fundamentu, a ich zmniejszenie następuje jak w półprzestrzeni sprężystej, jednorodnej i izotropowej.



Rys.5.1. Sposób wyznaczania osiadania fundamentów: 1 - fundament, 2 - bryła pryzmatyczna wydzielona z podłoża, 3 - wykres zmiennych naprężeń

Gdyby omawiana bryła była ciałem sprężystym, to wielkość jej skrócenia można byłoby obliczyć z ogólnego wzoru stereomechaniki technicznej:

$$s = \int_0^{h_p} \frac{\delta\, \sigma_z\, dz}{E} , \qquad (5.3)$$

gdzie:

E - moduł sprężystości Younga materiału bryły,

$$\delta = \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu} \qquad (5.4)$$

ν - współczynnik Poissona.

Próbka gruntu w edometrze znajduje się w warunkach analogicznych do tych, w których znajduje się wycięta bryła pod fundamentem. Próbka ta podlega w edometrze określonemu zakresowi nacisków jednostkowych od σ_o' do σ_i', przy odpowiednich wysokościach próbki h_o oraz h_i. Możemy więc zapisać:

$$d\sigma' = \sigma_o' - \sigma_i' \quad \text{oraz} \quad dh = h_o - h_i . \qquad (5.5)$$

Ponieważ w obu przypadkach mamy do czynienia z jednoosiowym stanem odkształceń, można przyjąć, że:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_z &= d\sigma', \quad E = E_o , \\ h_p &= h , \quad s = dh . \end{aligned}\right\} \qquad (5.6)$$

Ze wzoru (5.3) i warunków (5.6) mamy:

$$s = \frac{\delta\, \sigma_z}{E} h_p = \frac{\delta\, d\sigma'}{E_o} h , \qquad (5.7)$$

czyli:

$$\frac{s}{h} = \frac{\delta\, d\sigma'}{E_o}$$

oraz

$$d\varepsilon_o = \frac{dh}{h} = \frac{\delta\, d\sigma'}{E_o} . \qquad (5.8)$$

Stąd

$$E_o \frac{1}{\delta} = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon_o} , \qquad (5.9)$$

gdzie

δ - współczynnik wyrażający stosunek modułu odkształcenia gruntu w warunkach możliwej bocznej rozszerzalności do edometrycznego modułu ściśliwości.

Zatem

$$M_o = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon_o} , \qquad (5.10)$$

gdzie:

M_o - edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej (ogólnej) [kPa] (przy niemożliwej bocznej rozszerzalności),

$+d\sigma'$ - przyrost efektywnego naprężenia normalnego,

$+d\varepsilon_o$ - przyrost całkowitego odkształcenia względnego mierzony w kierunku działania σ',

$M = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon}$ [kPa] - edometryczny moduł ściśliwości wtórnej (sprężystej).

5.3. Współczynnik parcia spoczynkowego

Przy analizie stanu naprężeń gruntów, w przypadku ich ściskania w warunkach niemożliwej bocznej rozszerzalności, istotne znaczenie ma tzw. współczynnik parcia spoczynkowego. Z doświadczeń wynika, że jakiekolwiek zwiększenie ciśnienia na płaszczyznę poziomą gruntu wzbudza odpowiednie dla niego zwiększenie parcia $d\sigma_x = K_o\, d\sigma_z$ działającego na pionową płaszczyznę. W ogólnym przypadku współczynnik parcia spoczynkowego gruntu (K_o) wynosi

$$K_o = \frac{d\sigma_x}{d\sigma_z} . \qquad (5.11)$$

Po rozdzieleniu zmiennych i scałkowaniu otrzymuje się

$$\sigma_x = K_o \sigma_z + C \,, \qquad (5.12)$$

gdzie:

σ_x - parcie poziome (boczne),

σ_z - ciśnienie pionowe,

C - stała całkowania określona z warunków początkowych.

Stała całkowania C może być różna, w zależności od początkowych warunków doświadczenia i rodzaju gruntu. W początku doświadczenia parcie poziome dla piasku luźnego lub innego gruntu niespoistego wynosi $\sigma_{x,o} = 0$. Stąd $C = 0$. Jeśli poddany jest badaniu piasek zagęszczony, to w początkowym momencie doświadczenia parcie poziome będzie równe pewnej wartości $\sigma_{x,o}$, a stała całkowania $C = \sigma_{x,o}$.

Podczas badania gruntów spoistych, znajdujących się pod działaniem kapilarnego podciągania wody, zewnętrzne ciśnienie przekazuje się na mocne cząstki mineralne tylko wtedy, gdy przekroczy wielkość kapilarnego podciągania wody w porach gruntu. Średnia intensywność ciśnienia, obliczona na podstawie wzoru Laplace'a, wynosi

$$q_w = \frac{2\,\sigma_n}{r} = \frac{4\,\sigma_n}{d} \,, \qquad (5.13)$$

w którym:

σ_n - napięcie powierzchniowe wody,

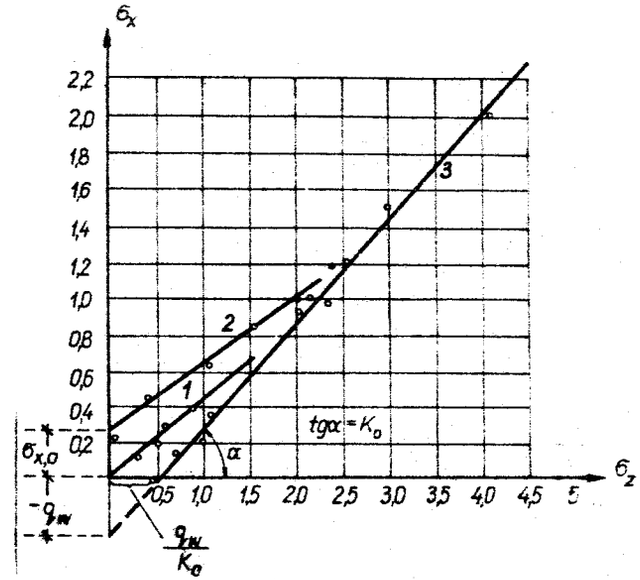
$d=2r$ - średnia średnica kapilarów gruntu.

W każdym momencie badania prowadzonego w warunkach swobodnego wypływu wody ciśnienie q_w pozostaje stałe. Stała całkowania równa się $C = -q_w$.

Wyniki prac eksperymentalnych przedstawia rysunek 5.2, na którym wykreślone linie proste są nachylone do poziomu pod różnymi kątami α. Tangens α równa się K_o, tj. współczynnikowi parcia spoczynkowego gruntu. Wartości liczbowe współczynnika parcia spoczynkowego otrzymane z doświadczeń są następujące:

- dla piasków od 0,35 do 0,41,
- dla glin piaszczystych od 0,5 do 0,7,
- dla glin od 0,7 do 0,74.

Grunt badany w pierścieniu edometrycznym odkształca się pod działaniem pionowego obciążenia σ, tylko w kierunku osi z.

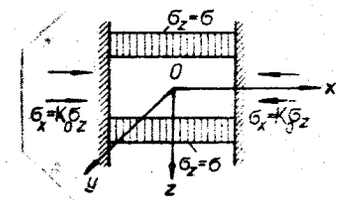


Rys.5.2. Wyniki doświadczeń współczynnika parcia spoczynkowego: 1 - piasek luźny, 2 - piasek zagęszczony, 3 - glina piaszczysta

Boczne odkształcenia w kierunkach osi x i y są równe zeru, gdyż przeciwdziała temu metalowa ścianka pierścienia o znacznej sztywności (rys.5.3).

Jeśli przyjąć oznaczenie σ_z jako normalne naprężenie działające na grunt wzdłuż osi z, a równoległe do osi x i y - przez σ_x i σ_y, to w warunkach ściskania gruntu w edometrze można zapisać:

$$\sigma_x = \sigma_y = K_o \sigma_z \,, \qquad (5.14)$$



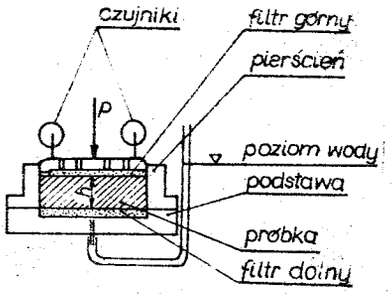
Rys.5.3. Schemat ściśliwości gruntu w edometrze

gdzie

K_o - współczynnik parcia spoczynkowego.

5.4. Oznaczanie modułów ściśliwości gruntu metodą edometryczną

Oznaczania edometrycznych modułów ściśliwości dokonuje się na próbkach gruntów spoistych o naturalnej strukturze. Wymiary przygotowanych próbek powinny wynosić: średnica więcej niż 50 mm; zaś stosunek ø do h powinien mieścić się w granicach 3-4. Wysokość początkowa próbki powinna równać się mieszczącemu ją pierścieniowi. Oś próbki powinna pokrywać się z kierunkiem siły ciężkości w miejscu jej pobrania z podłoża. Obie powierzchnie czołowe próbki powinny być płaskie, wzajemnie równoległe i prostopadłe do osi. Badanie ściśliwości polega na wykorzystaniu zdolności gruntu do zmniejszenia objętości na skutek przyłożonego obciążenia, natomiast badanie odprężenia polega na wykorzystaniu przyrostu objętości po zmniejszeniu obciążenia.



Rys.5.4. Edometr

Istnieją dwie metody przykładania i zdejmowania obciążeń: - metoda I polega na obciążaniu lub odciążaniu próbki gruntu s t o p n i o w o ; przy czym każde kolejne obciążenie lub odciążenie jest 2 razy większe lub mniejsze od poprzedniego, - metoda II, w której stosuje się o k r e ś l o n ą s z y b k o ś ć przykładania lub zdejmowania obciążeń. O wyborze jednej z tych metod decyduje projektant danej budowy lub autor dokumentacji geotechnicznej.

M o d u ł ś c i ś l i w o ś c i (M_o) lub wtórnej (M) oblicza się w kPa lub MPa, wg wzoru

$$M_o, M = \frac{\Delta \sigma_i}{\varepsilon} = \frac{\Delta \sigma_i h_{i-1}}{\Delta h_i} \qquad (5.15)$$

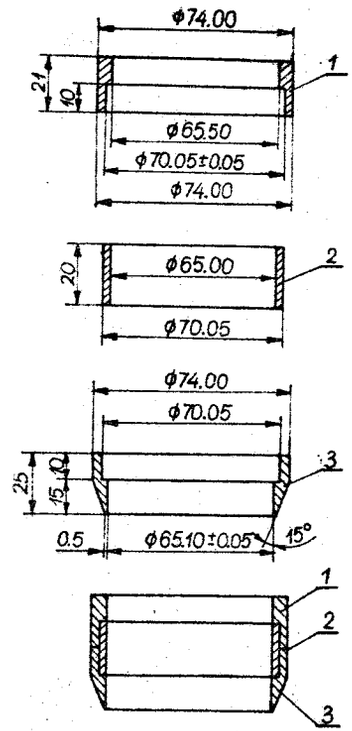
w którym:

$\Delta \sigma_i = \sigma_i - \sigma_{i-1}$ - przyrost naprężeń [kPa; MPa],

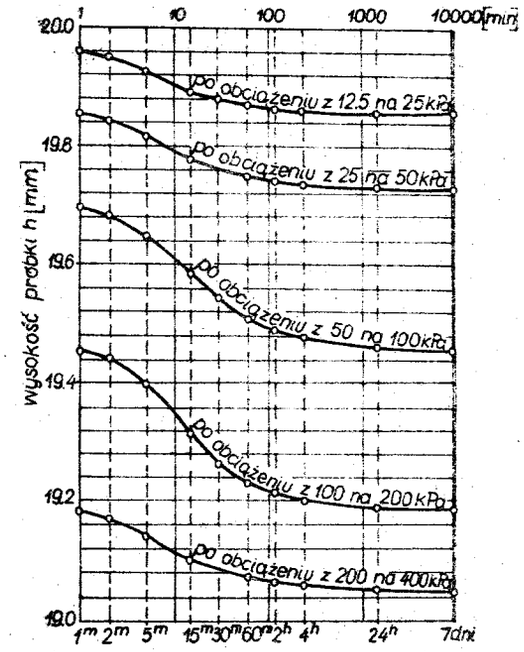
ε - względne odkształcenie próbek,

h_{i-1} - wysokość próbki w edometrze przed zwiększeniem naprężenia z σ_{i-1} do σ_i [mm],

$\Delta h_i = h_{i-1} - h_i$ - zmniejszenie wysokości próbki w pierścieniu edometru po zwiększeniu naprężenia o $\Delta\sigma_i$.



Rys.5.5. Pierścienie edometru: zasadniczy i pomocnicze



Rys.5.6. Asymptoty krzywych konsolidacji

M o d u ł o d p r ę ż e n i a oblicza się ze wzoru (5.15) z uwzględnieniem ujemnych znaków wielkości $\Delta\sigma_i$ oraz Δh_i.

Wartość modułu ściśliwości pierwotnej (M_o) uzyskuje się w p i e r w s z y m p r o c e s i e o b c i ą ż e n i a , tzn. przy wzroście σ_i, natomiast wartość modułu ściśliwości wtórnej (M) odpowiada drugiemu lub n-temu cyklowi obciążenia poprzedzonego obciążaniem badanej próbki. Moduły ściśliwości i odprężenia są wielkościami zależnymi od sposobu prowadzenia badania i od zakresu naprężeń.

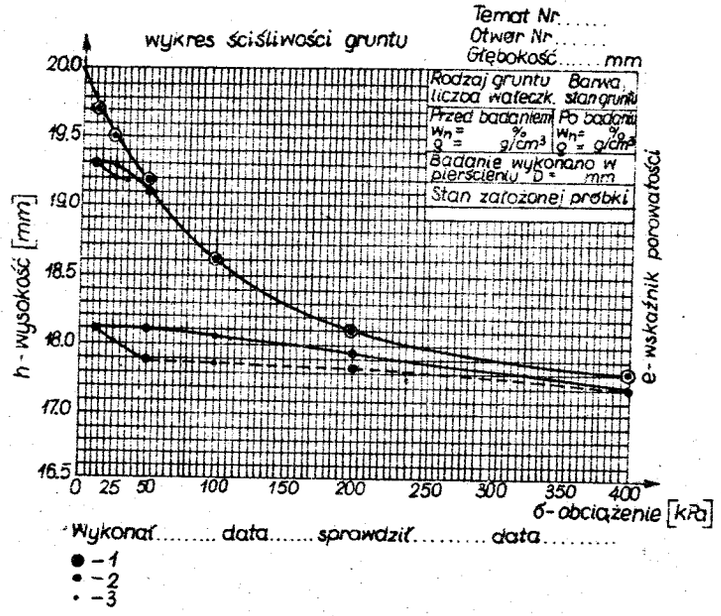
Wartości odkształceń próbek gruntów są miarodajne do obliczeń modułów ściśliwości, gdy:

- odkształcenia własne odnośnego edometru nie przekraczają 50% odkształceń badanej próbki gruntu,

- różnica wartości Δh_{i2} oznaczonych przed i po badaniu ściśliwości danej próbki nie przekracza 50% wartości średniej. W przypadkach gdy $M_o, M >$ > 20 MPa należy wykonać co najmniej 2 badania edometryczne danego gruntu.

Przyrządami do badań są:

- edometr (rys.5.4) wyposażony w pierścień zasadniczy (2), podstawę, nasadkę górną, urządzenie do obciążania i odciążania próbki oraz co najmniej 2 czujniki,
- 2 pierścienie pomocnicze [(1), (3) na rys.5.5],
- próbka zastępcza wykonana z metalu o równolegle oszlifowanej płaszczyźnie czołowej.



Rys.5.7. Wykres ściśliwości badanej próbki

Edometry o mechanicznym grawitacyjnym systemie obciążenia próbek powinny być wyposażone w urządzenia a r e t a ż o w e , pozwalające na przykładanie obciążeń bez powodowania wstrząsów. Dla ograniczenia wpływu wstrząsów edometry osadza się na stabilnych podstawach w pomieszczeniach nie sąsiadujących bezpośrednio z ruchem ulicznym, warsztatami itp. o możliwie małych wahaniach temperatury 10-15°C.

Cechowanie edometru przeprowadza się przed i po badaniu każdej próbki gruntu. W pierścieniu edometru między dwoma krążkami bibuły do sączenia, które bezpośrednio przed pomiarem należy zwilżyć wodą, umieszcza się próbkę zastępczą. Obciążania i odciążania metalowej próbki zastępczej dokonuje się w sposób analogiczny do stosowanego w przypadku próbek gruntu.

Przed osadzeniem pierścienia z próbką w edometrze, dla wykonania oznaczeń modułów ściśliwości gruntów, obie jej ściskane powierzchnie pokrywa się lekko zwilżonymi krążkami bibuły do sączenia o średnicy mniejszej o 1 mm od średnicy próbki. Następnie ustawia się czujniki do pomiaru wysokości próbki i odczytuje ich wskazania.

Jako pierwszy stopień obciążenia (jeśli nie ma specjalnego programu postępowania) przyjmuje się 10,0 kPa lub 12,5 kPa, zaś następne kolejno 25,50, 100,400 i 800 kPa. W przypadku gruntów o dużej ściśliwości podany wyżej zakres obciążeń ogranicza się np. do 200 kPa. Jeżeli program przewiduje stabilizację osiadań przy obciążeniu jednostkowym równym naprężeniu pierwotnemu $\sigma_{0,g}$, to obliczaną wartość zaokrągla się do najbliższego z podanych stopni obciążeń. Po każdorazowej zmianie obciążenia notuje się wskazania czujników po 1,2,5, 15 i 30 min oraz po 1,2,4,19,24,28, 72 h od chwili zmiany obciążenia i w razie potrzeby dalej co 24 h.

Każdorazową zmianę obciążenia można przeprowadzać jedynie po u z y s k a n i u u m o w n e j s t a b i l i z a c j i w y s o k o ś c i badanej próbki. Można uważać, że ta umowna stabilizacja nastąpiła, gdy zmiany wysokości próbki w okresie od 1 do 4 h od momentu zmiany obciążenia lub od 4 do 19 h nie przekroczyły 0,001 mm. W przypadku szczególnie wysokiej dokładności jako wysokości próbki należy przyjąć wartości odpowiadające asymptotom krzywych konsolidacji wg rysunku 5.6.

Przedstawiony powyżej sposób postępowania do oznaczania modułów ściśliwości dotyczy metody I. W przypadku metody II obowiązuje postępowanie podane przez projektanta budowy lub autora dokumentacji geotechnicznej.

Równolegle z oznaczaniem edometrycznym modułów ściśliwości należy wykonać badania pomocnicze:

- oznaczyć wilgotność gruntu przylegającego do konsolidowanej próbki od góry i od dołu, pobranego w czasie zakładania próbki do pierścienia edometru,
- oznaczyć wilgotność całej próbki po badaniu,
- oznaczyć gęstość objętościową i gęstość właściwą szkieletu, jeśli jest wymagane sporządzenie wykresu $e = f(\sigma)$,
- oznaczyć stan i rodzaj gruntu metodą makroskopową.

Ponadto należy wykonać wykres ściśliwości badanej próbki (rys.5.7) oraz obliczenia wartości modułów ściśliwości i odprężenia, i obliczenia odkształceń własnych stosowanego edometru.

W niektórych przypadkach wymaga się wykonania wykresu $h_i = f(\sigma_i)$ w skali półlogarytmicznej. Wówczas skalę poziomą obciążenia (σ) rozpoczyna się od σ = 12,5 kPa, odkładając dwukrotnie większe stopnie (25,50,100,200,400 i 800 kPa) jako równe sobie na wykresie odcinki.

Wykonując wykres $e = f(\sigma)$ przelicza się wysokość próbki (h_i) na wskaźnik porowatości (e_i) ze wzoru

$$e_i = e_o - \frac{h_o - h_i}{h_o}(1 + e_o) , \qquad (5.16)$$

w którym:

e_i - wskaźnik porowatości przy wysokości próbki h_i pod obciążeniem σ_i,
e_o - wskaźnik porowatości gruntu przed rozpoczęciem obciążeń,
h_o - początkowa wysokość próbki przed rozpoczęciem obciążeń [mm],
h_i - wysokość próbki skonsolidowanej pod obciążeniem σ_i [mm].

5.5. Oznaczanie ciśnienia pęcznienia gruntu

Edometry do oznaczań ciśnienia pęcznienia oraz współczynnika osiadania zapadowego powinny być wyposażone w urządzenie umożliwiające doprowadzenie wody do filtru podstawy oraz odpowietrzanie tego filtru. Przyrządami do oznaczania ciśnienia pęcznienia gruntów spoistych o naturalnej strukturze są: edometr i aparat trójosiowego ściskania lub inne urządzenie do pomiaru siły tarcia według schematu na rysunku 5.8.

Oznaczanie ciśnienia pęcznienia może być dokonane jedynie na gruntach makroskopowo jednorodnych oraz gdy różnica wilgotności poszczególnych próbek gruntu nie przekracza 5%. Wykonując oznaczenia stosuje się wodę lub odnośne roztwory, z którymi badany grunt może się kontaktować w podłożu (wykopie itp.) Do każdego oznaczania ciśnienia pęcznienia gruntu (P_c) przygotowuje się co najmniej 5 próbek. Pobieranie i przygotowanie próbek do oznaczania jest analogiczne jak do oznaczań modułów ściśliwości.

Oznaczanie wstępne:

Przygotowaną próbkę umieszcza się w edometrze i po obciążeniu jej naciskiem 50 kPa doprowadza się do próbki wodę i bezpośrednio po tym zanotowuje wskazania czujników, a po upływie 10 min wykonuje następny odczyt. Jeżeli

w tym czasie wysokość próbki wzrosła o więcej niż 0,05 mm, to zwiększa się obciążenie do 100 kPa kontrolując jednocześnie przyrost wysokości próbki. Czynności zwiększania obciążenia przeprowadza się tak długo, aż przyrosty wysokości będą mniejsze niż 0,05 mm w ciągu 10 min od przyłożenia obciążenia. W dalszym ciągu należy zmniejszać obciążenie do 24 kPa o wartości stosowane przy jego zwiększaniu, przy jednoczesnym przedłużaniu czasu każdorazowych pomiarów wysokości do 30 min.

Przybliżoną wartość ciśnienia pęcznienia gruntu (P_c') przyjmuje się jako średnią arytmetyczną wartości:
- ostatniego obciążenia, pod którym próbka wykazała jeszcze przyrost wysokości (pęcznienie),
- pierwszego obciążenia, pod którym próbka wykazała już zmniejszenie wysokości (osiadanie).

Oznaczanie miarodajne:

Oznaczań miarodajnych dokonuje się na czterech pobranych i przygotowanych próbkach. Dwie próbki umieszczone w edometrze obciąża się naciskami jednostkowymi wynoszącymi:

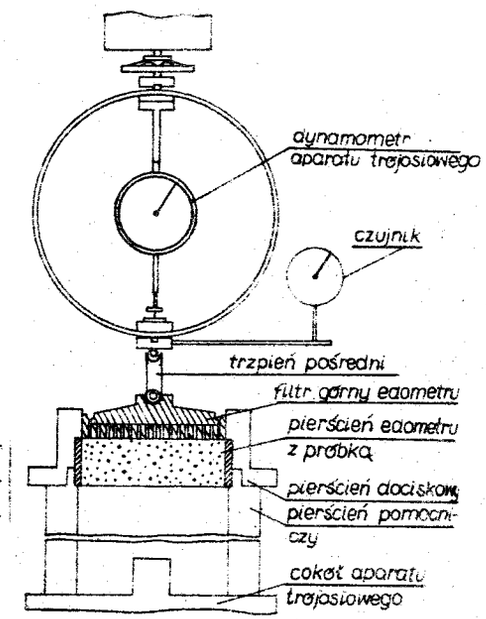
$$\sigma_1 = P_c' - 2\,g_1$$
$$\sigma_2 = P_c' - g_1$$

a pozostałe dwie naciskami:

$$\sigma_3 = P_c' + g_1$$
$$\sigma_4 = P_c' + 2\,g_1.$$

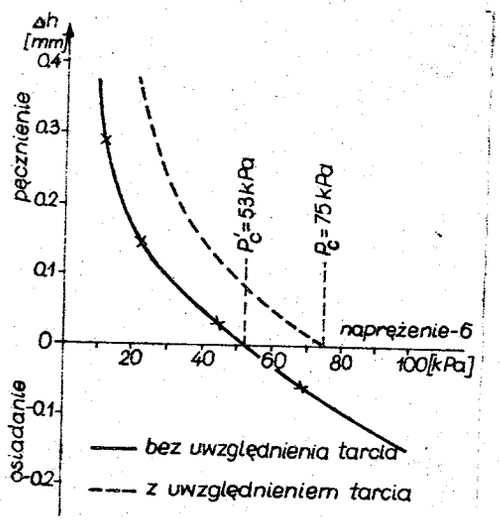
Wartości g_1 przyjmować należy następująco:

$$g_1 = 25 \text{ kPa} \quad \text{gdy} \quad 50 < P_c' \leqslant 250 \text{ kPa} ,$$
$$g_1 = 50 \text{ kPa} \quad \text{gdy} \quad 250 < P_c' \leqslant 400 \text{ kPa} ,$$
$$g_1 = 100 \text{ kPa} \quad \text{gdy} \quad P_c' > 400 \text{ kPa}.$$



Rys.5.8. Urządzenie do pomiaru siły tarcia między próbką a pierścieniem edometru

Pomiary odkształceń przeprowadza się do uzyskania umownej stabilizacji odkształceń próbki według 5.4. Wszystkie wyjęte z edometru próbki wraz z pierścieniem edometru umieszcza się w uchwycie złożonym z dwóch pierścieni (docisk kowym i pomocniczym) według rysunku 5.8 i ustawia na cokole aparatu trójosiowego, a na próbce umieszcza się filtr górny edometru. W dalszej kolejności należy zestawić czujniki (czujnik) do pomiaru osiadania i uruchomić aparat trójosiowy. W czasie działania tego aparatu odczytuje się na jego dynamometrze wielkości siły tarcia P_2 w chwili, gdy czujniki (czujnik) wykażą przesuwanie się próbki w pierścieniu edometru i wielkość tej siły należy zanotować.



Rys.5.9. Wykres do ustalenia ciśnienia pęcznienia gruntu spoistego

W przypadku stosowania edometrów z pierścieniem pływającym przyjmuje się siłę P_2 równą zeru.

Wartości ciśnienia pęcznienia gruntu ustala się przez interpolację, na podstawie przykładowo podanego wykresu na rysunku 5.9.

Wartość ciśnienia pęcznienia dla poszczególnych próbek (P_i) oblicza się ze wzoru

$$P_i = \sigma_i + \frac{10\,P_{2i}}{F}\,, \qquad (5.17)$$

w którym:

σ_i - obciążenia jednostkowe próbek $[N \cdot m^{-2}]$,

P_{2i} - odpowiednie siły tarcia między próbkami a pierścieniem edometru [N],

F - pole próbki gruntu w pierścieniu edometru $[cm^2]$.

Wszystkie punkty odpowiadające poszczególnym próbkom powinny leżeć na krzywej o monotonicznej krzywiźnie. Przecięcie tej linii krzywej z osią poziomą wyznacza wartość ciśnienia pęcznienia (P_c) badanego gruntu. Dwie badane próbki powinny wykazywać pęcznienie gruntu, a pozostałe dwie - osiadanie.

Jeśli wymiary próbek nie pozwalają wykonać badań edometrycznych, to dla zaliczenia gruntu do pęczniejących można posługiwać się następującym kryterium

$$\frac{\bar{e}_L - e_n}{1 + e_n} > 0{,}3\,, \qquad (5.18)$$

w którym:

e_n - wskaźnik porowatości naturalnej,

$\bar{e}_L$ - wskaźnik porowatości przy wilgotności w stanie całkowitego nasycenia porów wodą i równej granicy płynności według Wasiliewa.

5.6. Oznaczanie wskaźnika osiadania zapadowego

Wskaźnik osiadania zapadowego (i_{mp}) oznacza się jako względną zmianę wysokości próbek gruntu w wyniku ich zawilgocenia w warunkach badania edometrycznego.

Próbki gruntu umieszcza się w edometrze i poddaje kolejno umownemu obciążaniu według 5.4, aż do osiągnięcia obciążenia równego obciążeniu projektowanemu dla określonej budowli. Obciążać się powinno bez dostępu wody, a próbka powinna być starannie zabezpieczona przed wysychaniem. Próbkę obciąża się stopniowo według 5.4, aż do osiągnięcia umownej konsolidacji przy naprężeniu pierwotnym $\sigma_{0,\varrho}$. Następnie stopniowo zwiększa się obciążenie do wartości $\sigma_{z,t}$; w przypadku gdy wartość $\sigma_{z,t}$ nie jest znana można przyjmować $\sigma_{z,t}$ = 200 kPa. Po odczytaniu wskazania czujnika nasyca się próbkę wodą przy ciśnieniu odpowiadającym 5 cm warstwy wody, licząc od poziomu górnej powierzchni próbki.

Wartość wskaźnika osiadania zapadowego oblicza się ze wzoru

$$i_{mp} = \frac{h' - h''}{h_o}\,, \qquad (5.19)$$

w którym:

h' - wysokość próbki po umownym zakończeniu osiadań przy naprężeniu $\sigma_{z,t}$ przed rozpoczęciem nasycenia wodą [mm],

h'' - wysokość próbki po umownym zakończeniu osiadań przy naprężeniu $\sigma_{z,t}$ w warunkach nasycenia wodą [mm],

h_o - wysokość danej próbki po umownym zakończeniu osiadań przy naprężeniu pierwotnym $\sigma_{0,\varrho}$ odpowiadającym obciążeniu gruntem na danej głębokości [mm].

Bez przeprowadzania badań w edometrze można dokonać przybliżonej oceny i na jej podstawie do zapadowych zaliczyć te grunty, które spełniają równocześnie dwa warunki:

$$\text{a) } S_r \leqslant 0{,}6$$

$$\text{b) } \frac{\bar{e}_L - e_n}{1 + e_n} \leqslant 0{,}1 \,. \qquad (5.20)$$

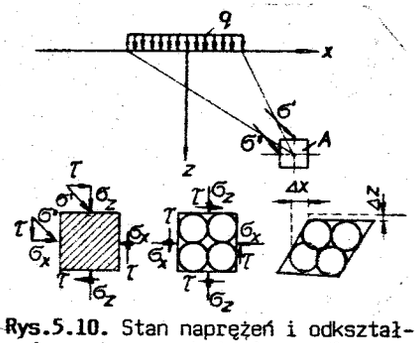
Grunt zapadowy o strukturze nietrwałej, ulegającej zmianie pod wpływem zawilgocenia bez zmiany obciążenia, jest to ten grunt, dla którego wskaźnik osiadania zapadowego spełnia warunek

$$i_{mp} > 0{,}02 \,. \qquad (5.21)$$

Wszystkie grunty zalegające poniżej zwierciadła wód gruntowych, z uwzględnieniem zmian jego położenia, uważa się za grunty o strukturze trwałej, tzn. za grunty niezapadowe.

5.7. Wytrzymałość gruntów na ścinanie

Nośność podłoża obciążonego budowlą jest zależna również od wytrzymałości na ścinanie gruntów zalegających w tym podłożu. Wytrzymałość na ścinanie (τ_f) jest to największe naprężenie ścinające, przejmowane przez grunt w płaszczyźnie poślizgu w danych warunkach. Przekroczenie wytrzymałości na ścinanie prowadzi do zniszczenia gruntu w tej płaszczyźnie, to jest do załamania struktury i płynięcia gruntu.



Rys.5.10. Stan naprężeń i odkształceń gruntu w punkcie A w podłożu pod fundamentem

Jeśli przyłożyć na powierzchnię gruntu obciążenie zewnętrzne q, to pod jego działaniem powstaje w podłożu pewien stan naprężeń. Działające obciążenie q wywołuje naprężenie całkowite σ' oraz σ'', skierowane na sąsiednie płaszczyzny sześcianu wyciętego (w myśli) w podłożu (rys.5.10). Naprężenia całkowite σ' i σ'' można rozłożyć na składowe naprężenia normalne σ_z i σ_x oraz naprężenia styczne τ. Tym czynnym naprężeniom, działającym po jednej stronie boku sześcianu, towarzyszą reakcje naprężeń przeciwnie skierowane, występujące po drugiej stronie sześcianu (patrz rys.5.10). Sześcienny element gruntu ulega ściśnięciu pod działaniem naprężeń normalnych. Pod działaniem naprężeń stycznych τ zmienia się jego stan geometryczny. Gdy naprężenia styczne przekroczą wytrzymałość na ścinanie

ziarn w punktach styku, następuje ścięcie i tworzy się stan scharakteryzowany przemieszczeniami Δz i Δx. Odkształcenia te są nieodwracalne i świadczą o zniszczeniu struktury gruntu w danym punkcie.

Przyczyną tego zniszczenia są naprężenia styczne τ, które w danym punkcie przewyższały wielkość wytrzymałości gruntu na ścinanie τ_f. Jeśli $\tau < \tau_f$, to nie ma poślizgu, jeśli $\tau = \tau_f$ to jest stan równowagi, zaś przy $\tau > \tau_f$ występuje poślizg. Wytrzymałość gruntu na ścinanie zależy od oporu tarcia wewnętrznego gruntu i od oporu spójności właściwej. Wielkość wytrzymałości na ścinanie czyli wielkość oporu gruntu w chwili ścięcia wyznacza się ze wzorów

$$\tau_f = \sigma' \operatorname{tg}\Phi' + c' \,, \qquad (5.22)$$

gdzie:

σ' - efektywne naprężenie normalne [kPa],
Φ' - efektywny kąt tarcia wewnętrznego [°],
c' - spójność efektywna [kPa],

oraz najczęściej stosowanego w praktyce wzoru Coulomba

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg}\Phi_u + c_u \,, \qquad (5.23)$$

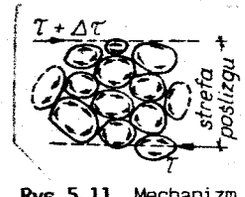
gdzie:

σ - naprężenie normalne prostopadłe do powierzchni ścinania [kPa],
Φ_u - kąt tarcia wewnętrznego [°],
c_u - spójność gruntu [kPa].

Wzór (5.23) przedstawia jedno z kolejnych praw mechaniki gruntów, służące do obliczania granicznej wytrzymałości, stateczności gruntów i parcia gruntów na ściany oporowe.

Przy ścinaniu gruntów mamy do czynienia w strefie poślizgu z oporami tarcia posuwistego i potoczystego, oporem zazębiania i oporem materiału ziarn.

Opór tarcia posuwistego dotyczy gruntów spoistych i niespoistych i ma miejsce na powierzchniach poślizgu ziarn lub cząstek. Natomiast opór tarcia potoczystego wynika z obrotu ziarn w stosunku do ziarn sąsiednich.



Rys.5.11. Mechanizm oporu ścinania w gruncie niespoistym

Na rysunku 5.11 widoczny jest ruch przeciwbieżny w punktach styku ziarn gruntu niespoistego. Ruch ten powoduje powstawanie tarcia cząstek o siebie. Łączne opory tarcia posuwistego, potoczystego oraz opór struktury i zazębienia nazywamy oporem tarcia wewnętrznego. Wielkość oporu tarcia wewnętrznego wyraża się wzorem

$$\tau_{\Phi} = \sigma_k' \operatorname{tg} \bar{\Phi} \ , \qquad (5.24)$$

gdzie:

σ_k' - naprężenie efektywne po zakończonej konsolidacji;

$\bar{\Phi}$ - właściwy kąt tarcia wewnętrznego.

Wielkość właściwego kąta tarcia $\bar{\Phi}$ zależy od: składu mineralogicznego gruntu, wielkości ziarn i ich kształtu, stopnia zagęszczenia gruntu, stopnia nasycenia wodą i rodzaju powierzchni ziarn (zaokrąglone lub mające krawędzie ostre).

Spójnością właściwą gruntu spoistego nazywamy ciśnienie wewnątrzstrukturalne wynikające z sił wzajemnego przyciągania się cząstek gruntowych. Jeżeli chcemy cząstki przesunąć względem siebie, to musimy pokonać opór spójności właściwej. Opór ten można obliczyć ze wzoru

$$\bar{c} = \bar{\sigma}_c \operatorname{tg} \bar{\Phi}_{\mu} \ , \qquad (5.25)$$

gdzie:

$\operatorname{tg} \bar{\Phi}_{\mu}$ - współczynnik tarcia właściwego suwnego,

$\bar{\sigma}_c$ - ciśnienie spójności właściwej.

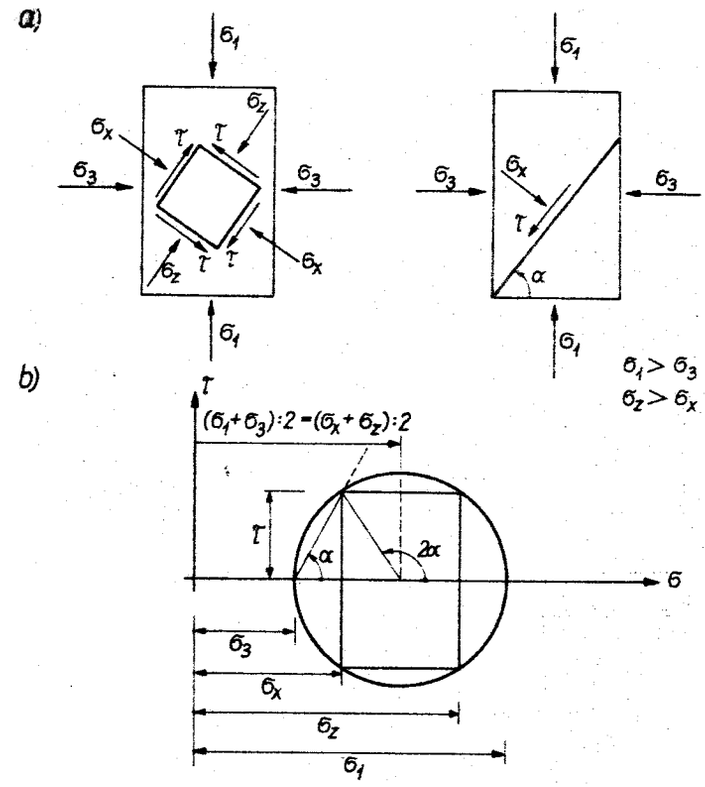
Opór spójności właściwej działa stycznie do powierzchni ścinania w gruntach spoistych, natomiast ciśnienie spójności właściwej jest prostopadłe do powierzchni. Wielkość tego oporu jest zależna od zawartości cząstek iłowych w jednostce objętości gruntu. Im większa jest ilość cząstek iłowych, tym większa jest liczba punktów styku cząstek na jednostkę powierzchni ścinania. Opór spójności właściwej zależy również od składu mineralogicznego cząstek oraz od jakości i stężenia elektrolitów (w roztworze wodnym w porach gruntu).

5.8. Kryterium wytrzymałościowe Coulomba-Mohra

Teoria Coulomba-Mohra stwierdza, że zniszczenie materiału następuje wówczas, gdy naprężenie ścinające na jakiejkolwiek płaszczyźnie równa się wytrzymałości materiału na ścinanie. Stan naprężeń głównych w punkcie ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) można przedstawić za pomocą koła Mohra (rys.5.12), gdzie σ_1 reprezentuje największe naprężenia główne, a σ_3 - najmniejsze. Odpowiednie naprężenia normalne w kierunku trzech osi współrzędnych wynoszą $\sigma_z > \sigma_y > \sigma_x$. Dla płaskiego stanu naprężeń można zapisać:

$$\sigma_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(180^0 - 2\alpha) \ , \qquad (5.26)$$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha . \qquad (5.27)$$

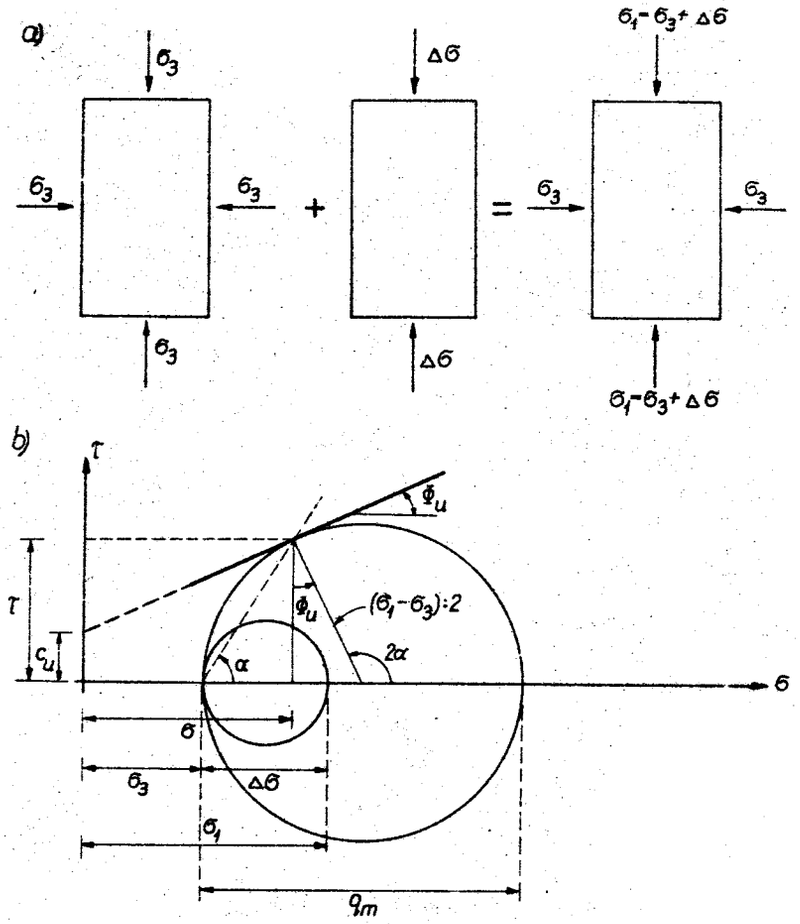


Rys.5.12. Koło naprężeń Mohra

Wartość $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2}$ określa położenie środka koła naprężeń na osi σ. Promień koła wynosi $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$. Ponadto $\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$. Kąt α przedstawia nachylenie płaszczyzny, na której zastosowano naprężenia τ i σ. Oprócz tego naprężenia główne można wyrazić jako funkcję σ_z, σ_x i τ

$$\sigma_1 \text{ i } \sigma_3 = \frac{1}{2}(\sigma_z + \sigma_x) \pm \sqrt{\frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2}{4} + \tau^2} \ . \qquad (5.28)$$

Załóżmy, że próbka badanego gruntu została poddana naprężeniu głównemu wynoszącemu σ_3 (rys.5.13a). Przedstawienie graficzne tego będzie punktem o odciętej σ_3 w układzie współrzędnych (rys.5.13b).



Rys.5.13. Koncepcja zniszczenia Coulomba-Mohra

Przyjmiemy teraz, że naprężenie pionowe wzrasta w taki sposób, że otrzymuje się naprężenie pionowe główne wynoszące $\sigma_3 + \Delta\sigma = \sigma_1$. Wartości naprężeń τ i σ na płaszczyźnie nachylonej pod kątem α można określić z koła naprężeń. Wzrost pionowego naprężenia o $\Delta\sigma$ wywołuje naprężenie styczne będące różnicą naprężeń głównych. Naprężenie $\Delta\sigma$ wzrasta do maksimum i wówczas następuje zniszczenie gruntu, czyli $\Delta\sigma = q_m$ (rys.5.13b). W tym przypadku koło naprężeń będzie styczne do linii wytrzymałości gruntu na ścinanie i zniszczenie teoretycznie wystąpi w płaszczyźnie o nachyleniu $\alpha = 45^o + \frac{\Phi_u}{2}$. W płaszczyźnie poślizgu naprężenia przyjmują następujące wartości:

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin\Phi_u , \qquad (5.29)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos\Phi_u . \qquad (5.30)$$

Po podstawieniu wyrażeń (5.29) i (5.30) do równania (5.23) otrzymuje się:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos\Phi_u = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin\Phi_u \right] \mathrm{tg}\,\Phi_u + c_u .$$

Po wykonaniu działań algebraicznych otrzymamy:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin\Phi_u + c_u \cos\Phi_u . \qquad (5.31)$$

Wprowadzamy oznaczenia:

$$\sin\Phi_u = \mathrm{tg}\alpha \quad \text{oraz} \quad s = c_u \cos\Phi_u .$$

Równanie linii prostej (5.31) można otrzymać wówczas w układzie współrzędnych odkładając na osi rzędnych $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ i na osi odciętych $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$ (rys.5.14a). Rzędna punktu przecięcia prostej z osią rzędnych wynosi s, a współczynnik kierunkowy prostej $\mathrm{tg}\alpha$. Stąd:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\,\mathrm{tg}\,\alpha + s . \qquad (5.32)$$

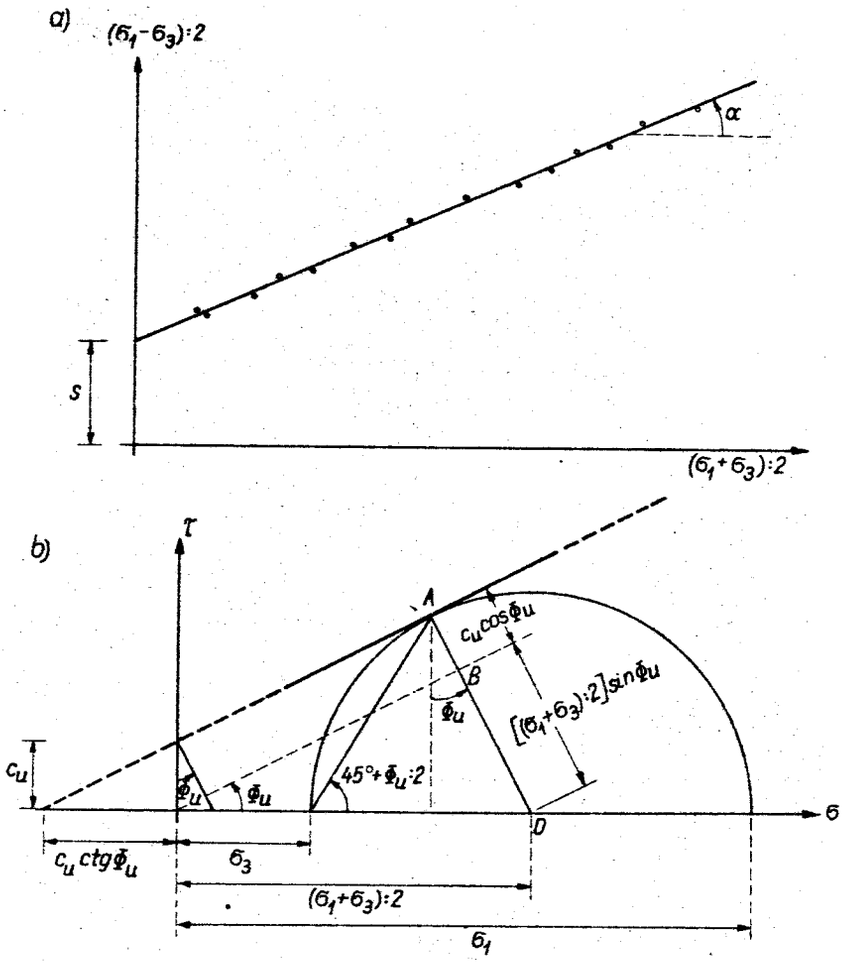
Równanie (5.32) może przedstawiać średnie wyniki badań gruntu o określonych właściwościach. Zatem można otrzymać kąt tarcia wewnętrznego gruntu i spójność w następujący sposób:

$$\Phi_u = \arcsin(\mathrm{tg}\alpha) ,$$

$$c_u = \frac{s}{\cos\Phi_u} .$$

Możliwe jest otrzymanie równania linii prostej także z rysunku 5.14b, na którym koło maksymalnych naprężeń jest styczne do linii wytrzymałości na ścinanie.

Wytrzymałość na ścinanie w różnych stanach naprężeń i różnych warunkach objętościowych gruntu można zbadać przy użyciu aparatu trójosiowego ściskania.



Rys.5.14. Wyznaczenie średnich parametrów wytrzymałości na ścinanie

Zatem z równania Coulomba-Terzaghiego (5.22)

$$\tau_f = (\sigma - u)tg\Phi' + c', \qquad (5.33)$$

można określić parametry ścinania dla następujących warunków badania:

a) z odpływem wody (z drenażem) i stosowaniem odpowiednio małych prędkości odkształceń,

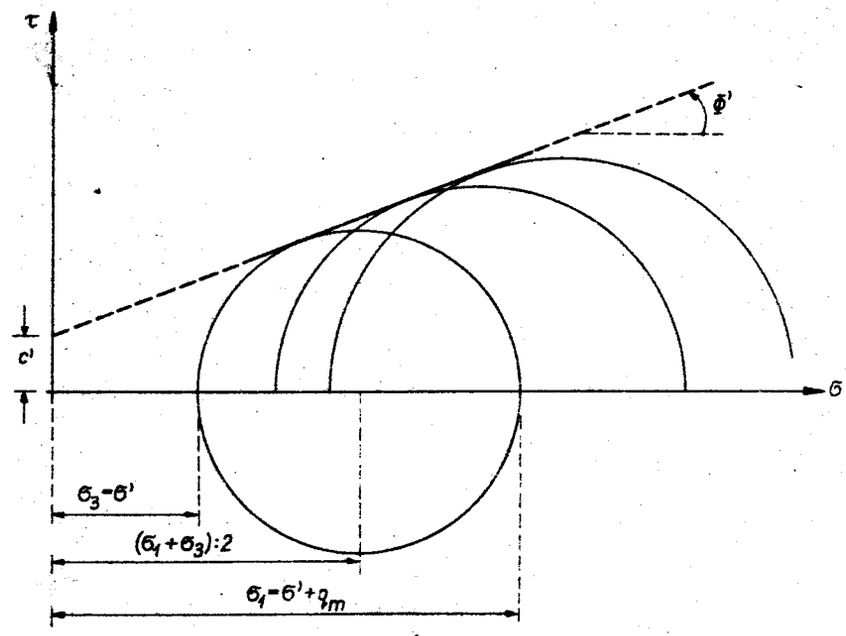
b) z konsolidacją bez odpływu (bez drenażu) i z pomiarem ciśnienia wody w porach,

c) bez odpływu wody (bez drenażu) i bez konsolidacji.

W badaniu z odpływem wody (z drenażem) próbka gruntu umieszczona jest w aparacie trójosiowego ściskania przy wyeliminowaniu efektów sił kapilarnych. Po otwarciu zaworu odprowadzającego wodę przykłada się naprężenie efektywne σ', co powoduje konsolidację gruntu, tj. u = 0. Następnie stosuje się naprężenie dewiatorowe q_m (będące różnicą naprężeń głównych), tak aby utrzymać ciśnienie porowe u = 0 aż do zniszczenia. Przy zachowaniu tych warunków otrzymuje się koło maksymalnych naprężeń. Naprężenia główne określające zniszczenie wynoszą:

$$\sigma_3 = \sigma' \quad \text{oraz} \quad \sigma_1 = \sigma' + q_m .$$

Dla tego przypadku koło Mohra o środku $\sigma' + 0,5\, q_m$ i promieniu $0,5\, q_m$ wykreślono na rysunku 5.15. Postępowanie powtarza się dla kolejnych próbek o identycznych właściwościach i dla każdej otrzymuje się koło naprężeń granicznych. Obwiednia wszystkich kół naprężeń reprezentuje równanie wytrzymałości na ścinanie. Parametry ścinania Φ' i c' wynikają z badania.



Rys.5.15. Wytrzymałość gruntu spoistego na ścinanie w badaniu z odpływem wody (z drenażem)

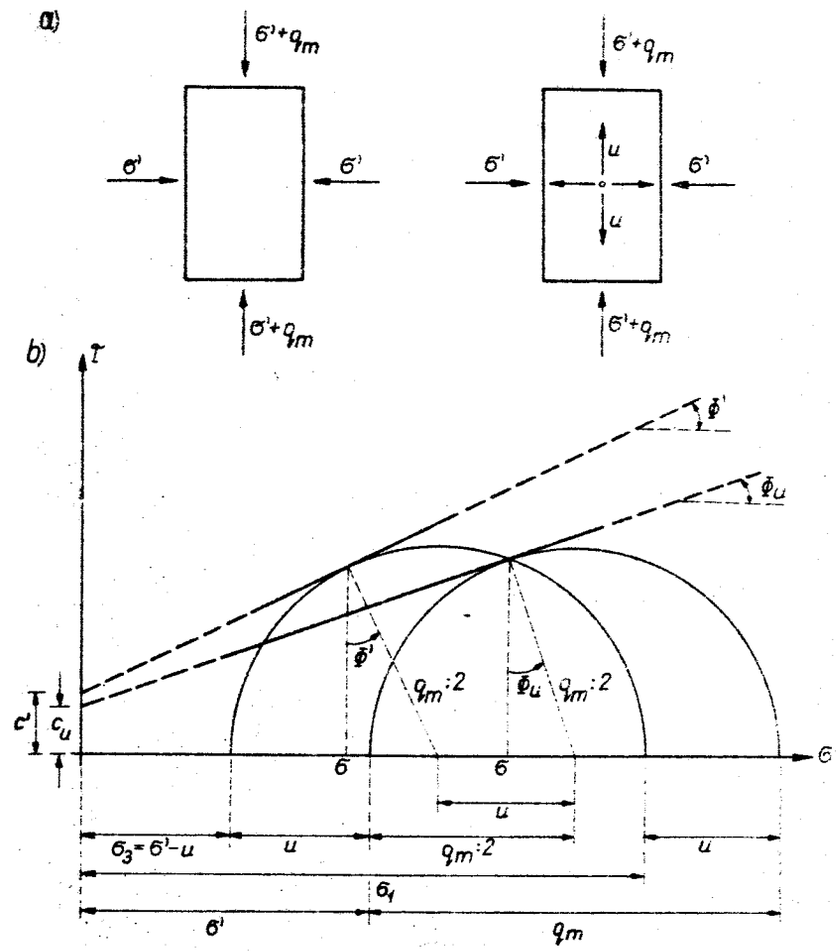
W badaniu z konsolidacją i bez odpływu (bez drenażu) stosuje się na początku naprężenie efektywne σ'. Próbka gruntu ulega wówczas konsolidacji aż ciśnienie porowe $u = 0$. Później zamykany jest odpływ wody i zostaje zastosowane naprężenie dewiatorowe q_m działające do zniszczenia. Podczas przykładania q_m badanie przebiega przy stałej objętości. W próbce wytwarza się ciśnienie porowe proporcjonalne do przyłożonej różnicy naprężeń głównych, czyli $u = aq_m$. W tym przypadku całkowite naprężenia główne σ_3 i σ_1 zastosowane dla określonego stanu naprężeń przed zniszczeniem próbki gruntu wynoszą:

$$\sigma_3 = \sigma' \quad \text{oraz} \quad \sigma_1 = \sigma' + q_m .$$

Całkowite naprężenia główne, przy których następuje zniszczenie, są równe (rys.5.16): $\sigma_3 = \sigma' - u$ oraz $\sigma_1 = \sigma' + q_m - u$. Wyniki badań dają dwa koła naprężeń maksymalnych, z których jedno przedstawia naprężenie efektywne, drugie natomiast reprezentuje całkowite zastosowane naprężenia. Każde z tych kół będzie miało inne równanie wytrzymałości na ścinanie. Jeśli badanie przebiega przy stałej objętości i q_m przykładane jest powoli (w taki sposób, aby wyeliminować całkowicie zjawisko lepkości międzycząsteczkowej), wtedy rzędna punktu przecięcia obu prostych z osią rzędnych jest taka sama. Zatem prawo wytrzymałości na ścinanie przy zastosowaniu całkowitych naprężeń w gruncie skonsolidowanym, ulegającym zniszczeniu w stałej objętości, jest wyrażone wzorem:

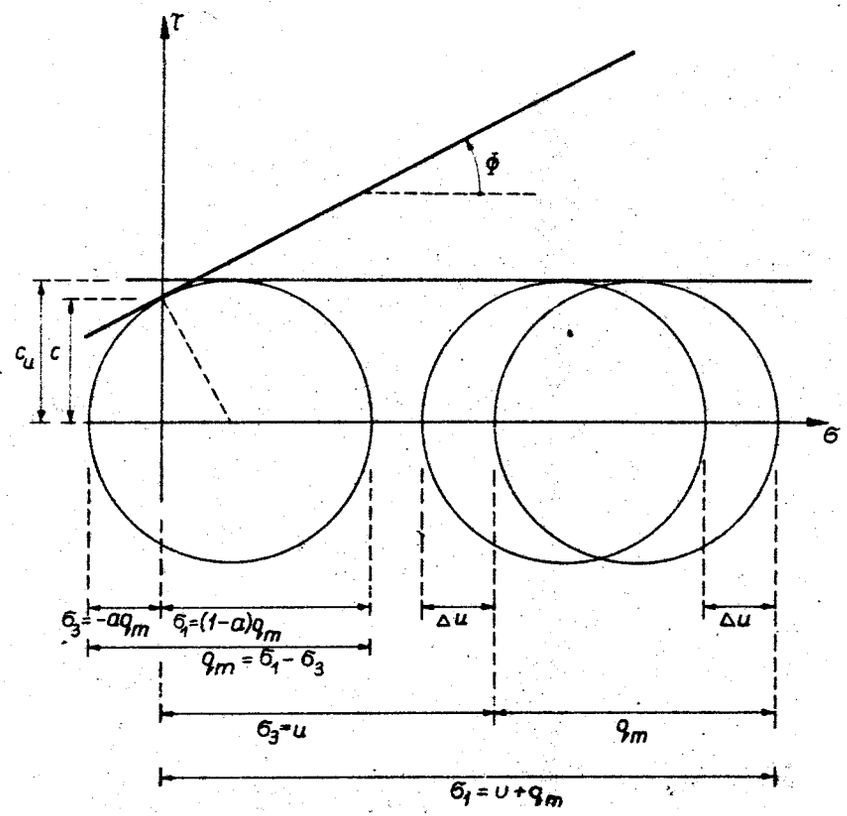
$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \Phi_u + c_u . \qquad (5.34)$$

W badaniu bez odpływu wody (bez drenażu) i bez konsolidacji próbka nasyconego gruntu zostaje wprowadzona do aparatu trójosiowego ściskania i powierzchniowe siły kapilarne są wyeliminowane, a zatem zredukowane są do zera jakiekolwiek naprężenia wywołujące napięcie powierzchniowe wody. Po zamknięciu zaworu odprowadzającego zastosowane jest ciśnienie boczne. W tych warunkach to ciśnienie boczne jest całkowicie przejmowane przez wodę, gdyż objętość nie zmienia się. A więc próbka gruntu nie ulega konsolidacj Przyłożone ciśnienie boczne nie jest przekazywane jako naprężenie efektywne. Efekt będzie taki, że ciśnienie porowe $u = \sigma_3$. Po przyłożeniu naprężenia q_m pionowe naprężenie główne w momencie zniszczenia próbki wynos: $\sigma_1 = u + q_m$.



Rys.5.16. Wytrzymałość gruntu spoistego w badaniu z konsolidacją, bez odpływu wody (bez drenażu) i z pomiarem ciśnienia wody w porach

Niemniej jednak zastosowanie q_m wywołuje także dodatkowe ciśnienie porowe takie, że $\Delta u = aq_m$ (rys.5.17).



Rys.5.17. Wytrzymałość gruntu spoistego na ścinanie w badaniu bez odpływu wody

Zniszczenie gruntu następuje pod pionowym naprężeniem głównym, niezależnie od działania naprężenia wstępnego: $\sigma_1 = (1 - a)q_m$ oraz $\sigma_3 = -aq_m$. Zatem wytrzymałość gruntu na ścinanie nie zależy w tym przypadku od stosowanych naprężeń a tylko od różnicy naprężeń głównych i można to ująć wzorem:

$$\tau_f = 0{,}5\ q_m \quad \text{lub} \quad c_u = 0{,}5\ q_m\ .$$

5.9. Oznaczanie wytrzymałości na ścinanie metodą penetrometru stożkowego (PS)

Oznaczanie wytrzymałości gruntu na ścinanie (τ_f) polega na oznaczaniu, głębokości penetracji stożkowej końcówki penetrometru i oznaczaniu siły działającej na końcówkę. Do oznaczania stosuje się następujące przyrządy:

- penetrometr (rys.2.18) z dodatkowym obciążnikiem, tak aby łączna siła (P) działająca na stożek wynosiła 4,0 N,
- pierścień o średnicy i wysokości 30 mm, wykonany z metalu odpornego na korozję,
- nóż o prostej krawędzi ostrza,
- sprzęt do oznaczania wilgotności.

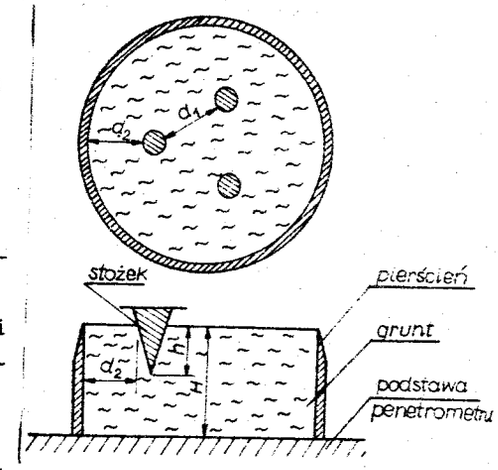
Przed wykonywaniem oznaczania należy pierścień wcisnąć w wyrównaną powierzchnię na głębokość większą o około 5 mm od jego wysokości. Następnie należy kolejno wykonać następujące czynności:

- oddzielić pierścień z gruntem od pozostałej bryły,
- wyrównać nożem grunt na obu powierzchniach czołowych,
- oczyścić z zewnątrz pierścień z gruntu i oznaczyć masę pierścienia z wypełniającym go gruntem.

Pomiar głębokości penetracji przeprowadza się według sposobu podanego w 2.14.6. Na tej samej próbce gruntu wykonuje się od 3 do 5 pomiarów h (rys.5.18). W każdym z pomiarów muszą być spełnione następujące warunki:

- wszystkie pomiary wykonuje się z jednej i tej samej strony próbki,
- głębokość penetracji powinna spełniać warunek $2h \leqslant H$, gdzie H jest wysokością pierścienia.
- wzajemna odległość śladów penetracji (d_1) oraz ich odległość od wewnętrznej krawędzi pierścienia (d_2) muszą spełniać warunek: $d_1, d_2 \geqslant 1{,}5\ h$.

Przy sile P = 4,0 N za miarodajne uważa się wartości h w przedziale 4 - 18 mm.



Rys.5.18. Schemat do zachowania warunków pomiaru penetrometrem stożkowym

Wytrzymałość na ścinanie gruntu (τ_f) oblicza się ze wzoru

$$\tau_f = k \frac{10^3 P}{h^2} \quad [kPa] \tag{5.35}$$

w którym:

k - współczynnik równy 1,0, gdy kąt wierzchołkowy stożka wynosi 30^0,

P - siła działająca na stożek [N],

h - głębokość penetracji [cm].

Dla zbioru N oznaczonych dla danej próbki wartości h oblicza się wartość średniej arytmetycznej $\bar{h}$, a następnie wartość średniego odchylenia standardowego s_h ze wzoru

$$s_h = \sqrt{\left(\frac{\delta F}{\delta h_1}\right)^2 (s_{h,1})^2 + \left(\frac{\delta F}{\delta h_2}\right)^2 (s_{h,2})^2 + \ldots + \left(\frac{\delta F}{\delta h_N}\right)^2 (s_{h,N})^2} \tag{5.36}$$

gdzie:

$\bar{h}$ - średnia arytmetyczna (z głębokości penetracji) z próby;

$$\bar{h} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} h_i ,$$

$s_{h,i}$ - odchylenie standardowe z próby;

$$s_{h,i} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} (h_i - \bar{h})^2} ,$$

τ_f = F(h); (według wzoru 5.35),

$$\tau'_{fi} = \frac{\partial F}{\partial h_i} = - k\, 10^3 P \frac{2}{h_i^3} ,$$

i - liczba prób; i = 1,2,3 ... N.

Średnie odchylenie standardowe dla wytrzymałości na ścinanie należy obliczyć ze wzoru

$$s_\tau = 10^3 \frac{2P}{\bar{h}^3} s_h \tag{5.37}$$

w którym:

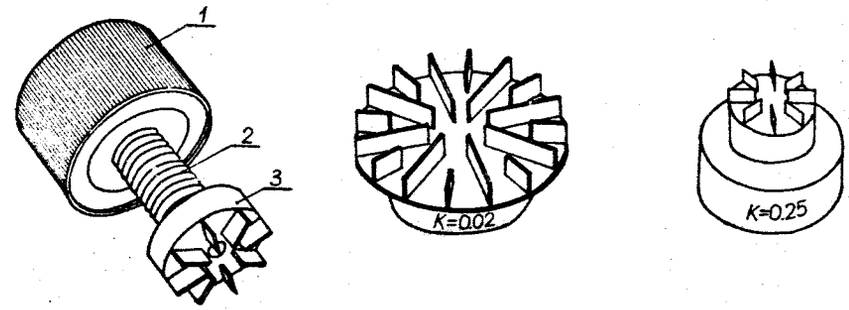
P - siła działająca na stożek [N],

$\bar{h}$ - średnia arytmetyczna głębokość penetracji [mm],

s_h - średnie odchylenie standardowe.

5.10. Oznaczanie wytrzymałości na ścinanie (τ_f) gruntu przy użyciu ścinarki obrotowej (TV)

Oznaczanie wytrzymałości na ścinanie przy użyciu ścinarki TV jest uzupełnieniem badań makroskopowych (podrozdział 2.15). Zasadą tego oznaczania jest to, że wytrzymałość gruntu na ścinanie wyznacza się z wartości momentu granicznego (M_f) przy ścinaniu i że ścinanie przebiega na powierzchni bocznej i czołowej walca określonego przez wymiary końcówki skrzydełkowej. Przyrządami do wykonania badań są: ścinarka obrotowa (rys.5.19) z końcówką skrzydełkową (3) i urządzeniem służącym do pomiaru momentu, dynamometr (2) wraz z uchwytem (1) oraz nóż o prostej krawędzi ostrza.



Rys.5.19. Ścinarka obrotowa

Urządzenie ścinarki powinno pozwalać na określenie momentu granicznego (M_f), który jest miernikiem wytrzymałości gruntu na ścinanie. Skala urządzenia powinna wskazywać wartości τ_f zgodnie ze wzorem

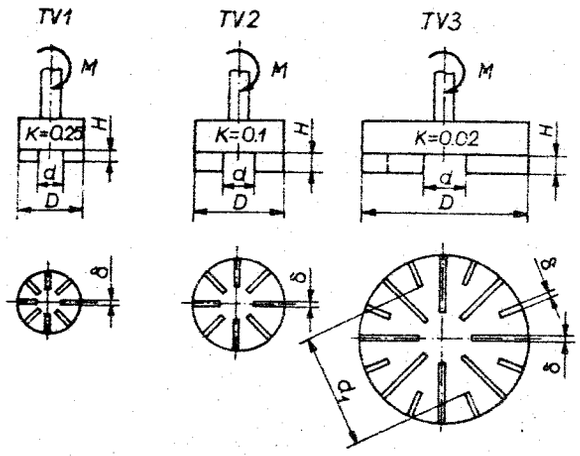
$$\tau_f = \frac{12}{\pi} \cdot \frac{1}{D^2(D + 6H)} 10^{-4} M_f = K_{TV} M_f \quad [kPa], \tag{5.38}$$

w którym:

D - średnica końcówki skrzydełkowej (rys.5.20) [cm],

H - wysokość skrzydełek ścinarki [cm],

M_f - moment graniczny [kNcm].



Rys.5.20. Objaśnienia wielkości H, D oraz rozmieszczenie skrzydełek ścinarki obrotowej

Tabela 5.1.

Wymiary końcówek ścinarek obrotowych

Symbol końcówki	D	d	d´	H	δ	K_{TV}
	[mm]					cm^{-3}
TV1	20	8	-	3	0,7	0,25
TV2	26	10	-	5	0,7	0,10
TV3	48	12	32	6	1,0	0,02

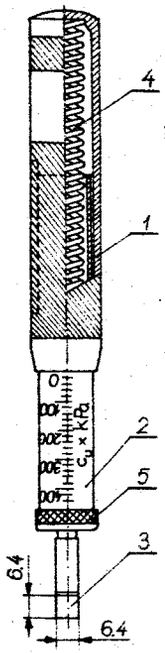
Wykonanie oznaczania polega na wciśnięciu w wyrównany grunt końcówki skrzydełkowej, przy czym dopuszczalny docisk ścinarki powinien być około 50 kPa, na głębokość równą wysokości skrzydełek (H), a następnie na powolnym obracaniu końcówki aż do osiągnięcia największego oporu gruntu i odczytaniu na podziałce pomiarowej wartości τ_f.

5.11. Oznaczanie spójności gruntu za pomocą penetrometru tłoczkowego (PP)

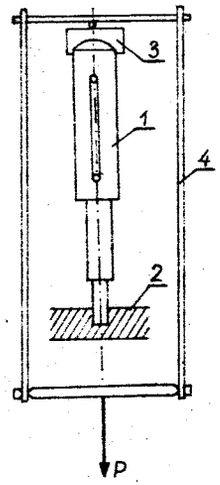
Penetrometrem tłoczkowym oznacza się spójność gruntu (c_u), dla którego $\phi_u = 0^o$. Jest to badanie uzupełniające do pkt.2.15.Uzyskane wartości c_u nie stanowią podstawy do obliczeń wg PN-81/B-03020.

Penetrometr tłoczkowy składa się z uchwytu (1), w którym można przesuwać trzpień (2) z naniesioną skalą oraz końcówką (3). Wewnątrz uchwytu znajduje się sprężyna dynamometryczna (4), ściskana przy wsuwaniu trzpienia w uchwyt. Do odczytywania wielkości c_u służy pierścieniowy wskaźnik (5) przesuwany na trzpieniu (2). Trzpień penetrometru tłoczkowego jest zakończony cylindryczną końcówką (3) o średnicy 6,4 mm, mającą w odległości 6,4 mm od czoła kolisty rowek szerokości około 0,2 mm. Jedna podziałka skali odpowiada zmianie wielkości c_u, jednak nie większej niż 20 kPa, z dokładnością odczytu szacunkowego nie mniejszą niż 10 kPa. Penetrometr okresowo cechuje się przez porównanie jego wskazań z wartościami obliczonymi.

Siłę Q_f oznacza się za pomocą dynamometru lub za pomocą urządzenia obciążającego (rys.5.22).



Rys.5.21. Schemat penetrometru tłoczkowego (PP)



Rys.5.22. Urządzenie obciążające do określania siły wciskania

Urządzenie obciążające składa się z penetrometru (1) osadzonego na podstawie (2) za pośrednictwem przegubu kulkowego (3) i ramki (4).

Oznaczanie wykonuje się na próbkach gruntu o naturalnej wilgotności i nienaruszonej strukturze. Najmniejszy wymiar w płaszczyźnie, w którą następuje wciskanie penetrometru, nie powinien być mniejszy niż 6,0 cm, grubość zaś próbki nie powinna być mniejsza niż 3,0 cm. Podczas wciskania końcówki penetrometru próbka nie powinna pękać, kruszyć się itp.

W wyrównaną powierzchnię gruntu wciska się końcówkę penetrometru w czasie około 30 s prostopadle do tej powierzchni, aż końcówka zagłębi się do wykonanego na niej rowka, tzn. do poziomu 6,4 mm. Po osiągnięciu tego zagłębienia odczytuje się na skali penetrometru wielkość c_u wskazywaną przez pierścień. Jako wynik ostateczny dla danej próbki gruntu przyjmuje się średnią arytmetyczną z co najmniej 5 pomiarów. Miejsca, w które wciskano końcówkę powinny być oddalone nie mniej niż 1,0 cm, od krawędzi próbki i rozmieszczone we wzajemnych odległościach nie mniejszych niż 1,0 cm.

Spójność gruntu spoistego (c_u) oblicza się ze wzoru

$$c_u = \frac{10^3}{F\,N_c} Q_f = 10^3 K_{pp} Q_f \quad [\mathrm{kPa}] , \qquad (5.39)$$

w którym:

- F - pole przekroju cylindrycznej końcówki penetrometru, równe 0,41 [cm^2],
- N_c - współczynnik nośności, równy 5,14 ,
- Q_f - graniczna siła wciskania [N],
- K_{pp} - współczynnik cechowania penetrometru [cm^{-2}].

5.12. Oznaczanie spójności (c_s) i kąta tarcia wewnętrznego (Φ_s) gruntu metodą bezpośredniego ścinania

Wytrzymałość na ścinanie gruntu w aparacie bezpośredniego ścinania określa się przez przykładanie siły ścinającej w kierunku prostopadłym do dwóch przeciwległych boków próbek o przekroju kwadratowym. W oznaczeniu tym jako wytrzymałość na ścinanie przyjmuje się wytrzymałość chwilową osiąganą przy stałej prędkości odkształceń (v_s). Jako wartość τ_f należy przyjmować maksymalną wartość naprężeń ścinających w zakresie odkształceń $\varepsilon \leqslant 10{,}0\%$.

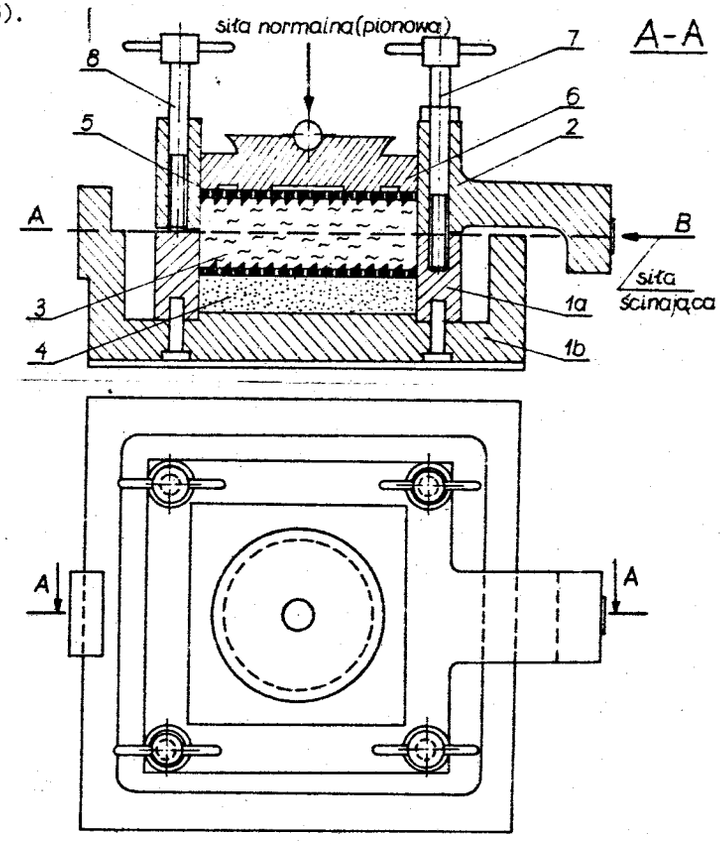
Wartości c_s i tg Φ_s oblicza się metodą najmniejszych kwadratów przy liczbie próbek $N \geqslant 5$ ze wzoru

$$\tau_f = c_s + \sigma \operatorname{tg} \Phi_s , \qquad (5.40)$$

w którym:

- τ_f - wytrzymałość gruntu na ścinanie [kPa],
- c_s - spójność gruntu oznaczona metodą bezpośredniego ścinania w aparacie skrzynkowym [kPa],
- σ - obciążenie [kPa],
- Φ_s - kąt tarcia wewnętrznego oznaczony w aparacie skrzynkowym [°].

Do oznaczania wytrzymałości na ścinanie stosuje się aparat skrzynkowy (rys.5.23).



Rys.5.23. Aparat skrzynkowy do bezpośredniego ścinania próbek gruntu

Aparat skrzynkowy umożliwia badanie prostopadłościennych próbek o przekroju kwadratowym w płaszczyźnie ścinania. Wymiary boku próbki powinny być 60 mm lub 100 mm, wysokość zaś odpowiednio 15 - 18 mm lub 25 - 30 mm. Kierunek siły ścinającej powinien być prostopadły do jednej z płaszczyzn bocznych próbki oraz prostopadły do kierunku działania siły normalnej do płaszczyzny A - B na rysunku 5.23. Płaszczyzna ścinania A - B powinna przebiegać w połowie wysokości próbki. Aparat powinien mieć urządzenie do pomiaru przemieszczenia skrzynki w stosunku do ramki aparatu oraz mieć urządzenie do określenia zmian wysokości próbek. Aparat ma napęd mechaniczny przesuwu skrzynki, który zapewnia stałą prędkość przemieszczania (v_s) wynoszącą:

- 0,05 mm/min dla próbek o boku 60 mm,
- 0,10 mm/min dla próbek o boku 100 mm .

W przypadku badania gruntów mało spoistych można stosować prędkość przesuwu 1 - 1,2 mm/min. Konstrukcja aparatu powinna umożliwiać ścinanie próbek pod wodą. Skrzynki i ramki o boku 60 mm mogą być stosowane w przypadku gruntów zawierających nie więcej niż 5% ziarn w stosunku do masy o średnicy 2-4 mm. W przypadku skrzynek i ramek o boku 100 mm dopuszczalna wartość ziarn o średnicy 4-8 mm nie powinna być większa niż 5% w stosunku do masy. Grunty nie spełniające tych warunków bada się w aparatach pozwalających na stosowanie większych próbek.

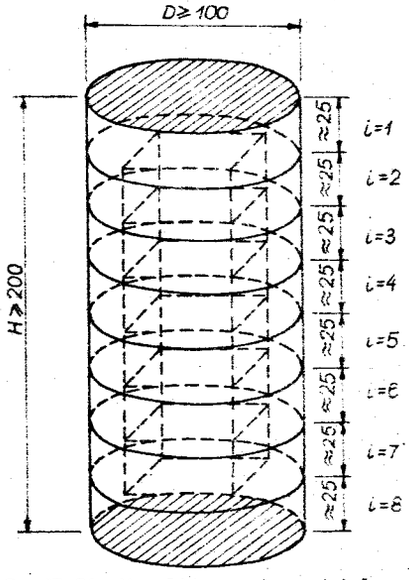
Na rysunku 5.23 przedstawiono schematyczny przekrój przez skrzynkę (1) złożoną z dwóch części (1a) i (1b) i ramkę (2) aparatu skrzynkowego. Badaną próbkę (3) umieszcza się w skrzynce (1), w której na dole jest filtr i płytka oporowa (4). Górna połowa próbki wchodzi w ramkę (2). Na górnej połowie próbki znajduje się płytka oporowa (5), a na niej płytka (6) przenosząca obciążenie pionowe normalne.

Śruby (7) służą do łączenia ramki ze skrzynką w trakcie konsolidowania próbek i przed rozpoczęciem ścinania powinny być wykręcone i wyjęte na zewnątrz. Druga para śrub (8) służy do podnoszenia ramki w stosunku do skrzynki przed rozpoczęciem ścinania. Płytki oporowe należy tak umieścić, aby górna płytka była skierowana przeciwprostokątnymi powierzchniami żeberek w kierunku działania siły ścinającej a dolna miała położenie żeberek odwrotne.

Próbkę gruntu wycina się odpowiednim szablonem. Równolegle z tym oznaczeniem pobiera się dwie próbki do oznaczań wilgotności, z których jedna powinna być z części gruntu przylegającego do górnej powierzchni ścinania, druga zaś z części przylegającej do części dolnej. W przypadku monolitu (rys.5.24) próbki od i = 2 do i = 7 nie mogą być ścinane przy wzrastających od 50 kPa do 400 kPa naprężeniach normalnych (σ), lecz przy przemiennych naprężeniach normalnych.

Próbki 1 i 8 traktuje się jako mające naruszoną strukturę i wykorzystuje się je dla ochrony przed wysychaniem próbek poddawanych ścinaniu.

Próbkę gruntu umieszczoną w aparacie skrzynkowym obciąża się aż do osiągnięcia umownej stabilizacji, o ile wstępną stabilizację przewiduje program badań. W tym więc przypadku dla jednego oznaczania c_s oraz Φ_s wszystkie próbki obciąża się jednakowo i przeprowadza obserwację osiadań. W okresie konsolidacji należy próbki zabezpieczyć przed wysychaniem.



Rys.5.24. Monolit gruntu podzielony na próbki do ścinania w aparacie skrzynkowym

Następnie próbki gruntu obciąża się dodatkowo do wielkości, przy których podlegać mają ścinaniu, przy czym muszą być spełnione warunki:

- najniższa wielkość naprężenia σ powinna być większa o co najmniej 25 kPa od naprężenia konsolidującego,
- przy najniższej wielkości σ przyrost wysokości próbki podczas ścinania nie powinien być większy niż 0,1 mm,
- przy najwyższej wielkości σ grunt nie powinien być wypierany w przestrzeń między:
  - ramkę i skrzynkę aparatu,
  - ramkę i górną płytkę obciążającą,
- zakres wielkości σ powinien być duży, np. 50 - 400 kPa.

Po wykręceniu i wyjęciu śrub (7) przykłada się obciążenie normalne. W 5 minut po przyłożeniu tego obciążenia uruchamia się mechanizm powodujący wzajemne przemieszczanie się ramki i skrzynki aparatu.

Prędkość odkształceń powinna wynosić 1 - 1,2 mm/min w przypadku badania gruntów mało spoistych, dla pozostałych gruntów spoistych prędkość ta nie powinna przekraczać 0,05 mm/min. Po uruchomieniu aparatu notuje się:

- wzajemne przemieszczenie ramki i skrzynki aparatu, tzn. odkształcenie względne (ε) próbki w kierunku działania siły ścinającej,
- wielkość siły ścinającej (odczyt s_i na czujniku dynamometru),
- zmiany wysokości próbki.

Gdy w trzech kolejnych momentach odczytów wielkość siły ścinającej jest stała lub zmniejsza się, aparat należy wyłączyć i bezpośrednio po tym wyjąć próbkę a następnie oznaczyć jej wilgotność.

Wytrzymałość na ścinanie oblicza się następująco:

a) przy odkształceniu względnym próbek $\varepsilon < 10\%$ według wzoru

$$\tau_f = \frac{Q_{max}}{a(a - r)} 10^3 , \qquad (5.41)$$

w którym:

Q_{max} - maksymalna siła ścinająca [N],

r - przesunięcie ramki aparatu w stosunku do skrzynki w momencie osiągnięcia siły równej Q_{max} [mm],

a - długość boku próbki przy $\varepsilon = 0\%$ [mm],

b) przy odkształceniu względnym $\varepsilon = 10\%$ według wzoru

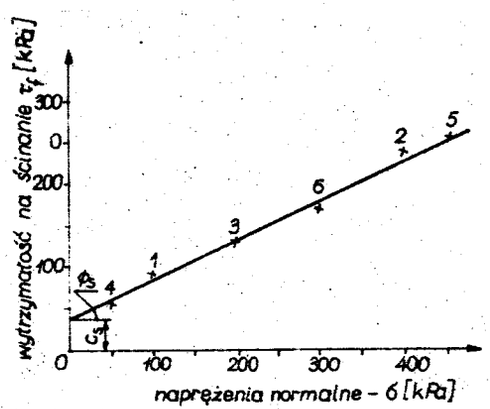
$$\tau_f = \frac{Q_{10}}{0,9\, a^2} 10^3 , \qquad (5.42)$$

w którym:

Q_{10} - maksymalna siła ścinająca przy odkształceniu $\varepsilon = 10\%$ [N],

a - długość boku próbki przy $\varepsilon = 0\%$ [mm].

Po obliczeniu wytrzymałości na ścinanie dla co najmniej 5 próbek sporządza się wykres $\tau_f = f(\sigma)$ (rys.5.25).



Rys.5.25. Przykładowy wykres zależności τ_f od σ

Wykresem tym jest prosta aproksymująca poszczególne punkty. Należy sprawdzić, czy któryś z punktów nie przekracza 25% wartości τ_f. Jeśli tak, należy wykonać dodatkowe oznaczanie, tak aby łączna liczba $N \geqslant 5$.

Dla obliczenia Φ_s oraz c_s oblicza się wstępnie współczynniki a i b według wzorów:

$$a = \frac{N \sum_{i=1}^{N} \sigma_i \tau_{fi} - \sum_{i=1}^{N} \sigma_i \sum_{i=1}^{N} \tau_{fi}}{N \sum_{i=1}^{N} (\sigma_i)^2 - (\sum_{i=1}^{N} \sigma_i)^2} \qquad (5.43)$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^{N} (\sigma_i)^2 \sum_{i=1}^{N} \tau_{fi} - \sum_{i=1}^{N} \sigma_i \sum_{i=1}^{N} \sigma_i \tau_{fi}}{N \sum_{i=1}^{N} (\sigma_i)^2 - (\sum_{i=1}^{N} \sigma_i)^2} . \qquad (5.44)$$

Spójność gruntu wynosić będzie [kPa]

$$c_s = b \qquad (5.45)$$

zaś kąt tarcia wewnętrznego

$$\Phi_s = \text{arc tg } a . \qquad (5.46)$$

W równaniach (5.43 - 5.46) poszczególne symbole oznaczają:

τ_{fi} - wartości wytrzymałości na ścinanie poszczególnych próbek [kPa],

σ_i - naprężenia normalne [kPa],

N - liczba ściętych próbek uwzględniona w obliczeniach.

Na zakończenie badań obliczyć średnie odchylenia kwadratowe (s_c, s_Φ). Dla poszczególnych par wartości τ_{fi} oraz σ_i oblicza się różnice Δ_i oznaczanych i obliczonych wartości wytrzymałości na ścinanie według wzoru

$$\Delta_i = \tau_{fi} - \sigma_i \text{ tg } \Phi_s - c_s . \qquad (5.47)$$

Wartości pomocnicze (s_a) i (s_b) oblicza się ze wzorów:

$$s_a = \left[\frac{N}{N-2} \; \frac{\sum_{i=1}^{N} \Delta_i^2}{N \sum_{i=1}^{N} (\sigma_i)^2 - (\sum_{i=1}^{N} \sigma_i)^2} \right]^{\frac{1}{2}}, \qquad (5.48)$$

$$s_b = s_a \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} (\sigma_i)^2}{N} \right]^{\frac{1}{2}}. \qquad (5.49)$$

Następnie oblicza się średnie odchylenia kąta tarcia wewnętrznego (s_Φ) ze wzoru

$$s_\Phi = \frac{180^0}{\pi} s_a \cos^2 \Phi_s \qquad (5.50)$$

oraz średnie odchylenie kwadratowe spójności (s_c) ze wzoru

$$s_c = s_b . \qquad (5.51)$$

Symbole w powyższych wzorach jak poprzednio.

5.13. Oznaczanie spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntu przy zastosowaniu aparatu trójosiowego ściskania

Zasada oznaczania spójności i kąta tarcia wewnętrznego polega na tym, że przeprowadza się osiowe ściskanie (σ_1) cylindrycznych próbek aż do osiągnięcia stanu granicznego przy stałej wielkości ciśnienia bocznego ($\sigma_2 = \sigma_3$) i przy stałej prędkości odkształceń (v_s).

W oznaczaniu tym jako konsolidację rozumie się konsolidację izotropową ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Metody badań powinny odpowiadać charakterowi pracy gruntu w podłożu, ścianie wykopu itd. O wyborze metody badania decyduje projektant prowadzący zagadnienie geotechniczno-budowlane.

Odróżnia się następujące metody badań:

Badania bez konsolidacji próbek i bez stosowania drenażu; z badań tych uzyskuje się pozorne całkowite wartości spójności (c_u) i kąta tarcia wewnętrznego (Φ_u) obliczając je z oznaczonych wielkości całkowitych naprężeń głównych σ_1, σ_3.

Badania z drenażem i stosowaniem odpowiednich małych prędkości odkształceń (v_s); jest to metoda uproszczona. Metoda - (badanie z drenażem, tj. odpływem wody) oznacza badanie w systemie otwartym i bez pomiaru ciśnienia porowego (przyjmuje się u = 0). W tym badaniu jako naprężenie efektywne przyjmuje się naprężenie całkowite, co w wielu przypadkach może prowadzić do uzyskiwania zaniżonych wytrzymałości na ścinanie, bowiem warunek u = 0 nie może być spełniony z dostateczną dokładnością.

Badania z konsolidacją, bez drenażu i z pomiarem ciśnienia wody w porach (u); (jest to metoda podstawowa).

Z badań z drenażem i z badań z konsolidacją bez drenażu uzyskuje się efektywne wartości spójności (c') i kąta tarcia wewnętrznego (Φ') w oparciu o wartości efektywne naprężeń σ_1', σ_3' według wzorów:

$$\sigma_1' = \sigma_1 - u \quad \text{oraz} \quad \sigma_3' = \sigma_3 - u , \qquad (5.52)$$

w których:

σ_1, σ_3 - wartości całkowitych naprężeń głównych,

u - ciśnienie wody w porach badanej próbki.

Badania metodą "szybką" TS; w tej metodzie jedną i tę samą próbkę ścina się kolejno przy wzrastających wielkościach σ_3, stosując wysokie prędkości odkształceń.

Badania metodą "uproszczoną" TUD, w przypadku której mają zastosowanie drenaż i niskie prędkości odkształceń. Badania metodą "szybką" TS i badania metodą uproszczoną pozwalają określić umowne wartości spójności (c) i kąta tarcia wewnętrznego (Φ) wtedy, gdy nie jest określony charakter naprężeń głównych. Metoda TUD dobrze odpowiada warunkom pracy gruntu pod fundamentami przy wzrastającym obciążeniu budowlą i postępującej konsolidacji (rozpraszaniu ciśnienia wody w porach).

Badanie z drenażem i badanie metodą uproszczoną różnią się tym, że:

- w badaniu z drenażem każda próbka badanego gruntu powinna być ścinana przy innej wartości ciśnienia bocznego σ_3; w badaniu metodą uproszczoną tę samą próbkę ścina się kolejno przy wzrastających wartościach σ_3,
- w badaniach z drenażem przyjmuje się ciśnienie wody w porach równe zeru, w badaniach metodą uproszczoną przyjmuje się rozpraszanie wody w porach gruntu.

Dla oznaczania spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntu stosuje się aparat trójosiowego ściskania, który powinien spełniać następujące warunki:

- dokładność pomiaru siły osiowej Q_i nie mniejsza niż 2 kPa w stosunku do przekroju poprzecznego próbki,
- możliwość prowadzenia ścinania przy stałej prędkości osiowych odkształceń próbek (v_s), równej nie więcej niż 2% ich wysokości na godzinę,
- odkształcenia osiowe próbek o średnicach 60 - 102 mm powinny być oznaczone z dokładnością nie mniejszą niż 0,05 mm, natomiast próbek o średnicach 35,6 - 38,1 mm z dokładnością do 0,01 mm,
- błąd pomiaru ciśnienia w komorze aparatu (rys.5.26) σ_3 nie może być większy niż 2 kPa,
- komora aparatu powinna umożliwiać prowadzenie konsolidacji i badań próbek z drenażem zarówno od strony cokołu jak i górnego krążka, a także umożliwiać wykonywanie ścinań próbek o współczynniku smukłości 2,0 i 2,5.

Aparat trójosiowego ściskania powinien być wyposażony do pomiaru ciśnienia wody w porach badanych próbek gruntów. W trakcie ścinania wahania wielkości σ_3 nie powinny być większe niż 5%.

Próbki gruntów do badań formuje się z monolitów o średnicach większych o co najmniej 40% od wymaganej średnicy próbek. Próbki formowane przez wciskanie w grunt cylindra o średnicy wewnętrznej równej wymaganej średnicy próbek uważa się za próbki o naruszonej strukturze: 35 - 38 mm, 60 - 65 mm, 100 - 102 mm. Stosunek wysokości do średnicy próbek powinien wynieść:
- dla gruntów o konsystencji półzwartej i zwartej 2,5,
- dla gruntów o konsystencji twardoplastycznej, plastycznej i miękkoplastycznej 2,0.

Każda badana próbka powinna być ścinana przy innej wielkości ciśnienia bocznego σ_3. Po zakończonej ewentualnej wstępnej konsolidacji podnosi się ciśnienie σ_3 do wielkości, przy której ma nastąpić ścinanie, a po upływie 10 min uruchamia mechanizm przesuwu.

Stosuje się następujące prędkości osiowej deformacji próbek (v_s):
- w przypadku iłów i glin zwięzłych $v_s \leq 2\%$ wysokości próbki na godzinę,
- w przypadku pozostałych gruntów spoistych $v_s \leq 0{,}05$ mm/min.

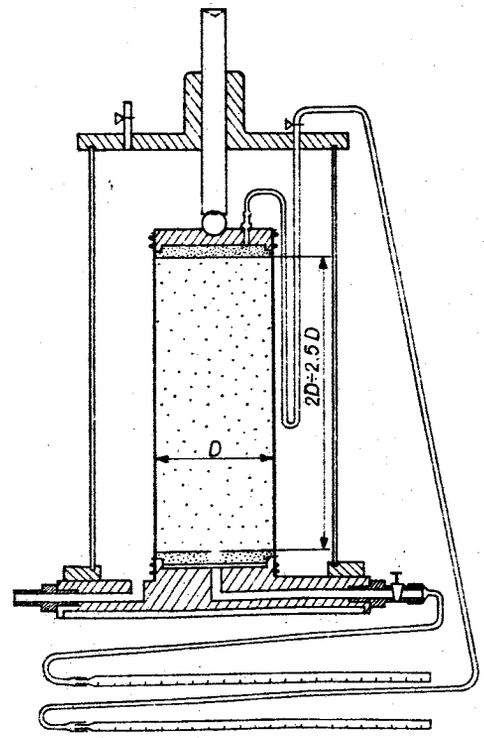
Próbki zabezpiecza się za pomocą pochewki gumowej przed bezpośrednim kontaktem z cieczą wypełniającą cylinder aparatu.

Podczas ścinania próbki notuje się w odstępach czasu (T_i) następujące wielkości:
a) wielkość siły osiowej działającej na próbkę (Q_i),
b) odkształcenie próbki (ΔH_i),

c) objętość wody (ΔV_i) wyciśniętej z próbki do momentu T_i, jeśli badanie jest prowadzone z konsolidacją,
d) ciśnienie w komorze aparatu (σ_3),
e) wartość ciśnienia wody w porach (u), jeśli stosuje się jego pomiar.

Ścinanie próbki prowadzi się do chwili gdy:
- siła Q_i po osiągnięciu maksimum spadnie o co najmniej 5%

lub
- osiągnięte zostanie względne odkształcenie próbki $\varepsilon = 10\%$.



Rys.5.26. Komora aparatu trójosiowego ściskania

Obliczanie wartości naprężeń głównych (σ_1) dokonuje w dwóch przypadkach:
a) gdy ciśnienie nie oddziałuje na dynamometr mierzący siłę Q_i, należy wówczas wartości naprężeń obliczać ze wzoru

$$\sigma_{1i} = \frac{10\,Q_i}{D_i} = \frac{10\,Q_i}{\left(\dfrac{D^2H - \frac{4}{\pi}\Delta V_i}{H_i}\right)^{\frac{1}{2}}}, \qquad (5.53)$$

w którym:

- D - początkowa średnica próbki [cm],
- D_i - aktualna średnica próbki [cm],
- H - początkowa wysokość próbki [cm],
- ΔV_i - zmiana objętości próbki kolejnego pomiaru, równa według założenia objętości wody wyciśniętej z próbki [cm^3],
- H_i - wysokość próbki w kolejnym pomiarze [cm],
- Q_i - zmierzona siła [N].

b) gdy ciśnienie σ_3 przenosi się na dynamometr mierzący siłę za pośrednictwem trzpienia, wartości naprężeń (σ_{1i}) oblicza się ze wzoru

$$\sigma_{1i} = \frac{40\,Q_i}{\pi D_i^2} + \frac{D_i^2 - d^2}{D_i^2}\,\sigma_{3i} \quad , \tag{5.54}$$

w którym:

- Q_i - zmierzona siła [N],
- D_i - aktualna średnica próbki [cm],
- σ_{3i} - naprężenie oddziałujące na dynamometr za pomocą trzpienia [kPa],
- d - średnica trzpienia aparatu trójosiowego [cm].

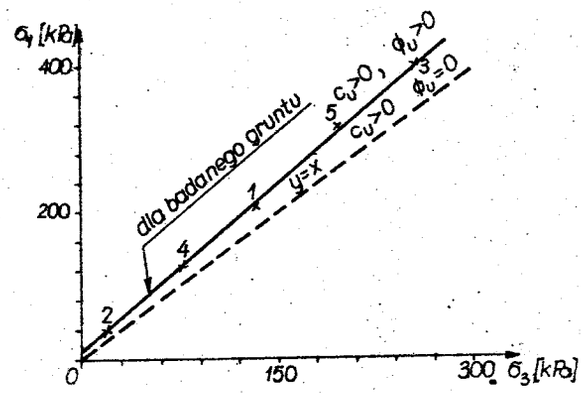
Za kryterium ścinania można przyjąć warunki:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \max \tag{5.55}$$

lub

$$\sigma_1' - \sigma_3' = \max \; . \tag{5.56}$$

Wynikiem badań musi być co najmniej pięć par wartości σ_1, σ_3 lub σ_1', σ_3', spełniających powyższy warunek. Są one podstawą do sporządzenia wykresu (rys.5.27).



Rys.5.27. Wykres zależności $\sigma_1 = f(\sigma_3)$ lub $\sigma_1' = f(\sigma_3')$

Parametry geotechniczne: spójność (c_u) i kąt tarcia wewnętrznego (Φ_u) oblicza się następująco: najpierw za pomocą równań (5.43) i (5.44) należy obliczyć wartości a i b, przy czym zamiast τ_f podstawia się σ_{1i} a zamiast σ_i wartości σ_{3i}, a następnie oblicza się wartości Φ_u i c_u ze wzorów:

$$\Phi_u = 2 \text{ arc tg } \sqrt{a} - \frac{\pi}{2} \quad , \tag{5.57}$$

$$c_u = \frac{b}{2\sqrt{a}} \quad . \tag{5.58}$$

Obliczając wartości c' i Φ' do wzorów (5.43) i (5.44) zamiast σ_1, σ_3 podstawia się σ_1', σ_3'.

Średnie odchylenia kwadratowe z tych oznaczań oblicza się według wzorów:

$$s_c = \frac{1}{2}\left[\frac{1}{a}\left(\frac{b^2}{4a^2}\,s_a^2 + s_b^2\right) + \frac{b}{a}\,\frac{\sum \sigma_{3i}}{N}\,s_a\right]^{\frac{1}{2}} \quad , \tag{5.59}$$

$$s_\Phi = \frac{180^0}{\pi}\,\frac{s_a}{(1+a)\sqrt{a}} \quad , \tag{5.60}$$

w których:

- a - współczynnik ze wzoru (5.43),
- b - współczynnik ze wzoru (5.44),
- s_a - współczynnik według wzoru (5.48),
- s_b - współczynnik według wzoru (5.49),
- N - liczba próbek.

W przypadku wykonywania badań metodą TS wartości średnich arytmetycznych spójności lub kąta tarcia wewnętrznego (s) oblicza się ze wzoru

$$s_{\bar{x}} = \sqrt{\frac{1}{N}\sum(s_i^2 + x_i^2) - \bar{x}_i^{\,2}} \quad , \tag{5.61}$$

w którym:

- N - liczba próbek uwzględniona przy obliczaniu $\bar{x}$,
- s_i - średnie odchylenie kwadratowe dla poszczególnych próbek,
- x_i - wartości rozpatrywanej cechy dla poszczególnych próbek,
- $\bar{x}$ - średnia arytmetyczna danej cechy dla ogółu N próbek.

6. ODKSZTAŁCENIA PODŁOŻA

6.1. Jednoparametrowy model podłoża

Najstarszym modelem podłoża gruntowego sprężystego jest model Winklera (1867 r.). Model ten scharakteryzowany jest jednym parametrem i spełnia następujące warunki:

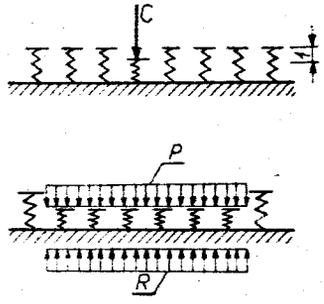
1) Osiadanie każdego punktu podłoża jest proporcjonalne do nacisku przenoszonego przez podłoże; oznaczając wartość siły powodującej jednostkowe osiadanie podłoża przez C (jest tzw. współczynnik podatności podłoża) otrzymuje się ugięcie (w) ze wzoru

$$w = \frac{p}{C}, \qquad (6.1)$$

gdzie p jest obciążeniem na jednostkę powierzchni.

Wartość reakcji podłoża R(x,y) na jednostkę dolnej powierzchni zapisać można wówczas w postaci

$$R(x,y) = C\, w(x,y)\ , \qquad (6.2)$$



w której:

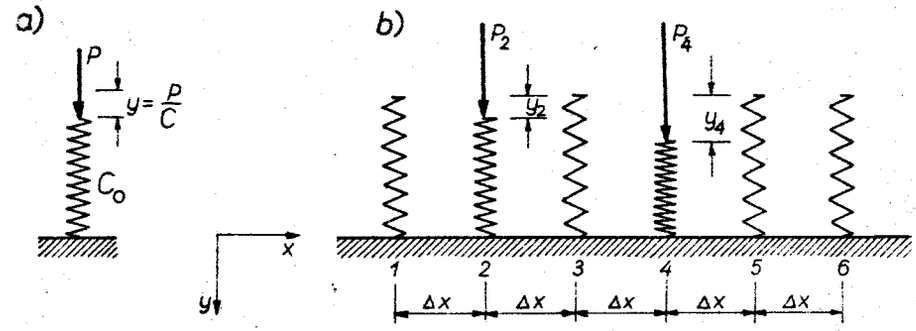
R(x,y) - reakcja podłoża na jednostkę dolnej powierzchni $[N \cdot m^{-2}]$, (rys.6.1),

w(x,y) - stan przemieszczenia płaszczyzny posadowienia [m].

Rys.6.1. Odkształcalność i reakcja podłoża jednoparametrowego

2) Osiadanie danego punktu nie jest zależne od osiadania innych punktów podłoża.

3) Belka lub płyta spoczywająca na podłożu nie może się od niego oddzielić, tzn. podłoże może przenosić zarówno siły ściskające, jak też rozciągające.



Rys.6.2. Schemat modelu Winklera

Model Winklera można przedstawić za pomocą samodzielnych sprężyn o stałej C_o (rys.6.2a). W zastosowaniu do zagadnień budowlanych współczynnik podatności podłoża C ma miano $[N \cdot m^{-3}]$ i dotyczy reakcji (odporu) gruntu z poletka gruntu o jednostkowej powierzchni (np. m^2).

Przykładowo podaje się wartości C dla różnych gruntów, w $N \cdot cm^{-3}$, według Kisiela [18]:

piasek gliniasty, ił trzeciorzędowy, margiel	60 - 260
piasek średni	90 - 150
żwir	95 - 250
piasek gruby, luźny	110
żwir gliniasty	400

Przechodząc do modelowania gruntu za pomocą samodzielnych sprężyn przyjmuje się, że jedna sprężyna reprezentuje oddziaływanie poletka o wymiarach np. ab. Stała sprężyny C_o będzie wówczas miała wartość

$$C_o = C\ ab\ \left[N \cdot m^{-1}\right]. \qquad (6.3)$$

Model podłoża w zagadnieniach dwuwymiarowych dotyczących np. płyt pokazano na rysunku 6.2b.

Jeżeli przyjmuje się belkę (ławę) fundamentową szerokości B (B = const), to otrzymuje się

$\overline{R}(x) = R(x)B$ $[N \cdot m^{-1}]$; jest to reakcja podłoża na jednostkę długości belki $[N \cdot m^{-1}]$, oraz

$$C_o(x) = C(x)B \ [N \cdot m^{-2}] \ .$$

Zatem

$$w = \frac{\overline{R}(x)}{C_o} \ . \qquad (6.4)$$

Przyjmuje się, że powierzchnia obojętna belki odkształca się tak samo jak jej dolna powierzchnia stykająca się bezpośrednio z podłożem. Praktycznie znaczy to, że nie uwzględnia się sił tarcia między dolną powierzchnią belki a podłożem.

Współczynnik podatności podłoża C może być stały lub zmienny. Jako współczynnik stały określony jest ze wzoru (6.2), a mianowicie

$$C = \frac{R(x,y)}{w(x,y)}$$

i w tym przypadku wszystkie sprężyny modelu mają jednakową sprężystość. Tak scharakteryzowany model jest znany w literaturze pod nazwą modelu Winklera-Zimmermanna.

Zmienny współczynnik podatności podłoża został zaproponowany przez Gorbunowa - Posadowa w postaci

$$C = \frac{E_o}{(1 - \nu^2)B\alpha} \ , \qquad (6.5)$$

gdzie:

- E_o - moduł pierwotnego (ogólnego) odkształcenia gruntu [kPa],
- ν - współczynnik Poissona,
- B - szerokość fundamentu ławowego,
- α - współczynnik zależny od długości fundamentu (L), szerokości (B) oraz miąższości warstwy ściśliwej (h); wartości współczynnika podaje tabela 6.1.

Tabela 6.1.

Wartości współczynnika α

$\frac{h}{B}$	Koło	Prostokąt				Ława
		$\frac{L}{B} = 1$	2	3	10	$\frac{L}{B} = \infty$
0	0	0	0	0	0	0
0,250	0,22	0,22	0,24	0,24	0,25	0,25
0,500	0,38	0,39	0,43	0,44	0,46	0,46
0,750	0,50	0,53	0,59	0,61	0,63	0,64
1,000	0,58	0,62	0,70	0,73	0,77	0,79
1,500	0,66	0,72	0,87	0,92	1,00	1,03
2.000	-	-	-	-	1,15	1,20

Wartość modułu odkształcenia pierwotnego E_o określa się na podstawie wyników próbnych obciążeń gruntu sztywną płytą, świdrem talerzowym lub za pomocą presjometru. Przedstawiony jednoparametrowy model podłoża gruntowego ma zastosowanie w praktyce do projektowania belek i płyt posadowionych na podłożu odkształcalnym wtedy, gdy miąższość warstwy ściśliwej nie przekracza szerokości płyty lub belki.

6.2. Modele wieloparametrowe podłoża

Ze znanych modeli wieloparametrowych stosuje się w praktyce geotechnicznej następujące modele podłoża gruntowego:

a) model W.Z.Własowa, scharakteryzowany dwoma parametrami fizycznymi i jednym geometrycznym,

b) model półprzestrzeni lub półpłaszczyzny sprężystej, o dwóch parametrach fizycznych i dwóch lub trzech geometrycznych.

Wybór jednego z modeli wieloparametrowych a także modelu jednoparametrowego należy oprzeć na rozpoznaniu warunków posadowienia biorąc pod uwagę następujące czynniki:

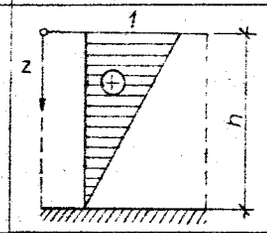
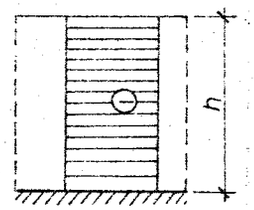
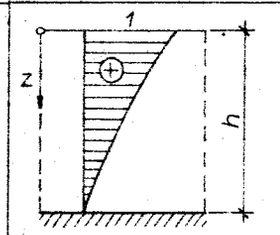
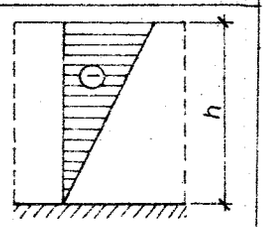
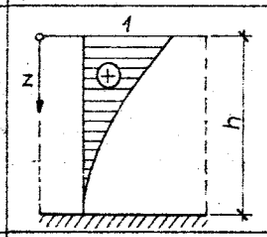
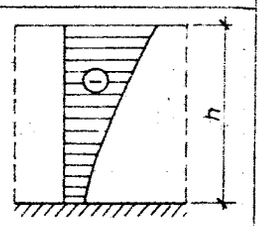
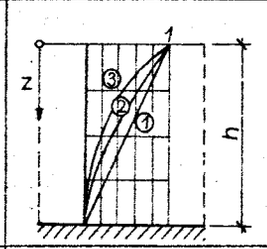
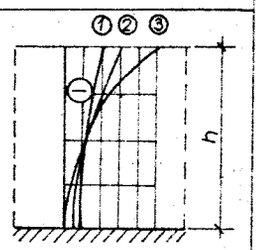
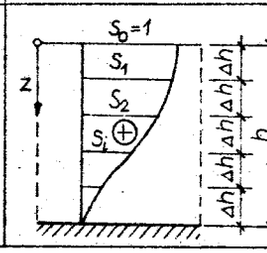
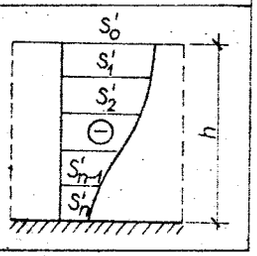
a) miejscowe warunki gruntowe opisane w badaniach technicznych podłoża gruntowego lub w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej,

b) przewidywany zasięg rozchodzenia się naprężeń i przemieszczeń pionowych,

c) wymiary poprzeczne fundamentu.

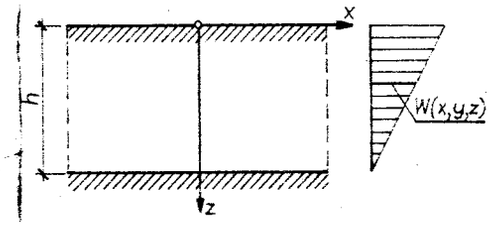
Tabela 6.2.

Funkcje rozkładów przemieszczenia pionowego i naprężenia normalnego

S(z)	Wykres	S´(z)	Wykres
$1 - \frac{z}{h}$		$-\frac{1}{h}$	
$(1 - \frac{z}{h})^2$		$-\frac{2}{h}(1 - \frac{z}{h})$	
$e^{-\frac{z}{h}}(1 - \frac{z}{h})$		$\frac{e^{-\frac{z}{h}}}{h}(2 - \frac{z}{h})$	
$\frac{sh\,\gamma(h - z)}{sh\,\gamma h}$ $\gamma h = 1$ ① $\gamma h = 2$ ② $\gamma h = 4$ ③		$-\gamma\frac{ch\,\gamma(h-z)}{sh\,\gamma h}$	
Podane numerycznie s_i $(i=0,\ldots n)$ $s_n=0$		$s_i' = \frac{s_{i+1}-s_i}{\Delta h}$ oraz $s_n' = -\frac{s_{n-1}}{\Delta h}$	

W modelu warstwy sprężystej W.Z.Własowa przyjmuje się następujące założenia:

1) przemieszczenie pionowe zanika ze wzrastającą głębokością i jest określone funkcją s(z) (rys.6.3),
2) przemieszczenia poziome w podłożu są równe zeru,
3) w analizie pracy fundamentów model podłoża stanowi warstwa grubości (h), spoczywająca na warstwie nieodkształcalnej.



Rys.6.3. Rozkład przemieszczeń pionowych warstwy sprężystej W.Z.Własowa

Dobór funkcji s(z) dostosowuje się do występujących warunków posadowienia. Przykładowe związki zalecane do obliczeń praktycznych są przedstawione w tabeli 6.2.

Stan przemieszczenia i odkształcenia w podłożu warstwy sprężystej W.Z.Własowa określają wzory:

$$u(x,y,z) = v(x,y,z) = 0, \quad w(x,y,z) = s(z)\,w(x,y)\ ,$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \gamma_{xy} = 0\ , \qquad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} = s'(z)\,w(x,y)\ ,$$

$$\gamma_{zz} = s(z)\frac{\partial w}{\partial x}\ , \qquad \gamma_{yz} = s(z)\frac{\partial w}{\partial y}\ .$$

Stan naprężenia w podłożu otrzymuje się ze wzorów w postaci:

$$\sigma_x = \sigma_y = K_0\sigma_z\ , \quad \tau_{x,y} = 0\ ,$$

$$\sigma_z = \frac{E_0}{1-\nu^2}\,s'(z)w(x,y)\ ,$$

$$\tau_{xz} = \frac{E_0}{2(1+\nu)}\,s(z)\frac{\partial w}{\partial x}\ ,$$

$$\tau_{yz} = \frac{E_0}{2(1+\nu)}\,s(z)\frac{\partial w}{\partial y}\ .$$

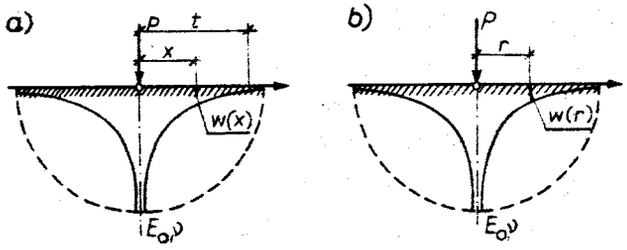
gdzie:

$$K_o = \frac{\nu}{1-\nu} \qquad E_s = \frac{E_o}{1-\nu^2}$$

E_s - moduł podatności gruntu

Podłoże budowlane traktuje się niekiedy jako sprężysty ośrodek ciągły ograniczony od góry płaszczyzną posadowienia. Ośrodek ten może być półprzestrzenią lub półpłaszczyzną (w przypadku rozważań zadania płaskiego). Podstawy teoretyczne takiego ujęcia opracowali Gorbunow - Posadow oraz Żemoczkin. W metodzie Gorbunowa-Posadowa zadania rozwiązuje się dla modelu przestrzennego i płaskiego za pomocą szeregów potęgowych, a wyniki praktyczne podaje się w postaci tablic. Metoda Żemoczkina oparta jest na metodzie sił w powiązaniu z elementami teorii sprężystości. Metodą tą oblicza się fundamenty, płyty, ustala wpływ na sąsiednie budynki, uwzględnia wpływ ograniczenia warstwy ściśliwej na posadowienie itp.

Obie metody przy rozwiązywaniu zadania płaskiego opierają się na wzorze Flamanta, określającym przemieszczenie górnej krawędzi półpłaszczyzny obciążonej siłą skupioną (rys.6.4).



Rys.6.4. Zadania: a) płaskie Flamanta, b) przestrzenne Boussinesqa

Wzór Flamanta

$$w(x) = \frac{2P}{\pi} \frac{(1-\nu^2)}{E_o} \ln \frac{t}{x} , \qquad (6.6)$$

w którym:

w(x) - różnica przemieszczeń pionowych punktu o współrzędnej x na górnej krawędzi tarczy i punktu o współrzędnej t na tej krawędzi przyjmowanej z zasady w znacznej odległości od punktu przyłożenia siły,

P - siła obciążająca działająca w początku układu współrzędnych,

- pozostałe symbole jak poprzednio.

W przypadku zadania przestrzennego wyjściowe równanie stanowi wzór Boussinesqa dla półprzestrzeni sprężystej, wyrażający przemieszczenie punktów górnej płaszczyzny ograniczającej pod wpływem działania siły skupionej

$$w(r) = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi E_o r} , \qquad (6.7)$$

w którym r oznacza odległość punktu doznającego przemieszczenia w(r) od miejsca ustawienia siły P.

Przyjmując model półpłaszczyzny lub półprzestrzeni do obliczeń statycznych można uzyskać wyniki zbliżone do rzeczywistych jedynie przy jednoczesnym spełnieniu następujących warunków:

a) podłoże budowlane ma budowę jednowarstwową o znacznej miąższości,
b) moduł odkształcenia pierwotnego określa się przez badania polowe,
c) stosunki wodne w podłożu nie mogą podlegać zasadniczym zmianom w czasie i powodować zmian struktury gruntu; poziom wody gruntowej może zalegać znacznie poniżej projektowanych podstaw fundamentów.

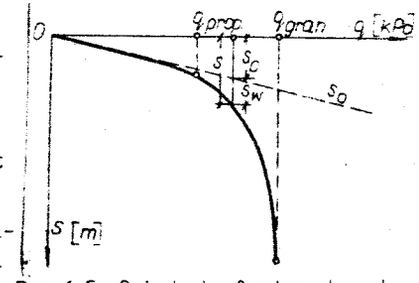
6.3. Czynniki powodujące odkształcenia podłoża gruntowego

Podział gruntów podłoża ze względu na ich ściśliwość przedstawiono w tabeli 6.3. Obliczenia spodziewanych osiadań są wymagane dla fundamentów bezpośrednich, posadowionych na podłożu zaliczonym do grupy drugiej i trzeciej. Odkształcenia podłoża grupy drugiej mogą następować z dwóch powodów:

s_o - osiadania właściwego powstałego wskutek ściśliwości podłoża,

s_w - osiadania spowodowanego wypieraniem gruntu spod fundamentu.

Udział tych odkształceń uwidacznia wykres (rys.6.5). W takim przypadku osiadanie łączne wynosi: $s = s_o + s_w$. Udział drugiego czynnika spowodowanego wypieraniem gruntu spod fundamentu jest znikomy. Praktycznie przyjmuje się, że $s_w = 0$. Przyjęcie wartości $s_w = 0$ wynika z faktu takiego doboru wymiarów podstawy fundamentu, że osiadanie jego następuje prawie wyłącznie wskutek ściśliwości podłoża. Wobec tego obliczenie osiadań spowodowanych ściśliwością gruntu sprowadza się do obliczeń odkształceń pionowych w masie gruntowej.



Rys.6.5. Osiadanie fundamentu wskutek ściśliwości i wypierania podłoża

Tabela 6.3.

Podział gruntów w zależności od porowatości, rodzaju i stanu gruntów

Numer grupy	Nazwa grupy gruntów	Wskaźnik porowatości e	Rodzaj gruntu i jego stan
1	mało ściśliwe	$e \leqslant 0,5$	Kamieniste z wypełnieniem porów gruntem spoistym, gruboziarniste, piaski zagęszczone i średnio zagęszczone z wyjątkiem piasków drobnych i pylastych w stanie średnio zagęszczonym, spoiste w stanie półzwartym i twardoplastycznym.
2	średnio ściśliwe	$0,5 < e \leqslant 0,8$	Grunty spoiste $0,25 < J_L \leqslant 0,5$, piaski drobne i pylaste w stanie średnio zagęszczonym oraz piaski luźne
3	dużej ściśliwości	$0,8 < e \leqslant 1,1$	
4	bardzo ściśliwe	$e > 1,1$	Spoiste miękkoplastyczne o $J_L > 0,5$, spoiste, płynne, namuły i torfy.

W obliczeniach spodziewanych osiadań budowli posadowionych na podłożu o dużej ściśliwości zaleca się uwzględniać inne dodatkowe przyczyny powstawania osiadań. Przy znacznej miąższości gruntów (o dużej ściśliwości i dużym zróżnicowaniu tych miąższości) osiadania podłoża nie liczy się do głębokości strefy czynnej, tj. tej gdzie spełniony jest warunek:

$$\sigma_{z_{max},d} \leqslant 0,3\, \sigma_{z_{max},g} \quad ,$$

lecz do głębokości stropu warstwy mało ściśliwej, zalegającej poniżej warstw o dużej ściśliwości. Przy takim podłożu konstrukcja może osiadać nierównomiernie i jeśli jest ona sztywna i prętowa powstają dodatkowe siły przekrojowe, które mogą doprowadzić do pojawienia się pęknięć czy zarysowań obiektu. Przy dokładniejszym obliczeniu spodziewanych osiadań, które proponuje się stosować na podłożu o dużej ściśliwości, mogą być uwzględnione dodatkowe czynniki. Wzór na całkowite osiadanie podany jest w pracy Dałmatowa. Ma on postać:

$$s = s_o + s_w + s_n + s_r \quad , \qquad (6.8)$$

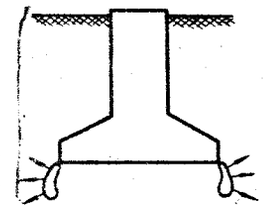
gdzie:

s_o, s_w - oznaczenia jak poprzednio,

s_n - osiadanie uwarunkowane pęcznieniem (rozluźnieniem) gruntów podłoża powstałym na skutek wykonywania wykopu,

s_r - osiadanie wynikające z naruszenia struktury gruntów podłoża.

Osiadanie spowodowane wypieraniem gruntu spod fundamentu rozwija się kosztem plastycznych odkształceń gruntu, towarzyszących procesowi jego zagęszczenia pod fundamentem po obu jego stronach. Odkształcenia te tworzą się początkowo pod krawędzią fundamentu i później rozprzestrzeniają się głównie na boki i ku górze (rys.6.6). Wywołuje to zagęszczenie gruntu wokół stref plastycznych oraz wzrost oporu na przesunięcie fundamentu w kierunku poziomym.



Rys.6.6. Strefy uplastycznień gruntu poza obrysem fundamentu

Powstałe w gruncie naprężenia poziome pod podstawą fundamentu mogą zmieniać swoją wartość w przedziałach:

$$\frac{\nu}{1-\nu}\,\sigma_z \leqslant \sigma_y \leqslant \frac{1-\nu}{\nu}\,\sigma_z \quad , \qquad (6.9)$$

gdzie:

σ_z , σ_y - naprężenia działające odpowiednio w kierunku pionowym i poziomym w jednowymiarowym stanie odkształceń,

ν - współczynnik Poissona.

Osiadanie spęczniałych (rozluźnionych) gruntów (s_n) powstaje pod działaniem obciążenia nie przekraczającego ciężaru gruntu wybranego podczas wykonania wykopu. Wyjaśnia to, że usuwanie gruntu z wykopu i zmniejszanie ciśnienia statycznego powoduje rozluźnianie gruntów. W wyniku tworzenia się w podłożu nowego stanu naprężeń, rozprzestrzeniającego się wokół dna wykopu, powstają odkształcenia sprężyste, które powodują nierównomierne podnoszenie się dna wykopu, a następnie jego nierównomierne osiadanie. Przyczyny powstawania osiadań uwarunkowanych rozluźnieniem są następujące:

a) nierównomierne podnoszenie się powierzchni dna wykopu wskutek zmiennego układu warstw podłoża,

b) większe spęcznienie gruntów w środkowej części wykopu aniżeli po jego krawędziach i narożach,

c) różny przebieg tych zjawisk w czasie.

W większości przypadków, w czasie wznoszenia budynków lub budowli przemysłowych na fundamentach posadowionych płycej niż 5,0 m od powierzchni terenu, osiadania uwarunkowane rozluźnieniem gruntów są nieznaczne. Osiadanie powstające w czasie wznoszenia fundamentów i ścian piwnicznych oraz w czasie wykonywania zasypki z gruntu znajdującego się obok fundamentów prawie nie wpływa na wielkość odkształceń konstrukcji nadziemnej. Wpływ osiadania uwarunkowanego rozluźnieniem gruntów należy uwzględnić w obliczeniach osiadań fundamentów zagłębionych więcej niż 5,0 m.

Osiadanie s_n może być obliczane tak samo jak osiadania powstałe na skutek ściśliwości gruntu s_o; zamiast edometrycznych modułów ściśliwości należy w tym przypadku przyjąć edometryczne moduły odprężenia. Największy wpływ na rozwój osiadań może mieć osiadanie s_r, wynikające z naruszenia struktury gruntów. Naruszenie struktury może powstać w trakcie wykonawstwa wykopów i budowy fundamentów. Przyczynami powstawania osiadań wynikających z naruszenia struktury gruntów są:

a) działania atmosferyczne, w rezultacie których tworzą się wysadziny przy przemarzaniu i następuje zapadanie się gruntów przy odtajaniu; pęcznieje i rozmięka grunt w podłożu na skutek opadów, podłoże gruntowe wysycha pod wpływem słońca i wiatru;
b) działania wód gruntowych, powodujące odkształcenia warstw gruntu,
c) dynamiczne działanie maszyn i urządzeń budowlanych naruszających strukturę gruntów poniżej dna wykopu,
d) poważne nieraz błędy wykonawców budów.

Osiadania powstałe z naruszenia struktury należy sprowadzać do minimum wybierając należycie sposób wykonania robót budowlanych i zapewniając odpowiednią ochronę struktury gruntów.

6.4. Typowe przypadki osiadań budynków

Nierównomierne osiadania budynków mogą powodować ich uszkodzenia. Z doświadczenia wynika, że za nieszkodliwe można uznać osiadanie, gdy spełniony jest warunek

$$\frac{\Delta s}{l} < \frac{1}{500}, \qquad (6.10)$$

gdzie:

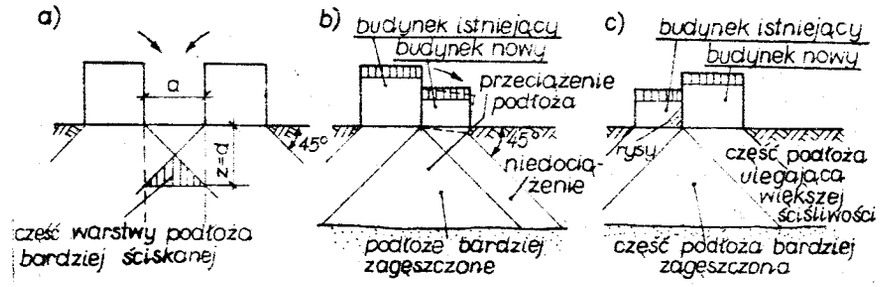
Δs - różnica osiadań między dwiema podporami (badanymi punktami),
l - odległość między dwiema podporami (badanymi punktami).

Rys.6.7. Wygięcie długiego budynku

Przy $\frac{\Delta s}{l} > \frac{1}{300}$ uszkodzenia są możliwe, a przy $\frac{\Delta s}{l} > \frac{1}{50}$ pękają podpory żelbetowe.

Na jednorodnym podłożu mogą mieć miejsca następujące przypadki zjawisk osiadań:

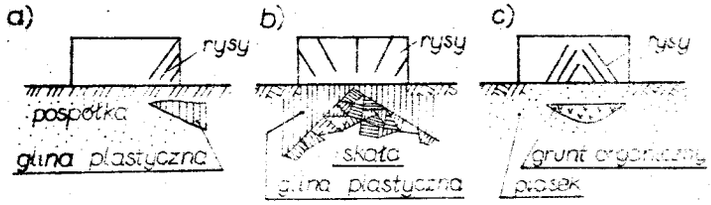
a) wygięcie budowli (rys.6.7), przy czym największe naprężenia w podłożu powstają pod środkiem budowli,
b) jednostronne przechylenie się sąsiednich budowli (rys.6.8a); nakładanie się naprężeń prowadzi do zwiększonych osiadań w strefie między budynkami,
c) przechył budowli lub jej zarysowanie przy wznoszeniu nowej budowli obok starej (rys.6.8a i c). Pod starą budowlą podłoże jest zagęszczone. Nowa budowla nie powoduje natychmiastowego zagęszczenia podłoża. Większe osiadanie występujące pod krawędzią budynku może spowodować jego przechył (rys.6.8b). Jeśli nowa budowla jest większa i cięższa, to jej wychylenie jest mało znaczące. W tym przypadku jednak w starej budowli, w jej części przylegającej do sąsiedniej, nowej, powstają rysy (rys.6.8c).



Rys.6.8. Jednostronny wpływ sąsiednich budowli

Zjawiska nierównomiernych osiadań obiektów na niejednorodnym podłożu mogą być następujące:

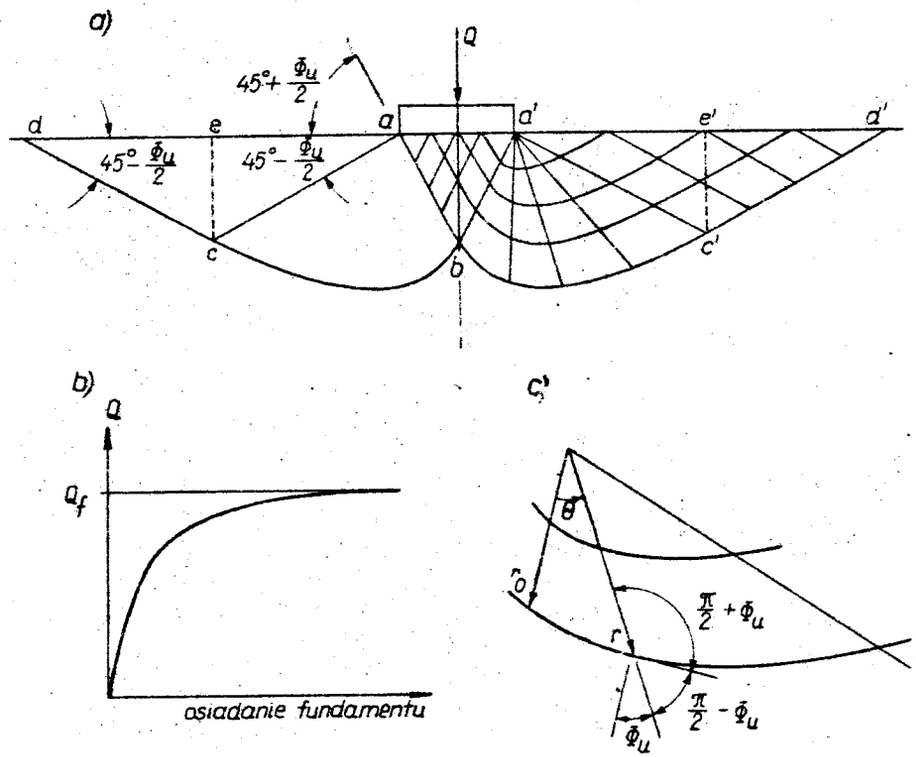
a) pochodzące z wpływu istnienia wkładki gruntu o dużej ściśliwości (rys.6.9a),
b) pochodzące z wpływu istnienia warstwy o dużej ściśliwości i warstwy nieściśliwej (rys.6.9b), zalegającej pod środkiem budowli,
c) pochodzące z zalegania gruntów organicznych, jako wkładek w podłożu, pod środkiem budowli (rys.6.9c).



Rys.6.9. Rysy jako skutek różnorodnych warstw gruntowych podłoża

6.5. Zagadnienie nośności podłoża gruntowego

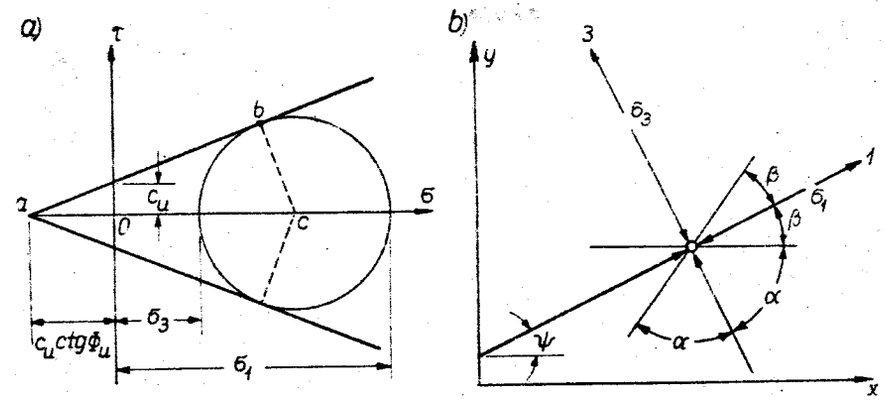
Rozważmy fundament ławowy założony na powierzchni gruntu, jak pokazuje rysunek 6.10. Wraz ze wzrostem obciążenia Q fundament zagłębia się w grunt (rys.6.10b). Gdy obciążenie osiągnie wartość Q_f, odkształcenie podłoża rośnie w sposób nieokreślony.



Rys.6.10. Powierzchnie poślizgu obciążonego podłoża

Mówi się wówczas, że w gruncie powstaje poślizg. Obliczenie siły Q_f pozwala określić wartość ciśnienia q_f w chwili poślizgu, zwanego nośnością gruntu. W omawianym zagadnieniu kierunki naprężeń głównych są zmienne i powierzchnie poślizgu pokazują krzywe na rysunku 6.10a. Ponieważ płaszczyzna podstawy fundamentu jest beztarciowa, bezpośrednio poniżej obciążonej ławy fundamentowej występuje największe naprężenie główne w kierunku pionowym, a powierzchnia poślizgu w obszarze a´b a´ tworzy z poziomem kąt $(45^\circ + \frac{\Phi_u}{2})$.

W obszarze acd oddalonym od fundamentu (powierzchni obciążonej) poślizg jest zbliżony do poziomego. Wzdłuż płaszczyzn nie obciążonych ad oraz a´d´ największe i najmniejsze naprężenia główne są odpowiednio w kierunku poziomym i pionowym. A więc powierzchnie poślizgu w obszarze adc przecinają płaszczyznę nieobciążoną (swobodną) ad pod kątem $(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2})$. Otrzymaliśmy w ten sposób pęk linii prostych wychodzących z punktu a (lub a´) oraz rodzinę krzywych. Należy zauważyć, że te dwie rodziny powierzchni poślizgu muszą przecinać się pod kątem $(90^\circ + \Phi_u)$ (rys.6.11a). Z geometrycznej zależności między dwiema powierzchniami poślizgu (rys.6.10c) można wywnioskować, że normalna do krzywej tworzy kąt Φ_u z promieniem r.



Rys.6.11. Koło Mohra i powierzchnie poślizgu: a) koło Mohra przy zniszczeniu gruntu, b) powierzchnie poślizgu oraz osie główne w płaszczyźnie xy

Zatem wymaga się, aby krzywa określona była równaniem

$$r = r_0 e^{\theta \, tg \Phi_u} , \tag{6.11}$$

w którym:

r_0 - promień początkowy,

θ - kąt między r_0 i r.

Dwuwymiarowe równanie różniczkowe równowagi ma postać:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X , \tag{6.12a}$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = Y . \tag{6.12b}$$

Warunek zniszczenia jest określony równaniem Coulomba. Aby połączyć równania (6.12) z (5.23), przekształcimy to pierwsze wykonując następujące operacje (przy wykorzystaniu koła Mohra) na rysunku 6.11a. Odległość $ac = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c_u \operatorname{ctg} \Phi_u$; $bc = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$.

Z zależności geometrycznych wynika:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) = \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c_u \operatorname{ctg} \Phi_u\right] - c_u \operatorname{ctg} \Phi_u$$

oraz

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c_u \operatorname{ctg} \Phi_u\right] \sin \Phi_u \, . \qquad (6.13)$$

Gdy oś główna przecina oś x pod kątem $\Psi = \theta$, mamy także:

$$\left.\begin{aligned} \left.\begin{matrix}\sigma_x \\ \sigma_y\end{matrix}\right\} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \pm \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\Psi \\ \tau_{xy} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\Psi \end{aligned}\right\} \qquad (6.14)$$

Po podstawieniu równań (6.13) do (6.14) otrzymuje się:

$$\left.\begin{aligned} \left.\begin{matrix}\sigma_x \\ \sigma_y\end{matrix}\right\} &= \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c_u \operatorname{ctg} \Phi_u\right](1 \pm \sin \Phi_u \cos 2\Psi) - c_u \operatorname{ctg} \Phi_u \\ \tau_{xy} &= \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + c_u \operatorname{ctg} \Phi_u\right] \sin \Phi_u \sin 2\Psi \, . \end{aligned} \qquad (6.15)$$

Równanie (6.15) przedstawia warunek zniszczenia poprzez wielkość σ_x, σ_y, τ_{xy}, σ_1, σ_3 zamiast przez σ oraz τ. Kierunki linii poślizgu i osie główne pokazane są na rysunku 6.11b.

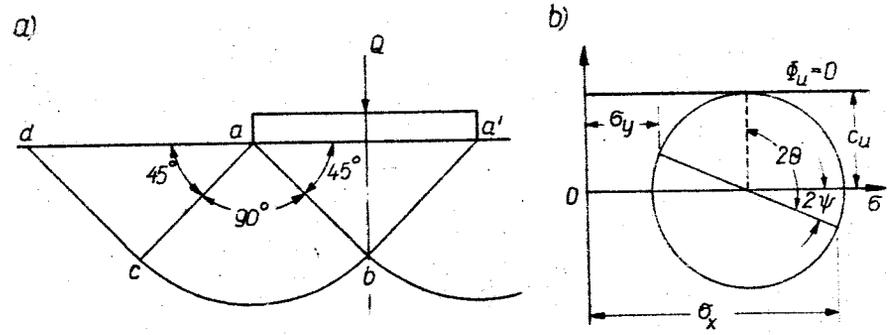
Omówiony zostanie teraz przypadek nośności fundamentu ławowego o podstawie beztarciowej, opierającego się na gruncie o $\Phi_u = 0$ oraz nieważkim (czyli $X = 0$; $Y = 0$). Zagadnienie ogólne, gdy $\Phi_u > 0$; $X > 0$ oraz $Y > 0$, rozwiązuje się numerycznie metodą charakterystyk. W przypadku gdy $\Phi_u = 0$, spirala logarytmiczna redukuje się do łuku kołowego, zatem powierzchnie poślizgu mają kształt pokazany na rysunku 6.12a. Wytrzymałość gruntu na ścinanie określa się z rysunku 6.12b.

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = c_u \, .$$

Wobec tego równanie (6.14) przyjmuje postać

$$\left.\begin{matrix}\sigma_x \\ \sigma_y\end{matrix}\right\} = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \pm c_u \cos 2\Psi$$

$$\tau_{xy} = c_u \sin 2\Psi \, .$$



Rys.6.12. Zniszczenie nieważkiego gruntu beztarciowego (idealnie spoistego) ($\Phi_u = 0$) pod obciążeniem ławą fundamentową

Po ustaleniu kierunków linii poślizgu można obliczyć zmiany naprężenia wzdłuż linii poślizgu. Jeżeli kąt między osią x, a pierwszą linią poślizgu oznaczymy jako θ, wówczas $2\theta = 2\Psi + \frac{\pi}{2}$ i powyższe równanie daje się zapisać w postaci:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_x \\ \sigma_y\end{matrix}\right\} = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \pm c_u \sin 2\theta \, ,$$

$$\tau_{xy} = c_u \cos 2\theta .$$

Po podstawieniu tej równości do wzoru (6.12) otrzymuje się:

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) + 2c_u\left(\cos 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial x} - \sin 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial y}\right) = 0 \, ,$$

$$\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) - 2c_u\left(\cos 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial y} + \sin 2\theta \frac{\partial \theta}{\partial x}\right) = 0 \, .$$

Gdy osie x i y odpowiadają ściśle liniom poślizgu, to $\theta = 0$ oraz $ds_a = dx$, $ds_b = dy$, gdzie s_a i s_b oznaczają odległości wzdłuż linii poślizgu a i b. A zatem otrzymuje się równanie:

$$\frac{\partial}{\partial s_a}\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) + 2\, c_u \frac{\partial \theta}{\partial s_a} = 0 , \qquad (6.15a$$

$$\frac{\partial}{\partial s_b}\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) - 2\, c_u \frac{\partial \theta}{\partial s_b} = 0 . \qquad (6.15b$$

Równania (6.15a) i (6.15b) opisują zmiany naprężenia wzdłuż powierzchni poślizgu i nazywają się równaniami Köttera. Wzory te nie zależą od wyboru osi x i y, zatem są słuszne nie tylko w szczególnym przypadku, gdy $\Phi_u = 0$. Jeśli linie poślizgu są prostymi, wówczas:

$$\frac{\partial \theta}{\partial s_a} = 0 , \quad \frac{\partial \theta}{\partial s_b} = 0 .$$

Zatem równania (6.15) prowadzą do:

$$\frac{\partial}{\partial s_a}\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) = 0; \quad \frac{\partial}{\partial s_b}\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) = 0 . \qquad (6.16)$$

Ponadto średnie naprężenie normalne $(\sigma_1 + \sigma_3)\frac{1}{2}$ pozostaje stałe. Gdy linie poślizgu składają się z równoległych linii prostych i okręgów współśrodkowych, jak w obszarze abc na rysunku 6.12a, wówczas wzdłuż prostej linii poślizgu mamy:

$$\frac{\partial \theta}{\partial s_a} = 0 \quad \text{oraz} \quad \frac{\partial}{\partial s_a}\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) = 0 , \qquad (6.17)$$

natomiast wzdłuż kołowej linii poślizgu

$$s_b = r\,\theta; \quad \frac{\partial \theta}{\partial s_b} = \frac{1}{r} ,$$

gdzie r oznacza promień okręgu.
Po podstawieniu do równania (6.15b) otrzymuje się:

$$\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial \theta}\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) - \frac{2\, c_u}{r} = 0 ,$$

stąd

$$\frac{\partial}{\partial \theta}\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) = 2\, c_u .$$

Po scałkowaniu równanie to przyjmuje postać:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = A + 2\, c_u \theta , \qquad (6.18)$$

gdzie A jest stałą całkowania.

Stała ta określona jest zależnością: $A = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)_{\theta=0}$. Dla ad (rys.6.12a) $\sigma_3 = 0$ oraz $\sigma_1 = 2\, c_u$, zatem $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) = c_u$. Na mocy równania (6.16) jest to słuszne dla obszaru acd. W obszarze abc wzdłuż łuku kołowego cb stosuje się równanie (6.17). Na prostej ac, $\theta = \frac{\pi}{4}$, natomiast na ab, $\theta = \frac{3\pi}{4}$, dlatego też:

$$\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)_{\theta = \frac{3\pi}{4}} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)_{\theta = \frac{\pi}{4}} + 2\, c_u\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\pi}{4}\right) = c_u(1 + \pi) .$$

W obszarze aba´ wyrażenie $\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)$ pozostaje również stałe, a więc:

$$\sigma_1 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) + c_u = c_u(1 + \pi) +$$

$$+ c_u = 5{,}14\, c_u . \qquad (6.19)$$

Ponieważ aa´ jest największą płaszczyzną główną, to σ_1 wyraża właśnie nośność gruntu.

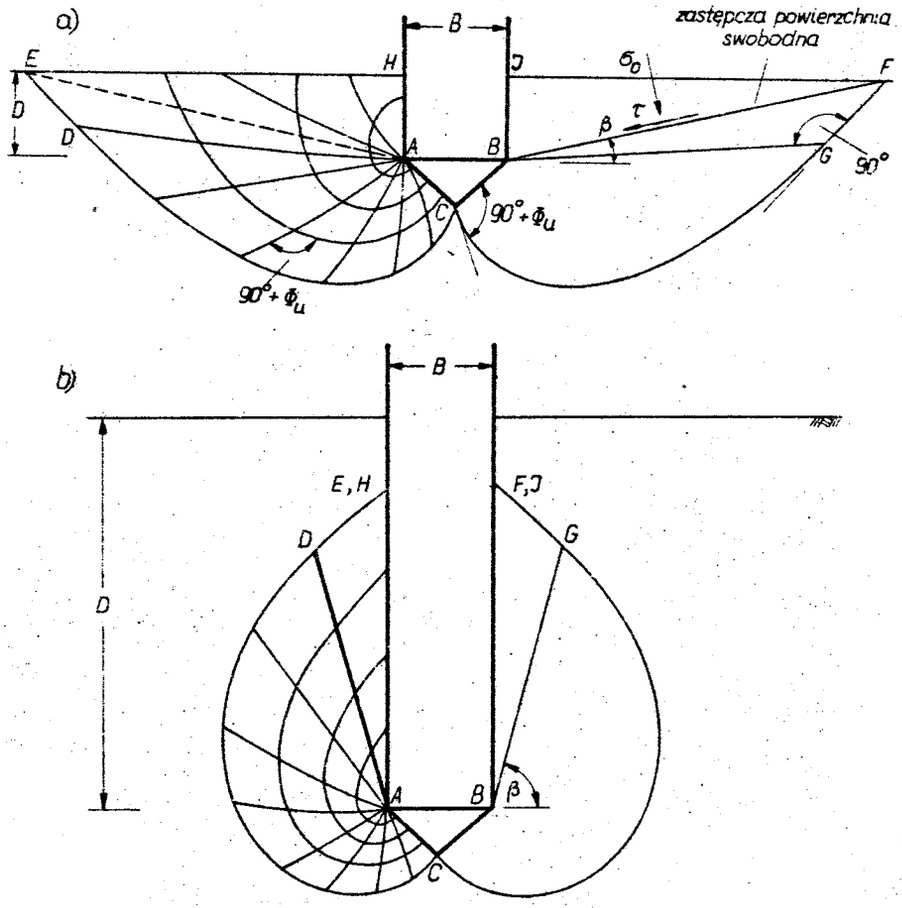
6.6. Teoria nośności fundamentu ławowego według Meyerhofa

Ogólną teorię nośności fundamentu ławowego posadowionego na dowolnej głębokości rozwinął Meyerhof. W jego teorii mechanizm zniszczenia jest podobny jak u Terzaghiego. Meyerhof uwzględnia dodatkowo opór na ścinanie gruntu znajdującego się powyżej powierzchni poślizgu. Powierzchnie zniszczenia dla fundamentu płytkiego i głębokiego pokazane są na rysunku 6.13. Krzywe CD oraz CG są w obu przypadkach spiralami logarytmicznymi. Jeżeli przyjmiemy, że podstawa fundamentu jest chropowata, to obszar środkowy ABC działa jak część fundamentu. ACD oraz BCG są obszarami ścinania promieniowego rozciągającego się ponad poziomem posadowienia fundamentu. W obszarach ADEH oraz BGFJ grunt ulega zmianom od stanu ścinania promieniowego do ścinania płaskiego. Płaszczyzny AE oraz BF nazywane są zastępczymi powierzchniami swobodnymi, nachylonymi pod kątem β do poziomu.

Kąt β jest uzależniony od stosunku głębokość/szerokość $(\frac{D}{B})$ fundamentu. Nośność graniczną fundamentu określa wzór:

$$q_f = c_u N_C + \sigma_o N_D + \frac{1}{2} \gamma_B B N_B , \qquad (6.20)$$

w którym σ_o jest średnim naprężeniem normalnym, występującym na zastępczej powierzchni swobodnej. Współczynnik kształtu można zastosować w przypadku fundamentu kwadratowego lub okrągłego. Współczynniki nośności N_C, N_D oraz N_B zależą w tym przypadku od kąta tarcia wewnętrznego gruntu Φ_u oraz od kąta β. Jest to główna przyczyna komplikacji użycia wzoru (6.20) w praktyce.



Rys.6.13. Mechanizm zniszczenia wg teorii Meyerhofa

Gdy kąt tarcia wewnętrznego gruntu jest $\Phi_u = 0$, to:

$$q_f = c_u N_{Cq} + \gamma_D D , \qquad (6.21)$$

gdzie N_{Cq} jest wypadkowym współczynnikiem nośności, zależnym od stosunku głębokość/szerokość $(\frac{D}{B})$ i od przyczepności bocznej powierzchni fundamentu. Gdy stosunek ten równa się 2, to N_{Cq} osiąga maksymalną wartość 8,3 , przy przyczepności równej zeru, oraz wartość 8,8 ,jeżeli przyczepność jest równa parametrowi c_u (spójności gruntu). Gdy parametr geotechniczny $c_u = 0$, to:

$$q_f = \frac{1}{2} \gamma_B B N_{B,q} , \qquad (6.22)$$

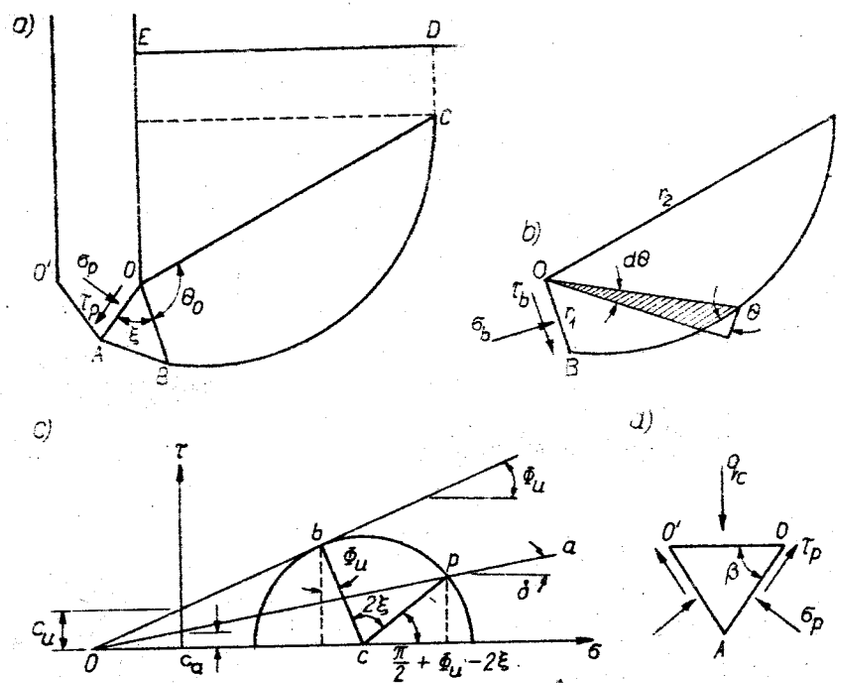
gdzie $N_{B,q}$ oznacza wypadkowy współczynnik nośności uzależniony od kąta tarcia wewnętrznego gruntu, współczynnika parcia bocznego oraz kąta tarcia gruntu o ścianę boczną fundamentu.

6.7. Teoria obliczania nośności według Durgunoglu i Mitchella

Durgunoglu i Mitchell opublikowali w 1973 r. teorię obliczania nośności fundamentu **głęboko posadowionego**. Rysunek 6.14 przedstawia głęboki fundament ciągły, który został obciążony. Obszar zniszczenia ograniczony jest przez ABC. Powierzchnia poślizgu składa się w części z linii prostej AB i w części ze spirali logarytmicznej BC. **W punkcie C spirala jest styczna do linii pionowej CD.** Zakłada się, że w kierunku CD nie występuje opór na ścinanie. Jeżeli głębokość fundamentu jest stosunkowo mała, to krzywa BC może przecinać powierzchnię terenu pod pewnym kątem. Przypadek ten nie jest tu omawiany. Aby uprościć obliczenia, oddzielnie zajmiemy się nośnością uzależnioną od spójności, oddzielnie od σ tg Φ_u oraz od ciężaru gruntu. Rozważmy uzależnienie pierwsze **(wpływ spójności)**, przyjmując że grunt jest nieważki.

Naprężenia występujące na OAB pokazane są na rysunku 6.14 a,b. Ponieważ OB jest linią poślizgu, stan naprężeń na tej linii przedstawia punkt b na obwiedni (rys.6.14c). **OA nie jest linią poślizgu**, zatem jeśli kąt tarcia gruntu o fundament wynosi δ i przyczepność c_a, to naprężenia występujące na OA określa linia OA. Wytrzymałość na ścinanie na tej linii równa się:

$$\tau_p = \sigma_p \text{tg}\, \delta + c_a .$$



Rys.6.14. Nośność głębokiego fundamentu uzależniona od spójności gruntu

Punkt p (miejsce przecięcia linii Oa z kołem Mohra) spełnia to równanie, zatem przedstawia stan naprężeń na OA. Gdy znamy wielkość ξ, linię spiralną logarytmiczną możemy wykreślić tak, aby była styczna do AB i kończyła się pionowo w punkcie C. Zatem wielkość θ_o można uważać za znaną. Naprężenia na OB można wyznaczyć z geometrii koła naprężeń. W przypadku gruntu nieważkiego nie występują naprężenia na OC. Naprężenia τ_b oraz σ_b, określone przez punkt b na kole Mohra, można otrzymać sumując momenty względem punktu O (rys.6.14b):

$$\Sigma M_o = -\sigma_b \frac{r_1^2}{2} + \int_0^{\theta_o} c_u r^2 \, d\theta = 0 ,$$

$$\sigma_b = \frac{c_u}{\operatorname{tg}\Phi_u}\left[e^{2\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u} - 1\right] . \qquad (6.23a)$$

Ponieważ punkt b leży na obwiedni, to:

$$\tau_b = \sigma_b \operatorname{tg}\Phi_u + c_u = c_u e^{2\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u} . \qquad (6.23b)$$

Naprężenia τ_p oraz σ_p otrzymuje się z geometrii koła Mohra (rys.6.14c):

$$\sigma_p = \frac{\tau_b}{\operatorname{tg}\Phi_u} - \frac{c_u}{\operatorname{tg}\Phi_u} + \frac{\tau_b}{\cos\Phi_u}\sin\Phi_u + \frac{\tau_b}{\cos\Phi_u}\sin(2\xi - \Phi_u) =$$

$$= \frac{\tau_b}{\cos\Phi_u}\left[\frac{1}{\sin\Phi_u} + \sin(2\xi - \Phi_u)\right] - \frac{c_u}{\operatorname{tg}\Phi_u} .$$

$$\tau_p = \frac{\tau_b}{\cos\Phi_u}\cos(2\xi - \Phi_u) .$$

Po podstawieniu wartości z równania (6.23b)

$$\sigma_p = \frac{c_u e^{2\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u}}{\cos\Phi_u}\left[\frac{1}{\sin\Phi_u} + \sin(2\xi - \Phi_u)\right] - \frac{c_u}{\operatorname{tg}\Phi_u} \qquad (6.24a)$$

$$\tau_p = \frac{c_u e^{2\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u}}{\cos\Phi_u}\cos(2\xi - \Phi_u) . \qquad (6.24b)$$

Obecnie obliczymy nośność q_c rozpatrując naprężenia działające na klin OAO' (rys.6.14d). Po zsumowaniu sił działających w kierunku pionowym otrzymujemy:

$$\Sigma F_y = q_c \cos\beta - \sigma_p \cos\beta - \tau_p \sin\beta = 0 ,$$

$$q_c = \sigma_p + \tau_p \operatorname{tg}\beta .$$

Podstawiając wielkości σ_p oraz τ_p z równań (6.24a) i (6.24b) otrzymuje się:

$$q_c = c_u\left\{\frac{e^{2\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u}}{\cos\Phi_u}\left[\frac{1}{\sin\Phi_u} + \sin(2\xi - \Phi_u)\right] - \frac{1}{\operatorname{tg}\Phi_u} + \right.$$

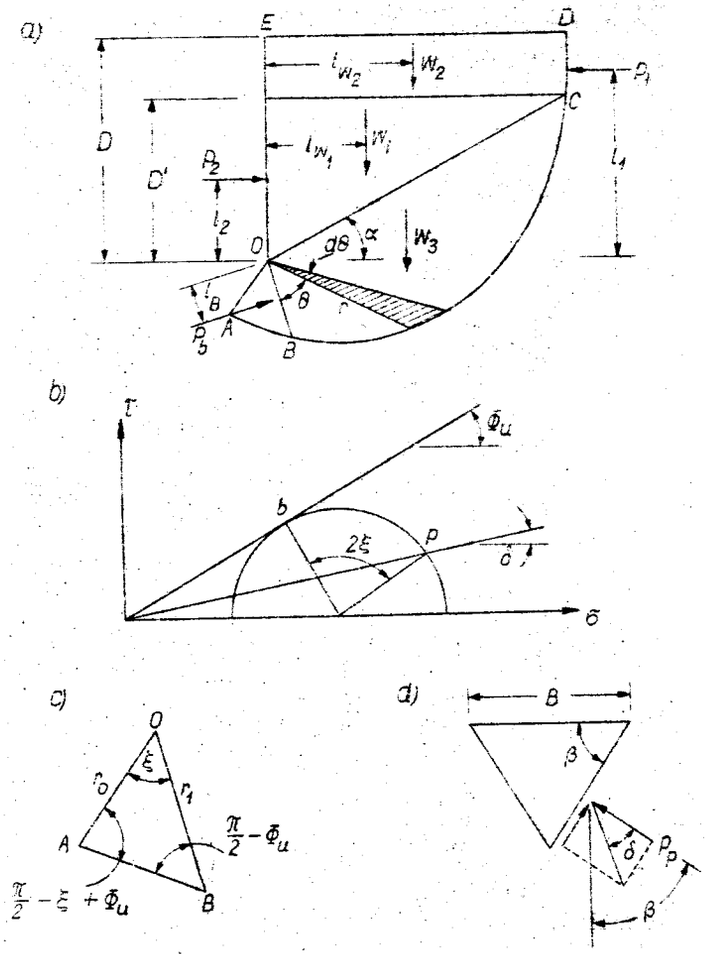
$$\left. + \frac{e^{2\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u}}{\cos\Phi_u}\cos(2\xi - \Phi_u)\operatorname{tg}\beta\right\} . \qquad (6.25a)$$

Nośność uzależnioną od spójności można zatem wyrazić wzorem:

$$q_c = c_u N_{pc} \, . \tag{6.25b}$$

gdzie współczynnik nośności N_{pc} jest wielkością podaną w nawiasie $\{\ \}$ w równaniu (6.25a).

Wpływ oporu tarcia wewnętrznego i ciężaru gruntu rozważa się biorąc pod uwagę siły pokazane na rysunku 6.15.



Rys.6.15. Nośność fundamentu głębokiego uzależniona od ciężaru gruntu

Sumowanie momentów względem punktu O daje:

$$\sum M_o = - P_b l_b - P_1 l_1 + P_2 l_2 + W_1 l_{w1} + W_2 l_{w2} + M_w = 0 \, , \tag{6.26}$$

gdzie M_w jest momentem na OBC.

M_w można obliczyć wyrażając moment zakreskowanego trójkątnego elementu jako:

$$dM = \frac{1}{2} \gamma r^2 \, l \, d\theta . \tag{6.27}$$

Z geometrii krzywej spiralnej

$$r = r_1 e^{\theta \, tg \Phi_u}$$

$$l = \frac{2}{3} r \cos(\theta_o - \alpha - \theta) \, .$$

Podstawiając te wartości do równania (6.27) i całkując otrzymuje się:

$$M_w = \int_0^{\theta_o} dM_w = \frac{\gamma r_1^3}{3} \left\{ 3 \, tg \Phi_u \left[e^{3 \theta_o tg \Phi_u} \cos\alpha - \cos(\theta_o - \alpha) \right] + e^{3 \theta_o tg \Phi_u} \sin\alpha + \sin(\theta_o - \alpha) \frac{1}{1+9 \, tg^2 \Phi_u} \right\} . \tag{6.28a}$$

Dla uproszczenia zapiszemy:

$$M_w = \frac{\gamma r_1^3}{3} N_\theta \, , \tag{6.28b}$$

gdzie N_θ jest zależne od wielkości w nawiasie $\{\ \}$ w równaniu (6.28a).

Pozostałe siły i ramiona działania są równe:

$$W_1 = \frac{1}{2} \gamma (OF)(CF) \qquad l_{w1} = \frac{1}{3} (CF)$$

$$W_2 = \gamma (EF)(CF) \qquad l_{w2} = \frac{1}{2} (CF)$$

$$P_1 = \frac{1}{2} K_o \gamma [D - (OF)]^2 \qquad l_1 = (OF) + \frac{1}{3} (EF)$$

$$P_2 = \frac{1}{2} K_o \gamma D^2 \qquad l_2 = \frac{1}{3} D \, ; \quad l_b = \frac{2}{3} r_1$$

$$(OF) = r_1 e^{\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u} \sin\alpha\,; \quad (CF) = r_1 e^{\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u} \cos\alpha$$

$$(EF) = D - (OF) = D - r_1 e^{\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u} \sin\alpha .$$

Po podstawieniu tych wartości oraz (6.28a) do równania (6.26) i rozwiązaniu względem P_b otrzymuje się:

$$P_b = \frac{1}{2}\gamma r_1^2 N_\theta + \frac{1}{4}\gamma r_1^2 \sin\alpha\cos^2\alpha\, e^{3\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u} +$$

$$+ \frac{3}{4}\gamma r_1 \cos^2\alpha\, e^{2\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u}(mB - r_1 \sin\alpha\, e^{\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u} +$$

$$+ \frac{1}{4} K_o \gamma \left(\frac{B^3}{r_1}\right) m^3 - \frac{1}{4} K_o \gamma \left(\frac{B^3}{r_r}\right)(m - m')(m + 2m') , \qquad (6.29)$$

gdzie:

$$m = \frac{D}{B}\,; \quad m' = \frac{D'}{B} .$$

Kiedy siła P_b dana jest równaniem (6.29), to $\sigma_b = P_b/r_1$ jest znane. Naprężenie σ_p może być obliczone z zależności geometrycznych pokazanych na rysunku 6.15b.

$$\sigma_p = \frac{\tau_b}{\cos\Phi_u}\left[\frac{1}{\sin\Phi_u} + \sin(2\xi - \Phi_u)\right] .$$

Z rysunku 6.15c i d widać, że:

$$P_p = \sigma_p r_o ,$$

$$r_1 = r_o \frac{\cos(\xi - \Phi_u)}{\cos\Phi_u} = \frac{B\cos(\xi - \Phi_u)}{2\cos\beta\cos\Phi_u} .$$

Zatem otrzymujemy:

$$P_p = P_b \frac{1 + \sin\Phi_u \sin(2\xi - \Phi_u)}{\cos\Phi_u \cos(\xi - \Phi_u)} , \qquad (6.30)$$

gdzie P_b dane jest równaniem (6.29).

Aby wyznaczyć nośność q_γ przeanalizujemy siły pokazane na rysunku 6.15c.

$$\sum F_y = -q_\gamma \frac{B}{2} + \frac{P_p}{\cos\delta}\cos(\beta - \delta) = 0 . \qquad (6.31)$$

Łącząc równania (6.29), (6.30) oraz (6.31) otrzymujemy:

$$q_\gamma = \gamma B \left\{ \frac{\cos(\beta - \delta)}{\cos\delta}\left[\frac{1 + \sin\Phi_u \sin(2\xi - \Phi_u)}{\cos\Phi_u \cos(\xi - \Phi_u)}\right]\left[\frac{\cos^2(\xi - \Phi_u)}{4\cos^2\beta\cos^2\Phi_u} N_\theta + \right.\right.$$

$$+ \frac{3\cos(\xi - \Phi_u)}{4\cos\beta\cos\Phi_u}\cos^2\alpha\, e^{2\theta_o \operatorname{tg}\Phi_u}(m - \tfrac{2}{3}m') +$$

$$\left.\left. + K_o \frac{\cos\beta\cos\Phi_u}{\cos(\xi - \Phi_u)} m^3 - K_o \frac{\cos\beta\cos\Phi_u}{\cos(\xi - \Phi_u)}(m - m')^2(m + 2m')\right]\right\} . \qquad (6.32)$$

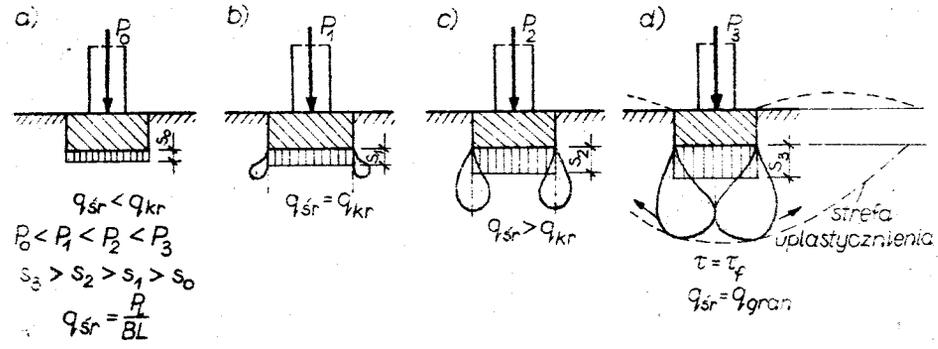
Nośność uzależniona od oporu tarcia wewnętrznego i ciężaru gruntu wyraża się wzorem:

$$q_\gamma = \gamma B N_{p\gamma} , \qquad (6.33)$$

gdzie współczynnik nośności w równaniu (6.32) jest wielkością w nawiasie $\{\}$.

6.8. Wypieranie gruntu spod fundamentu

Na rysunku 6.16 pokazano tworzenie się stref uplastycznienia gruntu pod krawędziami fundamentu na skutek zwiększania się siły obciążającej fundament.



Rys.6.16. Uplastycznienie gruntu pod fundamentem

Ma to miejsce w przypadku fundamentu sztywnego, pod którego krawędziami występują nieskończenie wielkie naprężenia. Obszar gruntu objęty uplastycznieniem, czyli stanem granicznym, jest początkowo mały i występuje poza obrysem fundamentu.

Gdy w poziomie posadowienia średnia wartość naprężenia zwiększy się do naprężenia krytycznego, to zjawisko uplastycznienia obejmuje coraz większy obszar obok fundamentu. Przy dalszym wzroście obciążenia ponad naprężenie krytyczne, obszar uplastycznienia znacznie się zwiększa, podchodzi pod fundament i powoduje wypieranie gruntu spod fundamentu. Im większy jest obszar uplastycznienia gruntu pod fundamentem, tym większe następuje osiadanie fundamentu.

6.9. Wyznaczanie naprężeń krytycznych

Naprężeniem krytycznym nazywamy taką wielkość naprężenia, którego przekroczenie powoduje powstanie strefy uplastycznienia. Warunek stanu granicznego wyrażony przez naprężenia normalne ma postać określoną wzorem (5.23). W obrębie strefy uplastycznienia grunt pozostaje w stanie granicznym, nie stawia oporu na naprężenia ścinające i pod względem właściwości mechanicznych upodabnia się do lepkiej cieczy. Wielkości naprężeń głównych σ_1 i σ_3 w ośrodku gruntowym, wywołane obciążeniem ciągłym równomiernie rozłożonym, wyznacza się ze wzorów opartych na wzorze Boussinesqa:

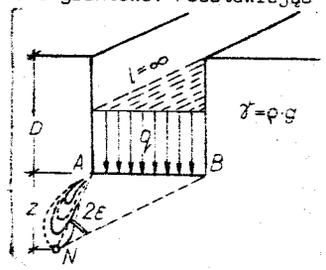
$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi}(2\varepsilon + \sin 2\varepsilon)$$
$$\sigma_3 = \frac{q}{\pi}(2\varepsilon - \sin 2\varepsilon)\,, \qquad (6.34)$$

przy czym przyjmuje się, że obciążenie ciągłe q występuje na długości fundamentu $L = \infty$ przyłożone w dnie wykopu; współczynnik parcia spoczynkowego $K_0 = 1{,}0$ - jak dla gruntu w stanie plastycznym. Biorąc pod uwagę rysunek 6.17 oraz wzór (6.34) możemy wyznaczyć naprężenia główne uwzględniając ciężar gruntu:

$$\sigma_1 = \frac{q}{\pi}(2\varepsilon + \sin 2\varepsilon) - \frac{\gamma D}{\pi}(2\varepsilon + \sin 2\varepsilon) + \gamma z + \gamma D$$
$$\sigma_3 = \frac{q}{\pi}(2\varepsilon - \sin 2\varepsilon) - \frac{\gamma D}{\pi}(2\varepsilon - \sin 2\varepsilon) + \gamma z + \gamma D\,. \qquad (6.35)$$

Wyznaczając ciężar objętościowy gruntu bierzemy także pod uwagę wypór wody gruntowej, jeśli wskazują na to warunki wodno-gruntowe. Podstawiając wartości σ_1 i σ_3 (wyrażone wzorem (6.35) do wzoru określającego warunek graniczny Mohra-Coulomba otrzymuje się równanie krzywej, będącej obwodem uplastycznionej strefy:

$$\frac{q - \gamma D}{\pi}\sin 2\varepsilon = \left(\frac{q - \gamma D}{\pi}2\varepsilon + \gamma z + \gamma D\right)\sin\Phi_u + c_u\cos\Phi_u\,.$$



Rys.6.17. Wyznaczanie naprężenia krytycznego

Z równania tego określamy

$$z = \frac{q - \gamma D}{\pi\gamma}\left(\frac{\sin 2\varepsilon}{\sin\Phi_u} - 2\varepsilon\right) - \frac{c_u}{\gamma\,\mathrm{tg}\,\Phi_u} - D\,. \qquad (6.36)$$

Wielkość z_{max} wyznacza się z warunku: $\frac{dz}{d\varepsilon} = 0$, czyli

$$\frac{dz}{d\varepsilon} = \frac{q - \gamma D}{\pi\gamma}\left(\frac{2\cos 2\varepsilon}{\sin\Phi_u} - 2\right) = 0\,.$$

Ponieważ:

$$\frac{q - \gamma D}{\pi\gamma} \neq 0\,,$$

więc

$$\frac{2\cos 2\varepsilon}{\sin\Phi_u} - 2 = 0\,.$$

Stąd:

$$\cos 2\varepsilon = \sin\Phi_u = \cos\left(\frac{\pi}{2} - \Phi_u\right)\,.$$

Zatem:

$$2\varepsilon = \frac{\pi}{2} - \Phi_u\,.$$

Stąd:

$$\varepsilon = \frac{\pi}{4} - \frac{\Phi_u}{2}\,.$$

Najniższy punkt krzywej ma rzędną z_{max}

$$z_{max} = \frac{q - \gamma D}{\pi\gamma}\left[\mathrm{ctg}\,\Phi_u - \left(\frac{\pi}{2} - \Phi_u\right)\right] - \frac{c_u}{\gamma\,\mathrm{tg}\,\Phi_u} - D\,.$$

Przyjmując, że obciążenie ciągłe q jest równe naprężeniom σ w poziomie posadowienia fundamentu oraz naprężenie krytyczne jest to maksymalne możliwe naprężenie nie wywołujące uplastycznienia w żadnym punkcie podłoża, czyli $z_{max} = 0$, otrzymuje się wzór na naprężenie krytyczne

$$\sigma_{kryt.} = \frac{\pi(\gamma D + c_u \operatorname{ctg} \Phi_u)}{\operatorname{ctg} \Phi_u + \Phi_u - \frac{\pi}{2}} + \gamma D , \qquad (6.37)$$

gdzie:

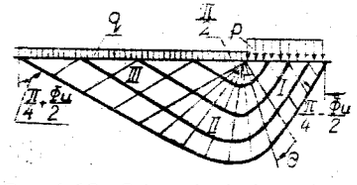
γ - ciężar objętościowy gruntu ponad poziomem dna wykopu,

D - zagłębienie dna wykopu,

c_u, Φ_u - oznaczenia jak poprzednio.

6.10. Wyznaczanie naprężeń granicznych

Naprężenia graniczne są to naprężenia, które powodują wypieranie gruntu spod fundamentu. Teorią równowagi granicznej gruntu zajmowało się wielu badaczy. I tak: Kötter pierwszy ułożył równania (6.15) różniczkowe równowagi granicznej gruntów w układzie płaskim, zaś Prandtl podał rozwiązanie dla przypadku obciążenia pionowego w postaci przedstawionej na rysunku 6.18 oraz wyrażonej wzorem



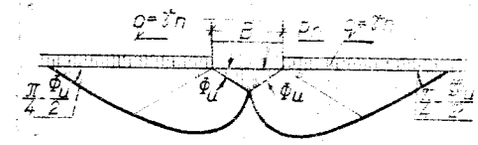
Rys.6.18. Schemat obciążenia w warunkach stanu granicznego

$$p = (q + c_u \operatorname{ctg} \Phi_u) \frac{1 + \sin \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} e^{\pi \operatorname{tg} \Phi_u} - c_u \operatorname{ctg} \Phi_u . \qquad (6.38)$$

Dla schematu na rysunku 6.18 linie poślizgu składają się z trzech części:

- w granicach trójkątnego obszaru I linie poślizgu przedstawiają odcinki prostych nachylonych do pionu pod kątem $(\frac{\pi}{2} - \frac{\Phi_u}{2})$;
- w obszarze II odcinki spiral logarytmicznych (r_o, r, θ - kąt między tymi odcinkami) o biegunie umieszczonym w skrajnym punkcie fundamentu i równaniu $r = r_o e^{\theta \operatorname{tg} \Phi_u}$;
- w trójkątnym obszarze III odcinki prostych nachylonych do pionu pod kątem $(\frac{\pi}{2} + \frac{\Phi_u}{2})$.

Terzaghi w podobny sposób otrzymał rozwiązanie na pionowe graniczne obciążenie osiowe pod fundamentami sztywnymi płytkimi, uwzględniając powstawanie trójkątnego sprężystego jądra ograniczonego prostymi, nachylonymi do stopy fundamentu pod kątem Φ_u (rys.6.19).



Rys.6.19. Schemat obliczeniowy do wzoru Terzaghiego

Wzory Terzaghiego mają postać:

a) dla fundamentów prostokątnych

$$P_p = BL(c_u N_C + \gamma_D DN_D + \frac{1}{2} \gamma_B BN_B)$$

b) dla fundamentów kwadratowych

$$P_k = B^2(1,3\, c_u N_C + \gamma_D DN_D + 0,4\, \gamma_B BN_B) , \qquad (6.39)$$

gdzie:

P_p i P_k - całkowite obciążenie graniczne działające na fundament,

N_C, N_D, N_B - współczynniki z wykresów zależne od kąta tarcia Φ_u.

Podstawy metodyki wyznaczania obciążenia granicznego podali również Sokołowski, w przypadku zadania płaskiego, i Bieriezancew, dla zadania osiowo-symetrycznego.

6.11. Wyznaczanie osiadań fundamentów

Przy wyznaczaniu osiadań fundamentów podłoże budowlane traktuje się jako jednorodną półprzestrzeń liniowo-odkształcalną, tzn. można stosować metody obliczeniowe teorii sprężystości, lecz przy różnych wartościach parametrów geotechnicznych odkształcalności gruntów E_o, E i ν dla obciążeń pierwotnych oraz odciążeń i obciążeń wtórnych. Przy obliczaniu osiadań podłoża jednorodnego, mającego teoretycznie stały moduł odkształcenia w każdym punkcie, wykorzystać można wzór

$$S = \frac{\omega q B}{E_o} (1 - \nu^2) , \qquad (6.40)$$

w którym:

ω - współczynnik zależny od kształtu powierzchni obciążonej i sztywności fundamentu, podany w tabeli 6.4,

- reszta oznaczeń jak poprzednio.

Przy schemacie obliczeniowym podłoża w postaci warstw geotechnicznych różniących się wartościami parametrów geotechnicznych odkształcalności, osiadania fundamentu wyznaczamy jako sumą osiadań poszczególnych warstw poziomych.

$$S = \sum_{i=1}^{n} s_i \, . \qquad (6.41)$$

Granice między warstwami przyjmuje się na głębokościach odpowiadających środkowi ciężkości podstawy fundamentu. Osiadania s_i poszczególnych warstw wyznacza się jak w półprzestrzeni jednorodnej z parametrami odkształcalności jak dla rozpatrywanej warstwy.

Tabela 6.4.

Współczynniki wpływu

Kształt powierzchni obciążonej	ω dla środka podstawy fundamentu sprężystego	ω_{const} dla sztywnego fundamentu
Koło	1,00	0,79
Kwadrat	1,12	0,84
Prostokąt o stosunku boków: $\omega = \frac{L}{B}$		
1,5	1,36	1,08
2,0	1,53	1,22
3,0	1,78	1,44
4,0	1,96	1,61
5,0	2,10	1,72
6,0	2,23	-
7,0	2,33	-
8,0	2,42	-
9,0	2,49	-
10,0	2,53	2,12

Podłoże budowlane dzieli się na warstwy geotechniczne według następujących zasad:

a) podstawą jest podział podłoża na warstwy według kryteriów geologicznych,

b) w obrębie warstw wydziela się obszary z poszczególnymi rodzajami gruntów, zgodnie z tabelą 2.2.

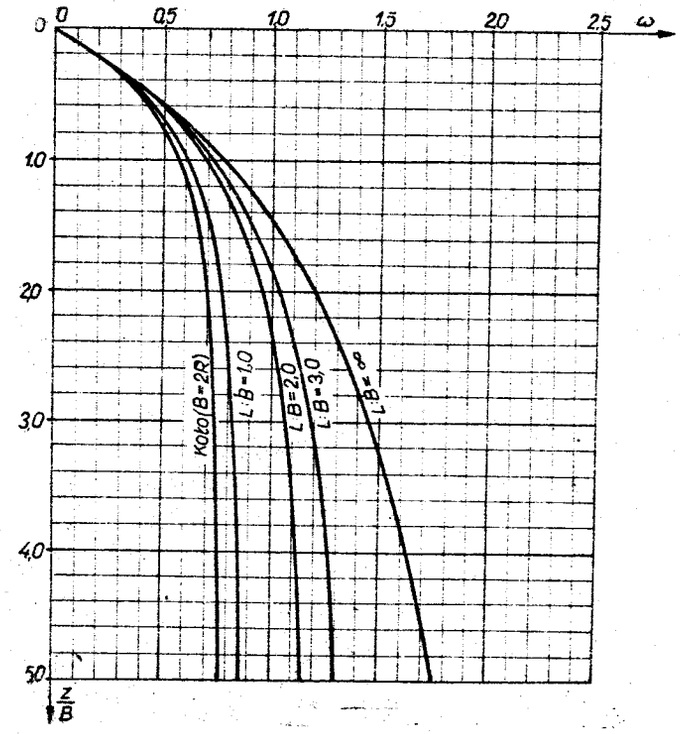
Osiadanie poszczególnych warstw jest sumą osiadania wtórnego i osiadania pierwotnego, a zatem:

$$s_i = s_i'' + s_i' \, , \qquad (6.42)$$

gdzie:

s_i'' - osiadanie wtórne, w zakresie naprężeń wtórnych $\sigma_{z,s}$ z zastosowaniem modułów wtórnego odkształcenia gruntu E lub M,

s_i' - osiadanie pierwotne, w zakresie naprężeń dodatkowych $\sigma_{z,d}$ przy zastosowaniu modułów ogólnego odkształcenia gruntu E_o lub M_o.



Rys.6.20. Nomogram do wyznaczania współczynnika ω

Dla budowli będącej konstrukcją o dużej sztywności własnej i posadowionej na wspólnym ciągłym fundamencie pokrywającym całą powierzchnię wykopu fundamentowego osiadania oblicza się ze wzorów:

$$s = \bar{q} \sum \frac{\eta_i h_i}{M_{o_i}} \quad \text{lub} \quad s = \bar{q}\, B \sum \frac{\Delta \omega_i}{E_{s_i}} , \qquad (6.43)$$

gdzie:

$E_{s_i} = \dfrac{E_{o_i}}{1-\nu_i^2}$ - moduł podatności gruntu,

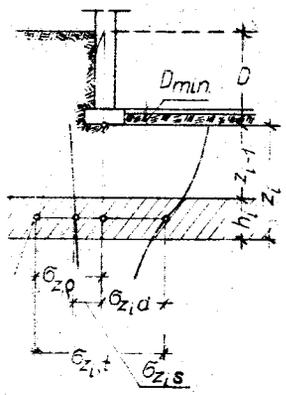
η_i - współczynnik zależny od stosunku $z_i:B$, wg nomogramu na rysunkach 4.9 i 4.10.

$\Delta\omega = \omega_i - \omega_{i-1}$, a współczynniki ω przyjmuje się w zależności od stosunku $z_i:B$ wg nomogramu na rysunku 6.20.

$$\bar{q} = q - \sigma_{o,g} .$$

6.12. Metody obliczania osiadań wtórnych i pierwotnych

Osiadania wtórne i pierwotne wyznaczyć można metodą naprężeniową i odkształceniową.



Rys.6.21. Schemat do wyznaczania naprężeń pierwotnych i wtórnych

Metoda naprężeniowa opiera się na naprężeniach σ_z i wówczas mamy (rys.6.21):

$$s_i'' = \lambda \frac{\sigma_{z_i s}\, h_i}{M_i} ; \quad s_i' = \frac{\sigma_{z_i d}\, h_i}{M_{oi}} . \qquad (6.44)$$

Metoda odkształceniowa polega na wyznaczaniu pionowych odkształceń w półprzestrzeni ze wzorów:

$$\left.\begin{aligned} s_i'' &= \lambda(\xi_{z_i,s} - \xi_{z_{i-1},s}) \\ s_i' &= \xi_{z_i,d} - \xi_{z_{i-1},d} \end{aligned}\right\} , \qquad (6.45)$$

w którym:

ξ_z - odkształcenie pionowe warstwy znajdującej się między podstawą fundamentu i głębokością z.

Odkształcenia pionowe od obciążenia budowlą $\xi_{z,q}$ spowodowane naciskiem rozpatrywanego fundamentu wyznaczamy ze wzoru:

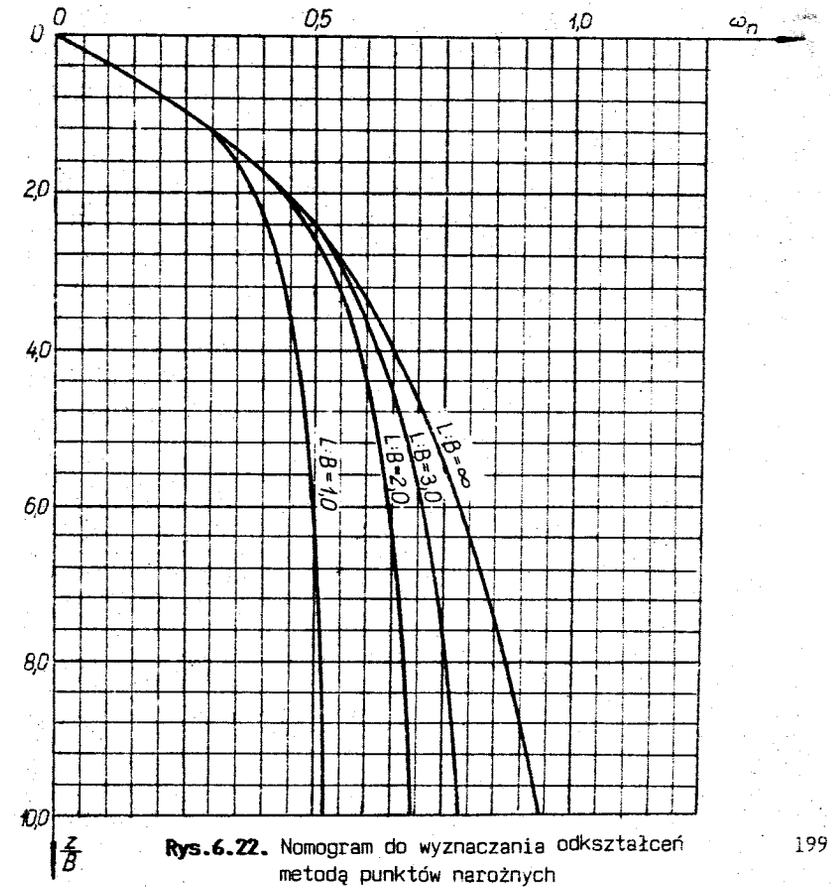
$$\xi_{z,q} = q\, B \frac{\omega_i}{E_{s_i}} . \qquad (6.46)$$

Wartość ω_i wyznacza się z nomogramu na rysunku 6.20. Odkształcenia od innych obciążeń wyznacza się metodą punktów narożnych lub pól wpływowych. Metoda punktów narożnych służy do wyznaczania odkształceń w sposób analogiczny, podany w p.4.6. Do tego celu służy nomogram podany na rysunku 6.22, za którego pomocą wyznacza się odkształcenia ξ_z poniżej naroża prostokąta według wzoru:

$$\xi_z = q\, B \frac{\omega_n}{E_s} , \qquad (6.47)$$

gdzie

E_s - moduł podatności gruntu, którego oznaczenia przeprowadza się w podłożu gruntowym "in situ" według określonych ustaleń.

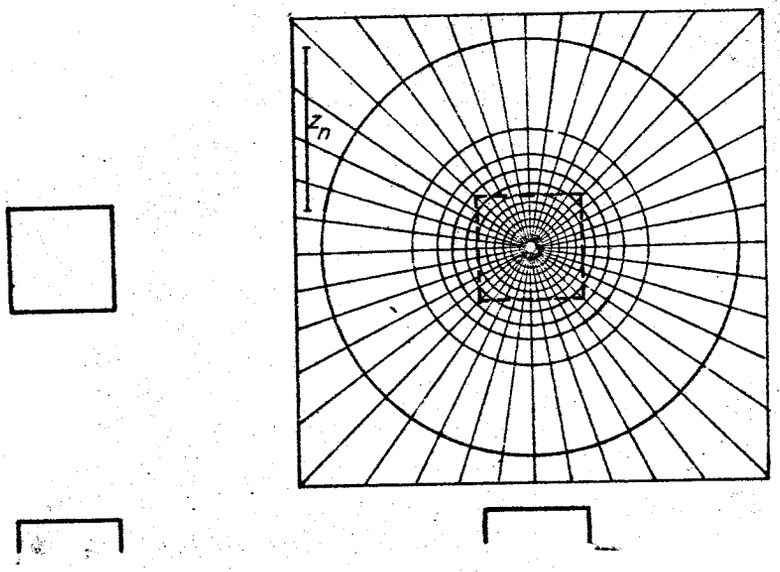


Rys.6.22. Nomogram do wyznaczania odkształceń metodą punktów narożnych

Metoda pól wpływowych służąca do wyznaczania odkształceń ξ_z, opiera się na wykorzystaniu wykresu pól wpływowych, przedstawionego na rysunku 6.23. Przy zastosowaniu podziału płaszczyzny 12 kręgami, ich promienie R_i można przyjmować z tabeli 6.5.

Do wyznaczania odkształceń metodą pól wpływowych od obciążenia w określonym obszarze stosuje się wzór

$$\xi_z = \frac{q}{E_s} J W_w z \,. \qquad (6.48)$$



Rys.6.23. Nomogram do wyznaczania odkształceń metodą pól wpływowych

Tabela 6.5.

Promienie okręgów nomogramu do wyznaczania odkształceń

i	1	2	3	4	5	6
$R_i : z_n$	0,042	0,087	0,131	0,180	0,229	0,288

i	7	8	9	10	11	12
$R_i : z_n$	0,350	0,420	0,506	0,616	0,791	1,345

Odkształcenia wtórne $\xi_{z,s}$ i dodatkowe $\xi_{z,d}$ wyznacza się ze wzorów:

$$\xi_{z,s} = \xi_{z,q} \quad \text{oraz} \quad \xi_{z,d} = 0,$$

gdy:

$$\xi_{z,q} \leqslant \bar{\xi}_{z,\varrho}$$

$$\xi_{z,s} = \bar{\xi}_{z,\varrho} \quad \text{oraz} \quad \xi_{z,d} = \xi_{z,q} - \bar{\xi}_{z,\varrho} \,,$$

gdy:

$$\xi_{z,q} > \bar{\xi}_{z,\varrho} \,,$$

w których

$\bar{\xi}_{z,\varrho}$ - odkształcenie od odprężenia, odpowiadające ujemnym naciskom jednostkowym ($\bar{\sigma}_{z,\varrho}$).

Można przyjmować, że naciski jednostkowe odpowiadające ciężarowi gruntów wydobytych z wykopów działają w jednej płaszczyźnie na poziomie posadowienia rozpatrywanego fundamentu, nawet jeżeli głębokość wykonywanego wykopu ma być różna.

Wartości współczynnika λ we wzorach (6.44) i (6.45) mogą przyjmować wielkości $0 < \lambda \leqslant 1$, w zależności od stopnia odprężenia podłoża w czasie wykonania robót fundamentowych. Dla obiektów budownictwa powszechnego i przemysłowego, których okres budowy (od wykonania wykopów do zakończenia stanu surowego z montażem urządzeń stanowiących obciążenie stałe) nie przekracza roku, można przyjmować $\lambda = 0$. Można również w tych przypadkach przyjąć, że osiadania fundamentów na gruntach niespoistych i gruntach spoistych w stanie półzwartym są zakończone równocześnie z końcem budowy. Na innych gruntach spoistych (w chwili zakończenia budowy) osiadanie całkowite następuje w 50%, a na gruntach organicznych w 25%.

6.13. Osiadanie obiektu w czasie

Osiadanie po określonym czasie T można obliczyć ze wzoru

$$S_T = S(1 - e^{-\eta T}) \,, \qquad (6.49)$$

gdzie:

S_T - osiadanie warstwy po czasie T,

S - całkowite osiadanie warstwy gruntu,

e - podstawa logarytmów naturalnych,

T - czas osiadania w latach,

η - współczynnik określony wzorem (6.50)

$$\eta = \frac{7{,}5 \cdot 10^7 M_o k}{h^2 \gamma_w} \left(\frac{1}{\text{rok}}\right) , \qquad (6.50)$$

gdzie:

k - współczynnik filtracji $[m \cdot s^{-1}]$,

h - najniekorzystniejsza droga pionowego odprowadzenia wody do sąsiedniej warstwy drenującej [m],

γ_w - ciężar właściwy wody w porach gruntu $[kN \cdot m^{-3}]$,

M_o - edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej [kPa].

We wzorze (6.49) nie uwzględniono czasu budowy, a tym samym stopni narastania obciążeń zewnętrznych. Wzór ten został wyprowadzony dla gruntów nawodnionych, przy założeniu, że obciążenie zewnętrzne przyłożono w sposób statyczny, w czasie T = 0. Chociaż takie założenie odbiega od rzeczywistych warunków, to jednak wzór ma zastosowanie w praktyce. Przy rozwiązywaniu zadań trzeba zwrócić uwagę na drogi odsączania wody.

6.14. Osiadanie średnie i przechylenie budowli

Dopuszcza się sprawdzenie I stanu granicznego według wzorów (6.51), natomiast przy sprawdzaniu II stanu granicznego musi być spełniony warunek (6.52)

$$q_{rs} \leqslant m q_f \qquad q_{r\,max} \leqslant 1{,}2\, q_f , \qquad (6.51)$$

gdzie:

q_{rs} - średnie obliczeniowe obciążenie jednostkowe podłoża pod fundamentem [kPa],

$q_{r\,max}$ - maksymalne obliczeniowe obciążenie jednostkowe podłoża pod fundamentem [kPa],

q_f - obliczeniowy opór jednostkowy jednowarstwowego podłoża pod fundamentem [kPa], obliczony zgodnie z normą PN-81/B-03020.

$$[S] \leqslant [S]_{dop} , \qquad (6.52)$$

w którym:

[S] - symbol przemieszczenia wyrażający osiadanie średnie fundamentów $s_{śr}$, przechylenie budowli θ, jej względną różnicę osiadań $\Delta s:l$ oraz strzałkę wygięcia budowli f_o,

$[S]_{dop}$ - odpowiednie wartości dopuszczalne, podane w tabeli wymienionej normy.

Zjawiska wynikające z powstawania różnic osiadań poszczególnych fundamentów tej samej budowli omówiono w pkt.6.4.,natomiast obliczanie spodziewanych osiadań budowli w pkt.6.11.Spodziewane osiadania oblicza się również, gdy obciążenia budowli są zróżnicowane, gdy obok budowli występują dodatkowe obciążenia (np. składowiska), gdy istnieją specjalne wymagania (np. eksploatacyjne) ograniczające osiadanie fundamentów. Przy obliczaniu osiadań fundamentów podłoże traktuje się tak jak opisano w pkt.6.11; przyjmuje się, że budowla nie ma sztywności własnej.

Osiadanie średnie budowli wyznacza się ze wzoru

$$s_{śr} = \frac{\sum s_i P_i}{\sum P_i} , \qquad (6.53)$$

gdzie:

s_i - osiadanie poszczególnych fundamentów,

P_i - pola podstaw tych fundamentów.

Przechylenie budowli oblicza się według wzoru

$$\theta = \sqrt{a^2 + b^2} , \qquad (6.54)$$

w którym parametry a i b określa się z układu równań przeprowadzając metodą najmniejszych kwadratów aproksymację osiadań poszczególnych fundamentów lub wydzielonych części wspólnego fundamentu budowli.

Wyrównania osiadań poszczególnych fundamentów dokonuje się za pomocą płaszczyzny określonej równaniem

$$s = ax + by + c , \qquad (6.55)$$

w którym:

a,b,c - niewiadome współczynniki równania,

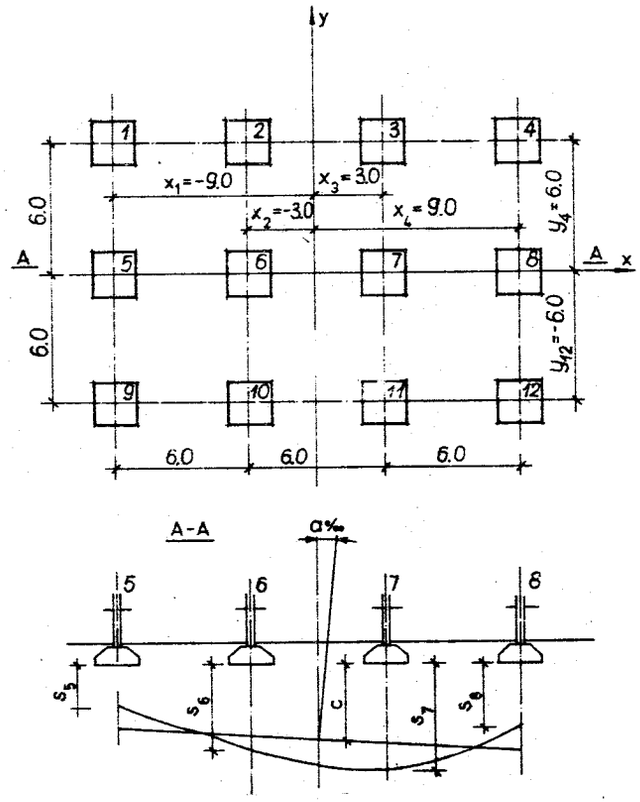
x,y - bieżące współrzędne poziome.

Wyznaczania parametrów a,b,c dokonuje się z równań:

$$\left.\begin{aligned} a\sum x_i^2 + b\sum x_i y_i + c\sum x_i &= \sum x_i s_i , \\ a\sum x_i y_i + b\sum y_i^2 + c\sum y_i &= \sum y_i s_i \\ a\sum x_i + b\sum y_i + N c &= \sum s_i \end{aligned}\right\} , \qquad (6.56)$$

w których:

$x_i y_i$ - poziome współrzędne poszczególnych fundamentów (rys.6.24),
N - liczba fundamentów.



Rys.6.24. Schemat do obliczania przechylenia budowli

6.15. Wyznaczanie strzałki ugięcia budowli

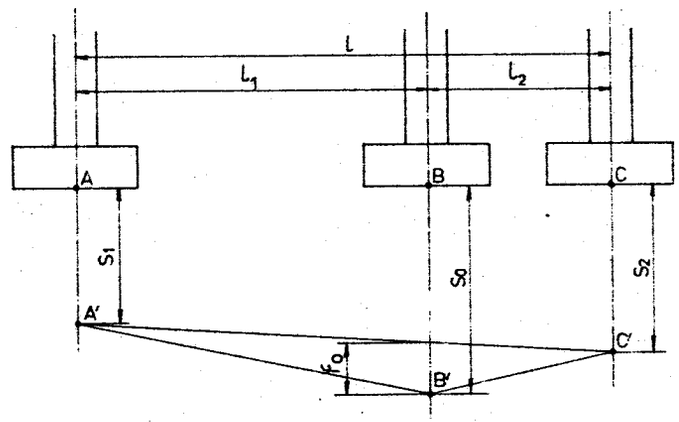
Norma PN-81/B-03020 zaleca przeprowadzać obliczanie osiadania metodą naprężeń. Zgodnie z wymienioną normą stany graniczne użytkowania budowli (II stan graniczny) sprawdza się dla wartości obciążeń charakterystycznych. W celu uproszczenia obliczeń obciążenia charakterystyczne wyznacza się na podstawie obciążeń obliczeniowych, dzieląc je przez uogólniony współczynniik obciążenia $\gamma_f = 1,2$. Ponadto przy obliczaniu naprężenia $\sigma_{z,q}$ od obciążenia zewnętrznego podłoża przyjmuje się założenia:

1) nadfundamentowa konstrukcja budowli jest doskonale wiotka,
2) stopy fundamentowe pod pojedynczymi słupami oraz ławy pod ścianami konstrukcyjnymi traktuje się jako doskonale sztywne.

Strzałkę ugięcia budowli f_o wyznacza się uwzględniając trzy najniekorzystniej osiadające fundamenty, leżące w planie na linii prostej, według wzoru

$$f_o = \frac{1}{l} (l\, s_o - l_1 s_2 - l_2 s_1) , \qquad (6.57)$$

w którym wszystkie wielkości są przedstawione na rysunku 6.25.



Rys.6.25. Schemat do obliczania strzałki ugięcia budowli

7. STATECZNOŚĆ ZBOCZY

7.1. Rodzaje ruchów mas skalnych na zboczach

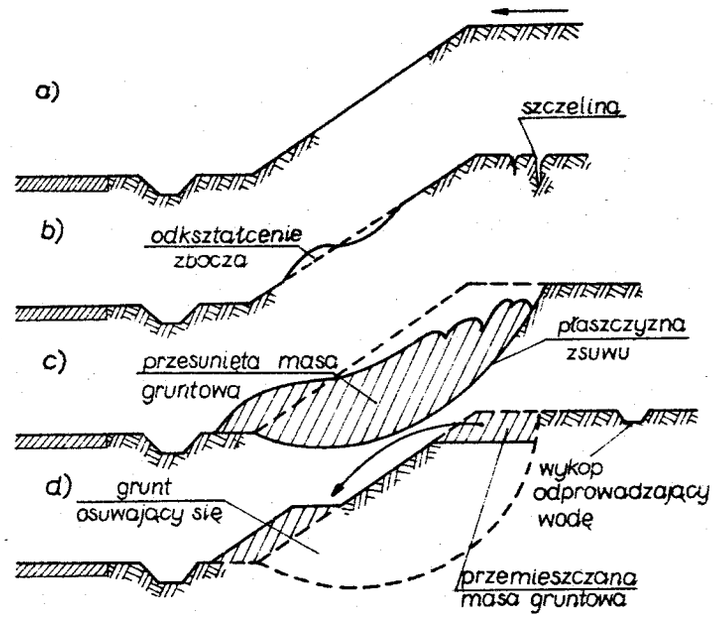
Osuwiska powstają najczęściej na zboczach dolin rzecznych, na wybrzeżach morskich i zboczach górskich. Główną przyczyną wywołującą powierzchniowy ruch mas skalnych jest siła ciężkości. Warunki, w których ta siła może działać bywają różne:

- podcięcie zbocza przez erozję,
- głębokie zwietrzenie i rozluźnienie warstw tworzących zbocze,
- przeciążenie zbocza śniegiem lub wodą pochodzącą z opadów deszczowych,
- inne czynniki, np. trzęsienie ziemi,
- przeciążenie zbocza budowlą.

Wszystkie te czynniki mogą też występować razem. Dla budownictwa ważne znaczenie mają osuwiska sufozyjne. Spowodowane są one wynoszeniem przez wodę cząstek z warstw leżących głębiej. Wyniesione przez spływającą wodę cząstki pyłu pozostawiają wolne przestrzenie, które poszerzają się stopniowo, a przy odpowiedniej wielkości ulegają zawaleniu pod obciążeniem warstw nadległych. Zjawiska sufozyjne powstają przy wykopach budowlanych, szczególnie drogowych, kiedy wykonuje się je poniżej zwierciadła wody gruntowej. Rysunek 7.1 ilustruje różne rodzaje odkształceń zboczy.

Spełzywanie

Jest to powolne przemieszczanie powierzchniowych mas gruntu, bez wytwarzania powierzchni poślizgu, następujące na skutek cyklicznych zmian objętościowych. Odmianą spełzywania jest zjawisko soliflukcji, tj. płynięcia, po zamarzniętym podłożu, gruntu wietrzelinowego, składającego się z materiału piaszczystego lub grubszego.



Rys.7.1. Niektóre rodzaje odkształceń zboczy: a) przekrój normalny, b) spływ, c) zsuw, d) osuwisko

Spływanie (rys.7.1b)

Jest to przyspieszony proces spełzywania występujący w postaci potoków błotnych i kamienistych.

Osypywanie (rys.7.1c)

Powstaje wskutek zsuwu produktów mechanicznego wietrzenia gruntów, które nagromadziły się na zboczu. Wietrzeliny nasycone wodą mogą zsuwać się po stoku wskutek zmniejszonego tarcia wewnętrznego oraz zwiększonego obciążenia wodą i mogą wytworzyć w ten sposób osyp. Płaszczyzna zsuwu jest prawie równoległa do linii zbocza. Osypy mają kształt stożków. Wietrzeliny w stanie suchym mogą również niekiedy ruszyć z miejsca z powodu zachwiania równowagi ciągle narastającym obciążeniem gromadzącym się wietrzelin. Kąt pod jakim układają się osypiska jest kątem naturalnego stoku (zsypu).

Obrywanie

Nagły ruch mas z krótkotrwałą utratą kontaktu z podłożem nazywa się obrywaniem. Obrywanie lub obwał jest procesem powstającym w górach, gdy zbocza zostaną zbytnio podcięte przez erozję. Gdy powstaje obryw, zwykle daje się słyszeć huk, z rozkruszonego gruntu unoszą się wielkie ilości pyłu. W 1955 r. obryw ze stoków Giewontu uszkodził schronisko na Kalatówkach.

Osuwiska (rys.7.1d)

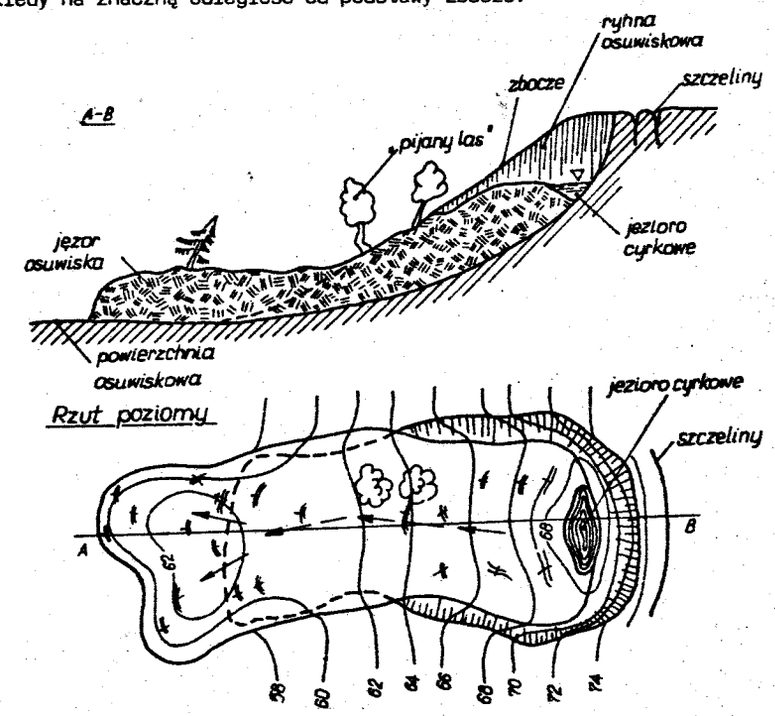
Osuwiska są bardzo złożonym przypadkiem powierzchniowych ruchów masowych. Obejmują one zazwyczaj kilka warstw, z których zbudowany jest stok. Powierzchnia osuwiska przecina wtedy szereg warstw. Przyczyną powstania osuwiska mogą być różnorodne czynniki. Szybkość przemieszczania się mas osuwiskowych i ich wielkość mogą być różne. Niektóre osuwiska pojawiają się nagle, wielkie masy gruntu zsuwają się w ciągu kilku minut. Czasem ruch osuwiskowy może trwać kilka godzin lub kilka dni; nieraz może trwać latami. Powierzchnia osuwiska (płaszczyzna poślizgu) jest zbliżona kształtem do cylindrycznej.

7.2. Morfologia osuwisk i wymagane badania o odkształceniach zboczy

Przemieszczenie mas osuwiskowych prowadzi do powstawania charakterystycznych form (rys.7.2). Proces osuwiskowy rozpoczyna się od powstania szczelin w kształcie łuków, zwróconych wklęsłością ku podstawie stoku. Szczeliny takie obejmują z zewnątrz górną krawędź powierzchni osuwiskowej, po której masa osuwiskowa oddziela się od gruntu nienaruszonego nie ulegającego przesunięciu. Oddzielone masy gruntu ześlizgują się w dół po powierzchni osuwiskowej. Kształt powierzchni osuwiskowej może być różny, np. zbliżony do wycinka koła. W gruntach jednorodnych, np. w glinie, powierzchnia osuwiskowa przybiera od góry kształt stromy, od dołu bardziej łagodny.

W większości osuwisk starych znajduje się kilka powierzchni osuwiskowych, przy czym zsuw następuje albo po kilku powierzchniach jednocześnie, albo przez powierzchnie kolejne, odpowiadające różnym stadiom osuwiska zachodzącym w różnych okresach czasu. Zsunięty albo ześlizgujący się materiał gruntowy nosi nazwę k o l u w i u m .

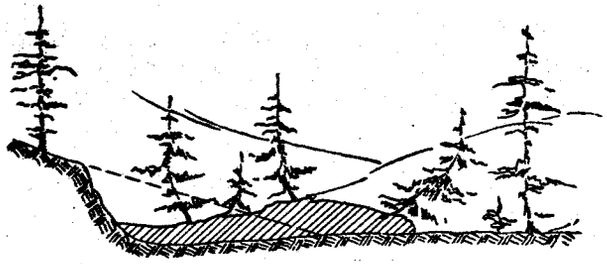
Masa osuwiskowa zsuwając się w dół wytwarza w górnej części osuwiska amfiteatralne zagłębienie zwane niszą osuwiskową lub cyrkiem osuwiskowym. W cyrku gromadzi się woda gruntowa ze zbocza i może powstać jeziorko. Masa osuwiskowa zsuwając się w dół wytwarza poniżej niszy osuwiskowej rynnę osuwiskową, sięgającą do podstawy zbocza. Masa osuwiskowa rozpływając się u podstawy stoku tworzy bryłę zsuniętego gruntu o nierównej powierzchni, z wypukłościami i bruzdami łukowato wygiętymi w kierunku ruchu. Ta część masy osuwiskowej nazywa się jeziorem osuwiska. Masy osuwiskowe mogą przesuwać się niekiedy na znaczną odległość od podstawy zbocza.



Rys.7.2. Charakterystyczne formy osuwiskowe

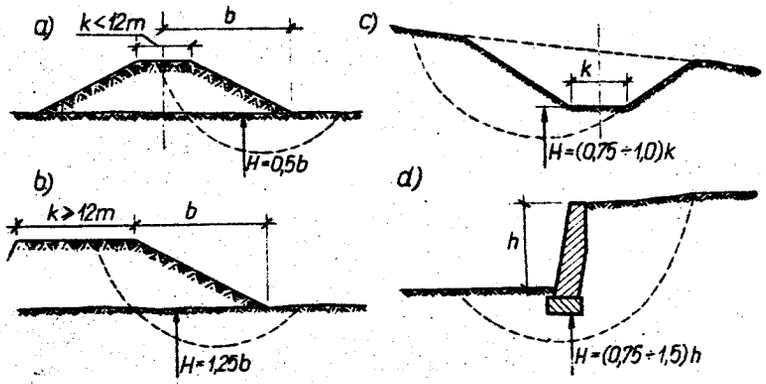
Na powierzchni niektórych osuwisk spostrzega się drzewa pochylone w różnych kierunkach, tzw. "pijany las" (rys.7.3). Oznacza to, że stok jeszcze przed zsuwem był zalesiony. Po jakimś czasie drzewa, które wraz z masą osuwiskową zsunęły się ze zbocza i pochyliły (a nie obumarły) na pewnej wysokości od powierzchni gruntu, wyprostują się i rosną dalej pionowo. Czasem masa osuwiskowa pokrywa naturalne ujęcie wód gruntowych wypływających ze zbocza przed

powstaniem osuwiska. Miejsce wyjścia powierzchni osuwiskowej u podnóża zbocza nazywa się podstawą osuwiska.



Rys.7.3. Oznaki terenów osuwiskowych

Miejsca informujące o podłożu przy istniejących zboczach należy w każdym przypadku zbadać, aby uzyskać dane nie tylko o rodzajach gruntów i ich właściwościach fizykomechanicznych lecz także o zmianach układu warstw gruntowych lub zmianach ciśnienia wody. Informacje o podłożu przy tych zboczach można uzyskać poprzez wiercenia świdrem o średnicy ø 6 cm. Wymagana głębokość H badanego podłoża jest uzależniona od rodzaju budowli ziemnej (rys.7.4).



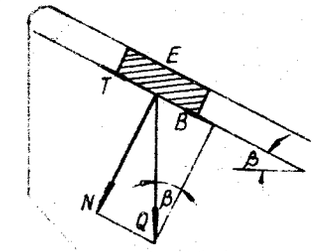
Rys.7.4. Wymagane głębokości zbadania podłoża gruntowego, przy zboczach: a) grobla, b) taras, c) wykop, d) ściana oporowa

W rejonach osuwiskowych powinny być prowadzone stałe obserwacje ruchu osuwiska, poziomów wód itp. Aby określić ruch osuwiska, należy na wstępie zapoznać się z mapami topograficznymi i oznaczyć na ich podstawie stan roślinności oraz istniejące rysy i szczeliny. Należy ponadto przygotować przekroje geologiczne i wykonać doły, próbne rowy itp. Dla określenia szybkości ruchu odkształcenia zbocza stosuje się niekiedy wypełnienie otworu wiertniczego materiałem znacznie różniącym się od gruntu (np. tłuczoną cegłą). Po pewnym czasie otwór ten rozkopuje się i obserwuje w przekroju gruntu wielkość i przesunięcie wsypanego materiału.

7.3. Stateczność zboczy w gruntach niespoistych

Rozpatrując stateczność zbocza zbudowanego z gruntów niespoistych suchych bierzemy pod uwagę wycięty element gruntowy zbocza, na który działają następujące siły (rys.7.5):

- siła styczna $B = Q \sin \beta$
- siła normalna $N = Q \cos \beta$.



Rys.7.5. Schemat sił działających na element zbocza w gruncie niespoistych suchym

Stosownie do wzoru na ścinanie $\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \Phi_u$, można zapisać: $T = N \operatorname{tg} \Phi_u$. Wówczas przy granicznym kącie β_{max} w warunkach równowagi zachodzą zależności:

$$B_{max} = T_{max} .$$

Ponieważ:

$$B_{max} = Q \sin \beta_{max} ,$$

$$T_{max} = Q \cos \beta_{max} \operatorname{tg} \Phi_u ,$$

zatem

$$Q \sin \beta_{max} = Q \cos \beta_{max} \operatorname{tg} \Phi_u ,$$

stąd

$$\operatorname{tg} \beta_{max} = \operatorname{tg} \Phi_u . \qquad (7.1)$$

Przy kątach $\beta_{max} = \Phi_u$ oznacza to, że równowaga zboczy w gruntach niespoistych suchych ma miejsce wtedy, gdy maksymalny kąt pochylenia zbocza jest równy kątowi tarcia wewnętrznego gruntu.

Gdy na zbocze działa woda gruntowa (rys.7.6), to nachylenie jego musi być zmniejszone. W kierunku działania siły B' działa dodatkowo siła od ciśnienia spływowego, wynosząca $B'' = Vj$.

Z rysunku 7.6b widać, że $i = \frac{\Delta h}{l} = \sin\beta$.,

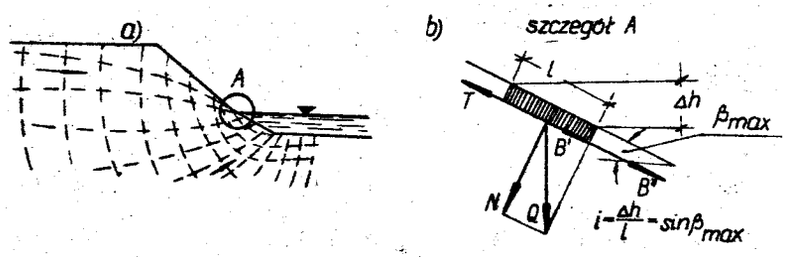
Zatem:

$$B_{max} = B' + B'' = Q \sin\beta_{max} + Vj = V(\varrho_{sr} - \varrho_w)g \sin\beta_{max} +$$

$$+ V\varrho_w g \sin\beta_{max}$$

oraz

$$T_{max} = Q \cos\beta_{max} \operatorname{tg}\Phi' = V(\varrho_{sr} - \varrho_w)g \cos\beta_{max} \operatorname{tg}\Phi'.$$



Rys.7.6. Schemat działania sił na element zbocza w gruncie niespoistym mokrym

Ponieważ

$$B_{max} = T_{max}$$

więc:

$$V(\varrho_{sr} - \varrho_w)g \sin\beta_{max} + V\varrho_w g \sin\beta_{max} =$$

$$= V(\varrho_{sr} - \varrho_w)g \cos\beta_{max} \operatorname{tg}\Phi'.$$

Stąd:

$$\operatorname{tg}\beta_{max} = \frac{(\varrho_{sr} - \varrho_w)}{\varrho_{sr}} \operatorname{tg}\Phi'.$$

Przyjmując, że $\varrho_{sr} \cong 2{,}0\ t \cdot m^{-3}$ oraz $\varrho_w = 1{,}0\ t \cdot m^{-3}$;

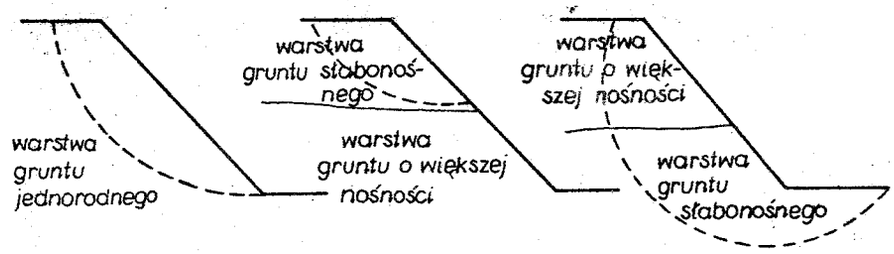
otrzymujemy:

$$\operatorname{tg}\beta_{max} = \frac{1}{2} \operatorname{tg}\Phi'. \qquad (7.2)$$

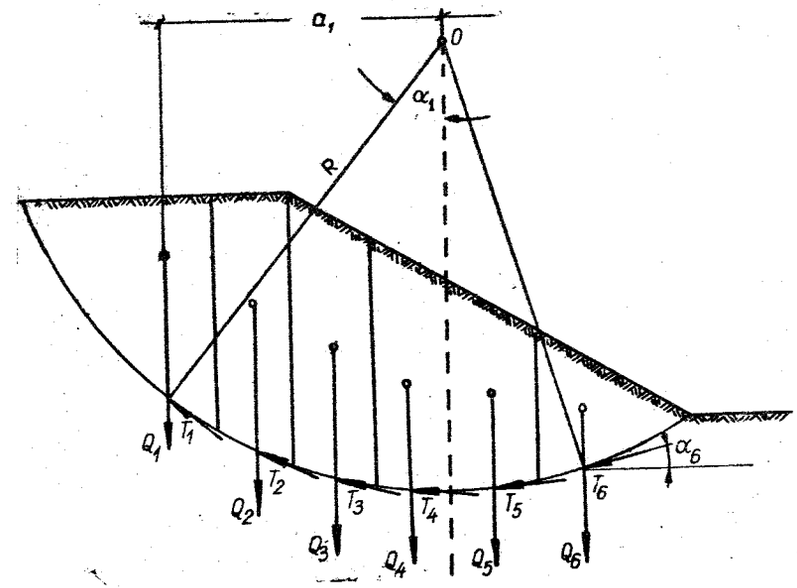
Zatem można powiedzieć, że równowaga zboczy w gruntach niespoistych mokrych zachodzi wtedy, gdy kąt pochylenia zbocza jest równy połowie efektywnego kąta tarcia wewnętrznego gruntu.

7.4. Równowaga zboczy w gruntach spoistych

Powierzchnia poślizgu w gruntach spoistych zbliżona jest kształtem do cylindrycznej. Na rysunku 7.7 pokazane są linie poślizgu dla gruntu jednorodnego i dla podłoży uwarstwionych.



Rys.7.7. Powierzchnie poślizgu w gruntach spoistych



Rys.7.8. Schemat sił utrzymujących i osuwających

Sprawdzenie stateczności zboczy w gruntach spoistych jednorodnych polega na dokonaniu przybliżonego obliczenia, przedstawionego na rysunku 7.8:

a) Dzielimy bryłę osuwiskową na pewną liczbę bloków o jednakowej szerokości, przy czym przyjmujemy (w kierunku prostopadłym do rysunku) długość zbocza równą 1,0 m,

b) Układamy równanie momentów sił względem osi obrotu O. Suma momentów sił obracających wynosi

$$\sum M_o = \sum_{i=1}^{i=4} Q_i \, a_i \, .$$

c) Obliczamy sumę momentów utrzymujących:

$$\sum M_u = \sum_{i=5}^{i=6} Q_i \, a_i + R \sum_{i=1}^{i=6} T_i \, ,$$

przy czym $T_i = N_i \, tg\Phi_u^{(n)} + c_u^{(n)} A_i = Q_i \cos\alpha_i \, tg\Phi_u^{(n)} + c_u^{(n)} A_i$

gdzie:

α_i - kąt nachylenia siły T_i do poziomu,

$\Phi_u^{(n)}$ - charakterystyczny kąt tarcia wewnętrznego gruntu,

$c_u^{(n)}$ - charakterystyczna spójność gruntu,

A_i - pole powierzchni poślizgu każdego elementu.

d) Sprawdzamy warunek stateczności zbocza w sposób uproszczony

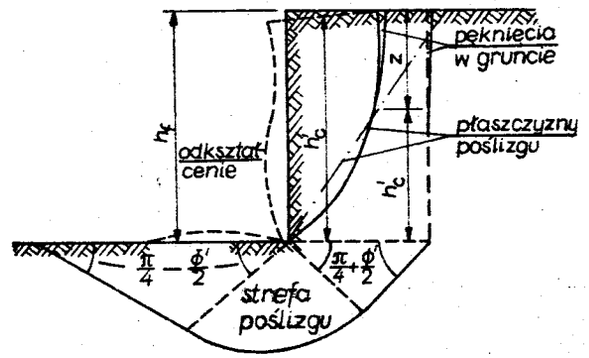
$$F = \frac{\sum M_u}{\sum M_o} \, , \qquad (7.3)$$

w którym F współczynnik bezpieczeństwa zbocza uformowanego z gruntów spoistych.

W danym przypadku zbocze ani naziom w pobliżu zbocza nie są zabudowane.

7.5. Stateczność ścian pionowych

Wykopy budowane o nieznacznej głębokości, np. rowy sieci instalacyjnych, mają często ściany pionowe (bez obudowy). Wykonuje się je w gruntach spoistych przy stanie co najmniej twardoplastycznym bez obawy naruszenia zasad ochrony pracy. Przy takich ścianach pionowych wykopów budowlanych obserwuje się, że z czasem na powierzchni terenu obok wykopu występują naprężenia rozciągające, które doprowadzają do powstania pęknięć w gruncie.



Rys.7.9. Odkształcenia pionowej ściany wykopu budowlanego nie obudowanego

W obszarze pęknięć grunt nie ma żadnej możliwości przeniesienia sił, nawet gdyby zdejmować warstwę wierzchnią gruntu do głębokości pęknięć. Typowe odkształcenia pionowej ściany wykopu nie obudowanego są schematycznie przedstawione na rysunku 7.9. Z rysunku widać, że - przy przekroczeniu naprężenia uwarunkowanego przyjęciem maksymalnych wartości parametrów geotechnicznych podłoża - osuwisko powstaje po lekko zakrzywionej linii poślizgu kształtu kołowego, przechodzącej przez dolny punkt ściany. Jeżeli dolną warstwę podłoża, poniżej dna wykopu, budują luźne skały klastyczne (np. luźny piasek lub żwir), to może wówczas nastąpić wyparcie tego gruntu. Zaobserwowano, że sile działającej na nie obudowaną ścianę wykopu przeciwstawia się masa gruntu z całkowitej wysokości wykopu i wtedy, gdy wypadkowa parcia czynnego równa się zeru wysokość ta jest możliwą wysokością swobodną wynoszącą

$$h_f = h_c = \frac{4c'}{\varrho g} \, tg(45^o + \frac{\Phi'}{2}) \, .$$

Początkowo przy powstawaniu pęknięć w gruncie spoistym ta swobodna wysokość ściany wykopu zmniejsza się o pewną głębokość z, czyli otrzymujemy

$$h_f = h_c - z = h_c' .$$

Pęknięcia w gruncie spoistym mogą w etapie końcowym sięgać nawet aż do połowy wysokości wykopu. Jednak biorąc pod uwagę najliczniejsze przypadki z praktyki przyjmuje się

$$z = h_c/3 .$$

Podstawiając tę wartość do uprzednio przedstawionego równania otrzymujemy według [19]

$$h_c' = h_c - \frac{h_c}{3} = \frac{2}{3} h_c = \frac{2}{3} \frac{4c'}{\varrho g} tg(45^0 + \frac{\Phi'}{2}) . \qquad (7.4)$$

Ostatecznie możliwa maksymalna swobodna wysokość przy pęknięciach w gruncie spoistym wynosi

$$h_f = h_c' = \frac{2,67\ c'}{\varrho\ g} tg(45^0 + \frac{\Phi'}{2}) . \qquad (7.5)$$

Uwzględniając obciążenie zewnętrzne p oraz współczynnik bezpieczeństwa F oblicza się (według Ohde) możliwą swobodną wysokość ze wzoru

$$h_f = h_c' = \frac{2c'}{F\varrho g} tg(45^0 + \frac{\Phi'}{2}) - \frac{p}{\varrho g} . \qquad (7.6)$$

Wzór (7.6), wyrażający związek między spójnością efektywną, efektywnym kątem tarcia wewnętrznego, gęstością objętościową gruntu i wysokością skarpy, umożliwił opracowanie wykresu przedstawionego na rysunku 7.10.

Przykład

Dla istniejącej wysokiej 2,5 m pionowej ściany wykopu budowlanego, wykonanego w gruncie spoistym, obliczyć współczynnik bezpieczeństwa. Przyjęto następujące wartości parametrów gruntowych: $\varrho = 2,0\ t \cdot m^{-3}$, $\varrho g = 20\ kN \cdot m^{-3}$, $c' = 25\ kN \cdot m^{-2}$, $\Phi' = 20^0$.

Rozwiązanie:

Obliczenie możliwej swobodnej wysokości ze wzoru (7.5)

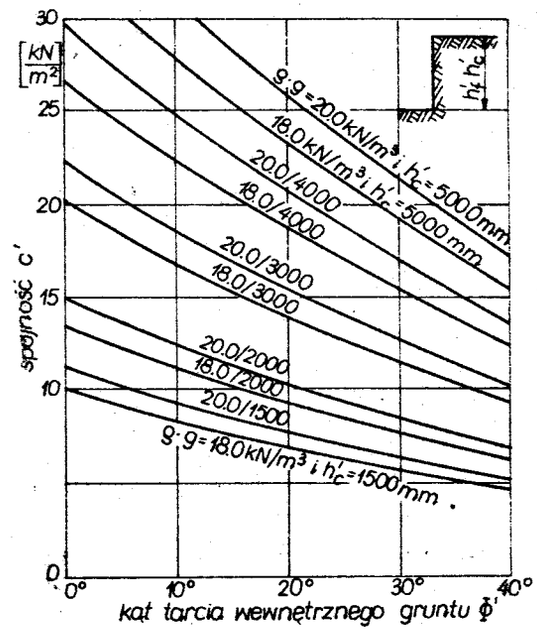
$$h_f = h_c' = \frac{2,67 \cdot 25}{20} tg(45^0 + \frac{20^0}{2}) = 4,77\ m .$$

Współczynnik bezpieczeństwa przy możliwej maksymalnej wysokości swobodnej wynosi

$$F = \frac{4,77}{2,50} = 1,91 .$$

Ze wzoru (7.6) dla obciążenia zewnętrznego p = 0 współczynnik bezpieczeństwa oblicza się następująco

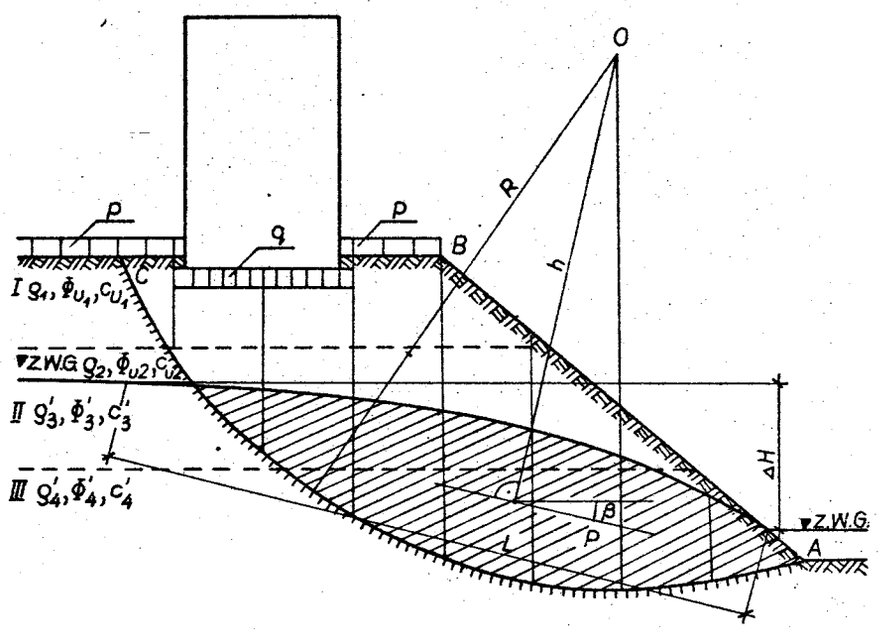
$$F = \frac{2 \cdot 25}{2,5 \cdot 20} tg(45^0 + \frac{20^0}{2}) = 1,43 .$$



Rys.7.10. Swobodna wysokość przy pionowych ścianach w chwiejnym stanie równowagi, wg wzoru (7.6)

7.6. Zbocze w gruntach niejednorodnych znajdujących się pod działaniem ciśnienia spływowego

Bryłę osuwiskową ABC (rys.7.11) dzieli się na boki o jednakowej szerokości, równej około 0,1 R (gdzie R - promień cylindrycznej powierzchni poślizgu). Obciążenie budowlą dzieli się na pełne bloki.



Rys.7.11. Zbocze z podłożem uwarstwionym pod działaniem ciśnienia spływowego

Do ciężaru gruntu w poszczególnych blokach dodaje się obciążenie przekazywane przez części fundamentów oraz obciążenie użytkowe p, działające poza fundamentem. Jeżeli w podłożu występuje woda gruntowa, będąca w ruchu skierowanym do zbocza, to również uwzględnia się jej działania. Po ustaleniu podstawy (w warunkach badań polowych) przebiegu krzywej depresji lub jej wykreśleniu w sposób przybliżony wyznacza się tę część bryły gruntu (na rys.7.11 - zakreskowanej), która znajduje się pod wpływem ciśnienia spływowego. Dla tej części bryły osuwiskowej gęstości objętościowe gruntu oblicza się uwzględniając działania wyporu wody gruntowej.

Stateczność zbocza sprawdza się w następujący sposób:

1. Oblicza się w przybliżeniu wartość siły P pochodzącej od ciśnienia spływowego

$$P = V_g \, i \, \varrho_w \, g \qquad (7.7)$$

gdzie:

V_g - objętość bryły gruntu zanurzonej w wodzie i podlegającej zsuwowi (część zakreskowana na rysunku 7.11) [m^3],

i - gradient hydrauliczny równy $i = \frac{\Delta H}{L} = \sin\beta$,

gdzie:

β - średni kąt nachylenia do poziomu linii spływu wody,

ΔH - różnica poziomów swobodnego zwierciadła wody na długości L [m].

Należy zaznaczyć, że linia działania siły P przechodzi przez środek ciężkości zakreskowanej bryły gruntu.

2. Po uwzględnieniu wymienionych sił musi być spełniony warunek obliczeniowy pierwszego stanu granicznego, który możemy zapisać w postaci:

$$R\sum Q_i \sin\alpha_i + Ph \leqslant m\,R\left[\sum(Q_i \cos\alpha_i \, \mathrm{tg}\,\Phi_i'^{(r)} + c_i'^{(r)} l_i)\right] \qquad (7.8)$$

gdzie:

Q_i - ciężar bloku gruntu wraz z odpowiednim ciężarem od fundamentu i ewentualnym obciążeniem użytkowym w granicach jednego boku [kN],

R - promień powierzchni poślizgu względem punktu obrotu O, równy ramieniowi momentu sił stycznych działających na powierzchni poślizgu [m],

m - współczynnik korekcyjny,

$c_i'^{(r)}$ - obliczeniowa efektywna spójność gruntu zalegającego na powierzchni poślizgu w granicach rozpatrywanego bloku [kPa],

$\Phi_i'^{(r)}$ - obliczeniowy efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu w granicach boku [°],

h - ramię momentu siły P względem punktu obrotu O [m].

$$Q_i = G_i + \Delta q \quad \text{lub} \quad Q_i = G_i + \Delta p ,$$

gdzie:

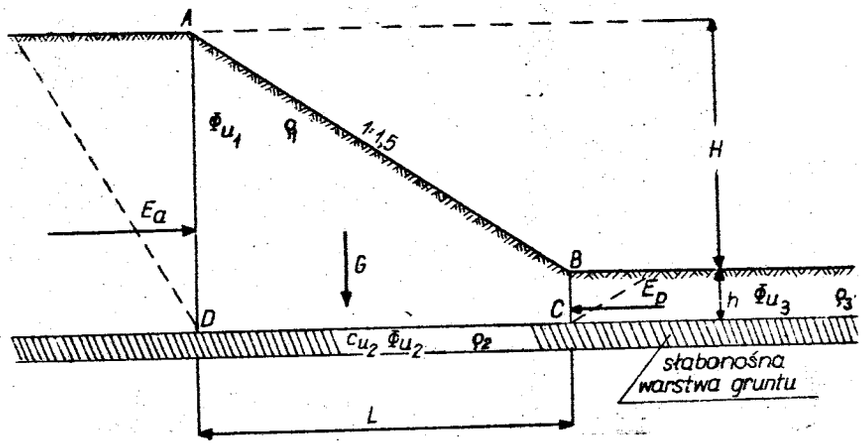
Δq - ciężar od fundamentu, zawarty w granicach jednego bloku [kN],

Δp - obciążenie użytkowe w granicach jednego bloku [kN].

7.7. Słabonośna warstwa gruntu w podłożu zbocza

Rozpatruje się bryłę gruntu ABCD (rys.7.12). Na tę bryłę działa z lewej strony parcie E_a i z prawej odpór E_p. Ponieważ w obrębie zbocza nie ma żadnego obiektu, współczynnik bezpieczeństwa przy przesunięciu poziomym sprawdza się w sposób przybliżony według wzoru

$$F = \frac{c_{u_2}^{(n)} L + G \operatorname{tg}\Phi_{u_2}^{(n)} + E_p}{E_a} . \qquad (7.9)$$



Rys.7.12. Słabonośna warstwa w podłożu zbocza

W przypadku $\Phi_{u_2}^{(n)} = 0$ otrzymuje się:

$$F = \frac{c_{u_2}^{(n)} L + E_p}{E_a} . \qquad (7.10)$$

Oznaczenia we wzorach (7.8) i (7.9):

$c_{u_2}^{(n)}$ - charakterystyczna spójność słabonośnej warstwy gruntu [kPa],

$\Phi_{u_2}^{(n)}$ - charakterystyczny kąt tarcia wewnętrznego słabonośnej warstwy gruntu [°],

L - długość rzutu poziomego zbocza [m],

F - współczynnik bezpieczeństwa,

E_p - wypadkowa odporu granicznego warstwy gruntu zalegającej u podstawy zbocza, wynosząca

$$E_p = \frac{1}{2}\varrho_3 g\, h^2 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\Phi_{u_3}^{(n)}}{2}\right) , \qquad (7.11)$$

$\Phi_{u_3}^{(n)}$ - charakterystyczny kąt tarcia wewnętrznego gruntu przy podstawie zbocza [°],

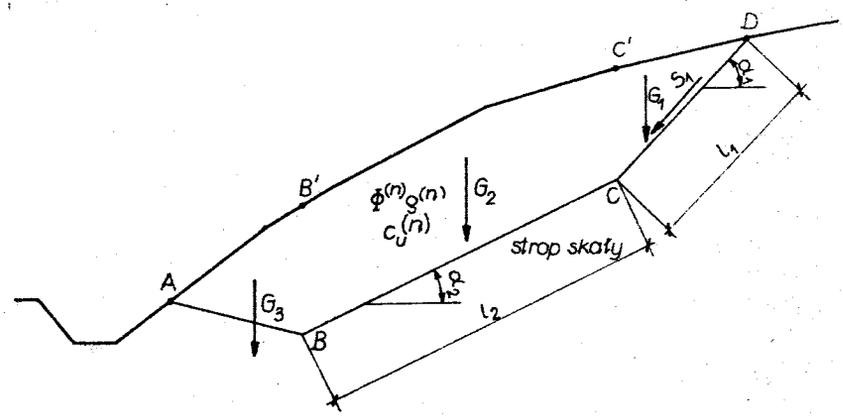
E_a - wypadkowa parcia czynnego gruntu powyżej skarpy, równa:

$$E_a = \frac{1}{2}\varrho_1 g (H + h)^2 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi_{u_1}^{(n)}}{2}\right) , \qquad (7.12)$$

$\Phi_{u_1}^{(n)}$ - charakterystyczny kąt tarcia wewnętrznego gruntu w zboczu [°].

7.8. Warstwa skalista u podnóża zbocza

Linia zbocza AB´C´D ogranicza warstwę gruntu spoistego scharakteryzowaną parametrami ϱ, Φ_u, c_u. Pod nią zalega skała, której strop wyznacza linia ABCD (rys.7.13), będąca linią poślizgu. Trzy masywy gruntu spoistego mają ciężary G_1, G_2 i G_3. Rozpatrujemy siłę parcia E_a masywu gruntu położonego wyżej na grunt leżący niżej.



Rys.7.13. Skała u podnóża zbocza

Dla masywu 1 otrzymamy:

1) Siłę dążącą do przesunięcia, jako składową styczną do linii poślizgu pochodzącą od ciężaru gruntu $S_1 = G_1 \sin\alpha_1$.
2) Siły przeciwstawiające się przesunięciu (siły oporu gruntu):
   a) od spójności gruntu $C_1 = c_u^{(n)} l_1$.
   b) od tarcia $T_1 = G_1 \cos\alpha_1 \operatorname{tg} \Phi_u^{(n)}$,
   c) siła od podparcia przez masyw gruntu leżący niżej E_{a_1}.

3) Suma rzutów wymienionych sił na płaszczyznę CD powinna być równa zeru, czyli

$$G_1 \sin\alpha_1 - c_u^{(n)} l_1 - G_1 \cos\alpha_1 \, tg\Phi_u^{(n)} - E_{a_1} = 0 ,$$

skąd

$$E_{a_1} = G_1 \sin\alpha_1 - c_u^{(n)} l_1 - G_1 \cos\alpha_1 \, tg\Phi_u^{(n)} .$$

Dla odcinka BC otrzymamy:

1) Siły dążące do przesunięcia:
   a) składowa od ciężaru gruntu G_2, styczna do linii BC $S_2 = G_2 \sin\alpha_2$,
   b) siła parcia od masywu gruntu E_{a_1} leżącego wyżej.
2) Siły przeciwstawiające się przesunięciu:
   a) od spójności $C_2 = c_u^{(n)} l_2$
   b) od tarcia $T_2 = G_2 \cos\alpha_2 \, tg\Phi_u^{(n)}$
   c) siły podparcia od niżej leżącego masywu gruntu E_{a_2}.
3) Suma rzutów sił na płaszczyznę BC

$$G_2 \sin\alpha_2 + E_{a_1} \cos(\alpha_2 - \alpha_1) - c_u^{(n)} l_2 - G_2 \cos\alpha_2 \, tg\Phi_u^{(n)} - E_{a_2} = 0,$$

skąd

$$E_{a_2} = G_2 \sin\alpha_2 + E_{a_1} \cos(\alpha_2 - \alpha_1) - c_u^{(n)} l_2 - G_2 \cos\alpha_2 \, tg\Phi_u^{(n)} .$$

Znajdujemy w ten sposób siły E_{a_1}, E_{a_2} itd. Dla najmniejszej wartości dodatniej E_a projektuje się konstrukcję podpierającą. Jeśli wartość E_a jest ujemna, tzn. że zbocze jest stateczne. Ponieważ w obrębie zbocza nie istnieje żaden obiekt, współczynnik bezpieczeństwa przy przesunięciu w podłożu gruntowym ma postać przybliżoną

$$F = \frac{c_u^{(n)} l_i + G_i \cos\alpha_i \, tg\Phi_u^{(n)}}{G_1 \sin\alpha_i + E_{a,i-1} \cos(\alpha_i - \alpha_{i-1})} . \qquad (7.13)$$

W przypadku gdy pochylenie stropu skały na rozpatrywanym odcinku jest jednakowe, siłę E_{a_i} dla dowolnego przekroju można obliczyć ze wzorów:

1) Dla gruntów jednorodnych

$$E_{a_1} = G_i \sin\alpha - G_i \cos\alpha \, tg\Phi_u^{(n)} - c_u^{(n)} l . \qquad (7.14)$$

2) Dla gruntów uwarstwionych na określonej długości

$$E_{a_i} = \sin\alpha \sum G_i - \cos\alpha \sum G_i \, tg\Phi_{u_i}^{(n)} - \sum c_{u_i}^{(n)} l_i , \qquad (7.15)$$

gdzie:

G_i - obciążenie rozpatrywanego bloku gruntu [kN],
l_i - długość płaszczyzny poślizgu warstwy i-tej, [m],
α_i - kąt nachylenia stropu skały pod i-tą warstwą, [°],
$\Phi_{u,i}^{(n)}$ - charakterystyczny kąt tarcia wewnętrznego gruntu warstwy i-tej, [°],
$c_{u,i}^{(n)}$ - charakterystyczna spójność gruntu warstwy i-tej, [kPa].

Jeśli obliczone dla E_{a_i} wartości są ujemne, to zbocze jest stateczne i współczynnik bezpieczeństwa obliczamy ze wzorów:

1) Dla gruntów jednorodnych

$$F = \frac{tg\Phi_u^{(n)} G_i \cos\alpha + c_u^{(n)} l}{G_1 \sin\alpha} \qquad (7.16)$$

2) Dla gruntów zmiennych

$$F = \frac{\cos\alpha \sum G_i \, tg\Phi_{u_i}^{(n)} + \sum c_{u_i}^{(n)} l_i}{\sin\alpha \sum G_i} \qquad (7.17)$$

F - współczynnik bezpieczeństwa.

7.9. Sposoby zabezpieczenia i stabilizacji terenów osuwiskowych

Przy **powstrzymywaniu osuwiska** trzeba wykonać następujące prace:

1. Założyć repery, linie palików itp; obserwować teren zagrożony, ustalić kierunek i wielkość przesunięć poszczególnych palików.
2. Wyznaczyć głębokość zsuwu i płaszczyzny zagrożonej zsuwem poprzez sondowanie.
3. Prawidłowo osuszyć teren stosując odpowiednio głębokie sączki, posadowione na gruncie stałym.
4. Zatrzymać mogące się ewentualnie zsunąć masy ziemi za pomocą podatnego "płotu" ze zbrojonych słupów-studni, zapuszczanych przez podkopywanie.

5. W przypadku wykonania robót ziemnych na autostradach stosuje się "grunt zbrojony". Do zbrojenia gruntu używa się metali i materiałów syntetycznych-plastyków, które powinna cechować wymagana wytrzymałość na rozciąganie i odporność na korozję.

Z praktycznego punktu widzenia chodzi o to, aby zapewnić przyczepność "zbrojenia" do gruntu oraz określić stany naprężeń, jakie pojawią się w gruncie i zbrojeniu. Ponadto wytworzyć otulinę, element który zapewni stałą odległość między wkładkami "zbrojenia" i który powstrzyma ewentualne wysuwanie się od czoła drobnych ziarn.

Wśród znanych sposobów **zapobiegania osuwiskom** można wymienić następujące:

1. W pierwszej kolejności uregulować odprowadzenie wód powierzchnio i gruntowych a następnie zastosować inne rozwiązania zabezpieczające, jak: studnie, oczepy, rygle itp.
2. Zabezpieczyć teren przed osuwiskiem poprzez staranne odwodnienie za pomocą systemu głębokich sączków. Wodę z sączków przeprowadza się do rowu głównego. Ponieważ sączki z reguły mają znaczne spadki, zaleca się dla ich złagodzenia w rowach wykonać szereg betonowych kaskad.
3. Wykonać potrzebne przepusty posadowione na studniach zbrojonych i wypełnionych betonem; w przypadkach koniecznych zakotwić je w podłożu.
4. Wykonać głębokie studnie z kręgów, zbrojone i wypełnione betonem, rozmieszczając je wzdłuż osuwiska.

Skarpy umacnia się zazwyczaj za pomocą roślinności. W celu powstrzymania zsuwu i wzmocnienia stałości skarpy (lub nie naruszonego, ale osłabionego przez wykop nie zakrzewionego stoku) należy na niej posiać trawy i posadzić krzewy o szerokim i głębokim zakorzenieniu. Rośliny osuszają stoki i wzmacniają warstwę, która może się zsunąć przez siatkę z korzeni. Kolejność umacniania skarpy jest następująca: siejemy najpierw trawy, kolejno sadzimy krzewy a później dopiero drzewa liściaste, mające głębokie korzenie. Trawa zmniejsza zawilgocenie na głębokości 2,5 m, a krzewy na głębokości 3 metrów.

Należy uznać za wskazane stosowanie również ścian oporowych do umocnienia skarp. Ściany te są stosunkowo niskie, a niestabilny stok, choć nawet płaski i długi, zostaje zabezpieczony przed ruchem i przed przemarzaniem podstawy. Jeśli nie ma możliwości innego zabezpieczenia skarpy wykopu, można wykonać ścianę wysoką i szeroką, która przejmie parcie całego odłamu. W ścianie oporowej wykonuje się otwory poprzez wbudowanie sączków ceramicznych, które mogą doprowadzać wodę np. spod konstrukcji jezdni drogowej.

W praktyce stosowane są następujące sposoby **powstrzymania zsuwu:**

1. Przede wszystkim następuje to przez dobre osuszenie całości zagrożonego terenu. Osuszenia można dokonać zapewniając spływ wód powierzchniowych, tj. zatrzymując infiltrację wody z powierzchni w głąb podłoża. Odwodnienie może nastąpić, gdy zastosujemy głębokie sączki zamknięte od dołu i od góry, a otwarte po bokach. W tym przypadku praca sączka odbywa się na zasadzie filtru odwrotnego. Sączki układa się na szczelnie wykonanym dnie, nadając betonowemu dnu kształt koryta. Wówczas spływająca do sączka woda nie rozmywa gruntu, nie podmywa dna i nie mogąc wsiąkać głębiej nie powoduje niżej drugiej płaszczyzny zsuwu. Ukształtowanie powierzchni górnej sączka powinno być takie, aby uniemożliwiony był dopływ wody przesiąkającej bezpośrednio z powierzchni. Sączki mają zbierać wodę wgłębną z otoczenia i z głębi gruntu. Kierunek prowadzenia sączków wynika z ustalonego przez pomiar kierunku zsuwu.
2. Jako dodatkowe zabezpieczenie wykonuje się "pale" ("płot podatny") z kręgów betonowych, które powinny być na jedną trzecią całej wysokości zagłębione w warstwie gruntu stałego. Kręgi betonowe zbroi się, wypełnia betonem o spoiwie z cementu szybkosprawnego i głowice "pali" łączy płytą żelbetową, która tworzy rodzaj ściany oporowej.

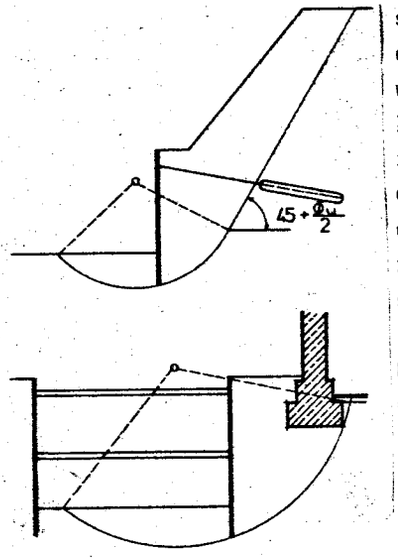
Ustalenie w czasie ruchu osuwiska płaszczyzny zsuwu może być dokonane przez wywiercenie otworów lub wbicie rury zakończonej końcówką stożkową. Po wykonaniu otworu i pozostawieniu końcówki wsuwa się rurkę plastykową o średnicy 20 mm, tak długo, aby można ją było wsunąć poniżej przypuszczalnej powierzchni zsuwu. Po przesunięciu się osuwiska, tj. po 1 lub 2 dobach, opuszcza się w tę rurkę pion na sznurku. Osiągnięta przez pion głębokość wyznacza, po dokonaniu pomiarów w kilku punktach, położenia linii zsuwu.

Do stabilizacji terenów osuwiskowych wyzyskuje się zjawisko elektroosmozy, omówione szerzej w rozdziale 1. Stosowane ono może być w gruntach spoistych. Zakres praktycznych zastosowań elektroosmozy jest następujący:

1. Osuszanie jęzorów osuwiskowych.
2. Osuszanie miejsc zakładania głębokich sączków na osuwiskach lub w terenie płaskim. Osuszony grunt zwiększa swą wytrzymałość w takim stopniu, że głębienie wykopu może odbywać się pod osłoną lekkich rozparć.
3. Osuszanie miejsc głębienia szybików wykonanych na terenie osuwiska w celu rozpoznania układu warstw gruntowych i ustalenia linii poślizgu.
4. Osuszanie podłoża gruntowego pod nasypy w celu przyspieszenia jego konsolidacji.

5. Osuszanie gruntów w wykopach przewilgoconych, z których grunt ma być użyty do budowy nasypów drogowych; osuszanie terenu z przewilgoconymi gruntami, na którym zaprojektowano głębokie wykopy.
6. Osuszanie nasypów, do których użyto przewilgoconych gruntów spoistych. W tym przypadku katody rurowe wprowadza się od strony skarpy z pochyleniem zapewniającym samowypływ wody na zewnątrz.

Przy wszystkich sztucznie wykonanych dużych uskokach terenu i zboczach, które w skałach klastycznych (luźnych piaskach i żwirach) mogą być narażone na utratę stanu równowagi naturalnej, powstaje niebezpieczeństwo tworzenia się powierzchni poślizgu. Proces ten nazywa się wypieraniem gruntu. Jego występowanie pojawia się zawsze wtedy, gdy oprócz istnienia naprężonego obszaru zbudowanego z luźnych skał klastycznych będą działać dodatkowe naprężenia pochodzące od dużych obciążeń lub od wykopu w sąsiadującym obszarze. Szczególnie narażone na niebezpieczeństwo są wykopy budowlane przed wysokimi zboczami lub głębokie wykopy, obok których ściany budowli przenoszą duże obciążenia (rys.7.14). W konsekwencji tworzą się osłabienia struktury gruntu w przypadku zalegania w wykopie budowlanym warstw gruntu o małej wytrzymałości. Rysunek 7.14 ilustruje dwa przykłady z płaszczyznami poślizgu. Współczynnik bezpieczeństwa przeciw wypieraniu terenu można obliczyć według metod jak przy sprawdzaniu stateczności zboczy. Wynik miarodajny przyjmuje się dla płaszczyzny poślizgu, która daje mniejszą wartość współczynnika bezpieczeństwa dla oddzielającej się masy gruntu. Wartość tę znajduje się poprzez próby. Obliczeniowy współczynnik bezpieczeństwa przeciw wypieraniu terenu powinien być nie mniejszy niż 1,3.



Rys.7.14. Wypieranie terenu; możliwe powierzchnie poślizgu

8. PRZEMARZANIE GRUNTÓW

8.1. Zjawiska w strefie przemarzania gruntów

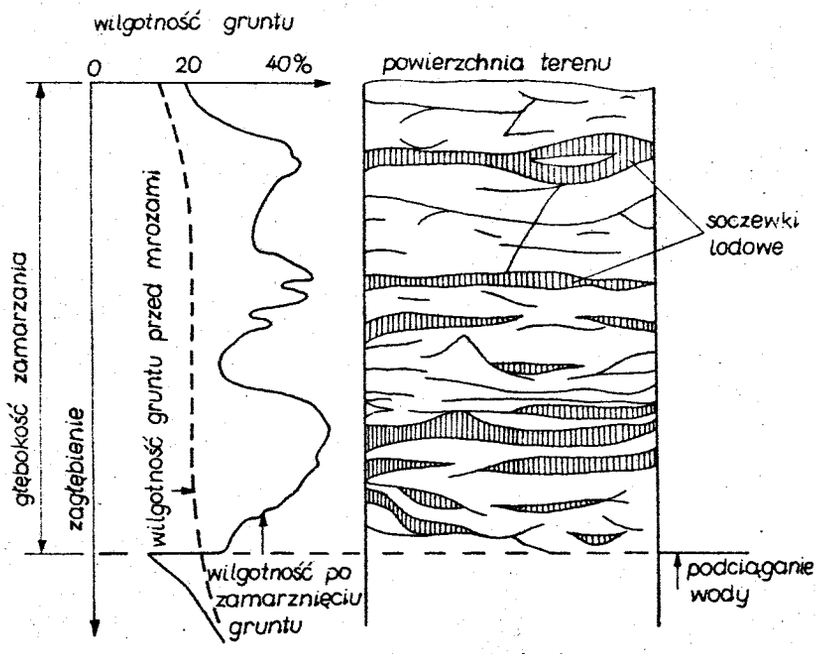
Temperatura wierzchniej warstwy gruntu zależy od zewnętrznej temperatury powietrza. Jeśli temperatura powietrza waha się poniżej $0^{o}C$, to jej działanie powoduje przemarzanie gruntu. Głębokość przemarzania jest tym większa, im dłużej utrzymuje się mróz. Po dłuższym trwaniu temperatury zewnętrznej poniżej $0^{o}C$ linia przemarzania gruntu przesuwa się ku dołowi. W warstwie między granicą przemarzania gruntu a powierzchnią gruntu tworzą się soczewki lodowe. Wskutek podciągania wody do góry soczewki te rosną w dół od powierzchni terenu. Nowe soczewki lodowe w sposób naturalny podwyższają średnią wilgotność po zamarznięciu gruntu (rys.8.1). Poniżej strefy zamarzania obserwuje się zmniejszenie wilgotności gruntu. Ciepło krystalizacji wraz z ciepłem płynącym z dołu w górę z niezamarzniętego gruntu hamuje przesuwanie się granicy przemarzania w dół, rosnące natomiast soczewki lodu rozsadzają grunt. Między powstałymi soczewkami lodowymi znajdują się zakrzywione warstewki gruntu prawie podsuszonego. Grubość soczewki lodowej w glinie bywa dość znaczna (wielkości 1,0 cm), natomiast w pyle piaszczystym i pyle - niewielka (od 1 do 2 mm). Rozpatrzymy dwa przypadki, w których tworzą się soczewki lodowe.

W pierwszym podłoże w strefie przemarzania jest mało wilgotne i poziom wody włoskowatej nie dochodzi do linii przemarzania; nie obserwuje się również w tym przypadku powstawania wysadzin górnej powierzchni terenu.

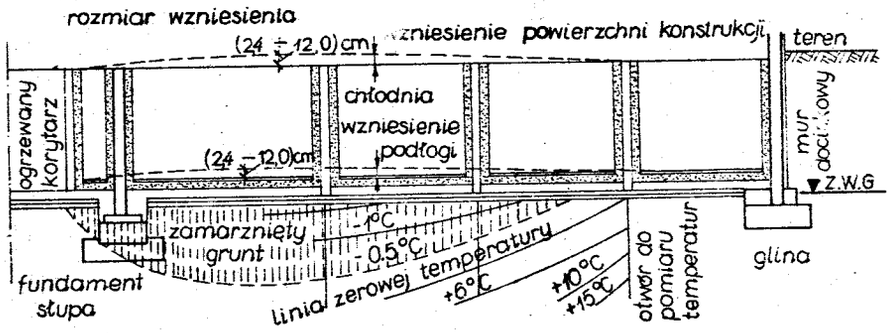
W drugim poziom wody włoskowatej znajduje się w strefie przemarzania. Soczewki lodowe układają się zazwyczaj równolegle do górnej powierzchni terenu i ich grubość wzrasta w kierunku możliwego oporu; poza tym powstaje wysadzina na powierzchni terenu.

Jeśli w wierzchniej warstwie gruntu występuje woda, to przy zamarznięciu zwiększa ona swoją objętość około 9%. Przemarzanie gruntu pod fundamentami

budowli może niejednokrotnie spowodować powstawanie wysadzin i wypieranie go do góry, przy czym jest ono czasami nierównomierne. Skutki wpływu przemarzania gruntu pod posadzką chłodni pokazano na rysunku 8.2.



Rys.8.1. Zmiana wilgotności gruntu w strefie przemarzania



Rys.8.2. Przebieg izoterm w podłożu i wzniesienia podłogi w pomieszczeniu chłodni i konstrukcji budowli

W tym przypadku powstające w podłożu gruntowym niebezpieczne soczewki lodowe wpływają na stan zamrożenia związany z okresową zmianą procesu zamarzania i topnienia. Przy niedostatecznej izolacji strefy posadowienia utrzymuje się izoterma $0^{o}C$ na pewnej głębokości pod strefą posadowienia, powstałą wskutek działania temperatury z chłodni (przy temperaturze w chłodni $-20^{o}C$ może ona osiągnąć głębokość nawet 10 do 15 m). Utworzone wysadziny mogą być nie tylko szkodliwe dla podłoża, lecz także dla konstrukcji nośnej. Szkód tego rodzaju unika się pozostawiając prześwit między dolną kondygnacją chłodni a gruntem, albo podgrzewając grunt wodą obiegową lub prądem elektrycznym. Często jednak bez prób nie da się rozwiązać trudnych problemów niskich temperatur istniejących w chłodniach. Po pewnym czasie eksploatowania chłodni mogą powstać nieoczekiwane szkody.

Grunty niespoiste nie zawierające frakcji pyłowej i iłowej nie tworzą przy przemarzaniu wysadzin nawet w stanie nasyconym wodą. W gruntach gliniastych i pylastych o dużej wodoprzepuszczalności łatwo tworzy się znaczna ilość dużych soczewek lodowych, które powodują zjawisko powstawania wysadzin. Wysadziny w gruntach gliniastych i pylastych osiągają wielkość 15 - 20 cm, a w miejscach szczególnie groźnych (np. na drogach) miewają 30 - 40 cm. W czasie odwilży powstają w tych przypadkach niebezpieczne rozrzedzenia gruntu powodujące tzw. przełomy, czyli łamanie nawierzchni drogowej, i znaczne wypływy wody na jezdni.

Jeśli nie znany jest rodzaj gruntów, to głębokość ich przemarzania dla celów fundamentowania przyjmuje się w Polsce poniżej 0,8 - 1,4 m od poziomu powierzchni projektowanego terenu, w zależności od położenia danej miejscowości. Jeśli rodzaj gruntów jest znany, to głębokość posadowienia budynków niepodpiwniczonych można zmniejszyć. Zmniejszenie tej głębokości w stosunku do poziomu terenu projektowanego może mieć miejsce, jeśli w poziomie posadowienia i głębiej zalegają skały lite oraz grunty mineralne zawierające cząstki mniejsze od 0,02 mm, w ilości nie większej niż 10% (w stosunku do uziarnienia poniżej 2 mm).

8.2. Przegląd kryteriów gruntów wysadzinowych

Kryteria wysadzinowości gruntów wiążą właściwości fizyczne gruntów ze zjawiskiem tworzenia się wysadzin w gruncie. Spośród wielu kryteriów najbardziej znane są następujące:

1. Kryterium A.Casagrande´a, opracowane w 1934 roku, zalicza do wysadzinowych grunty różnoziarniste (nierównoziarniste), które zawierają więcej niż 3% cząstek mniejszych od 0,02 mm. W gruntach równoziarnistych (U<5) dostrzegalne wysadziny występują dopiero wówczas, gdy zawierają one ponad 10% cząstek mniejszych od 0,02 mm.

Kryterium to ma kilka wad, a mianowicie:

a) do oznaczenia zawartości ziarn mniejszych, od 0,05 do 0,02 mm, trzeba stosować dość kłopotliwą analizę areometryczną,

b) kryterium pomija zawartość ziarn od 0,05 do 0,2 mm, które mają duży wpływ na wysadzinowość gruntu,

c) kryterium nie rozróżnia w gruntach spoistych różnego stopnia niebezpieczeństw wysadzin.

2. Kryterium A.Duckera potwierdza w zasadzie słuszność kryterium Casagrande´a. Ducker stwierdził jednak, że np. 25% frakcji 0,05 - 0,02 mm powoduje podobne efekty kapilarne i adsorpcyjne jak zawartość od 3 do 10% frakcji mniejsznych od 0,02 mm. Stwierdzenie Duckera uzupełnia kryterium Casagrande´a następująco: grunt nierównoziarnisty jest wysadzinowy, jeśli zawiera więcej niż 3% cząstek mniejszych od 0,02 mm, bądź też jeśli zamiast każdego procentu tej frakcji zawiera po 8% frakcji 0,05 - 0,02 mm.

3. Kryterium G.Beskowa. Zostało ono opracowane w 1935 roku i uwzględnia oprócz uziarnienia gruntów również i wysokość kapilarnego podciągania. Dla warunków szwedzkich Beskow podaje ocenę wysadzinowości gruntów zestawioną w tabeli 8.1. Kryterium Beskowa dotyczy opiniowania wysadzinowości gruntów zwałowych (morenowych).

4. Kryterium K.Keila. Uwzględnia ono uziarnienie gruntu oraz warunki geologiczno-chemiczne i reakcje fizyczne zachodzące między gruntem a wodą gruntową. Kryterium Keila określa jako wysadzinowe grunty:

a) objęte kryterium A.Casagrande´a,

b) objęte kryterium uzupełnionym przez A.Duckera łącznie z gruntami pochodzenia wulkanicznego,

c) skały osadowe przeobrażone przez nacisk geologiczny, lecz nie przekrystalizowane i nietrwałe w wodzie, jak łupki, iłołupki, margle itp.

Stopień niebezpieczeństwa wysadzinowego zależy według Keila od przebiegu zmian temperatury w czasie zimy i od możliwości dopływu wody do strefy przemarzania.

Tabela 8.1.

Klasyfikacja gruntów wysadzinowych

Wysadzinowość gruntu	Niejednorodność uziarnienia	Średnice ziarn [mm]	Przechodzi przez sito [%]		Wysokość kapilarnego podciągania [m]
			0,062 [mm]	0,125 [mm]	
Niewysadzinowe	równoziarniste	>0,10	<30	<55	<1
	różnoziarniste	>0,10	<15	<22	
Wysadzinowe tylko w niekorzystnych warunkach (wysoki poziom wody gruntowej, powolne zamarzanie)	równoziarniste	0,1-0,07	30 - 50	-	1 - 1,75
	różnoziarniste	0,1-0,07	15 - 25	22 - 36	
	równoziarniste	0,08-0,05	30 - 50	-	1,25 - 2,5
	różnoziarniste	0,08-0,05	15 - 25	22 - 36	
Wysadzinowe przy głębokości wody gruntowej (1,0-1,5) m (moreny)	równoziarniste	>0,05	>50	-	2 - 20
	różnoziarniste	-	>25	>36	

5. Kryterium radzieckie. Teoria tworzenia się wysadzin oparta jest na migracji wody błonkowej. Podział gruntów ze względu na wysadzinowość przedstawia tabela 8.2. Na wysadzinowość gruntów wpływają następujące czynniki:

- skład mineralogiczny frakcji iłowej (4 - 8),
- skład kationów wymiennych (4 - 5),
- skład granulometryczny gruntu (1,5 - 2),
- charakter struktury gruntu (1,4 - 2),
- zagęszczenie (2,5 - 5),
- wilgotność (3 - 6),
- szybkość zamarzania (2 - 4),
- ciśnienie hydrostatyczne wody (3 - 4),
- obciążenie gruntu (może nie dopuścić do wysadzin).

W nawiasach podano wartość współczynnika wpływu. Na przykład (4 - 8) oznacza, że zależnie od składu mineralogicznego wysadziny mogą się różnić czterokrotnie lub ośmiokrotnie. Podana w tabeli 8.2 wysadzinowość gruntu w procentach określa się stosunkiem wzrostu wysokości próbek gruntu zamarzniętego do pierwotnej ich wysokości.

Tabela 8.2.

Wysadzinowość gruntów według kryteriów radzieckich

Rodzaj gruntu	Zawilgocenie terenu	Wysadziny [%]	Wysadzinowość
Piaski grube i średnie (cząstek mniejszych od 0,05 mm mniej niż 2%)	duże	<1	niewysadzinowy
Piaski grube i średnie (cząstek mniejszych od 0,05 mm mniej niż 15%, piaski drobne cząstek mniejszych niż 0,05 mm mniej niż 2%	małe		
Piaski grube i średnie (cząstek mniejszych od 0,05 mm mniej niż 15%), piaski drobne (cząstek mniejszych 0,05 mm mniej niż 2%)	duże	1 - 2	bardzo lekko wysadzinowy
Piaski drobne (cząstek mniejszych niż 0,05 mm mniej niż 15%), piaski gliniaste	małe		
Piaski drobne (cząstek mniejszych niż 0,05 mm mniej niż 15%), piaski gliniaste	duże	2 - 4	lekko wysadzinowy
Piaski pylaste, piaski gliniaste, gliny, iły	małe		
Piasek gliniasty, gliny piaszczyste, gliny, iły	duże	4 - 7	wysadzinowy
Gliny pylaste, gliny piaszczyste, pyły	małe		
Piaski pylaste, pyły piaszczyste, gliny pylaste zwięzłe, iły pylaste	duże	7 - 10	bardzo wysadzinowy
Gliny pylaste, pyły	duże	>10	silnie wysadzinowy

6. Kryterium prof.Z.Wiłuna i innych. Kryterium to opublikowane w 1965 roku uwzględnia trzy potencjalne czynniki mające wpływ na powstawanie wysadzin i przełomów a mianowicie: warunki hydrologiczne, wysadzinowość gruntu podłoża nawierzchni drogowej i warunki mrozowe. Autorzy zastosowali uogólnione kryterium w postaci wskaźnika wysadzinowości, który można wyznaczyć ze wzoru

$$W_w = S_h \, S_g \, S_m \qquad (8.1)$$

gdzie:

S_h - współczynnik charakteryzujący warunki hydrologiczne,

S_g - współczynnik charakteryzujący wysadzinowość gruntu podłoża nawierzchni drogowej,

S_m - współczynnik charakteryzujący warunki mrozowe.

Wartości współczynnika S_m są uzależnione od strefy zamarzania.

Tabela 8.3.

Wartości współczynników S_m

Numer strefy zamarzania	Głębokość przemarzania gruntów; według rysunku 1 normy PN-81/B-03020 h_z [m]	S_m
I	0,8	1,0
II	1,0	1,1
III	1,2	1,2

Wartości współczynnika S_h zaleca się przyjąć z tabeli 8.4, natomiast S_g - z tabeli 8.5.Klasyfikację warunków wysadzinowości podano w tabeli 8.6.

Tabela 8.4.

Wartości współczynnika S_h

Typ warunków hydrologicznych	Rodzaj nawierzchni		
	a	b	c
H - I	2,5	3,0	4,0
H - II	2,0	2,4	3,0
H - III	1,0	1,2	1,5
Warunki hydrologiczne			
H - I	Poziom wody gruntowej ponad granicą przemarzania lub stan powierzchniowego odwodnienia (rowy itp.) nie zapewnia należytego odpływu wód		
H - II	Zwierciadło wody gruntowej poniżej granicy zamarzania, lecz na głębokości mniejszej niż $h_w = h_z + H_{kh}$ Grupa gruntów A H_{kh} = 0,5 m Grupa gruntów B i C-I H_{kh} = 1,0 m Grupa gruntów C-II H_{kh} = 0,5 m		

cd. tabeli 8.4.

H - III	Poziom wody gruntowej na głębokości większej niż h_w
Rodzaj nawierzchni	
Grupa a	Nawierzchnie szczelne (betonowe lub bitumiczne) oraz nawierzchnie z podbudową stabilizowaną cementem
Grupa b	Nawierzchnie średnio przepuszczalne (tłuczniowe, żwirowe), z warstwą filtracyjną i sączkami poprzecznymi
Grupa c	Nawierzchnie grupy b bez warstwy filtracyjnej lub gruntowe wykonane z mieszanek optymalnych.

Tabela 8.5.

Wartości współczynnika S_g

Grupy gruntów	Rodzaje nawierzchni	
	sztywne	podatne
A	1,0	
B	1,5	2,5
C - I	5,0	
C - II	2,5	
Podział gruntów pod względem ich wysadzinowości		
Grupa A	Grunty niewysadzinowe, zawierające $<3\%$ cząstek $d<0{,}02$ mm	
Grupa B	Grunty wątpliwe, wysadzinowe jedynie w niekorzystnych warunkach: zawierają 3-10% cząstek $d<0{,}02$ mm oraz wykazują kapilarność bierną $H_{kb}>1{,}3$ m	
Grupa C-I	Grunty wysadzinowe, które zawierają $>10\%$ cząstek $d<0{,}02$ mm oraz wykazują $H_{kb}>1{,}3$ m	
Grupa C-II	Grunty wysadzinowe jedynie w szczególnie korzystnych warunkach: zawierają $>30\%$ cząstek frakcji iłowej $d<0{,}002$ mm	

Tabela 8.6.

Klasyfikacja warunków wysadzinowych

Klasa	Możliwość występowania wysadzin
$1 \leqslant W_w < 5$	nie występują
$5 \leqslant W_w < 15$	tym większe niebezpieczeństwo wysadzin, im wyższy jest W_w
$15 \leqslant W_w < 15$	duże niebezpieczeństwo wysadzin

Określenie wskaźnika wysadzinowości może mieć zastosowanie dla dróg i ulic na terenach zabudowy przemysłowej, w osiedlach i miastach.

8.3. Polowe sposoby określania gruntów wysadzinowych

Na podstawie kryteriów ustalonych w drodze badań można dokonać określenia wysadzinowości gruntów w sposób prosty i szybki w warunkach polowych.

Jeden z tych sposobów, opracowany przez S.Rollę, opiera się na oznaczeniu zawartości cząstek mniejszych niż 0,075 mm, na kapilarności biernej i na oznaczeniu wskaźnika plastyczności. Kryterium wysadzinowości oparte na tych trzech łatwych badaniach, wykonanych w warunkach polowych, ma treść następującą:

a) grunty niewysadzinowe są to grunty zawierające mniej niż 15% cząstek mniejszych od 0,075 mm,
b) grunty wątpliwe są to grunty zawierające od 15 do 30% cząstek mniejszych od 0,075 mm i kapilarność bierną mniejszą niż 1,0 m,
c) grunty mało wysadzinowe są to grunty o wskaźniku plastyczności większym od 20 (zwięzło spoiste i bardzo spoiste), które podczas wałeczkowania gruntu o zachowaniu naturalnej wilgotności dają wałeczek z połyskiem już na początku lub tylko przy końcu wałeczkowania,
d) grunty wysadzinowe są to grunty zawierające ponad 30% cząstek mniejszych od 0,075 mm, których wskaźnik plastyczności jest mniejszy od 30 (pyły i gliny).

W tabeli 8.7 są uwidocznione sposoby rozpoznawania gruntów wysadzinowych w terenie według kryterium A.Duckera i K.Keila.

Tabela 8.7.

Polowe sposoby rozpoznawania gruntów wysadzinowych

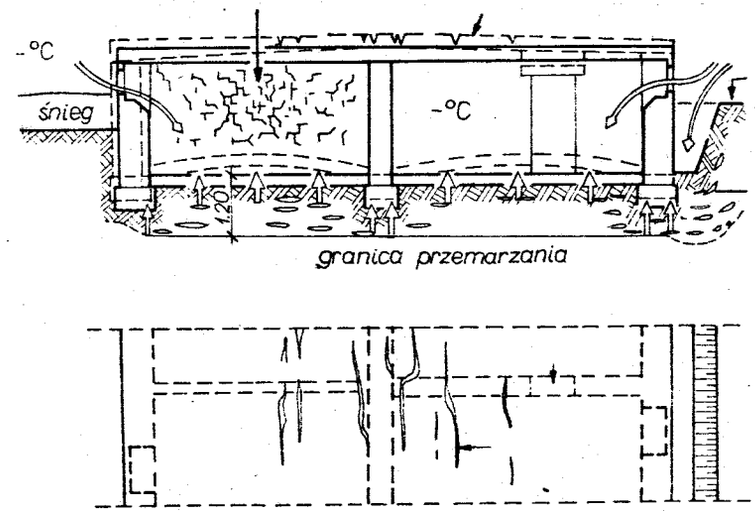
Cechy gruntu		Rodzaje prób i zachowanie się gruntu				
Wysadzinowość	Uziarnienie	Podnoszenie i opuszczanie	Ściskanie	Wałeczkowanie	Potrząsanie	Rysowanie
Niewysadzinowy	Ziarna łatwo widoczne	Kulka gruntu podniesiona w palcach lub opuszczona z wysokości kilku cm rozpada się na pojedyncze ziarna	Kulka gruntu rozpada się przy najlżejszym nacisku	Kulka rozpada się natychmiast	Woda występuje na powierzchni próbki, ale znika przy nacisku	Nie można zarysować próbki, bo rozpada się
Wysadzinowy w niekorzystnych warunkach	Pojedynczych ziarn nie odróżnia się gołym okiem	Bryłka gruntu pozwala się podnieść, przy opuszczaniu pozostaje w całości lub rozpada się na małe bryłki	Kulka gruntu nie pozwala się zgnieść w ogóle albo z wielkim trudem	Próbka gruntu pozwala się łatwo uwałeczkować w sznur	Woda nie występuje na powierzchnię próbki	Powstaje gładka rysa trochę pylasta; w stanie wilgotnym błyszcząca
Wysadzinowy	Jak wyżej	Jak wyżej	Bryłka gruntu pozwala się łatwo zgnieść w palcach	Wałeczek natychmiast rozpada się	Powierzchnia próbki błyszczy od wody; przy nacisku palcem woda znika i powierzchnia próbki staje się matowa	Rysa bardzo pylasta; w stanie wilgotnym matowa

Cechy gruntów określa się poprzez doraźne próby, które wykonuje się następująco:

a) uziarnienie gruntu ustala się krusząc w palcach bryłkę suchego gruntu i rozcierając cząstki na kartce czarnego papieru,
b) formuje się z gruntu kulkę wielkości orzecha laskowego, a następnie podnosi ją w palcach na wysokość kilku centymetrów i opuszcza na powierzchnię twardą,
c) ściska się w palcach próbkę wysuszonego gruntu,
d) wałeczkuje się próbkę gruntu wilgotnego na dłoni jednej ręki nasadą dłoni drugiej ręki,
e) potrząsa się na dłoni otwartej próbkę gruntu wilgotnego; jeśli na powierzchni próbki zalśni woda występująca, to naciska się palcem próbkę i obserwuje zmianę wyglądu powierzchni próbki,
f) rysuje się próbkę gruntu suchego ostrzem noża lub paznokciem; badanie to powtarza się na próbce wilgotnej.

8.4. Zabezpieczenie budowli przed wysadzinami

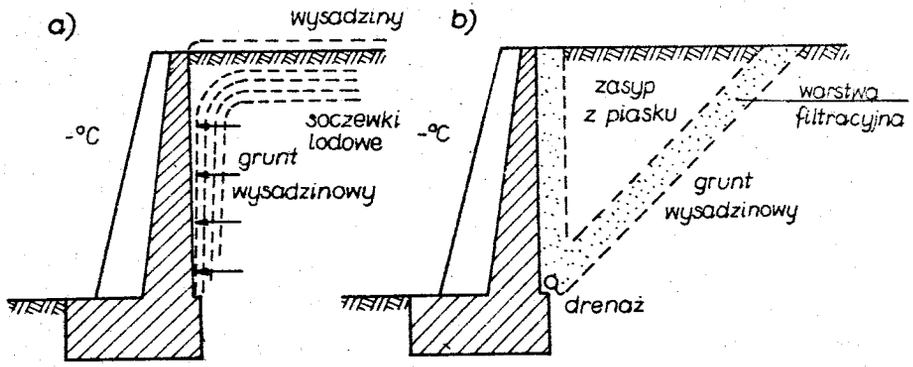
W punkcie 8.1 zostały podane przyczyny powstawania wysadzin. Z dotychczasowych badań wynika, że w gruntach iłowych wysadziny powstają przy obciążeniu do 1,5 MPa.



Rys.8.3. Pęknięcia i szczeliny w elementach nie ukończonego budynku powstałe wskutek przemarznięcia gruntu wysadzinowego

W pyłach i piaskach gliniastych mogą się one tworzyć już przy obciążeniu do 0,2 MPa. Skutkiem wysadzin powstałych pod płytko posadowionymi fundamentami są pęknięcia i szczeliny w elementach budowli (rys.8.3).

Gdy za ścianą oporową znajdzie się grunt spoisty, a będzie to grunt wysadzinowy, a gdy przemarzanie sięga poza ścianę, to mogą powstać zjawiska wysadzinowe. Takim zjawiskom towarzyszy znaczne zwiększenie wartości parcia gruntu, na którą ściana oporowa nie została obliczona. Zwiększone parcie powoduje przechył lub spękanie ściany (rys.8.4).



Rys.8.4. Wysadziny za ścianą oporową: a) parcie wysadzin na ścianę, b) zabezpieczenie przed wysadzinami

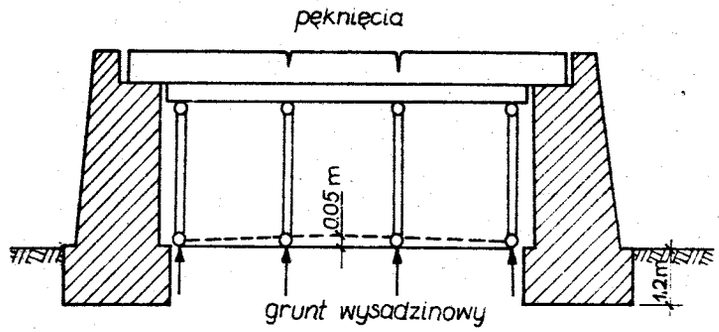
Na rysunku 8.2 pokazano uszkodzenia elementów konstrukcyjnych budynku chłodni, pod którego posadzką przemarzł grunt. W tym przypadku trzeba także stwierdzić, że skutki wpływu przemarzania gruntu pod posadzką chłodni pogarszają się z upływem czasu.

Niejednokrotnie roboty budowlane obiektów przedłużają się na okres zimowy, a obiekty te nie są właściwie zabezpieczone przed szkodliwym działaniem mrozu. W takich przypadkach rusztowania oparte na gruncie wysadzinowym podnoszą się do góry i mogą w okresie mrozów powodować szkody w świeżo zabetonowanych konstrukcjach (rys.8.5).

Zabezpieczenie budowli posadowionych na gruntach wysadzinowych

1. Fundamenty budowli posadowionych na gruntach wysadzinowych o $I_L > 0,1$ zagłębia się poniżej granicy przemarzania. Umowna głębokość przemarzania dla danej części kraju została ustalona normą PN-81/B-03020 (rys.1) tylko dla celów fundamentowania. Dla gruntów spoistych twardoplastycznych o $I_L < 0,1$ oraz półzwartych i zwartych wystarczy zagłębienie około 0,5 m poniżej powierzchni terenu, jeśli podłoże jest dobrze zabezpieczone przed zawilgoceniem.

2. Zakłada się podstawy przewodów podziemnych (wodociągowych i kanalizacyjnych) na głębokości większej o co najmniej 1/3 głębokości umownej przemarzania gruntów.
3. W budynkach chłodni, pod podłogą komory mroźnej, zakłada się dobrą izolację termiczną; najbardziej skuteczną izolacją jest pozostawienie pod podłogą wolnej przestrzeni.
4. Materiał zasypowy, który ma się znaleźć za ścianami oporowymi powinien pochodzić z gruntów mineralnych rodzimych, niespoistych, o dobrych właściwościach drenujących, nieagresywnych lub o słabym stopniu agresywności.
5. Do głębokości podanej w punktach 1 i 2 grunt wysadzinowy powinien być wymieniony i powinno się zastosować "poduszki" z zagęszczonego mechanicznie piasku lub żwiru; wskaźnik zagęszczenia musi być kontrolowany.
6. Podłoże wysadzinowe pod rusztowaniami i pod płytko posadowionymi fundamentami zabezpiecza się przed przemarzaniem matami, cieplakami itp.



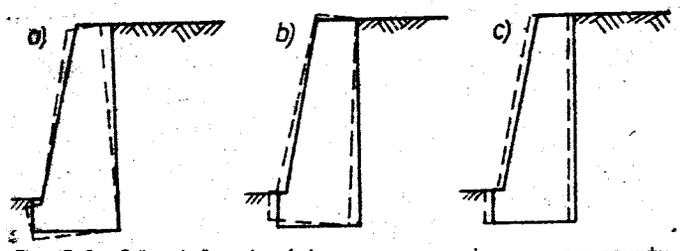
Rys.8.5. Wysadziny gruntu pod rusztowaniem płyty

9. PARCIE GRUNTU NA ŚCIANY OPOROWE I WYMAGANIA KONSTRUKCYJNE DOTYCZĄCE TYCH ŚCIAN

9.1. Parcia gruntu i ich określenia

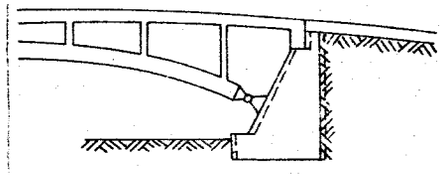
Parcie gruntu uwzględnia się przy projektowaniu ścian oporowych z naziomem poziomym i pochyłym, żelbetowych ścian oporowych kątowych, ścian oporowych ze wspornikami lub zabezpieczeniem ścianką szczelną, tuneli, ścian piwnicznych budynku nie rozpartych jeszcze stropami, ścian konstrukcji monolitycznej, śluz, ścianek szczelnych, fundamentów konstrukcji łukowej, zabezpieczeń ścian wykopów oraz fundamentów w stanie równowagi granicznej podłoża. Mogą być trzy rodzaje działania parcia gruntu a mianowicie: parcie spoczynkowe, zwane parciem geostatycznym, parcie czynne i parcie bierne, zwane także odporem granicznym. Wielkość parcia zależna jest między innymi od zmiany wysokości w uskoku naziomu i sztywności ściany. Omawiany temat dotyczy parcia gruntu dla przypadków ściany idealnie sztywnej. Nie rozpatruje się tu zagadnienia wyznaczania parcia gruntu na ściany wiotkie, jakimi są ścianki szczelne lub prowizoryczne urządzenia zabezpieczające ścian wykopów.

Parcie czynne gruntu pojawia się, gdy ściana oporowa ulegnie nieznacznemu odchyleniu (rys.9.1a,b) lub odsunięciu (rys.9.1c) w kierunku od naziomu górnego.



Rys.9.1. Odkształcenia ściany przy parciu czynnym gruntu

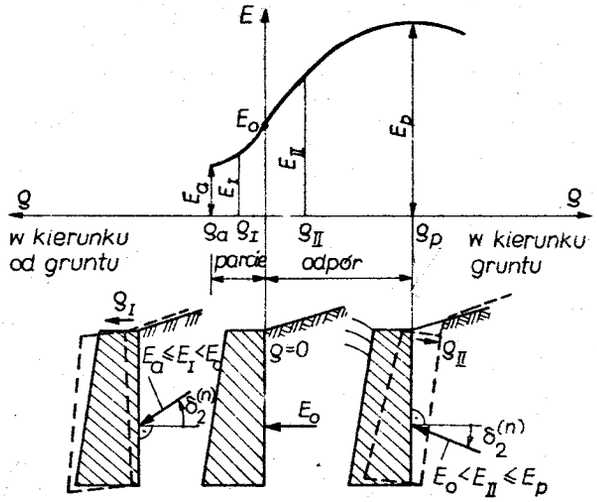
Następuje wówczas pewne rozluźnienie gruntu i obniżenie powierzchni naziomu górnego w granicach klina odłamu gruntu w stosunku do położenia pierwotnego linii naziomu.



Rys.9.2. Rozpór konstrukcji mostu powodującej przesunięcie ściany oporowej

Jeśli na ścianę oporową lub fundament konstrukcji łukowej działa zewnętrzna siła powodująca jego przesunięcie lub obrót w kierunku do gruntu, to mamy do czynienia z parciem biernym lub odporem granicznym gruntu (rys.9.2). W tym przypadku graniczny klin odłamu gruntu dąży do przesunięcia w kierunku do góry, a jego powierzchnia górna położona jest wyżej w stosunku do położenia pierwotnego. Z parciem biernym wiąże się zagęszczenie gruntu zalegającego w granicach klina odłamu.

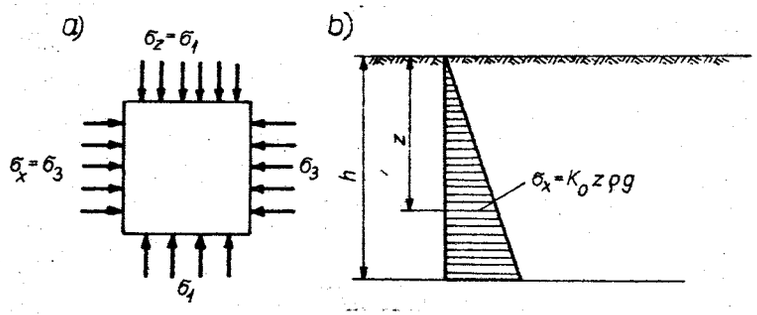
Parcie spoczynkowe ma miejsce wtedy, gdy grunt nie znajduje się w żadnym z dwóch wymienionych stanów równowagi granicznej. Parcie spoczynkowe istnieje w przestrzeni jaką stanowi ośrodek gruntowy lub wtedy, gdy sztywna ściana oporowa nie ulega odkształceniom pod wpływem obciążenia gruntem, a jednocześnie ściana ta nie wykazuje żadnego przesunięcia.



Rys.9.3. Wykres zależności przemieszczenia konstrukcji od parcia gruntu

9.2. Parcie spoczynkowe gruntu

Stan naprężeń w półprzestrzeni gruntowej i wykres parcia spoczynkowego przedstawia rysunek 9.4. Parcie spoczynkowe określa się stosunkiem naprężenia poziomego do pionowego w gruncie, gdy nie ma bocznych odkształceń ściany oporowej i nie objawia się tarcie w płaszczyznach działania tych naprężeń. Można wyznaczyć parcie spoczynkowe jako stosunek naprężeń głównych, gdy ściana oporowa wykazała małe odkształcenie, lecz nie występuje ruch gruntu w żadnym kierunku. Jeśli półprzestrzeń gruntowa znajduje się w stanie spoczynku można przyjąć, że naprężenia w gruncie są równe odpowiednim naprężeniom głównym, czyli $\sigma_z = \sigma_1$ oraz $\sigma_x = \sigma_3$ (σ_1 - największe naprężenie główne; σ_3 - najmniejsze naprężenie główne).



Rys.9.4. Stan naprężeń i wykres parcia spoczynkowego

Ponieważ w stanie spoczynku nie występują w gruncie żadne odkształcenia plastyczne, można zastosować znane równania na odkształcenie dla ośrodka izotropowego sprężystego:

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E_o}\left[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)\right] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E_o}\left[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)\right] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E_o}\left[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)\right] \end{aligned}\right\} \qquad (9.1)$$

Zakładając, że nie ma bocznych odkształceń gruntu otrzymamy:

dla $\varepsilon_y = 0$;

$$\sigma_y = \nu(\sigma_x + \sigma_z) , \qquad (9.2)$$

oraz dla $\varepsilon_x = 0$;

$$\sigma_x = \nu(\sigma_y + \sigma_z) . \qquad (9.3)$$

Z równań (9.2) i (9.3) wynika, że

$$\sigma_x = \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_z = K_o\sigma_z , \qquad (9.4)$$

gdzie:

σ_x - naprężenie poziome od ciężaru gruntu [kPa],
$\sigma_z = \varrho g h$ - naprężenie pionowe od ciężaru gruntu [kPa],
ν - współczynnik Poissona,
K_o - współczynnik parcia spoczynkowego.

Ponieważ są uciążliwości w oznaczaniu laboratoryjnym współczynnika ν, wzór (9.4) można stosować po rozpoznaniu warunków gruntowych przyjmując wartości współczynnika Poissona według PN-81/B-03020.

9.3. Metody ekstremalne

Ogólna zasada tego rodzaju obliczeń polega na tym, że przyjmując różne możliwe powierzchnie poślizgu wybiera się z nich tę, dla której przy spełnieniu warunków równowagi otrzymuje się wartości ekstremalne, tzn. maksymalną dla przypadku granicznego parcia czynnego i minimalną dla granicznego odporu gruntu. W metodach ekstremalnych poszukuje się wielkości sił i kierunków ich działania oraz rozwiązuje zagadnienia opierając się na zasadzie ich równowagi.

9.3.1. Założenia parcia gruntu według Coulomba

Metoda Coulomba znajduje szerokie zastosowanie w praktyce, ponieważ cechuje ją prostota przyjętych założeń, łatwe sposoby obliczeń oraz to, że wyniki przy wyznaczaniu wartości parcia gruntów niespoistych różnią się zaledwie o kilka procent od wyników uzyskanych z badań modelowych czy też pomiarów przeprowadzonych w naturze dla konstrukcji istniejących. Metoda ta pozwala na uzyskanie prawidłowych wyników tylko wtedy, gdy obliczamy wartość wypadkowej parcia gruntu niespoistego na nieodkształcalną ścianę oporową, zmieniającą swe położenie wskutek obrotu lub przesunięcia. Przy wyznaczaniu parcia gruntu według Coulomba przyjmuje się następujące założenia upraszczające:

1. Grunt za ścianą oporową jest ośrodkiem jednorodnym, pozbawionym spójności, i izotropowym w obszarze objętym co najmniej powierzchnią odłamu.
2. Część gruntu wywierająca parcie na ścianę oporową oddzielona jest od pozostałego gruntu według płaszczyzny nachylonej do poziomu pod pewnym kątem δ. Płaszczyznę tę nazywamy płaszczyzną poślizgu.
3. Płaszczyzna poślizgu przechodzi przez dolną tylną krawędź ściany oporowej.
4. Część gruntu wywierająca parcie na ścianę oporową i ograniczona tylną powierzchnią ściany, płaszczyzną poślizgu i linią naziomu nazywa się klinem odłamu. Klin ten znajduje się w warunkach równowagi granicznej i wobec tego w płaszczyznach oddzielających klin odłamu od ściany oporowej i pozostałej części gruntu występują rozwinięte siły tarcia.
5. Parcie czynne gruntu na ścianę oporową jest równe parciu przyjętego klina odłamu, odpowiadającego różnym kątom nachylenia płaszczyzny poślizgu, który wywołuje największe parcie.
6. Parcie bierne odpowiada najniekorzystniejszej płaszczyźnie wypierania, przy której odpór gruntu osiąga wartość najmniejszą.

9.3.2. Wyznaczanie parcia czynnego gruntów niespoistych

Zasadę obliczeń dla najprostszego przypadku omawia się na podstawie rysunku 9.5, przy założeniu, że powierzchnia tylna ściany jest idealnie gładka i nie występuje tarcie między gruntem a ścianą. Z trójkąta sił wynika:

$E_a = G\,\mathrm{tg}(\delta - \Phi_u)$, przy czym $G = \frac{\varrho g h^2}{2}\,\mathrm{ctg}\,\delta$.

Stąd:

$$E_a = \frac{\varrho g h^2}{2}\,\mathrm{ctg}\,\delta\,\mathrm{tg}(\delta - \Phi_u)\,. \qquad (9.5)$$

Ponieważ E_a ma być wartością ekstremalną, zatem musi być spełniony warunek:

$$\frac{dE_a}{d\delta} = 0\,,$$

czyli

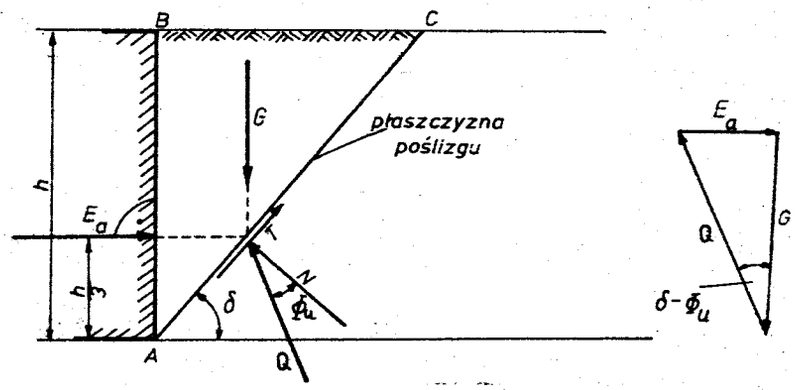
$$\frac{dE_a}{d\delta} = \frac{\varrho g h^2}{2}\left[-\frac{\mathrm{tg}(\delta - \Phi_u)}{\sin^2\delta} + \frac{\mathrm{ctg}\,\delta}{\cos^2(\delta - \Phi_u)}\right] = 0\,. \qquad (9.6)$$

Stąd:

$$\delta = 45^o + \frac{\Phi_u}{2}\,.$$

We wzorach tych:

ϱ - gęstość objętościowa gruntu,
Φ_u - kąt tarcia wewnętrznego gruntu,
E_a - wypadkowa parcia granicznego (czynnego).



Rys.9.5. Siły działające na klin odłamu przy parciu czynnym

Podstawiając wartości (9.6) do wzoru (9.5) otrzymamy:

$$E_a = \frac{\varrho g h^2}{2}\,\mathrm{tg}^2(45^o - \frac{\Phi_u}{2})\,.$$

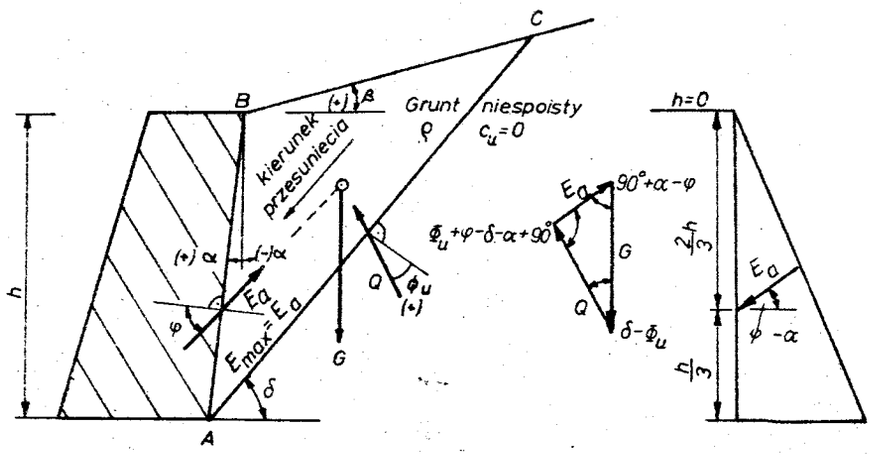
Oznaczając współczynnik parcia granicznego (czynnego) przez $K_a = \mathrm{tg}^2(45^o - \frac{\Phi_u}{2})$ wypadkowa granicznego parcia czynnego wyniesie:

$$E_a = \frac{\varrho g h^2}{2} K_a\,. \qquad (9.7)$$

Jeśli naziom jest płaski i działa obciążenie p równomiernie rozłożone, to wypadkowa parcia granicznego (czynnego) wyniesie

$$E_a = (\frac{\varrho g h^2}{2} + ph)\,K_a\,. \qquad (9.8)$$

Rozpatruje się teraz przypadek bardziej ogólny, gdy ściana oporowa nachylona jest do pionu pod kątem α, naziom pochylony pod kątem β i między powierzchnią ściany a gruntem występuje tarcie, przy czym kąt tarcia gruntu po ścianie oznaczymy φ (rys.9.6).



Rys.9.6. Schemat działania sił przy wyznaczaniu parcia granicznego (czynnego)

Siłę E_a wyznacza się z trójkąta sił E_a,Q,G, przy stanie równowagi granicznej:

$$E_a = G\,\frac{\sin(\delta - \Phi_u)}{\cos(\alpha + \delta - \varphi - \Phi_u)} \quad . \qquad (9.9)$$

W dalszym ciągu przyjęto, że naziom nie jest obciążony i obliczenie sił przeprowadza się na 1 m ściany oporowej. Ciężar klina odłamu gruntu wynosi:

$$G = \frac{\varrho g h^2}{2}\,\frac{\cos(\alpha+\beta)\,\cos(\alpha+\delta)}{\cos^2\alpha\,\sin(\delta-\beta)} \quad . \qquad (9.10)$$

Po podstawieniu do wzoru (9.9) wartości ze wzoru (9.10) oblicza się wartość ekstremalną

$$\frac{dE_a}{d\,\delta} = 0 \; . \qquad (9.11)$$

Równanie (9.11) należy rozwiązać względem δ, znajdując najniekorzystniejszy kąt odłamu $\beta < \delta_{zmax} = \delta_a < 90^0 - \alpha$, dla którego $E_a = E_{max}$. Wyznaczoną wartość kąta δ_a podstawia się do wzorów (9.9) i (9.10). Po przekształceniach otrzymuje się wzór na całkowite parcie czynne w postaci:

$$E_a = \frac{\varrho g h^2}{2} K_a \; , \qquad (9.12)$$

w którym

$$K_a = \frac{\cos^2(\alpha+\Phi_u)}{\cos^2\alpha\,\cos(\alpha-\varphi)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\Phi_u+\varphi)\sin(\Phi_u-\beta)}{\cos(\alpha-\varphi)\,\cos(\alpha+\beta)}}\right]^2} \; .$$

Przy stosowaniu wzoru (9.12) należy pamiętać o użyciu właściwych znaków. Wartości kątów α i β dla przypadku jak na rysunku 9.6 przyjmuje się ze znakiem dodatnim, natomiast dla przypadku gdy naziom będzie opadał ku dołowi lub tylna powierzchnia ściany będzie nachylona przeciwnie do położenia poprzedniego przyjmuje się znaki minus. Przy obciążeniu naziomu poziomego wysokość h jest wysokością ściany mierzoną pionowo. Przy obciążeniu naziomu nachylonego obciążenie p, przypadające na 1 m^2 naziomu, jest pionowe.

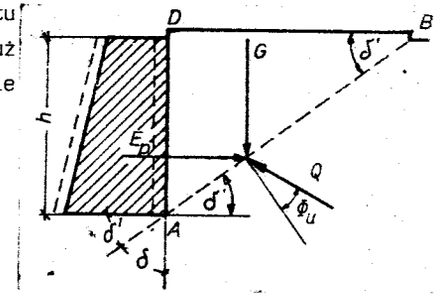
Dla schematu działania sił (rys.9.6) wypadkową parcia granicznego (czynnego) przy naziomie obciążonym wyznacza się ze wzoru

$$E_a = \left[\frac{\varrho g h^2}{2} + \frac{p\,h}{\cos(\alpha-\beta)}\right] K_a \; . \qquad (9.13)$$

Wartości kąta tarcia gruntu o ścianę oporową przyjmuje się według normy dotyczącej projektowania ścian oporowych (PN-83/B-03010).

9.3.3. Wyznaczanie parcia biernego gruntów niespoistych

Gdy na ścianę oporową działają siły zewnętrzne poziome i ich wypadkowa (zmniejszona o wielkość siły tarcia w płaszczyźnie posadowienia fundamentu) jest większa od parcia gruntu na ścianę, to siły te dążą do oddzielenia od podłoża za ścianą pewnej bryły gruntu i do jej przesunięcia ku górze wzdłuż płaszczyzny poślizgu. Ściana zostanie nieco przesunięta w kierunku klina odłamu. Tego rodzaju przesunięciu ściany przeciwstawia się siła powstająca w gruncie, zwana parciem biernym lub odporem gruntu. Ze względu na stateczność ściany oporowej interesujący jest ten ograniczony odpór gruntu, który powstaje za ścianą nawet w najmniej korzystnych warunkach. Odporem granicznym gruntu jest więc siła działająca od strony ośrodka gruntowego na ścianę opo-



Rys.9.7. Siły działające na klin odłamu przy odporze granicznym (parciu biernym)

rową, w przypadku gdy ściana ulegnie przesunięciu w kierunku przeciwnym do kierunku działania gruntu o wielkość dostateczną dla osiągnięcia przez parcie gruntu wartości największej.

Rozpatruje się warunki równowagi sił E_p,G i Q, zakładając że nie występuje tarcie między gruntem a ścianą oporową.

Z równowagi sił (rys.9.7) wynika

$$E_p = G\ tg(\delta' + \Phi_u)\ ,$$

przy czym $G = \frac{\varrho g h^2}{2} ctg\ \delta$.

Stąd

$$E_p = \frac{\varrho g h^2}{2} ctg\ \delta' tg(\delta' + \Phi_u)\ , \qquad (9.14)$$

gdzie E_p - wypadkowa odporu granicznego (parcia biernego).

W dalszym ciągu należy ustalić warunek

$$\frac{dE_p}{d\delta'} = 0 . \qquad (9.15)$$

Warunek ten jest spełniony, gdy

$$\delta' = 45^o - \frac{\Phi_u}{2}\ . \qquad (9.16)$$

Ostatecznie wypadkowa odporu granicznego będzie

$$E_p = \frac{\varrho g h^2}{2} tg^2(45^o + \frac{\Phi_u}{2})\ .$$

Jeśli wprowadzimy współczynnik odporu granicznego (parcia biernego) $K_p = tg^2(45^o + \frac{\Phi_u}{2})$, to wypadkowa odporu granicznego gruntu będzie miała wartość

$$E_p = \frac{\varrho g h^2}{2} K_p\ . \qquad (9.17)$$

Jednostkowy odpór graniczny gruntu w stosunku do jednostki wysokości ściany wynosi

$$e_p = \frac{dE_p}{dh} = \varrho g h\ K_p\ .$$

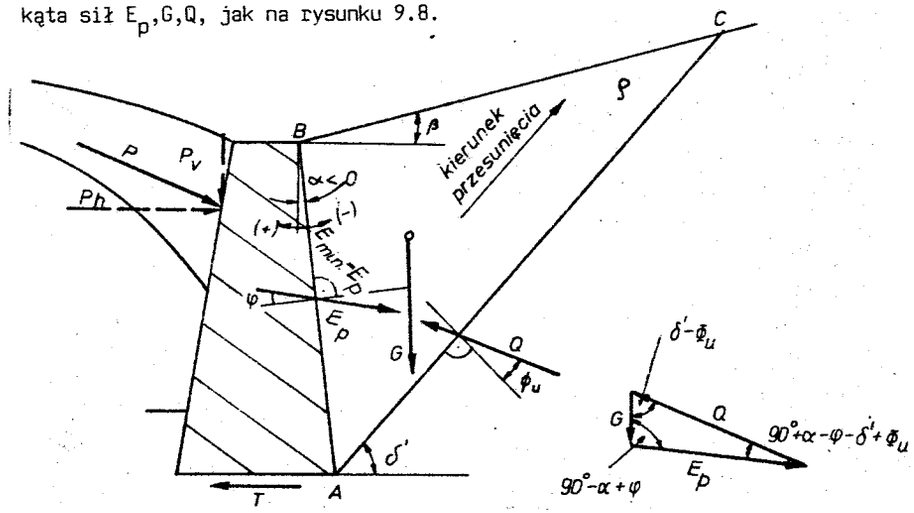
Dla naziomu poziomego obciążonego w sposób ciągły i równomierny wypadkowa parcia biernego wynosi:

$$E_p = \frac{\varrho g h}{2}(h + 2h')K_p\ , \qquad (9.18)$$

gdzie

h' - wysokość zastępcza warstwy gruntu, której ciężar odpowiada obciążeniu równomiernie rozłożonemu.

Dla przypadku bardziej złożonego wypadkową siłę E_p oblicza się z trójkąta sił E_p,G,Q, jak na rysunku 9.8.



Rys.9.8. Schemat działania sił przy wyznaczaniu wypadkowej odporu granicznego (parcia biernego)

$$E_p = G\frac{\sin(\delta' + \Phi_u)}{\cos(\alpha + \delta' + \varphi + \Phi_u)}\ , \qquad (9.19)$$

zaś

$$G = \frac{\varrho g h^2}{2}\ \frac{\cos(\alpha + \beta)\cos(\alpha + \delta')}{\cos^2\alpha\ \sin(\delta' - \beta)}\ . \qquad (9.20)$$

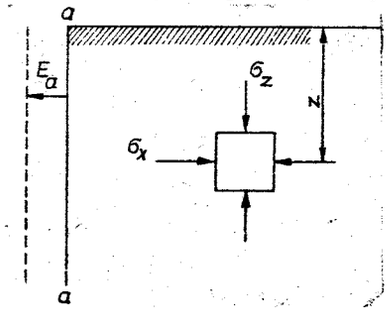
Ustalając zależność $\frac{dE_p}{d\delta'} = 0$ otrzymamy $E_p = \frac{\varrho g h^2}{2} K_p$,

gdzie współczynnik odporu granicznego (parcia biernego)

$$K_p = \frac{\cos^2(\Phi_u - \alpha)}{\cos^2\alpha \cos(\alpha+\varphi)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi_u+\varphi)\sin(\Phi_u+\beta)}{\cos(\alpha+\varphi)\cos(\alpha+\beta)}}\right]^2} .$$

9.4. Teoria parcia gruntu według Rankine'a

Zajmiemy się analizą naprężeń niszczących w masie gruntu, w przypadku gdy powierzchnie zniszczenia są płaszczyznami. Płaszczyzny główne największa i najmniejsza mają ten sam kierunek w każdym punkcie. Rozwiązanie takiego zagadnienia nazywane jest hipotezą Rankine'a. Rysunek 9.9 pokazuje masę gruntu ograniczonego beztarciową ścianą a-a, rozciągającą się na nieskończoną głębokość. Wyodrębniony element gruntu, który znajduje się na głębokości z, poddany jest naprężeniu pionowemu σ_z oraz poziomemu σ_x. Na płaszczyźnie pionowej i na poziomej elementu gruntu nie występują naprężenia ścinające, dlatego też płaszczyzny te są płaszczyznami głównymi. Naprężenia σ_x i σ_z są to naprężenia główne. Jeśli beztarciowa ściana a-a jest odsuwana od gruntu, to wartość σ_x zmniejsza się. Gdy odkształcenie będzie trwało, wówczas σ_x przyjmie taką wartość, przy której następuje zniszczenie struktury gruntu i osiągnięta jest równowaga plastyczna. Ponieważ zniszczenie otrzymano poprzez redukcję σ_x, musi to być najmniejszym naprężeniem głównym σ_3, natomiast σ_z największym naprężeniem σ_1. Zależność między σ_1 oraz σ_3 określa (także wzór 6.13) warunek stanu granicznego Coulomba w postaci



Rys.9.9. Naprężenia w masie gruntu obok ściany beztarciowej

$$\sin\Phi_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c_u \operatorname{ctg}\Phi_u} . \qquad (9.21)$$

Przy odsuwaniu ściany a-a od masywu gruntowego wartość naprężenia poziomego σ_x będzie równa wartości głównego naprężenia najmniejszego σ_3, którą otrzymuje się z równania (9.21) po przekształceniach

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2(45^0 - \frac{\Phi_u}{2}) - 2\, c_u \operatorname{tg}(45^0 - \frac{\Phi_u}{2}) , \qquad (9.22)$$

lub analogicznie

$$\sigma_x = \sigma_z \operatorname{tg}^2(45^0 - \frac{\Phi_u}{2}) - 2\, c_u \operatorname{tg}(45^0 - \frac{\Phi_u}{2}) . \qquad (9.23a)$$

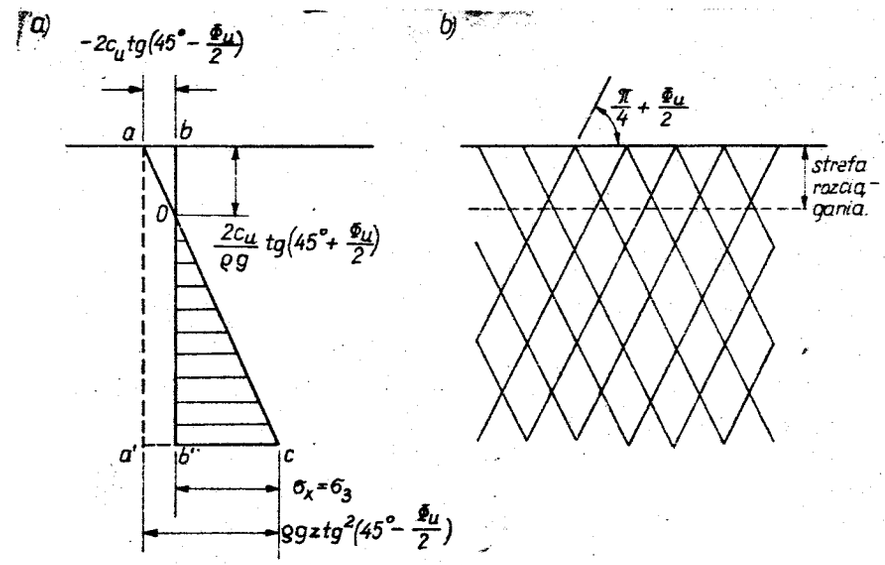
Jeśli zaś ścianę tę przysunie się do masywu gruntowego tak, że jest on ściskany z boku, to poziome parcie σ_x stanowi największe naprężenie główne, a natomiast pionowe parcie σ_z - najmniejsze naprężenie główne. Po podstawieniu tych wielkości do równania (9.22) otrzymuje się:

$$\sigma_x = \sigma_z \operatorname{tg}^2(45^0 + \frac{\Phi_u}{2}) + 2\, c_u \operatorname{tg}(45^0 + \frac{\Phi_u}{2}) . \qquad (9.23b)$$

Ponieważ w omawianym zagadnieniu obydwa naprężenia pionowe równają się ciężarowi gruntu $\sigma_z = \varrho g z$, równania (9.23a) i (9.23b) przyjmują odpowiednio postacie wyrażające jednostkowe parcie graniczne (czynne) e_a oraz jednostkowy odpór graniczny (parcie bierne) e_p.

$$e_a = \sigma_x = \varrho g z \operatorname{tg}^2(45^0 - \frac{\Phi_u}{2}) - 2\, c_u \operatorname{tg}(45^0 - \frac{\Phi_u}{2}), \qquad (9.24a)$$

$$e_p = \sigma_x = \varrho g z \operatorname{tg}^2(45^0 - \frac{\Phi_u}{2}) + 2\, c_u \operatorname{tg}(45^0 + \frac{\Phi_u}{2}) . \qquad (9.24b)$$



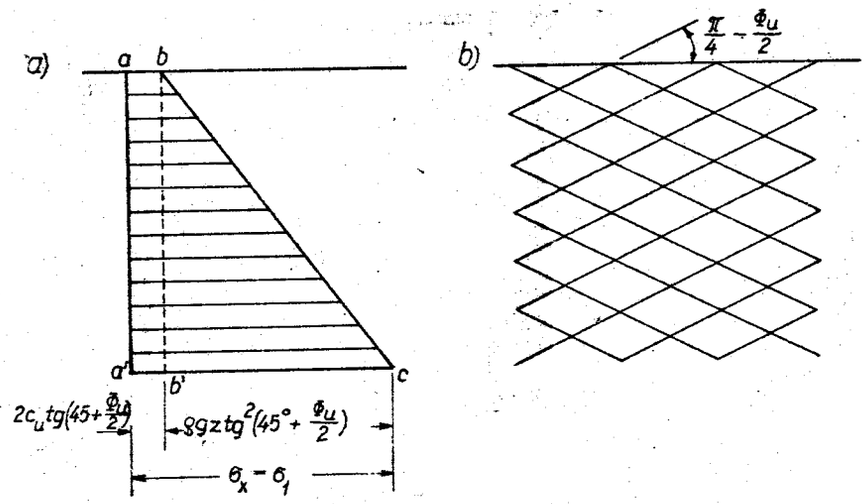
Rys.9.10. Parcie czynne według Rankine'a

Rozkład naprężenia σ_x oraz płaszczyzny poślizgu pokazują rysunki 9.10 i 9.11. Te dwa stany naprężeń nazywane są rankinowskim stanem czynnym naprężeń i rankinowskim stanem biernym naprężeń, natomiast e_a i e_p jednostkowym parciem czynnym i biernym gruntu. Są to, odpowiednio, minimalne i maksymalne parcia, jakie może wywierać masyw gruntowy na gładką ścianę rozprzestrzeniającą się na nieskończoną głębokość.

W przypadku gruntu niespoistego ($c_u = 0$) współczynnik parcia czynnego i biernego oblicza się ze wzorów:

$$K_a = tg^2(45^o - \frac{\Phi_u}{2}) , \qquad (9.25a)$$

$$K_p = tg^2(45^o + \frac{\Phi_u}{2}) . \qquad (9.25b)$$



Rys.9.11. Parcie bierne według Rankine'a

Jeżeli ściana a-a (rys.9.9) nie jest przesuwana, to parcie takie nazywamy parciem spoczynkowym. Dla parcia spoczynkowego współczynnik parcia gruntu oznacza się przez K_o. Ponieważ stan spoczynkowy nie wymaga zniszczenia, to K_o nie może być obliczone z teorii plastyczności.

Wypadkowe siły poziome w stanach czynnym i biernym oznaczone są odpowiednio jako E_a i E_p i wynoszą:

$$E_a = \frac{\varrho g z^2}{2} tg^2(45^o - \frac{\Phi_u}{2}) - 2\, c_u z\, tg(45^o - \frac{\Phi_u}{2}) , \qquad (9.26a)$$

$$E_p = \frac{\varrho g z^2}{2} tg^2(45^o + \frac{\Phi_u}{2}) + 2\, c_u z\, tg(45^o + \frac{\Phi_u}{2}) . \qquad (9.26b)$$

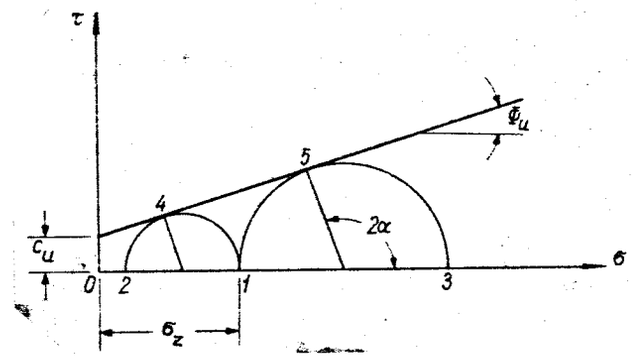
Punkty przyłożenia sił E_a i E_p można wyznaczyć poprzez rozważenie rozkładu parcia jako złożonego z prostokątnych pól abb'a' i trójkątnych pól aa'c. Wypadkowa pierwszej części działa w punkcie środkowym, a drugiej na 1/3 wysokości trójkąta. Jeżeli na powierzchni terenu jest równomierne obciążenie naziomu q, to następuje wzrost naprężenia pionowego w każdym punkcie o q. Stąd zamiast ϱgz w pierwszym wyrazie równań (9.26a) i (9.26b) mamy $\varrho gz + q$. Jednostkowe czynne parcie gruntu wzrasta o wartość $q\, tg^2(45^o - \frac{\Phi_u}{2})$, jednostkowe parcie bierne zaś o $q\, tg^2(45^o + \frac{\Phi_u}{2})$.

Zatem wypadkowe parcie graniczne i odpór graniczny wynoszą:

$$E_a = \frac{\varrho g z^2}{2} tg^2(45^o - \frac{\Phi_u}{2}) - 2\, c_u z\, tg(45^o - \frac{\Phi_u}{2}) + q z\, tg^2(45^o - \frac{\Phi_u}{2}) , \qquad (9.27a)$$

$$E_p = \frac{\varrho g z^2}{2} tg^2(45^o + \frac{\Phi_u}{2}) + 2\, c_u z\, tg(45^o + \frac{\Phi_u}{2}) + q z\, tg^2(45^o + \frac{\Phi_u}{2}) . \qquad (9.27b)$$

Wzrost parcia gruntu spowodowany przez q nie zależy od z i jest ono rozłożone równomiernie wzdłuż całej wysokości ściany. Należy zauważyć, że kiedy $c_u > 0$, to parcie czynne gruntu działa rozciągająco na wierzchnią warstwę gruntu. Ponieważ większość gruntów po dłuższym czasie nie jest zdolna oprzeć się naprężeniom rozciągającym, to w strefie rozciąganej często tworzy się pęknięcie (szczelina).



Rys.9.12. Koło Mohra w przypadku parcia czynnego i biernego wg Rankine'a

Z tej przyczyny przy obliczaniu parcia czynnego gruntu zaniedbuje się naprężenie rozciągające, które przedstawia trójkąt ab0 (rys.9.10a). Stan naprężeń czynny i bierny można przedstawić także przy użyciu koła Mohra. Na rysunku 9.12 współrzędna punktu 1 przedstawia naprężenie σ_z. Przy rozciąganiu naprężenie poziome σ_x zmniejsza się dotąd, aż koło Mohra stanie się styczne do obwiedni w punkcie 4. W punkcie tym następuje zniszczenie i wartość σ_x dana jest odległością 02. Kiedy masyw gruntowy jest ściskany z boku, wzrasta σ_x i w momencie zniszczenia osiąga wartość równą odległości 03. Punkty 4 i 5 przedstawiają stan naprężeń na płaszczyźnie zniszczenia. Z geometrii koła Mohra otrzymuje się wzory (9.24) i (9.26).

9.5. Zasady obliczeń statycznych ścian oporowych

Wykonując obliczenia statyczne ścian oporowych należy wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych, stosownie do normy PN-81/B-03020, przyjąć według podanych niżej zasad.

1. **Dla parcia gruntu od całkowicie zdrenowanego albo przepuszczalnego zasypu, dla odporu gruntu oraz dla oporu granicznego podłoża w przypadku gruntów spoistych i niespoistych, obciążonych szybko bez konsolidacji** - stosuje się pozorne całkowite wartości Φ_u i c_u.

2. Dla gruntów spoistych, **gdy składowa pozioma obciążenia jest mniejsza od 10% składowej pionowej,** uwzględnia się wzrost oporu granicznego wskutek konsolidacji podłoża w trakcie budowy i określa efektywne parametry Φ' i c'.

3. W przypadku możliwości wystąpienia zjawisk powodujących zmniejszenie oporu granicznego gruntu τ_f **na skutek wzrostu ciśnienia wody w porach gruntu** można przyjmować odpowiednie parametry efektywne Φ' i c' uwzględniając rzeczywisty przebieg zjawisk występujących w gruncie.

4. Dla granicznego parcia, odporu gruntu lub oporu na ścinanie wzdłuż powierzchni poślizgu **(sprawdzanie stateczności globalnej)** można stosować umowne parametry Φ i c odpowiadające maksymalnej składowej stycznej naprężenia granicznego τ_{fmax}.

5. **Dla terenów osuwiskowych oraz dużych wykopów w gruntach spoistych przekonsolidowanych** stosuje się umowne parametry Φ i c, określone dla τ_r (wartość resztkowa).

6. W przypadku gruntów spoistych spójność gruntu uwzględnia się **tylko dla gruntów w stanie nienaruszonym.**

W obliczeniach statycznych wartości charakterystyczne parcia i odporu gruntu należy przyjmować zgodnie z normą PN-83/B-03010 uwzględniając następujące czynniki:

- kształt i sztywność ściany oporowej,
- rodzaj gruntu - rodzimy lub zasypowy, albo inny materiał rozdrobniony,
- warunki wodne w otoczeniu ściany oporowej,
- przewidywane przemieszczenie konstrukcji w kierunku gruntu i od gruntu,
- sposób wykonania i zagęszczenia nasypu,
- przemarzanie i pęcznienie gruntu,
- projektowane odwodnienie konstrukcji,
- obciążenia statyczne i dynamiczne działające w obrębie klina odłamu (w przypadku ściany oporowej określonej jako obiekt mostowy parcie gruntu i obciążenia przyjmuje się według PN-85/S-10030).

Projektując ściany basenów, kotwione ściany szczelinowe lub przyczółki mostowe należy wyznaczyć siłę, która działa od strony ośrodka gruntowego i powoduje przemieszczenie konstrukcji mniejsze niż przemieszczenie powodujące wystąpienie stanu granicznego. Siła ta nosi nazwę parcia pośredniego gruntu (E_I).

W przypadku projektowania ścian oporowych lub podpór mostowych łukowych należy uwzględnić reakcję gruntu, która powstaje wtedy, gdy konstrukcja lub jej element ulegnie przemieszczeniu w kierunku ośrodka gruntowego. Nie przekracza ono przemieszczenia powodującego wystąpienie odporu granicznego (największego). Reakcja ta jest odporem pośrednim gruntu (E_{II}).

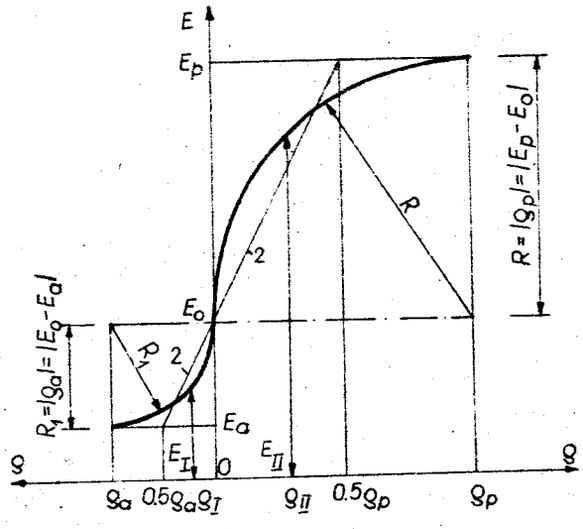
Po wyznaczeniu przemieszczeń konstrukcji według ustaleń normy dla określenia wypadkowej parcia pośredniego lub odporu pośredniego sporządza się wykres (rys.9.13) w takiej skali, aby uzyskać równość odcinków:

- dla parcia pośredniego $|\varrho_a| = (E_o - E_a)$,
- dla odporu pośredniego $|\varrho_p| = (E_p - E_o)$.

Wykres na rysunku 9.13 jest podstawą do określenia wartości parcia pośredniego lub odporu pośredniego gruntu.

Linia 2 na rysunku 9.13 umożliwia wyznaczenie wypadkowej parcia i odporu pośredniego gruntu według wzorów podanych w PN-83/B-03010.

Ściany oporowe są sprawdzane na stan graniczny nośności i stan graniczny użytkowania.



Rys.9.13. Wykres do określania wartości parcia pośredniego i odporu pośredniego

Stan graniczny nośności podłoża dotyczy:

a) **nośności podłoża** bezpośrednio pod podstawą fundamentu ściany; nośność fundamentu ściany oporowej posadowionego bezpośrednio sprawdza się zgodnie z zasadami podanymi w PN-81/B-03020, natomiast nośność ścian posadowionych na palach według PN-82/B-02482;

b) **stateczności** całej ściany, uskoku naziomu lub zbocza (łącznie ze ścianą oporową); sprawdza się stateczność na obrót, na przesunięcie oraz ogólną stateczność ściany oporowej i uskoku naziomu.

Ze względu na możliwość obrotu względem krawędzi podstawy fundamentu stateczność ściany oporowej sprawdza się według warunku

$$M_{or} \leqslant m_o M_{ur} \quad , \qquad (9.28)$$

w którym:

M_{or} - moment wszystkich sił obliczeniowych powodujących obrót ściany,

M_{ur} - moment wszystkich sił obliczeniowych przeciwdziałających obrotowi ściany,

m_o = 0,8 w przypadku obciążenia naziomu $q \geqslant 10$ kPa,

m_o = 0,9 w pozostałych przypadkach.

Stan bezpieczeństwa budowli ze względu na przesunięcie ze ścięciem poziomym lub ukośnym sprawdza się w oparciu o warunek

$$Q_{tr} \leqslant m_t Q_{tf} \qquad (9.29)$$

w którym:

Q_{tr} - obliczeniowa wartość składowej stycznej (poziomej) obciążenia w płaszczyźnie ścięcia,

m_t = 0,9 - w przypadku obciążenia naziomu $q \geqslant 10$ kPa,

m_t = 0,95 - w pozostałych przypadkach,

Q_{tf} - suma rzutów na płaszczyznę ścięcia wszystkich sił obliczeniowych przeciwdziałających przesunięciu ściany.

W ocenie stateczności ogólnej ściany oporowej i uskoku naziomu, przy założeniu walcowych powierzchni poślizgu, stosuje się zazwyczaj metodę Felleniusa lub Bishopa. **Stateczność ogólną sprawdza się wariantowo,** wprowadzając dla wartości parametrów gruntu w poszczególnych strefach **raz współczynniki obliczeniowe zwiększające, drugi raz zmniejszające.** Dopuszcza się także sprawdzanie stateczności ogólnej ściany oporowej i uskoku naziomu **w sposób uproszczony**; w tym przypadku przyjmuje się wartości charakterystyczne parametrów. Obliczeń dokonuje się korzystając z wzorów podanych w załączniku 3 do PN-83/B-03010. Wartości współczynników korekcyjnych (m), zależne od rodzaju ściany i sposobu przeprowadzania obliczeń są podane w tablicy wymienionej normy.

Stan graniczny użytkowania obejmuje:

a) **osiadanie całkowite** ściany oporowej,

b) **różnicę osiadania** wywołującą przechylenie ściany oporowej jako całości lub jej części wydzielonej dylatacjami,

c) **przemieszczenie poziome** ściany oporowej.

Osiadanie całkowite ściany oporowej oblicza się zgodnie z warunkami określonymi normą PN-81/B-03020.

Osiadanie i przechylenie fundamentu ściany oporowej posadowionego na podłożu jednorodnym i na gruncie uwarstwionym oraz przemieszczenie poziome podstawy fundamentu oblicza się zgodnie z określonymi zasadami i według wzorów podanych w załączniku Nr 4 do PN-83/B-03010. Obliczone wartości osiadania i przemieszczeń ściany oporowej powinny być mniejsze od dopuszczalnych określonych wymienioną normą, a także warunkami użytkowymi, konstrukcyjnymi lub estetycznymi.

9.6. Zasady konstruowania ścian oporowych

Ściany oporowe masywne wykonuje się z kamienia, cegły, jako zespolone ceglano-żelbetowe oraz betonowe. Grubość ścian oporowych masywnych zależy od rodzaju materiału użytego do budowy oraz od wysokości uskoku naziomu (h_n). Powierzchnia tylna ściany może być projektowana z pochyleniem 1:4 do 1:2. W elementach żelbetowych wymagana jest minimalna grubość otulenia zbrojenia głównego od strony gruntu lub materiału zasypowego. Koronę ścian oporowych zabezpiecza się tzw. czapką wykonaną z klinkieru, kamienia, betonu lub żelbetu. Zagłębienie ścian oporowych w gruncie powinno uwzględniać głębokość przemarzania i wynikać z obliczeń oporu granicznego podłoża gruntowego. Ścianę oporową posadawia się na gruncie rodzimym, a w przypadku niekorzystnych warunków gruntowych dopuszcza się posadowienie na palach lub w inny sposób uzasadniony ekonomicznie. Przy posadowieniu bezpośrednim wymagana jest pod fundamentem ściany oporowej warstwa co najmniej 100 mm grubości z betonu, o zawartości cementu minimum 200 kg/m^3. Jeśli istnieje konfiguracja terenu, to podstawa fundamentu ściany oporowej może być wykonana ze spadkiem podłużnym do 20%; fundament powinien być ukształtowany w formie stopni.

Przerwy dylatacyjne w ścianach oporowych wykonuje się ze względu na wpływy termiczno-skurczowe i ze względu na osiadanie i wychylenie ścian. Przerwa dylatacyjna powinna mieć szerokość od 10 do 20 mm i przecinać ścianę oporową od korony do spodu fundamentu. Rozstawy przerw dylatacyjnych ze względu na wpływy termiczno-skurczowe są podane w normie. Przerwy dylatacyjne ze względu na osiadanie i wychylenie ścian projektuje się uwzględniając miejsca zmiany nośności gruntu. Ponadto w przypadkach ścian betonowych i żelbetowych wykonuje się przerwy robocze zgodnie z zasadami wykonywania robót betonowych.

Od strony gruntu lub materiału zasypowego na powierzchni ściany oporowej należy wykonać izolację przeciwwilgociową w postaci dwu lub trzykrotnie nakładanego roztworu asfaltowego. Przerwy dylatacyjne wypełnia się:
- kitem (niski stopień zabezpieczenia),
- elastyczną listwą (wyższy stopień zabezpieczenia),
- plastykową taśmą uszczelniającą (najwyższy stopień zabezpieczenia).

Jako materiał zasypowy stosuje się grunt mineralny rodzimy, niespoisty, o dobrych właściwościach drenujących, nieagresywnych lub o słabym stopniu agresywności (wg PN-80/B-01800). Można także jako zasypkę stosować miejscowe grunty spoiste, popioły i żużle, pod warunkiem właściwego ich ułożenia,

zagęszczenia i odwodnienia. Kontrola zagęszczenia zasypu (I_s) jest potrzebna, gdy za ścianą oporową przewiduje się wykonanie konstrukcji podatnych na osiadanie gruntu oraz dla ścian oporowych z gruntu zbrojonego.

W rejonie ściany oporowej może być wykonane tymczasowe odwodnienie. Należy też wykonać odwodnienie stałe powierzchniowe dla terenu i stałe dla zasypu przy ścianie. Do odwodnienia zasypu stosuje się warstwę filtracyjną z gruntów takich jak: pospółka, tłuczeń, żwir, piasek gruby i średnioziarnisty, spełniających następujące warunki:

$$4 < \frac{d_{15wf}}{d_{15zs}} < 20$$

oraz

$$\frac{d_{50wf}}{d_{50zs}} < 25 \qquad (9.30)$$

gdzie:

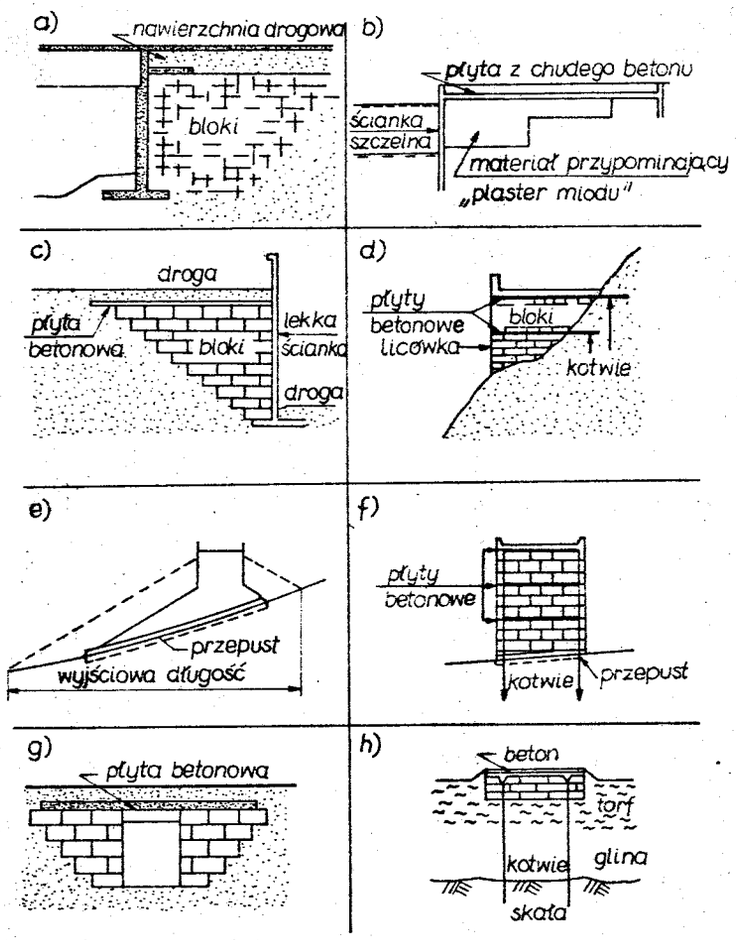
d_{15}, d_{50} - średnice cząstek, dla których odpowiednio 15 i 50% próbki przechodzi przez sito o wymiarach oczek odpowiadających danej średnicy,

(wf) - warstwa filtracyjna,

(zs) - zasyp.

Otwory odpływowe w ścianach oporowych mogą mieć średnicę 100 mm i być rozmieszczone w odstępach, w części dolnej ściany, od 1,5 do 2,0 m.

Ściany oporowe z gruntu zbrojonego stosuje się we wszystkich rodzajach budownictwa. Na rysunku 9.14 są przedstawione przykłady zastosowania gruntu zbrojonego z wykorzystaniem do budowy ścian oporowych lekkich materiałów, których gęstość waha się od 0,02 do 0,10 t·m^{-3}. Na ściany oporowe z gruntu zbrojonego stosuje się grunty mineralne rodzime, niespoiste, bez domieszek części organicznych, o dobrych właściwościach drenujących, nieagresywne w stosunku do zbrojenia i ścian osłonowych, o wysokim kącie tarcia wewnętrznego, głównie piaski i żwiry. W konstrukcjach z gruntu zbrojonego wszystkie elementy metalowe wykonuje się z tego samego materiału. Do zbrojenia stosuje się stale miękkie zwykłe (St0, St 36) lub ocynkowane. Ściany osłonowe zaleca się wykonywać z prefabrykowanych elementów żelbetowych, betonowych lub wyrobów metalowych.



Rys.9.14. Przykłady zastosowań gruntu zbrojonego w budownictwie komunikacyjnym: a,b,c,d - zastosowanie lekkich materiałów na ściany oporowe i ścianki szczelne, e,f,g,h - zastosowanie lekkich materiałów na autostrady, do budowy ścian przejść dla pieszych i tzw. pływających konstrukcji

W obliczeniach statycznych ścian oporowych z gruntu zbrojonego uwzględnia się:

- stan graniczny nośności obejmujący: wyparcie podłoża, poślizg między masywem z gruntu zbrojonego a podłożem, stateczność uskoku naziomu, możliwość zerwania zbrojenia oraz poślizg zbrojenia w gruncie,
- stan graniczny użytkowania obejmujący osiadanie i względną różnicę osiadania ściany oporowej.

Wzory do obliczeń sprawdzających warunki pierwszego i drugiego stanu są podane w załączniku nr 5 do PN-83/B-03010.

LITERATURA

1. Biernatowski K., Dembicki E., Dzierżawski K., Wolski W.: Fundamentowanie, I tom, Podłoże budowlane. Arkady, Warszawa 1987.
2. Bolewski A., Parachoniak W.: Zarys petrografii, skrypt AGH, Kraków 1974.
3. Cambefort H.: Introduction a la geotechnique, Editions Eyrolles, Paris 1971.
4. Craig R.F.: Soil Mechanices, Van Nostrand Reinhold Company, London 1974.
5. Cytovič N.A.: Mechanika marzłych gruntów. Izdatelstvo "Vysšaja škoła", Moskva 1973.
6. Dembicki E.: Stany graniczne gruntów. Teoria i zastosowanie. Gdańskie Towarzystwo Naukowe, 1970.
7. Derski W., Izbicki R., Kisiel J., Mróz Z.: Mechanika skał i gruntów. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1982.
8. Geomorfologia Polski - Praca zbiorowa: I tom - pod redakcją Klimaszewskiego M.: II tom - pod redakcją Galona R. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1972.
9. Glazer Z.: Mechanika gruntów. Wydawnictwo Geologiczne. Warszawa 1977.
10. Glinicki S.P.: Fundamentowanie. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej. Białystok 1984.
11. Glinicki S.P., Glinicki A.M., Sobczyk Z., Stegawski M.: Maszyny i urządzenia w budownictwie drogowym. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej. Białystok 1982.
12. Glinicki S.P., Mrozek W.: Elementy geotechniki w inżynierii sanitarnej. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1983.
13. Grabowski Z., Pisarczyk S., Obrycki M.: Fundamentowanie. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1984.
14. Hanrahan E.T.: The geotechnics of real materials: the ε_q, ε_k method. Elsevier. Amsterdam-Oxford -New York-Tokyo 1985.
15. Iwanow P.L.: Grunty i osnowanija gidrotechniczeskich sooruženij. Izdatelstvo "Vysšaja Škoła", Moskva 1985.
16. Kezdi A.: Handbuch der Boden-mechanik. Band IV, VEB Verlag für Bauwesen. Berlin 1976.
17. Kinze W., Franke D.: Grundbau. VEB, Verlag für Bauweseu.Berlin 1981.
18. Kisiel J.: Fundamenty pod maszyny. Państwowe Wydawnictwa Naukowe. Warszawa 1957.
19. Knaupe W.: Baugrubensicherung und Warsserhaltung. VEB Verlag für Bauwesen. Berlin 1979.
20. Lang H.J., Huder J.: Bodenmechanik und Grundbau. Springer-Verlag. Berlin-Heidelberg - New York 1982.
21. Motak E.: Fundamenty bezpośrednie. Wzory, tablice, przykłady. Arkady. Warszawa 1988.
22. Pałka J., Sanecki L.: Grunty budowlane, cz.II, Laboratoryjne badania fizycznych cech gruntów. Politechnika Krakowska. Kraków 1986.
23. Pazdro Z.: Hydrologia ogólna. Wydawnictwa Geologiczne. Warszawa 1983.
24. Piętkowski R., Czarnota-Bojarski R.: Mechanika gruntów. Wydawnictwo Arkady. Warszawa 1964.
25. Pisarczyk S., Rymsza B.: Badania laboratoryjne i polowe gruntów. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1988.
26. Rossiński B.: Błędy w rozwiązaniach geotechnicznych. Wydawnictwa Geologiczne 1978.
27. Smoltczyk U.: Grundbau-Taschenbuch Teil 3. Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. Berlin 1987.
28. Sobolewskij J.A.: Mechanika gruntov. Mińsk. "Wysšejšaja škoła". 1986.
29. Schubert K.: Böschungen, Dömme-Halden-Kippen, VEB, Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig 1972.
30. Terzaghi K.: Teorija mechaniki gruntov. Gosudarstvennoje Izdatelstvo Literatury po Stroitelstvu, Architekture i Stroitelnym Materiałom, Moskva 1961.
31. Thiel K.: Mechanika skał w inżynierii wodnej. Państwowe Wydawnictwa Naukowe. Warszawa 1980.
32. Wiłun Z.: Zarys geotechniki. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności. Warszawa 1987.
33. Wittke W.: Numerical Methods in Geomechanica. Aachen, Vol. 1,2,3-1979, Vol.4 - 1980. A.A. Balkema/Rotterdam.