

3.1. Zakres i rodzaje badań

W praktyce geotechnicznej coraz częściej rozpoznanie podłoża przeprowadzane jest na podstawie badań „in situ” uzupełnianych wierceniami oraz badaniami laboratoryjnymi parametrów fizyko-mechanicznych. Z badań takich otrzymuje się szczegółowe i reprezentatywne profile gruntowe zawierające ich opis, a także charakterystyczne dla poszczególnych warstw właściwości fizyczne i mechaniczne. Wynikiem badań powinno być także określenie początkowego stanu naprężenia występującego w gruncie oraz historii naprężenia tego gruntu. Ponadto, z badań tych uzyskuje się wstępne charakterystyki naprężeniowo-odkształceniowe, ich zmienność oraz charakterystyki wytrzymałościowe poszczególnych warstw gruntowych.

Uzyskanie tych informacji jest możliwe przez właściwy dobór sprzętu oraz wykonanie kompleksowego programu badań, których zakres powinien być odpowiedni do przewidywanych warunków gruntowych oraz projektowanej budowli.

Zaletą badań laboratoryjnych jest możliwość zadawania i kontroli warunków brzegowych w odniesieniu do naprężenia odkształcenia i filtracji, w szczególności możliwości realizowania zamierzonej ścieżki naprężenia podczas badania. Ponadto, można dokładnie określić właściwości fizyczne badanych gruntów. Podstawową wadą, niekiedy dyskwalifikującą wyniki badań laboratoryjnych, jest trudność pobierania próbek o nienaruszonej strukturze, szczególnie w gruntach organicznych o strukturze włóknistej. Dodatkowo istnieje problem małej skali badanych próbek gruntu, ich reprezentatywności w badanym profilu gruntowym oraz całym analizowanym obszarze. Szczególnie jest to ważne w gruntach przewarstwionych. Ważny jest też problem właściwej rekonsolidacji (doprowadzenie do stanu występowania w złożu) próbek oraz modelowania właściwego stanu naprężenia odpowiadającego warunkom w terenie.

Główną zaletą badań „in situ” jest fakt, że są przeprowadzane w rzeczywistych warunkach otoczenia, które nie zawsze mogą być w pełni odtworzone w laboratorium. Ponadto, rozwój nowoczesnych technik i urządzeń pomiarowych coraz bardziej poszerza możliwość ich stosowania. Dodatkową zaletą badań „in situ” jest ich mniejszy koszt, a także to, że zajmują one dużo mniej czasu niż badania laboratoryjne. Ograniczeniem stosowalności tych badań jest

trudność określenia warunków brzegowych naprężenia i odkształcenia. Nieznane warunki drenażu podczas badania nie dają pełnej wiarygodności uzyskiwanych wyników. Jedynie badania przy użyciu statycznych sond weiskanych z pomiarem ciśnienia wody w porach CPTU oraz badania dylatometryczne DMT umożliwiają uwzględnienie warunków drenażu.

Biorąc pod uwagę ograniczenia obu rodzajów badań „in situ” i laboratoryjnych, należy stwierdzić, że celowe jest ich łączne stosowanie i traktowanie ich wyników jako wzajemnie uzupełniających się.

Biorąc pod uwagę ten fakt, rozpoznawcze badania terenowe powinny obejmować:

- wiercenia połączone z pobieraniem próbek NNS do badań laboratoryjnych oraz z badaniami w otworze wiertniczym, np. SPT i sondowania sondą krzyżakową FVT, celem rozpoznania profilu gruntowego oraz wstępnej oceny stanu gruntów i wytrzymałości gruntu na ścinanie „in situ” w warunkach bez drenażu,
- sondowania obrotowe, umożliwiające pomiar wartości wytrzymałości na ścinanie τ_{fu} w profilu gruntowym oraz określenie jej zmian w czasie,
- sondowania statyczne CPT, wykonywane jako badania pilotujące, oraz zasadnicze sondowania statyczne CPTU, wykonywane z pomiarem ciśnienia wody w porach celem wstępnego określenia zakresu zmienności parametrów geotechnicznych w badanym profilu,
- sondowania dylatometryczne DMT, przeprowadzone w bliskim sąsiedztwie sondowań CPTU w celu uwiarygodnienia uzyskiwanych parametrów oraz rozpoznania stanu i historii naprężenia badanych gruntów.

Wybór sondowań obrotowych, statycznych i dylatometrycznych jako badań podstawowych spośród wielu metod badania „in situ” wynika z rozwoju te metodyki badań, obserwowanego w wiodących ośrodkach badawczych. Badania te bowiem pozwalają na rozszerzenie interpretacji wyników sondowań na ocenę nie tylko rodzaju gruntu i jego cech wskaźnikowych lecz również na wyznaczenie stanu i historii naprężenia oraz parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych badanych gruntów.

3.2. Wiercenia i pobieranie próbek gruntu do badań laboratoryjnych

3.2.1. Cele wierceń oraz warunki ich wykonywania

Wiercenia wykonywane w terenie mają na celu:

- ustalenie układu warstw podłoża (profilu litologicznego),
- ustalenie położenia gruntów wodonośnych i poziomów piezometrycznych,

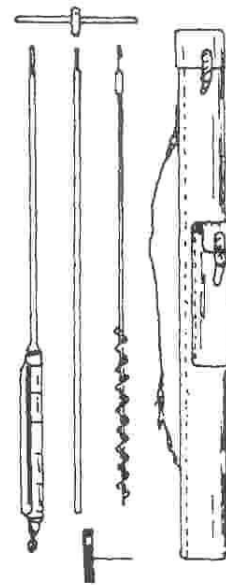
- pobranie próbek gruntów do badań makroskopowych i laboratoryjnych,
 - wykonanie badań gruntu w dnie otworu.
- Sprzęt do wierceń oraz sposób wykonania wiercenia powinny spełniać następujące wymagania:
- do urobku na świdrze nie powinny dostawać się domieszki gruntu warstw wyższych (rurowanie otworu),
 - w toku wiercenia nie powinno następować dodatkowe zawilgocenie gruntu (odpowiednie zakończenie kolumny rur osłonowych) ani kontaktowanie wód z różnych warstw wodonośnych (szczelność kolumny rur i poprawność wzajemnego izolowania przewierconych poziomów wodonośnych),
 - wiercenia wykonuje się tak, aby nie nastąpiło rozluźnienie gruntu w bezpośrednim sąsiedztwie otworu.

Otwór badawczy powinien być rurowany, a technika wiercenia jak i dobór narzędzi wiertniczych powinny możliwie dokładnie określić warunki gruntowo-wodne panujące w podłożu. Najczęściej stosowane świdry do wierceń gruntów organicznych przedstawiono na rysunku 3.1.

Wiercenia z użyciem ciągłego świdra śrubowego mogą być wykorzystane jedynie do szybkiej i wstępnej oceny gruntów w podłożu.

Świder śrubowy składa się ze stalowej żerdzi, na której przyspawana jest końcówka w kształcie śruby o długości 0,25–1,0 m i średnicy 35–100 mm. Przy pobieraniu próbek świder zapuszczany jest do poziomu, z którego pobierane są próbki i następnie wyciągany. Podczas wyciągania świdra grunt z otworu wiertniczego ponad poziomem pobierania próbek może znajdować się na obwodzie próbki, próbka musi być więc starannie oczyszczona. Zaletę stosowania próbnika ze świdrem śrubowym w gruntach organicznych stanowi możliwość pobrania długiej „ciągłej” próbki. Umożliwia to także rozróżnienie cienkich warstw innego materiału.

W bardzo słabych gruntach organicznych można stosować w celu identyfikacji gruntu świder łyżkowy. Jest to próbnik z otwartym grotem, mogącym zamykać się podczas obrotu. Próbnik jest zamknięty podczas wprowadzania go w dół, do poziomu pobierania próbek. Następnie otwiera się i zgarnia grunt do próbnika. Po jednym całym obrocie próbnik jest wyciągany. Jest to najbardziej dokładna metoda w przypadku szczególnie słabych gruntów organicznych, jakie występują np. na dnie jezior lub otwartych zbiorników wodnych.



Rysunek 3.1. Świdry stosowane do wierceń w gruntach organicznych

3.2.2. Badania w trakcie wykonywania wierceń

Bezpośrednio po każdym wydobyciu świdra z otworu określa się rodzaj nawierconego gruntu oraz jego stan i wilgotność, a w miarę możliwości także wiek i genezę.

Po każdej zmianie warstwy geotechnicznej lecz nie rzadziej niż co 1 m, a w przypadku gruntów drobnowarstwowych co 0,5 m należy wykonać pełne badania makroskopowe według normy PN-74/B-04452.

Pomiary głębokości występowania warstw geotechnicznych oraz poziomów wody gruntowej przeprowadza się w nawiązaniu do przyjętego geodezyjnego układu wysokościowego.

Pomiary i obserwacje poziomów piezometrycznych wody gruntowej w otworach można przeprowadzać zgodnie z normą PN-74/B-04452.

W czasie wiercenia otworu badawczego wykonuje się badania makroskopowe pozwalające na określenie:

- rodzaju gruntu, uziarnienia, spoistości, stopnia rozkładu w przypadku torfów,
- wilgotności gruntu,
- barwy gruntu,
- zawartości węgla wapnia,
- stanu gruntów.

Do badań makroskopowych gruntów zaleca się używać przyrządy kieszonkowe (penetrometr tłczkowy lub ścinarkę obrotową).

Badania spójności gruntu można wykonywać na pobranych próbkach NNS (penetrometrem tłczkowym) oraz bezpośrednio na urobku pochodzącym ze świdra.

3.2.3. Pobieranie próbek gruntu

Zgodnie z wytycznymi zawartymi w programie badań pobierane są próbki o:

- naturalnym uziarnieniu (NU),
- naturalnej wilgotności (NW),
- naturalnej strukturze (NNS).

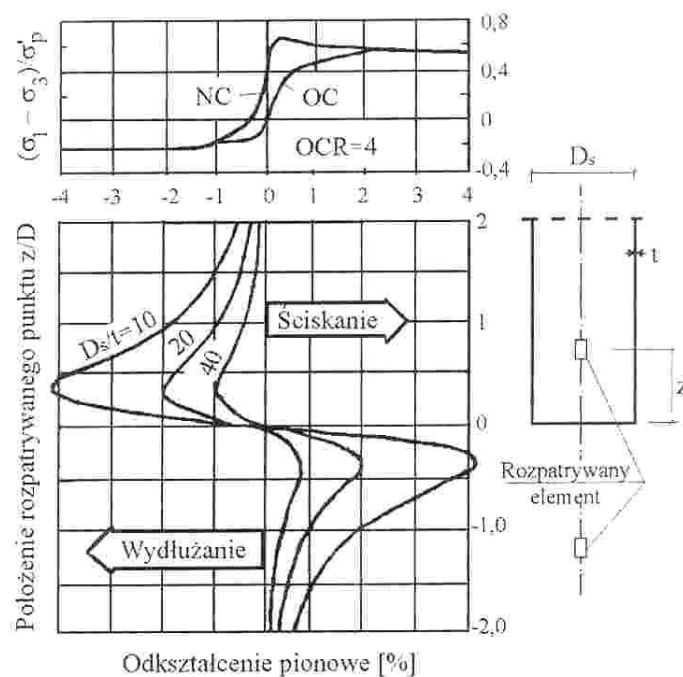
Próbki NU do badań cech fizycznych, których oznaczenie nie wymaga zachowania naturalnej wilgotności lub struktury, pobiera się z każdej napotkanej warstwy gruntu różniącej się stanem, wilgotnością lub barwą, ale nie rzadziej niż co 1 m głębokości. Próbka gruntów powinna mieć objętość od około 1 dm³ do 10 dm³.

Próbki NW do badań cech fizycznych, których oznaczenie wymaga naturalnego uziarnienia i wilgotności gruntu, pobiera się z każdej warstwy geotechnicznej, lecz nie rzadziej niż co 2 m. Próbka o objętości jak wyżej powinna być pobrana do szczelnie zamkniętych pojemników lub toreb foliowych.

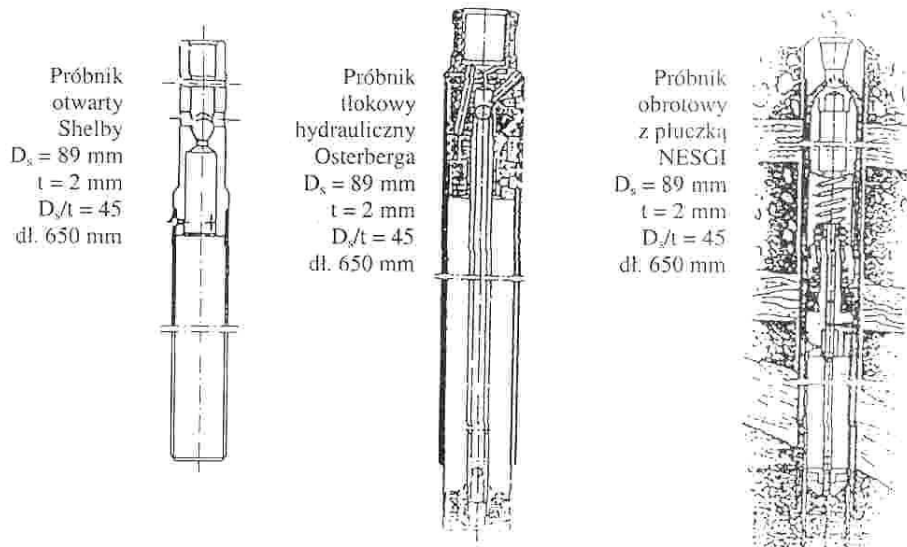
Próbki NNS do badań właściwości mechanicznych gruntów oraz tych cech fizycznych, których oznaczenie wymaga naturalnej struktury gruntu, pobiera się z dna otworu wiertniczego, z gruntu o niezmiennych strukturze i stanie. Pobiera się je ze wszystkich warstw gruntów słabych, dla których przewiduje się wykonanie obliczeń statycznych metodami dokładnymi. Liczba próbek NNS pobranych z całego obszaru zalegania tych warstw powinna wynosić co najmniej 6 z każdej warstwy.

Wymagania odnoszące się do pobierania, przechowywania i transportu próbek określa się w normie PN-74/B-04452, a wymagania odnoszące się do próbników podano na rysunku 3.2. Zalecane do stosowania w praktyce i spełniające wymienione wymagania próbniki powinny być cienkościenne. Przykłady takich próbników z zastosowaniem różnej techniki pogrążania ich w grunt podane są na rysunku 3.3.

Z dotychczasowych doświadczeń Katedry Geoinżynierii SGGW wynika, że najlepszą jakością próbek uzyskuje się przy użyciu próbników wciskanych firmy NENZI: do gruntów w stanie plastycznym lub twaroplastycznym może być używany próbnik otwarty Shelby, a do gruntów w stanie zwartym i półzwartym próbnik NESGI obrotowy z płuczką (rys. 3.3).



Rysunek 3.2. Zależność odkształceń przy pobieraniu próbek od wymiarów użytego próbnika (Baligh 1985)



Rysunek 3.3. Próbniki stosowane do pobierania próbek gruntów

Zamiast głowicy Shelby można używać aparatu Kersta z otwartym zaworem kulowym. Aparat ten powinien być jednakże dostosowany do cienkościennych cylindrów i powinien być pogrążony w grunt metodą wciskania.

Możliwe jest także w uzgodnionych przypadkach używanie tłokowych próbników firmy Borros o średnicy próbek 50 mm i powyżej.

Celem uzyskania próbki o wysokiej jakości ważne jest m.in. bardzo staranne wprowadzenie próbnika w grunt; próbnik powinien mieć bardzo ostrą końcówkę. Próbki powinny się wycinać równomiernie i powoli.

Problemem w przypadku próbników o małej średnicy staje się pobranie dobrych próbek we włóknistym torfie. Siła, mająca wyciąć próbkę, może spowodować ściskanie włókien podczas pobierania. Z tego względu konstruowane są próbniki o średnicy do 110 mm. Składają się one z ostrego, falistego zakończenia, umocowanego w plastikowym rdzeniu z głowicą prowadzącą w górnej części. Próbki pobierać można z powierzchni terenu lub z dna wierconych otworów.

Po wyciągnięciu próbnika ostrze tnące i głowica prowadząca są rozmontowywane a próbka pozostaje zamknięta szczelnie w plastikowej rurze. Edometryczne badania laboratoryjne wykazują, że próbki torfu pobrane tym próbnikiem są lepszej jakości niż próbki pobrane próbnikiem tłokowym o małej średnicy (Wolski i Hartlen 1996).

3.3. Badania warunków wodnych

3.3.1. Pomiar ciśnienia wody w porach

Pomiary zwierciadła wody gruntowej lub ciśnienia wody w porach służą z geotechnicznego punktu widzenia obliczeniom stateczności i osiadań nasypów na podłożu organicznym.

Pomiary wykonywane są zwykle podczas badań terenowych na potrzeby określonego projektu, ale mogą być także stosowane do kontroli w trakcie wykonywania nasypu. Wyróżnia się trzy główne sposoby określania ciśnienia wody gruntowej w podłożu:

- pomiar swobodnego zwierciadła wody w rzekach, jeziorach, otwartych zbiornikach wodnych lub otworach wiertniczych,
- pomiar w otwartych piezometrach lub rurach opuszczanych do określonego poziomu; piezometry zaopatrzone są wówczas w końcówki filtrujące zapewniające dopływ wody do piezometru,
- pomiar w systemach zamkniętych za pomocą piezometrów zaopatrzonych w końcówki pomiarowe.

Celem uzyskania pełnego obrazu rozkładu ciśnienia wody w porach w profilu gruntowym instaluje się zwykle więcej niż jeden piezometr w każdym profilu badawczym, zwłaszcza gdy w podłożu występują na przemian warstwy przepuszczalne i nieprzepuszczalne. Ponadto, ze względu na fakt, że poziom wody gruntowej lub ciśnienie wody porowej w gruncie zmienia się znacząco w czasie, niezbędne jest prowadzenie obserwacji przez odpowiednio długi okres celem rozpoznania okresów występowania wysokiego lub niskiego zwierciadła wody gruntowej.

Pomiar wody gruntowej w otworach wiertniczych jest zwykle najmniej dokładnym sposobem pomiaru, ponieważ otrzymuje się w nich tylko średnie ciśnienie wody gruntowej na określonej głębokości lub ilości wody, jaka spłynęła do otworu wiertniczego w czasie deszczu.

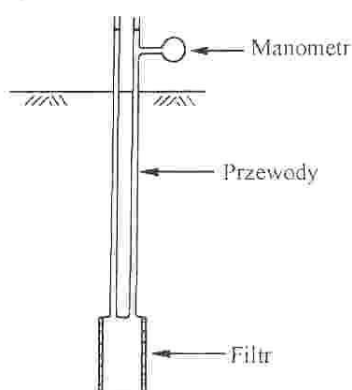
W gruntach przepuszczalnych pomiar ciśnienia wody w porach może być przeprowadzony w otwartych piezometrach, zafiltrowanych na określonym poziomie poniżej zwierciadła wody gruntowej. W gruntach organicznych niezbędne jest stosowanie otwartych piezometrów o małej średnicy rury (ok. 5 mm), wówczas bowiem opóźnienie reakcji piezometru nie jest zbyt duże.

Z doświadczenia wynika, że w tego rodzaju urządzeniu opóźnienie wynosi do 3 tygodni pod warunkiem, że powierzchnia filtra jest wystarczająco duża. Pomiar zwierciadła wody w plastikowej rurze o małej średnicy wykonuje się przy użyciu czujnika elektrycznego, który zamyka obwód prądu elektrycznego po osiągnięciu zwierciadła wody.

W przypadku określania ciśnienia wody w porach gruntów organicznych, kiedy konieczne jest wskazanie jego zmian w krótkim czasie, pomiary wykonywane są za pomocą piezometrów zamkniętych. W praktyce stosuje się wiele różnych rodzajów tych piezometrów:

- pneumatyczne,
- hydrauliczne,
- elektryczne ze struną wibracyjną,
- elektryczne z czujnikami indukcyjnymi.

Zasada działania piezometrów zamkniętych została przedstawiona na rysunkach 3.4–3.7.

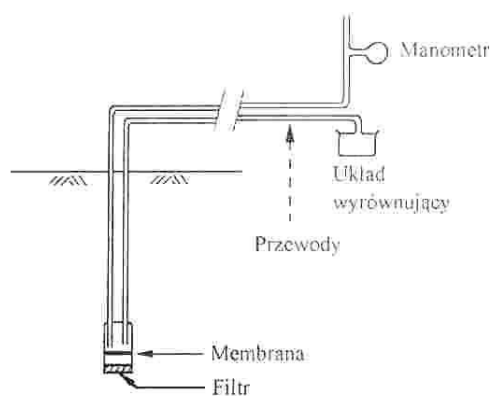


Rysunek 3.4. Piezometr hydrauliczny

W **piezometrze hydraulicznym** (rys. 3.4), plastikowy przewód wypełniony jest olejem silnikowym i połączony z manometrem. Ciśnienie wody w porach oblicza się z różnicy poziomu filtru i manometru oraz gęstości oleju. Poważnym problemem w tej metodzie pomiaru jest uwzględnienie wpływu zmian temperatury. Dlatego też przewód plastikowy piezometru powinien być szczelnie zaizolowany w trakcie pomiaru.

W **piezometrze pneumatycznym** (rys. 3.5) ciśnienie wody w porach działa na membranę czujnika ciśnienia, do którego podłączone są dwa przewody wypełnione gazem. Podczas odczytu ciśnienie powietrza lub gazu w przewodzie doprowadzającym jest zwiększane. Kiedy ciśnienie gazu osiągnie wartość ciśnienia wody przy membranie, powietrze lub gaz przepływa do przewodu powrotnego. Odczytane ciśnienie gazu jest równe ciśnieniu wody w porach.

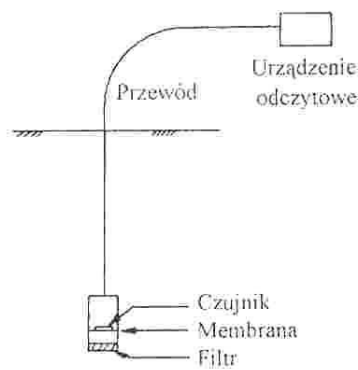
W **piezometrze elektrycznym strunowym** (rys. 3.6) membrana połączona jest rozciągniętą struną. Podczas pomiaru za pomocą elektromagnesów wprowadza się strunę w drgania i odczytuje się na liczniku częstotliwość wibracji, która zależy od wartości ciśnienia wody w porach gruntu. Ważnym elementem pomiaru jest wyskalowanie



Rysunek 3.5. Piezometr pneumatyczny

czujnika z uwzględnieniem wpływu temperatury gruntu. W niektórych piezometrach tego rodzaju membranę odciąża się przez przyłożenie ciśnienia wtórnego. Sprawdza się w ten sposób częstotliwość punktu zerowego, co jest ważne przy długotrwałych obserwacjach.

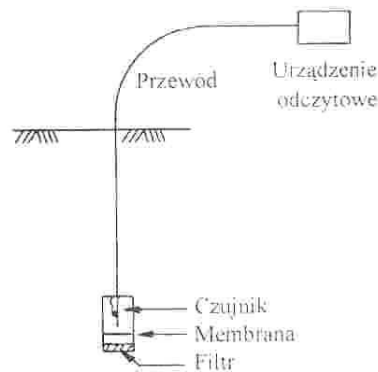
W **piezometrze elektrycznym** z czujnikiem tensometrycznym (rys. 3.7) czujnik przytworzony jest do tylnej części membrany. Opór tensometru wzrasta przy obciążeniu membrany ciśnieniem wody. Zmiany oporu elektrycznego mierzy się sygnalizatorem opartym na zasadzie działania mostka tensometrycznego.



Rysunek 3.7. Piezometr elektryczny z czujnikiem tensometrycznym

Włożeniem i odczytem wynosi około 15 minut. W przypadku pomiarów ciągłych czujnik podłączony do systemu odczytowego pozostawia się w rurze piezometru.

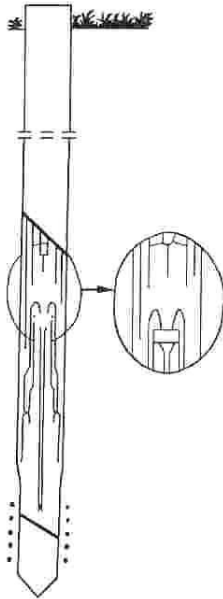
Podczas pomiaru ciśnienia wody w porach w osiadającym podłożu organicznym pod nasypem należy uwzględnić duże osiadania gruntu. W takim przypadku konieczne jest często zainstalowanie piezometru w oddzielnej rurze osłonowej, wciśniętej do głębokości ok. 1–2 cm powyżej końcówki filtra, ponieważ osiadanie piezometru może spowodować zawyżanie odczytów ciśnienia wody w porach.



Rysunek 3.6. Piezometr elektryczny z wibrującą struną

W **systemie BAT** końcówka filtrująca i czujnik są oddzielone (rys. 3.8). Końcówka piezometru składa się z plastikowego lub wykonanego z nierdzewnej stali ostrza, filtra ceramicznego lub z polietylenu oraz dyszy zaopatrzonej w samouszczelniającą gumową membranę. Czujnik składa się z przetwornika ciśnieniowego z czujnikiem tensometrycznym, podłączonego do urządzenia odczytowego.

Podczas wykonywania odczytów jednostka pomiarowa jest opuszczana do filtra, a igła przebija gumową membranę. Ciśnienie wody w porach jest więc przekazywane z filtra do przetwornika ciśnienia. Opóźnienie pomiędzy



Rysunek 3.8. System piezometryczny BAT

3.3.2. Pomiar przepuszczalności

Znajomość warunków drenażu w podłożu nasypu jest niezbędnym czynnikiem warunkującym poprawną analizę osiadań i prognozę konsolidacji. Terenowe badania przepuszczalności stanowią cenne uzupełnienie badań laboratoryjnych, szczególnie przy projektowaniu drenażu pionowego kiedy ważna jest znajomość współczynnika filtracji poziomej. W tym przypadku badania terenowe mogą być bardziej wiarygodne od badań laboratoryjnych.

Według Jamiolkowskiego i in. (1985), współczynnik filtracji w warunkach „in situ” można określić kilkoma metodami:

- pompowanie (wypływ i dopływ z otworów wiertniczych),
- badanie w piezometrach,
- samowwiercające się komory,
- badanie rozproszenia nadwyżki ciśnienia podczas sondowań statycznych CPTU,
- wsteczna analiza wyników pomiarów terenowych.

Do celów praktycznych, w przypadku gruntów organicznych o niskiej przepuszczalności, zalecane są badania w piezometrach. Próbne pompowanie zwykle nie jest stosowane ze względu na małą przepuszczalność tych gruntów, a badania za pomocą sondy CPTU powodują powstanie nieznacznej nadwyżki ciśnienia wody w porach ze względu na dużą zawartość gazu w gruntach organicznych powodującą zapowietrzenie filtru.

W większości grunty organiczne są lekko prekonsolidowane, dlatego też badanie w piezometrach z dopływem jest bardziej odpowiednie dla badania gruntu w nasypie, ponieważ powoduje wzrost naprężeń efektywnych. Podczas badania filtracji w gruntach organicznych powstaje praktyczny problem wytworzenia i utrzymania wzajemnego ciśnienia w systemie ze względu na wpływ pęcherzyków gazu. Dlatego też w badaniach przepuszczalności nasypów na podłożu organicznym stosuje się metodę dopływu ze stałym i raczej niskim gradientem.

W tym celu filtr piezometryczny jest umieszczany na żądanej głębokości i podłączany do urządzenia pod stałym ciśnieniem, np. butelki Mariotte'a (rys. 3.9).

Przepuszczalność gruntu oblicza się wg następującego wzoru:

$$q = F \cdot k \cdot h \quad (3.1)$$

gdzie:

q – pomierzony przepływ,

k – współczynnik filtracji,

h – przyłożone ciśnienie,

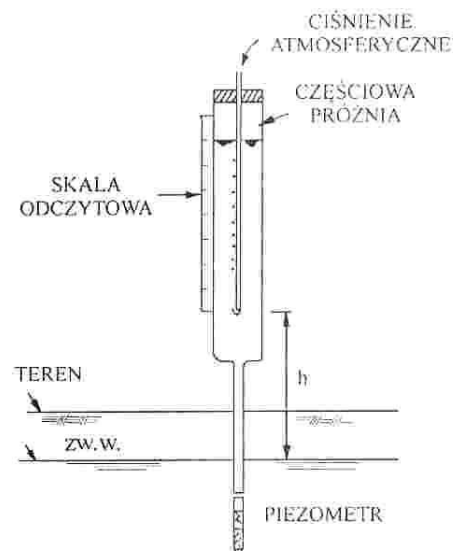
F – współczynnik wymiaru i kształtu.

$$F = \frac{2,4\pi L}{\ln \left[1,2 \frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(1,2 + \frac{L}{D} \right)^2} \right]} \quad (3.2)$$

gdzie:

L – długość filtra,

D – średnica filtra.



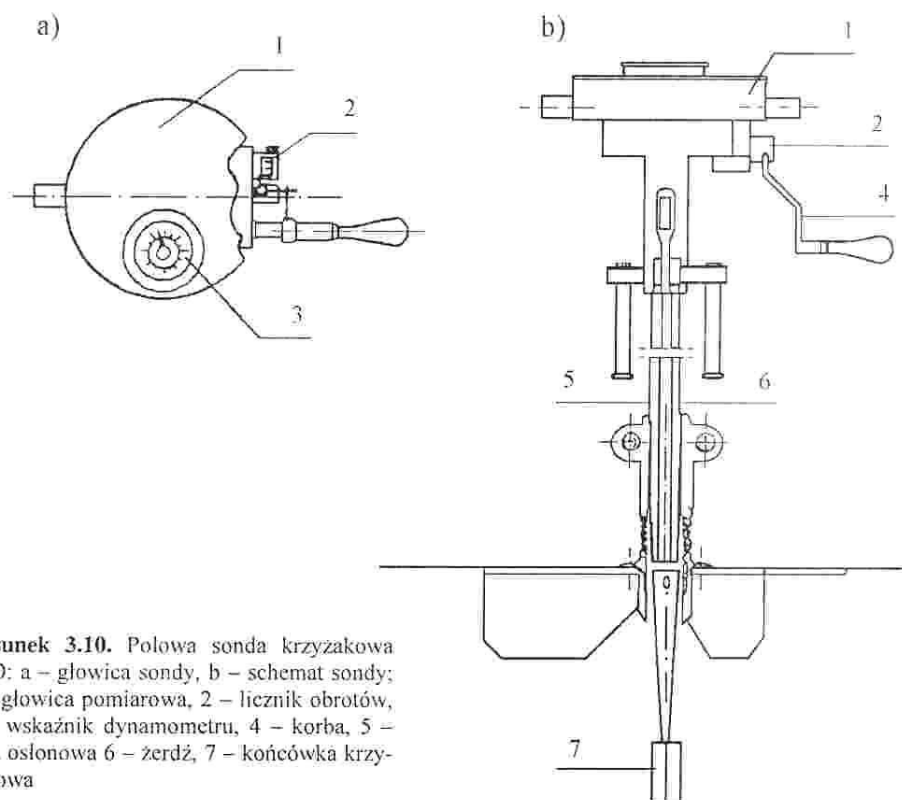
Rysunek 3.9. Końcówka piezometru z butelką Mariotte'a do badania odpływu pod stałym ciśnieniem

3.4. Badanie polową sondą krzyżakową

3.4.1. Metodyka badań

Badanie polową sondą krzyżakową jest powszechnie stosowaną metodą wyznaczania wytrzymałości gruntów organicznych na ścinanie w warunkach bez odpływu. Wyniki badań polową sondą krzyżakową wykorzystywane są również do określenia wrażliwości gruntu oraz oszacowania współczynnika prekonsolidacji.

Istnieją dwa najczęściej stosowane rozwiązania konstrukcyjne połowej sondy krzyżakowej. W pierwszym rozwiązaniu żerdzie, łączące końcówkę krzyżaka z urządzeniem napędowym znajdującym się ponad powierzchnią terenu, nie mają rur osłonowych. W tym przypadku moment obrotowy niezbędny do obrotu żerdzi powinien być mierzony na każdym etapie badania i odejmowany od całkowitego momentu obrotowego. W niektórych rozwiązaniach konstrukcyjnych końcówka krzyżaka podczas wprowadzania w grunt może być dodatkowo zabezpieczona przed uszkodzeniem specjalną osłoną. Połowa sonda krzyżakowa wyposażona jest w wymienne końcówki krzyżaka o stosunku wysokości krzyżaka H_v do średnicy D_v równym 2. W rozwiązaniu obecnie najbardziej rozpowszechnionym, którego przykładem jest stosowana w kraju połowa sonda obrotowa (PSO), żerdzie otoczone są rurą osłonową (rys. 3.10). Połowa sonda krzyżakowa PSO wyposażona jest w cztery wymienne końcówki krzyżakowe (tab. 3.1). Celem uniknięcia wpływu poprzedniego ścięcia na uzyskany wynik zaleca się, aby odległość między kolejnymi ścieniami nie była mniejsza niż 0,5 m.



Rysunek 3.10. Połowa sonda krzyżakowa PSO: a – głowica sondy, b – schemat sondy; 1 – głowica pomiarowa, 2 – licznik obrotów, 3 – wskaźnik dynamometru, 4 – korba, 5 – rura osłonowa 6 – żerdź, 7 – końcówka krzyżakowa

Tabela 3.1. Porównanie zaleceń dotyczących urządzenia i metodyki badania połową sondą krzyżakową w wybranych krajach

Wyszczególnienie	Polska PN (1974)	USA ASTM (1988)	Wielka Brytania BS (1986)	Norwegia NGF (1982)
Urządzenie:				
wymiary	80 × 40	76,2 × 38,1		
krzyżaków	120 × 60 160 × 80 200 × 100	102,6 × 50,8 127,0 × 63,5 184,1 × 92,1		
dokładność odczytu	±0,5%	±1,2 kPa	1%	±0,5%
napęd	ręczny	mechaniczny	mechaniczny	mechaniczny
Metodyka:				
minimalna odległość sondowań	3 × D	5 × D	3 × D	500 mm
prędkość obrotowa ścinania	5 ±0,5°/min	6°/min	6–12°/min	12°/min
czas do ścięcia		2–5 min	5 min	1–3 min

Zgodnie z zaleceniami przytoczonymi w tabeli 3.1, ścięcie powinno nastąpić w ciągu 5 minut od wprowadzenia krzyżaka na daną głębokość. Maksymalna prędkość obrotowa ścinania mierzona na powierzchni nie powinna przekraczać 12°/min. Zgodnie z polską normą, badania połową sondą krzyżakową należy prowadzić przy prędkości obrotowej ścinania równej $5 \pm 0,5^\circ/\text{min}$. Celem zapewnienia warunków bez odpływu prowadzenie badań przy standardowej prędkości obrotowej ścinania, przy stosowanych wymiarach krzyżaków, uzasadnione jest w gruntach organicznych o współczynniku konsolidacji poziomej $c_h < 2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. W przypadku wykonywania badań przy tej prędkości na gruntach organicznych o większym współczynniku konsolidacji poziomej należy liczyć się z zawyżeniem pomierzonej wartości wytrzymałości na ścinanie, wynikającym z częściowego odpływu wody z porów podczas ścinania. W przypadku nieobciążonych, słabo rozłożonych torfów wskazane jest dwukrotne zwiększenie prędkości ścinania. Znaczne zmniejszenie przepuszczalności gruntów organicznych podczas konsolidacji powoduje, że wyniki badań sondą krzyżakową przeprowadzone w obciążonym podłożu organicznym mogą być traktowane jako wartości pomierzone w warunkach bez odpływu.

W celu określenia wrażliwości gruntu S_r ścinanie w gruncie o zniszczonej strukturze jest wykonywane po wielokrotnych pełnych obrotach krzyżaka.

3.4.2. Interpretacja wyników

Wartość wytrzymałości na ścinanie τ_{fv} przy zastosowaniu sondy krzyżakowej określa się według wzoru:

$$\tau_{fv} = \frac{2 \cdot M_{\max}}{\pi \cdot D_v^2 \left(H_v + \frac{D_v}{3} \right)} \quad (3.3)$$

$$\text{przy } \frac{H_v}{D_v} = 2 \quad \tau_{fv} = \frac{6 \cdot M_{\max}}{7(\pi \cdot D_v^3)} \quad (3.4)$$

gdzie:

- τ_{fv} – wytrzymałość na ścinanie pomierzona sondą krzyżakową [kPa],
- M_{\max} – maksymalny moment obrotowy w momencie ścięcia [kN·m],
- H_v, D_v – średnica krzyżaka [m].

3.4.3. Ocena parametrów geotechnicznych

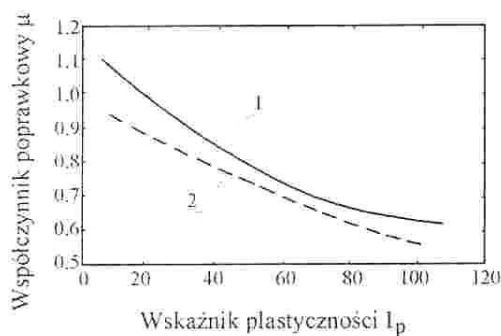
Wytrzymałość na ścinanie. Liczne doświadczenia wskazują, że wartości wytrzymałości na ścinanie τ_{fv} pomierzone połową sondą nie mogą być użyte bezpośrednio w obliczeniach stateczności nasypów na podłożu słabonośnym (Bjerrum 1972, Gołębiowska 1976, Azzouz i in. 1983).

Wytrzymałość na ścinanie bez odplywu τ_{fu} oblicza się wykorzystując pomierzoną wartość wytrzymałości na ścinanie τ_{fv} i współczynnik poprawkowy μ według wzoru:

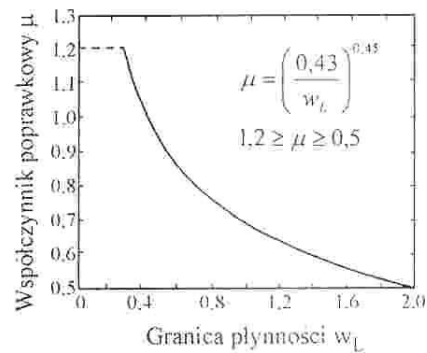
$$\tau_{fu} = \mu \cdot \tau_{fv} \quad (3.5)$$

W celu określenia wartości współczynnika poprawkowego μ Bjerrum (1972) zaproponował empiryczną zależność tego współczynnika od wskaźnika plastyczności I_p (rys. 3.11). Zależność ta jest dość powszechnie stosowana w praktyce, chociaż przeznaczona jest głównie do normalnie skonsolidowanych, mało plastycznych glin. Przypadki utraty stateczności nasypów, wykorzystane przez Bjerruma przy opracowaniu zależności empirycznej, zostały ponownie przeanalizowane przez Azzouza i in. (1983) pod kątem uwzględnienia trójwymiarowości w analizie stateczności (rys. 3.11). Wartości współczynników poprawkowych otrzymywanych z nowej zależności są około 10% niższe od uzyskiwanych z zależności podanej przez Bjerruma (Azzouz i in. 1983, Mayne i Mitchell 1988).

Na podstawie doświadczeń szwedzkich, zgromadzonych dla normalnie skonsolidowanych i lekko prekonsolidowanych wysoko plastycznych gruntów słabych, Szwedzki Instytut Geotechniczny (Larsson i in. 1984) zaleca określanie współczynnika poprawkowego μ w zależności od granicy płynności w_L (rys. 3.12). Współczynniki poprawkowe większe niż 1,2 lub mniejsze niż 0,5 nie powinny być stosowane bez przeprowadzenia badań uzupełniających, potwierdzających zasadność przyjętych wartości. Na podkreślenie zasługuje fakt, że współczynniki poprawkowe określone z zależności empirycznych należy traktować jako wartości uśrednione, które uzyskano przy dość istotnym rozrzucie wyników. Gdy wartość współczynnika poprawkowego wyznaczona w rozpatrywanym gruncie budzi wątpliwość, wskazane jest, celem weryfikacji przyjętych wartości, wykonanie laboratoryjnych badań wytrzymałościowych.



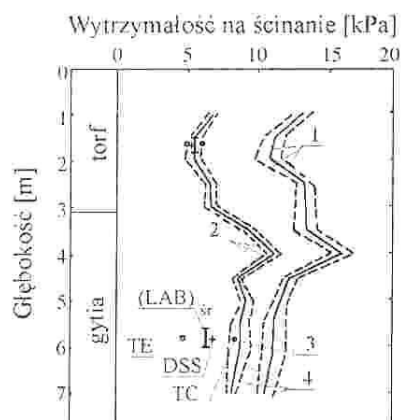
Rysunek 3.11. Współczynnik poprawkowy μ do obliczania wytrzymałości na ścinanie pomierzonej sondą krzyżakową: 1 – zaproponowany przez Bjerruma (1972), 2 – skorygowany przez Azzouza i in. (1983)



Rysunek 3.12. Współczynnik poprawkowy μ do obliczania wytrzymałości na ścinanie pomierzonej sondą krzyżakową lub laboratoryjną sondą stożkową proponowany przez Szwedzki Instytut Geotechniczny (Larsson i in. 1984)

W gruntach organicznych rozrzut wyników z badań sondą krzyżakową jest często dość istotny. Aby otrzymać profil wytrzymałości na ścinanie bez odpływu do celów projektowych, należy obliczyć średnią z kilku skorygowanych wartości wytrzymałości na ścinanie (Larsson i in. 1984, Baecher i Ladd 1985). Jako przykład na rysunku 3.13 przedstawiono wartości wytrzymałości na ścinanie uzyskane z badań sondą krzyżakową oraz wartości skorygowane zgodnie z zaleceniami Szwedzkiego Instytutu Geotechnicznego (Larsson i in. 1984). Z porównania średniej wartości wytrzymałości na ścinanie bez odpływu otrzymanej z badań laboratoryjnych i skorygowanej wytrzymałości na ścinanie uzyskanej z badań sondą krzyżakową wynika, że w gruntach organicznych z Antonin przyjęte współczynniki poprawkowe dla torfu są zgodne z zalece-

niami SGI. Różnice wystąpiły w przypadku gytii, dla której niezbędne było zmniejszenie współczynnika poprawkowego. Zestawienie wartości współczynników poprawkowych wyznaczonych w gruntach organicznych z obiektów doświadczalnych Białośliwie, Wonieść i Antoniny zamieszczono w tabeli 3.2.



Rysunek 3.13. Profil wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu uzyskany z badań połową sondą krzyżakową w Antoninach: 1 – wartości pomierzone sondą krzyżakową, 2 – wartości skorygowane wg metody SGI, 3 – wartości średnie, 4 – wartości średnie ± odchylenie standardowe; TC – badanie trójosiowe przy ściskaniu, TE – badanie trójosiowe przy wydłużaniu, DSS – badanie prostego ścinania, $(LAB)_{sr}$ – wartość średnia z badań laboratoryjnych (Lechowicz 1992).

Tabela 3.2. Zestawienie współczynników poprawkowych μ do obliczenia wytrzymałości na ścinanie pomierzonej sondą krzyżakową (Lechowicz 1992)

Obiekt	Grunt	μ_{wt}	μ_{TC}	μ_{DSS}	μ_{TE}	μ_{LAB}
Białośliwie	torf	0,50	0,80			
	gytia	0,70	0,90			
Wonieść	torf	0,50	0,70			
	gytia	0,60	0,90			
Antoniny	torf	0,50	0,60	0,50	0,44	0,51
	gytia	0,70	0,70	0,55	0,44	0,56
	(3,1–4,5 m)					
	gytia (4,5–7,8 m)	0,80	0,77	0,61	0,44	0,61

Wrażliwość. Połowa sondy krzyżakowej umożliwia stosunkowo szybko i wykonane w warunkach „in situ” wyznaczenie wrażliwości gruntu S_t . W celu określenia wrażliwości gruntu S_t , oprócz wytrzymałości na ścinanie gruntu o strukturze nienaruszonej, konieczne jest wyznaczenie wytrzymałości na ścinanie gruntu o strukturze zniszczonej. Wrażliwość gruntu S_t określa się jako stosunek pomierzonej sondą krzyżakową wytrzymałości maksymalnej do reszkowej:

$$S_t = \frac{\tau_{fv}}{\tau_{fr}} \quad (3.6)$$

gdzie:

τ_{fv} – wytrzymałości na ścinanie gruntu o strukturze nienaruszonej (maksymalna),

τ_{fr} – wytrzymałości na ścinanie o strukturze naruszonej (resztkowa).

Współczynnik prekonsolidacji. Wyniki doświadczeń stosowania połowej sondy krzyżakowej w gruntach organicznych oraz wyniki badań edometrycznych zostały przeanalizowane przez Lechowicza (1992) pod kątem opracowania zależności umożliwiającej oszacowanie współczynnika prekonsolidacji OCR na podstawie wyników badań połową sondą krzyżakową. Przy opracowaniu nomogramu umożliwiającego określenie współczynnika prekonsolidacji wykorzystano następującą zależność:

$$OCR = \left(\frac{(\tau_{fv} \cdot \mu) / (\sigma'_{v'})_o}{S} \right)^{1/m_{oc}} \quad (3.7)$$

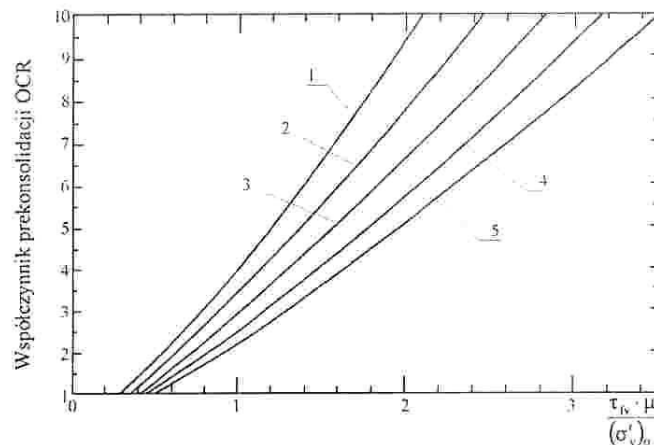
gdzie:

$(\sigma'_{v'})_o$ – składowa pionowa naprężenia efektywnego „in situ” [kPa];

S, m_{oc} – parametry zależności $\log(\tau_{fv}/\sigma'_{v'})$ od $\log(OCR)$.

W obliczeniach przyjęto parametr $m_{oc} = 0,85$ jako typową wartość zależności $\log(\tau_{fv}/\sigma'_{v'})$ od $\log(OCR)$ uzyskanej ze skorygowanych wyników badań połową sondą krzyżakową w gruntach organicznych. Nomogram do określenia w gruntach organicznych współczynnika prekonsolidacji OCR zamieszczono na rysunku 3.14. Przykładowe wartości parametru S (przedstawiającego znormalizowaną wartość wytrzymałości na ścinanie równą $\tau_{fv}/\sigma'_{v'}$ dla stanu normalnie skonsolidowanego) w gruntach organicznych z Antonin podano na rysunku 4.39. Współczynnik poprawkowy μ można określić na podstawie granicy płynności w_L z zależności zalecanej przez Szwedzki Instytut Geotechniczny, pokazanej na rysunku 3.11 (Larsson i in. 1984).

Rysunek 3.14. Nomogram do określenia współczynnika prekonsolidacji OCR w gruntach organicznych na podstawie wytrzymałości na ścinanie τ_{fv} pomierzonej połową sondą krzyżakową przy $m_{oc} = 0,85$: 1 – $S = 0,30$, 2 – $S = 0,35$, 3 – $S = 0,40$, 4 – $S = 0,45$, 5 – $S = 0,50$ (Lechowicz 1992)



3.5. Sondowania statyczne

3.5.1. Metodyka badań

Sondowanie sondą statyczną wciskaną (CPT, CPTU) umożliwia szybkie rozpoznanie budowy podłoża i uzyskanie niektórych parametrów fizyko-mechanicznych poszczególnych warstw gruntu. Przebieg badania polega na wciśnięciu w podłoże gruntowe z odpowiednio małą prędkością penetrometru składającego się z zestawu żerdzi zakończonych u podstawy sondą ze stożkiem pomiarowym. Istnieje wiele metod analizy wyników sondowań poszczególnych rodzajów gruntu i typów używanych końcówek sond. Daje to dużą wiarygodność wyników i poszerza możliwość ich stosowania.

Sondowanie pozwala na rozpoznanie gruntów do głębokości 20–30 m (w zależności od warunków badanego podłoża). Na wyniki sondowań wpływa wiele czynników, z których decydujące znaczenie mają rodzaj gruntu i jego wilgotność oraz głębokość sondowania.

Z sondowania statycznego otrzymuje się bezpośrednio, w zależności od rodzaju zastosowanej do badań końcówki, następujące parametry sondowań:

- wykres jednostkowych oporów stożka, q_c ,
- wykres jednostkowych oporów tarcia gruntu na tulei ciernej, f_s ,
- wykres ciśnienia wody w porach gruntu, u .

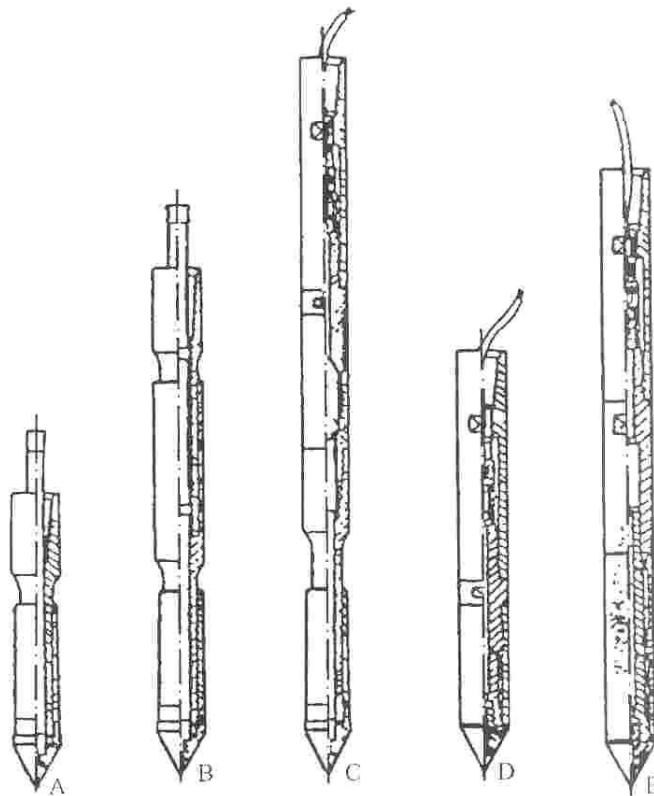
W zależności od typu zastosowanej do badań sondy rejestracja wyników może odbywać się:

- elektrycznie przy zastosowaniu rejestratora,
- mechanicznie, przez notowanie odczytów z manometrów.

Elektrycznym systemem rejestracji można otrzymać, w zależności od rodzaju końcówki i rejestratora, jeden, dwa lub trzy równoległe wykresy zmian wymienionych parametrów sondowań w badanym profilu gruntowym, np. q_c i u lub q_c i f_s lub q_c , f_s i u . Przy mechanicznym systemie rejestracji parametry sondowań w profilu gruntowym odczytuje się punktowo i wykorzystuje do sporządzenia wykresów.

Ze względu na fakt, że wartości parametrów sondowań, szczególnie q_c , w znaczącym stopniu zależą od wielkości i kształtu końcówki sondy, zaleca się używanie w badaniach końcówek o jednakowych wymiarach i kształcie.

Jako podstawową końcówkę badawczą Europejski Komitet ds. Sondowań Gruntów zaleca stosować stożek o powierzchni podstawy $F = 10 \text{ cm}^2$ i kącie wierzchołkowym $\alpha = 60^\circ$. Tuleja cierna powinna mieć średnicę równą średnicy stożka, a powierzchnię pobocznic F równą 150 cm^2 . Rodzaje zalecanych do badań końcówek sond statycznych przedstawiono na rysunku 3.15.



Rysunek 3.15. Przykładowe typy końcówek statycznych sond wciskanych: A, B – sondy mechaniczne, C – sonda elektryczna van den Berga, D, E – sondy elektryczne

Sondowania statyczne przeprowadza się pogrążając stożek ze stałą prędkością. Zalecana prędkość wciskania stożka wynosi $2,0 \pm 0,5$ cm/s. Otrzymane bezpośrednio z badań wykresy parametrów sondowań przed przystąpieniem do interpretacji są wstępnie weryfikowane. Weryfikacja ta polega na analizie przebiegu wykresu zmian parametrów sondowań w badanym profilu gruntowym i ocenie wielkości wpływu czynników mechanicznych i fizycznych oraz litologii. W wyniku tej analizy na profilu sondowań określa się:

- strefy o gwałtownych przyrostach oporów q_c , możliwych ze względu na występowanie lokalnych przeszkód w badanym profilu, np. kamienie, drewno itp.,
- granice zmian rodzajów gruntów,
- strefy o podobnych, możliwych do uśrednienia, wartościach parametrów.

W zależności od celu zamierzonej interpretacji można określić dodatkowe parametry sondowań, tj.:

- współczynnik tarcia:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100\% \quad (3.8)$$

- współczynnik ciśnienia wody w porach:

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_c - \sigma_{vo}} \quad (3.9)$$

gdzie:

u – pomierzone ciśnienie wody w porach w trakcie sondowania,

u_0 – ciśnienie hydrostatyczne,

σ_{vo} – pionowa składowa naprężenia całkowitego „in situ”.

3.5.2. Interpretacja wyników

Interpretację wyników sondowań przeprowadza się dwuetapowo, wykonując wstępnie ocenę jakościową uzyskanych pomiarów, a następnie zasadniczą interpretację ilościową.

Zakres interpretacji jakościowej obejmuje:

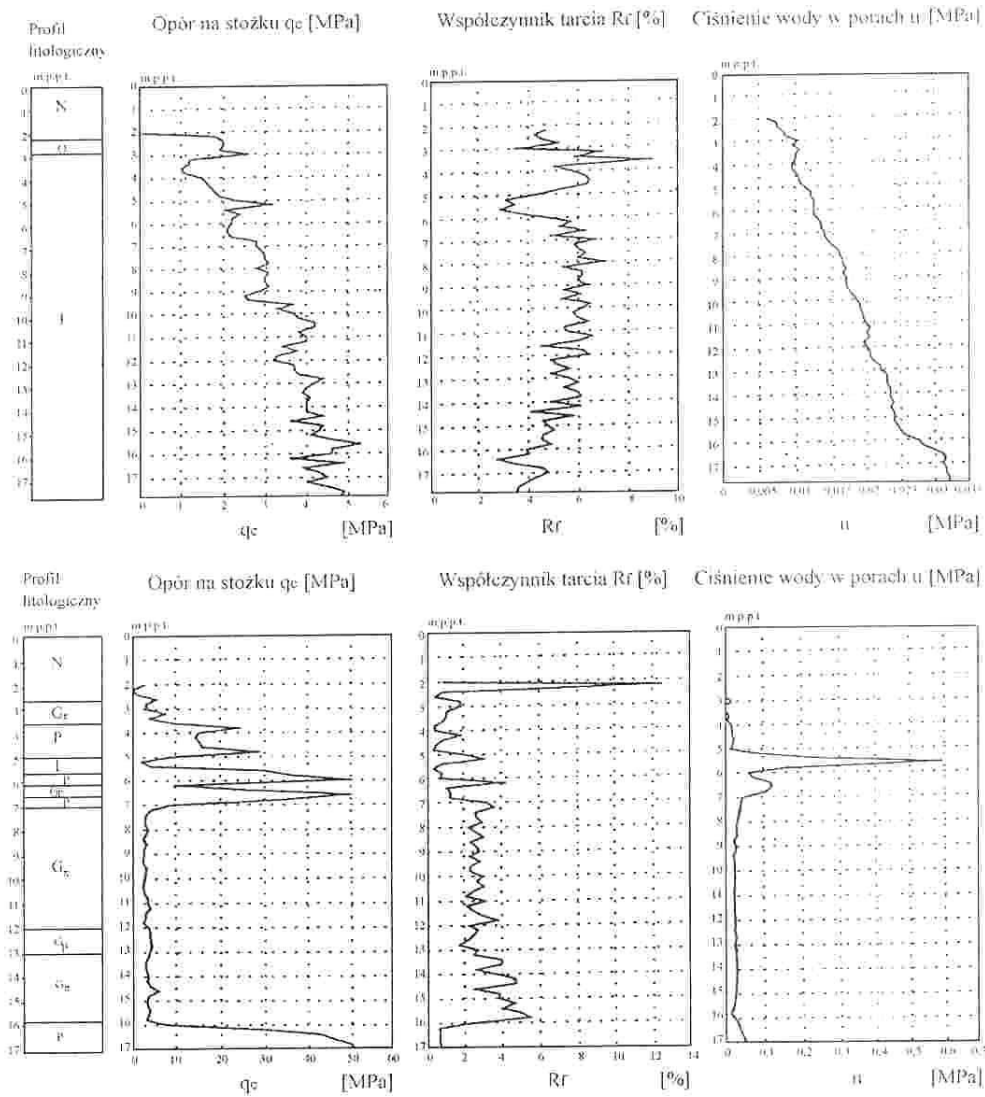
- ocenę jednorodności budowy podłoża,
- określenie miąższości i zasięgu występowania poszczególnych warstw gruntów,
- określenie granicy pomiędzy nasypem a gruntem rodzimym,
- wstępną kwalifikację gruntu do mineralnego lub organicznego.

Do interpretacji jakościowej wystarczająca jest znajomość wykresów zmian jednostkowych oporów stożka q_c oraz współczynnika R_f , a w przypadku badań CPTU ciśnienia wody w porach u . Przykładowe wyniki badań przedstawiono na rysunku 3.16.

W strefie przypowierzchniowej warstwy jednorodnej można zaobserwować gwałtowny przyrost oporu stożka do tzw. głębokości krytycznej. Najczęściej przyjmuje się, że głębokość ta nie przekracza 30 średnic stożka, tj. około 1,0 m. Poniżej głębokości krytycznej przyrost oporów stożka dla danego rodzaju gruntu jest liniowy, analogicznie do zmian pionowej składowej naprężenia w podłożu σ_{vo} .

Zakres interpretacji ilościowej obejmuje określenie:

- rodzaju gruntu,
- cech wskaźnikowych gruntu,
- parametrów określających historię naprężenia gruntu,
- parametrów wytrzymałościowych.



Rysunek 3.16. Wyniki sondowania statycznego CPTU wykonane przez Katedrę Geoinżynierii SGGW

Do interpretacji ilościowej wykorzystywane są dwa lub trzy wykresy zmian parametrów sondowania w badanych profilach (q_c, f_s, u).

Wzbudzone ciśnienie wody w porach w trakcie penetracji wpływa na wartość oporu stożka q_c i oporu tulei czarnej f_s . Campanella i in. (1985), Senneset i in. (1988) zasugerowali, że wyniki pomiaru powinny być korygowane z uwzględnieniem następującej zależności:

$$q_T = q_c + u_c \cdot (1 - a) \quad (3.10)$$

gdzie:

q_T – całkowity opór stożka [MPa],

q_c – jednostkowy opór stożka [MPa],

u_c – ciśnienie wody w porach w czasie penetracji,

a – współczynnik podstawy stożka netto (dla większości stożków mieści się w przedziale od 0,6 do 0,9).

Lunne i in. (1997) proponują przyjmowanie ciśnienia u_c dla filtru typu u_2 (Finke i in. 2001).

Senneset i in. (1982) zaproponowali wykorzystanie efektywnego oporu stożka q_n do wyznaczania niektórych parametrów geotechnicznych według zależności:

$$q_n = q_T - \sigma_{vo} \quad (3.11)$$

gdzie:

q_n – wartość „netto” oporu stożka [MPa],

q_T – całkowity opór stożka [MPa],

σ_{vo} – wartość składowej pionowej naprężenia całkowitego „in situ” [MPa].

Metody interpretacji wyników sondowań statycznych są w większości oparte na regionalnych związkach korelacyjnych parametrów gruntowych i parametrów sondowań. W literaturze można znaleźć także propozycje teoretycznej interpretacji wykresów sondowań, np. metody Senneseta-Janbu (1984) lub Mitchella-Durgunoglu (1975).

Większość metod interpretacyjnych wykorzystuje różne współczynniki, które uzależnione są od rodzaju gruntu, stopnia prekonsolidacji, składu mineralnego itp. Współczynniki te są często wyznaczone na podstawie lokalnie skonstruowanych równań empirycznych. Należy więc liczyć się, że wyznaczone wg podanych niżej metod parametry gruntów powinny być korygowane w badaniach laboratoryjnych do wybranych próbek z analizowanego podłoża.

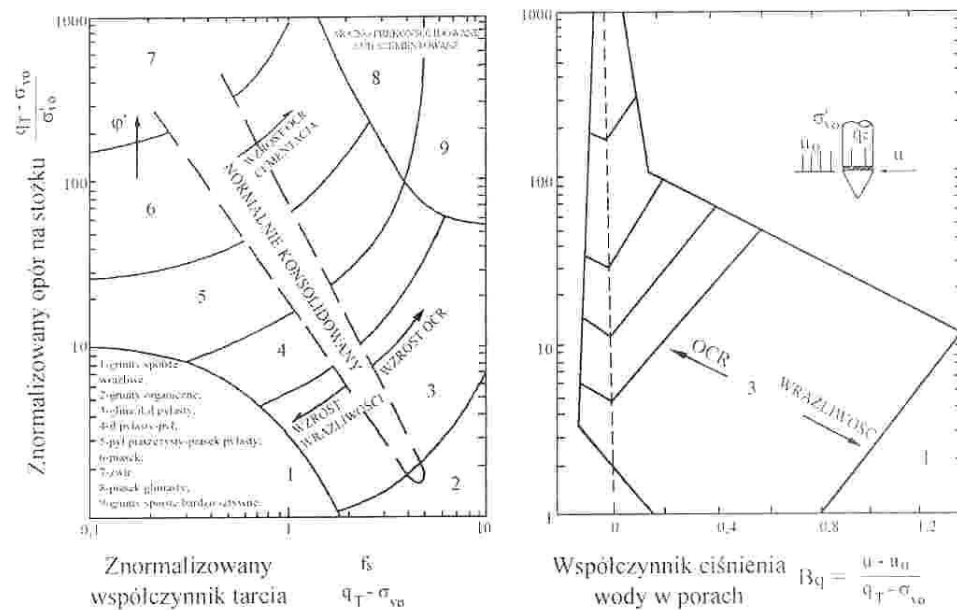
3.5.3. Oznaczenie warstw geotechnicznych podłoża

Do oszacowania rodzaju gruntu występującego w podłożu niezbędne są dwa wykresy parametrów: opór stożka q_c i tarcie na tulei ciernej f_s , oraz jako uzupełniający wykres ciśnienia wody w porach u_c , z badań CPTU. W gruntach organicznych należy liczyć się z dużą zmiennością budowy litologicznej, stąd istotne jest wydzielenie w podłożu warstw o zbliżonych oporach stożka. Prak-

tycznie przeprowadza się wydzielenie warstw o miąższości nie mniejszej niż $0,4 \pm 0,6$ m.

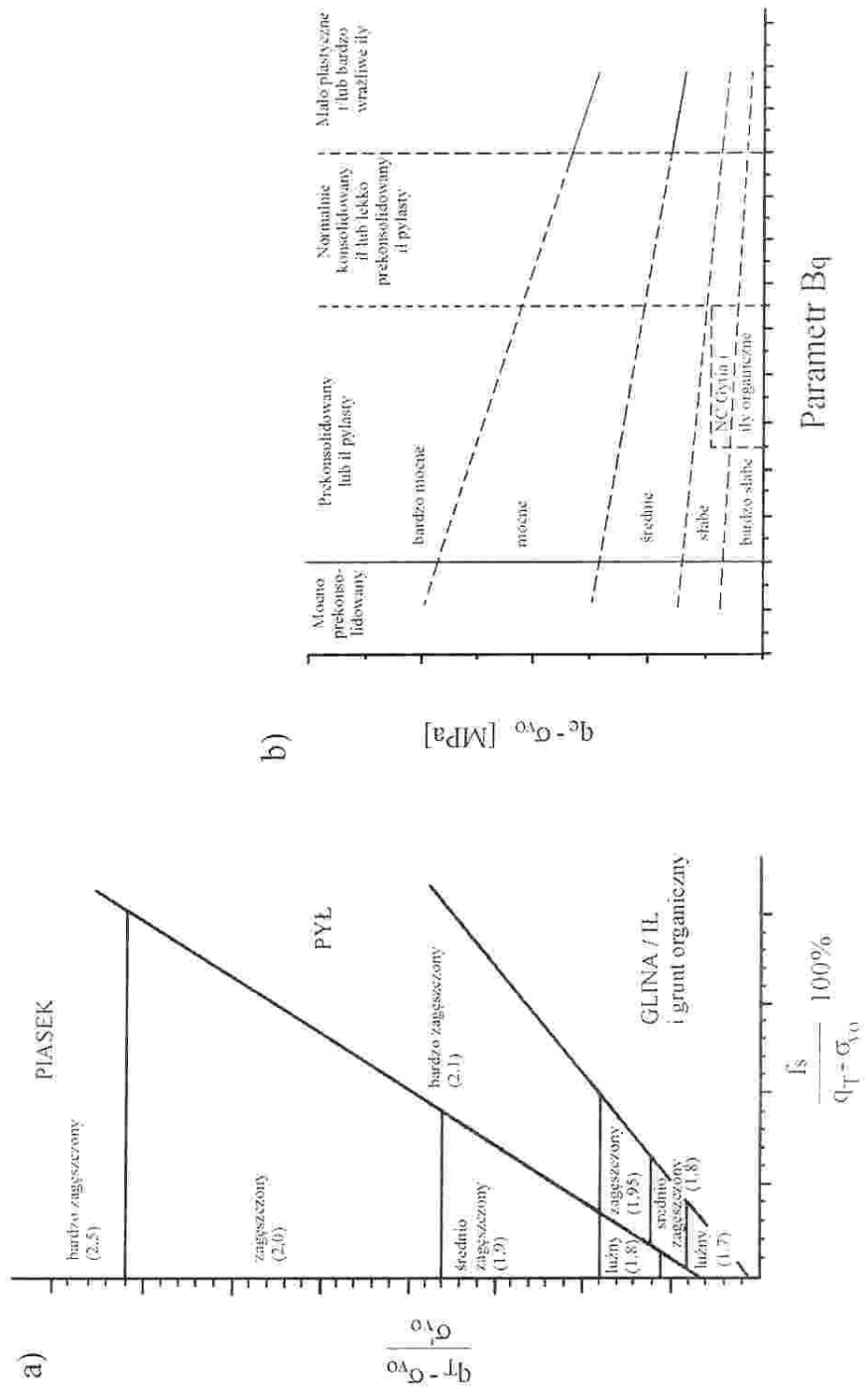
Do określenia rodzaju gruntu w danej warstwie wykorzystuje się średni znormalizowany opór stożka $[(q_c - \sigma_{vo})/\sigma'_{vo}]$, średni znormalizowany współczynnik tarcia $[f_s/(q_c - \sigma_{vo})]$ oraz w przypadku badań CPTU współczynnik ciśnienia wody w porach B_q .

Do identyfikacji rodzaju gruntów można stosować nomogramy Robertsona (1990) oraz Larssona (1991). Pozwalają one również na dokonanie wstępnej oceny historii naprężenia tych gruntów i stwierdzenie, czy badane grunty są normalnie konsolidowane czy prekonsolidowane (rys. 3.17 i rys. 3.18).

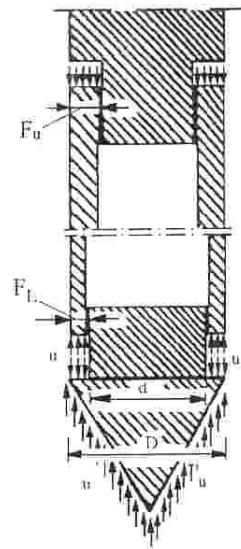


Rysunek 3.17. Nomogram Robertsona do określania rodzaju i historii naprężenia gruntu (Robertson 1990)

Wykorzystanie tych nomogramów wymaga uprzedniego obliczenia skorygowanej wartości oporu stożka q_T zgodnie ze wzorem 3.10 oraz z rysunkiem 3.19. W przypadku badań CPT można przyjąć, że $q_T = q_c$. W literaturze można znaleźć także inne kryteria pozwalające na określenie rodzaju badanego gruntu, np. nomogramy Begemanna (1965) i Schmertmanna (1970). Jednakże ze względu na fakt, że w większości grunty organiczne są lekko prekonsolidowane, nomogramy Robertsona i Larssona są bardziej odpowiednie.



Rysunek 3.18. Normogram Larssona do określania rodzaju i historii naprężenia gruntu



Rysunek 3.19. Zasady korekty wartości parametrów sondowania (Jamiołkowski i in. 1985)

$$q_T = q_c + u(1 - a)$$

$$a = \frac{A_n}{A_T}$$

$$A_n = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$A_T = \frac{\pi D^2}{4}$$

3.5.4. Ocena parametrów geotechnicznych

Oznaczenie cech wskaźnikowych gruntu

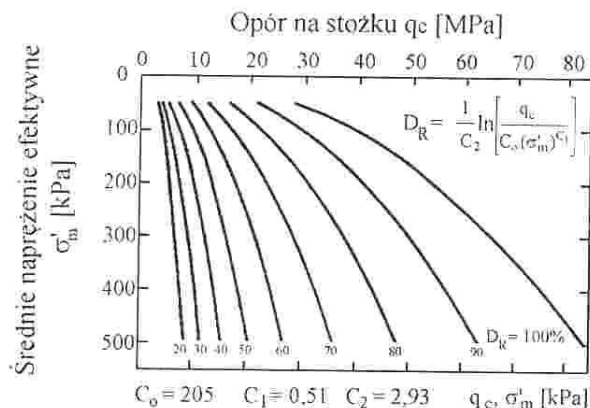
Metodą sondowań statycznych w zależności od oporu stożka q_c można określić stopień zagęszczenia gruntów niespoistych (I_d) podścielających grunty organiczne oraz stopień plastyczności gruntów spoistych i organicznych (I_L). W literaturze prezentowane są także metody pozwalające na określenie gęstości szkieletu gruntowego (ρ_d), jednakże w praktyce nie są one powszechnie wykorzystywane.

Do oceny wymienionych parametrów potrzebne są wykresy zmian oporów stożka q_c w badanych profilach, przy czym wielkość q_c zależy od wielu czynników, m.in.: uziarnienia, pionowej i poziomej składowej naprężenia w podłożu, ciśnienia wody w porach, geometrii stożka, prędkości sondowania, efektu cementacji ziarn i przewarstwień podłoża. Ze względu na niedostateczną znajomość wielkości wpływu wielu z wymienionych czynników podane niżej metody mają pewne ograniczenia, a uzyskane z nich wartości należy traktować jako orientacyjne.

Stopień zagęszczenia gruntów niespoistych (I_d) można określić wykorzystując zależność podaną na rysunku 3.20 (Baldi i in. 1986) lub według propozycji Schmertmanna (1970), podanej na rysunku 3.21.

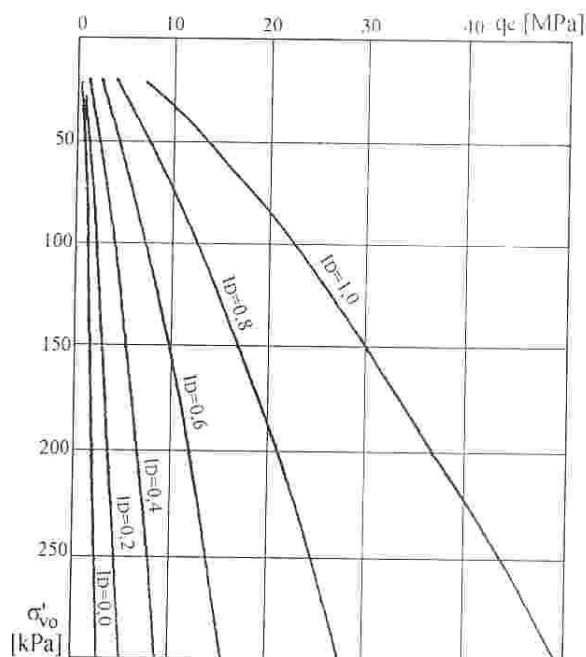
W badaniach gruntów niespoistych podścielających grunty organiczne lub stanowiące ich przewarstwienia często określaną jest parametr stanu Ψ zamiast

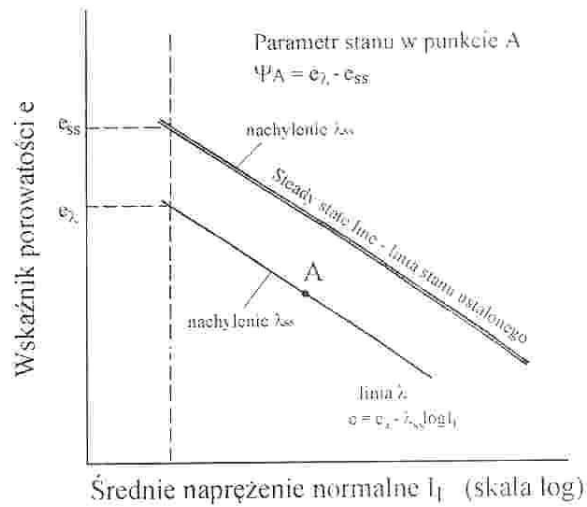
stopnia zagęszczenia I_d . Definicję parametru stanu Ψ przedstawiono na rysunku 3.22. Parametrem stanu Ψ opisuje się różnice w wartościach wskaźnika porowatości dla średniego naprężenia efektywnego $\sigma'_m = (\sigma'_{vo} + 2\sigma'_{ho})/3$ w stosunku do linii stanu ustalonej porowatości przy tej samej wartości naprężenia σ'_m . Parametr stanu definiuje, czy badany grunt jest w stanie „contractive” czy „dilative” a więc czy jest podatny na upłynnienie. Wartości parametru Ψ można określić wykorzystując metodykę zaproponowaną przez Beena i Jefferies (1985).



Rysunek 3.20. Zależność stopnia zagęszczenia I_d (D_r) od średniego naprężenia efektywnego σ'_m i oporu sondowania q_c (Baldi i in. 1986)

Rysunek 3.21. Nomogram Schmertmanna do wyznaczania stopnia zagęszczenia dla normalnie konsolidowanych nasyconych piasków drobnych (Schmertmann 1970)

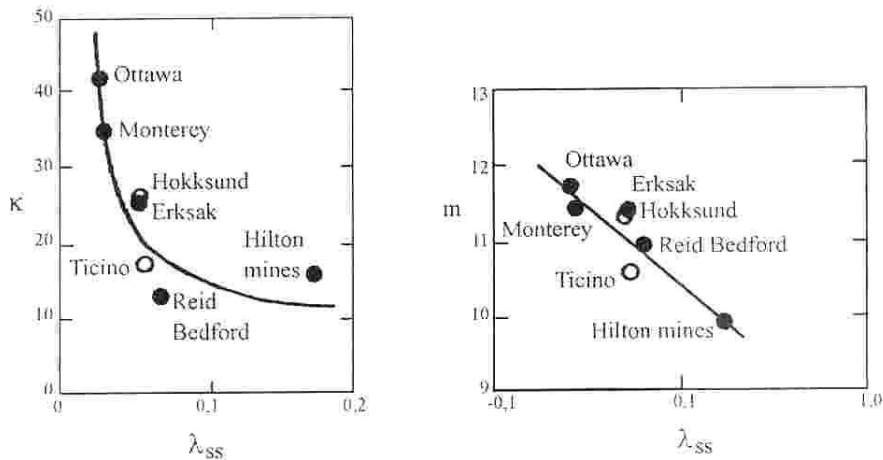




Rysunek 3.22. Definicje parametru stanu Ψ (Been i Jeffries 1985)

Polega ona na określeniu parametru λ_{ss} w badaniach trójosiowych, a następnie z zależności podanej na rysunku 3.23 parametrów m i κ . Następnie parametr stanu Ψ obliczany jest z zależności:

$$\frac{q_c - \sigma_m}{\sigma'_m} = \kappa \exp(-m \Psi) \quad (3.12)$$



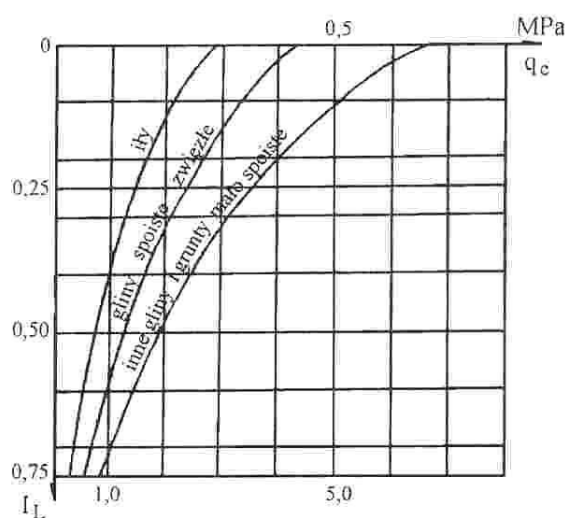
Rysunek 3.23. Wyznaczanie κ i m z linii ustalonej porowatości (Been i in- 1985)

W gruntach spójnych oraz organicznych takich jak gytia i il organiczny stopień plastyczności I_L można wyznaczyć na podstawie propozycji Karlssena i Hansbo 1981 (tab. 3.3) lub Wiłuna (1987) rys. 3.24. W propozycji Karlssena

i Hansbo uzależniającej stan gruntu od wytrzymałości na ścinanie τ_{ju} współczynnik N_{KT} zmienia się od $N_{KT} = 15$ dla glin do $N_{KT} = 24$ dla ilów organicznych i gytii.

Tabela 3.3. Zależność oporu sondowania q_c od stanu gruntów spoistych (Karlsen i Hansbo 1981)

$\tau_{ju} = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{N_{KT}}$ (kPa)	Stan gruntu	I_L
< 12,5	miękkoplastyczny	0,50
12,5÷25	plastyczny	0,50÷0,25
25÷50	twardoplastyczny	0,25÷0,00
50÷100	półzwarty	< 0
> 100	zwarty	< 0



Rysunek 3.24. Zależność między I_L a q_c w gruntach spoistych według Wifuna (1987)

Oznaczenie parametrów określających historię naprężenia gruntu

Parametrami określającymi historię naprężenia gruntu, a zatem umożliwiającymi określenie, czy grunt jest normalnie konsolidowany czy prekonsolidowany, są naprężenie prekonsolidacji σ'_p i współczynnik prekonsolidacji $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$ (σ'_{vo} – składowa pionowa naprężenia efektywnego „in situ”).

Wyznaczenie parametrów gruntu opisujących historię naprężenia na podstawie wyników sondowania statycznego może być przeprowadzone na podstawie empirycznych związków uzależniających współczynnik prekonsolidacji OCR od trzech parametrów (Wroth 1988): $(q_T - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$, $f_T / (q_T - \sigma_{vo})$ i $\Delta u / (q_T - \sigma_{vo})$.

Wartość naprężenia prekonsolidacji σ'_p w gruntach spoistych może być określona z empirycznej zależności zaproponowanej przez Mayne i Holtza (1988) w postaci:

$$\sigma'_p = 0,33(q_T - \sigma_{vo}) \quad (3.13)$$

gdzie:

$q_T = q_c + u(1 + a)$ – całkowity opór stożka,

u – ciśnienie wody w porach wokół stożka podczas penetracji,

a – współczynnik powierzchni stożka, stały dla określonego rodzaju stożka,

σ_{vo} – składowa pionowa naprężenia całkowitego „in situ”.

W przypadku braku pomiaru ciśnienia wody u w porach wokół stożka (np. w badaniu CPT) można przyjąć założenie, że $q_T = q_c$.

Sully i in. (1988) zaproponowali zależność między znormalizowaną różnicą ciśnień PPD a współczynnikiem prekonsolidacji OCR w postaci:

$$OCR = 0,66 + 1,43(PPD) \quad (3.14)$$

gdzie:

$$PPD = \frac{u_1 - u_2}{u_0}$$

Sandven i in. (1988) podali równanie pozwalające na wyznaczenie naprężenia prekonsolidacji σ'_p w postaci:

$$\sigma'_p + a = \frac{q_T - u_0 + a}{N_{qv}} \quad (3.15)$$

gdzie:

N_{qv} – współczynnik zależy od kształtu stożka,

a – współczynnik wyznaczony wg Sennest-Janbu (Sennest i in. 1982).

Mayne (1991) przedstawił przegląd metodyki wyznaczania współczynnika OCR oraz zaproponował następującą korelację pozwalającą na wyznaczenie OCR :

$$OCR = 2 \left[\frac{1}{1,95M + 1} \left(\frac{q_t - u_2}{\sigma'_{vo}} \right) \right]^{1,33} \quad (3.16)$$

gdzie:

M – nachylenie linii stanu krytycznego, $M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$,

ϕ' – efektywny kąt tarcia wewnętrznego,
 u_2 – ciśnienie wody w porach pomierzone powyżej stożka.

Lunne i in. oraz Powell (1997) zalecili wyznaczenie OCR dla gruntów spoistych z ogólnej zależności w postaci:

$$OCR = \frac{\kappa(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}} \quad (3.17)$$

gdzie przeciętna wartość współczynnika κ zawiera się w przedziale od 0,2 do 0,5.

Powell i in. (1988) wyznaczyli wartość $\kappa = 0,2$ dla ilów londyńskich w stanie twardoplastycznym, oraz $\kappa = 0,3$ dla ilów w stanie plastycznym. Larsson i Mulabdić (1991) otrzymali wartość $\kappa = 0,29$ dla ilów szwedzkich z tendencją malejącą wraz ze zwiększeniem granicy płynności w_L . Lunne i in. (1992) otrzymali $\kappa = 0,34$ dla ilów norweskich. Demers i in. (1994) wyznaczyli wartość $\kappa = 0,28$ dla wrażliwej gliny ze wschodniej części Kanady. Borowczyk i Szymański (1995) otrzymali wartość κ w przedziale 0,3 do 0,45 dla glin morenowych z regionu Warszawy. Mayne i Kulhawy (1995) podali wartość $\kappa = 0,33$ dla ilów amerykańskich.

Przegląd istniejących w literaturze propozycji wyznaczania współczynnika OCR wskazuje, że prezentowane związki i wartości występujących w nich współczynników mają charakter regionalny i powinny być stosowane po uprzedniej ich weryfikacji.

Otrzymana z obliczeń wartość współczynnika prekonsolidacji OCR może być wykorzystana do rozpoznania i oceny zakresu zmian wartości współczynnika parcia bocznego w spoczynku K_o w badanym profilu gruntowym na podstawie zależności empirycznej otrzymanej dla gruntów spoistych przez Mayne'a i Kulhawy'ego (1990) w postaci:

$$K_o = 0,47 \cdot OCR^{0,53} \quad (3.18)$$

Ponadto, Sully i Campanella (1991) zaproponowali zależność do wyznaczenia K_o na podstawie znajomości ciśnienia wody w porach mierzonej podczas badań piezostożkiem. Korelacja ma następującą postać:

$$K_o = a + b(PPSV) \quad (3.19)$$

gdzie:

$$a = 0,5,$$

$$b = 0,11,$$

$$PPSV = \frac{u_1 - u_2}{\sigma'_{vo}},$$

- u_1 – ciśnienie wody w porach pomierzone na ostrzu stożka,
 u_2 – ciśnienie wody w porach pomierzone powyżej stożka,
 σ'_{vo} – składowa pionowa naprężenia efektywnego na danej głębokości.

Oznaczenie parametrów wytrzymałościowych

Parametry wytrzymałościowe podłoża mogą być określone na podstawie wyników statycznego sondowania dwoma sposobami: teoretycznie lub z empirycznych zależności.

Rozwiązania teoretyczne można podzielić na trzy grupy:

- oparte na teorii stanów granicznych Meyerhoffa (1976) i Mitchell-Durgunoglu (1975),
- oparte na teorii kulistego rozprzestrzeniania się naprężeń w podłożu = „cavity expansion” (Vesic 1972),
- rozwiązanie zagadnienia ustalonej penetracji, które stanowi połączenie dwóch pierwszych metod (Baligh 1975).

Parametry wytrzymałościowe można określić w warunkach naprężeń całkowitych (bez odpływu) lub w warunkach naprężeń efektywnych (z odpływem).

Wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach bez odpływu dotyczy gruntów spoiowych i organicznych (brak możliwości odpływu wody i rozprzelenia nadwyżki ciśnienia wody w porach) ze względu na znaczną prędkość wciskania stożka. Wytrzymałość na ścinanie może być wyrażona w naprężeniach całkowitych lub efektywnych (badanie piezostojkiem).

W literaturze prezentowanych jest wiele sposobów określania parametrów wytrzymałościowych, głównie c_u , dla różnych rodzajów gruntów, wiążących wymienione wyżej teorie z oporem sondowania statycznego q_v . Ze względu na małą ich dokładność i regionalny charakter na obecnym etapie mogą być stosowane jedynie w powiązaniu z badaniami laboratoryjnymi.

Efektywny kąt tarcia wewnętrznego ϕ' dla piasków może być orientacyjnie określony według propozycji podanej przez firmę Borros i zamieszczonej w tabeli 3.4.

Tabela 3.4. Określenie I_d oraz ϕ' na podstawie q_v dla piasków zgodnie z zaleceniami firmy Borros

q_v [MPa]	Stan zagęszczenia	I_d	ϕ' [°]
< 2,5	bardzo luźny	0–0,15	30
2,5–5,0	luźny	0,15–0,35	30–35
5,0–10,0	średnio zagęszczony	0,35–0,65	35–40
10,0–20,0	zagęszczony	0,65–0,85	40–45
> 20	bardzo zagęszczony	0,85–1,0	45

Związek między wytrzymałością gruntu na ścinanie w warunkach bez odpływu i oporem stożka według wymienionych wyżej teorii wyrazić można następująco:

$$q_c = N_c \cdot S_u + \sigma_o \quad (3.20)$$

gdzie:

N_c – współczynnik nośności lub tzw. współczynnik stożka N_{KT} ,

S_u – wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach bez odpływu (określana również jako τ_{fu}),

σ_o – naprężenie „in situ” wyrażone w naprężeniach całkowitych.

Naprężenie σ_o jest interpretowane przez różnych autorów jako składowa pionowa naprężenia σ_{vm} , składowa pozioma σ_{ho} lub naprężenie oktaedryczne σ_{oct} .

W literaturze jest wiele równań empirycznych, którymi określa się zależność między oporem stożka i wytrzymałością na ścinanie w warunkach bez odpływu, wyrażoną przez współczynnik N_{KT} jako funkcję naprężenia σ_o . Porównanie tych zależności lub ich bezpośrednie wykorzystanie do gruntów organicznych jest utrudnione, gdyż wartość współczynnika N_{KT} zależy od wielu czynników:

- geometrii i rodzaj stożka (mechaniczny lub elektryczny),
- prędkości sondowania,
- stanu naprężenia.

Dla warunków występujących w podłożu organicznym istotne znaczenie ma także dokonanie rozdziału wartości współczynnika N_{KT} dla gruntów normalnie konsolidowanych i prekonsolidowanych. Poniżej przedstawiono związki korelacyjne, które znalazły potwierdzenie w badaniach gruntów organicznych wykonanych przez Katedrę Geoinżynierii SGGW.

W wytycznych Geoprojektu (1979) proponuje się następujące wartości współczynnika stożka N_{KT} (dla sondy wciskanej i prędkości sondowania $v_s = 2,0$ cm/s):

- $10 \leq N_{KT} \leq 18$ w gruntach normalnie konsolidowanych,
- $15 \leq N_{KT} \leq 25$ w gruntach prekonsolidowanych.

Podane wartości należy traktować jako orientacyjne, gdyż do wyznaczenia współczynnika N_{KT} nie zostały sprecyzowane warunki stanu naprężenia.

Badania przeprowadzone w latach 1991–1993 przez Katedrę Geoinżynierii SGGW wykazały, że w gruntach organicznych wartość współczynnika N_{KT} może być przyjmowana jako $N_{KT} = 17$.

Zatem wytrzymałość na ścinanie gruntów organicznych w warunkach bez odpływu może być określona z zależności:

$$\tau_{fu} = \frac{(q_T - \sigma_{vo})}{N_{KT}} \quad (3.21)$$

W przypadku badań CPT bez pomiaru ciśnienia wody w porach całkowity opór na stożku q_T można przyjmować jako równy oporowi pomierzonemu q_c .

Przykładowe wyniki interpretacji sondowań CPTU przedstawiono na rysunku 3.25.

Bjerrum (1972) wykorzystując skorygowane wytrzymałości na ścinanie z badań sondą krzyżakową podał, że współczynnik stożka uzależniany od stopnia plastyczności zawiera się między 8 a 24. Lunne i Kleven (1981) oraz Jamiólkowski i in. (1982) podali, że dla miękkich glin współczynnik stożka zależny jest od τ_{fu} i maleje wraz ze wzrostem stopnia plastyczności I_p w przedziale od 9 do 26. Współczynnik N_c odniesiony do oporu stożka q_c , określony w prekonsolidowanym gruncie spoistym przez Sanglerat (1983) oraz Młynarka i Kaszuba (1984), przyjmuje odpowiednio wartości: z badań połową sondą krzyżakową w ilach plicocenu $N_c = 20$, w pyłach $N_c = 24$, z badań trójosiowych (TX-UU) w glinie plicocenu $N_c = 23$ oraz w pyle $N_c = 40$.

Campanella i Robertson (1988) podali, że współczynnik N_{KT} zmienia się między 4 i 30 zależnie od innych czynników, takich jak wrażliwość, historia naprężenia, miąższość, makrostruktura.

Sennest i in. (1982) zasugerowali wykorzystanie efektywnego oporu stożka q_e do wyznaczania τ_{fu} , gdzie q_e jest zdefiniowane jako różnica między pomierzonym oporem stożka q_c a ciśnieniem wody w porach, mierzonym za stożkiem (u_2):

$$\tau_{fu} = \frac{q_c}{N_{ke}} = \frac{q_t - u_2}{N_{ke}} \quad (3.22)$$

gdzie:

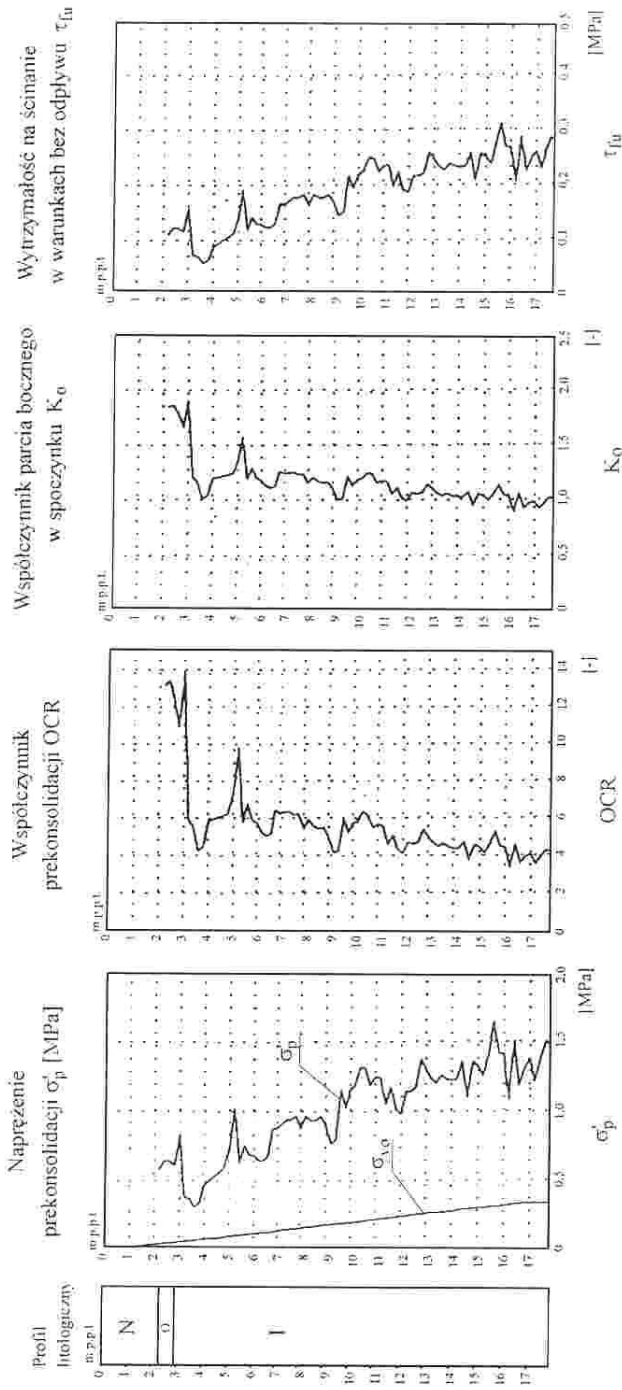
q_e – efektywny opór stożka,

u_2 – ciśnienie wody w porach pomierzone powyżej stożka,

N_{ke} – empiryczny współczynnik stożka związany z q_e .

Kolejna korelacja między nadwyżką ciśnienia wody w porach Δu a τ_{fu} została zaproponowana przez Vesica (1972), Battaglio i in. (1981), Randolpha i Wrotha (1979), Massarcha i Bromsa (1981), Campanellę i in. (1985) w postaci:

$$\tau_{fu} = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (3.23)$$



Rysunek 3.25. Parametry uzyskane z interpretacji wyników sondowania statycznego CPTU przeprowadzonego przez Katedrę Geoinżynierii SGGW

gdzie:

$$\Delta u = u_2 - u_0,$$

u_2 – ciśnienie wody w porach pomierzone powyżej stożka,

u_0 – ciśnienie wody w porach,

$N_{\Delta u}$ – czynnik ciśnienia wody w porach.

Oznaczanie parametrów odkształceniowych

Charakterystyki odkształceniowe gruntu są zwykle definiowane za pomocą wartości modułów odkształcenia. Wartość modułu zależy głównie od wartości naprężeń efektywnych, historii naprężenia, warunków odpływu wody porowej oraz kierunku obciążeń. W praktyce najczęściej wyznaczany jest moduł ściśliwości M , moduł Younga bez odpływu E_u oraz moduł ścinania G_u .

Ze względu na duże odkształcenia gruntu powstające podczas pogrążania stożka interpretacja sondowań statycznych pod kątem oceny parametrów odkształceniowych oparta jest na związkach empirycznych uzależniających moduł ściśliwości M od oporu stożka q_c . Najczęściej wykorzystywaną zależnością jest formuła:

$$M = \alpha \cdot q_c \quad (3.24)$$

gdzie:

α – współczynnik empiryczny.

Sennest i in. (1982, 1989) zaproponowali zależność między modułem M a wartością netto oporu stożka q_n w prekonsolidowanych gruntach spoistych w postaci:

○ w zakresie naprężeń poniżej σ'_p :

$$M_i = \alpha_i \cdot q_n = \alpha_i (q_t - \sigma_{vd}) \quad (3.25)$$

gdzie:

α_i zawiera się w przedziale 5 do 15;

○ w zakresie naprężeń powyżej σ'_p :

$$M_n = \alpha_n \cdot q_n = \alpha_n (q_t - \sigma_{vd}) \quad (3.26)$$

gdzie:

α_n zmienia się między 4 a 8.

Kulhawy i Mayne (1990) zaproponowali ogólną zależność między wartością netto oporu stożka q_n i modułem ściśliwości w gruntach spoistych w postaci:

$$M = 8,25(q_t - \sigma_{vo}) \quad (3.27)$$

Oszacowanie modułu Younga w warunkach bez odpływu E_u zazwyczaj traktuje się jako korelację empiryczną razem z wytrzymałością na ścinanie bez odpływu τ_{fu} w następującej postaci:

$$E_u = n \cdot \tau_{fu} \quad (3.28)$$

gdzie:

n – stały współczynnik, który zależy od poziomu naprężenia, współczynnika prekonsolidacji, wrażliwości gruntu oraz innych czynników (Ladd i in. 1997).

Baldi i in. (1986) zaproponowali równanie do oceny maksymalnego modułu ścinania G_{max} , którego wartość zależy od q_c oraz efektywnego naprężenia średniego σ'_m jak:

$$G_{max} = 44,4q_c(\sigma'_m)^{-0,12} \cdot e^{-1,92D_r} \quad (3.29)$$

gdzie:

$$\sigma'_m = \left(\frac{\sigma'_{vo} + 2\sigma'_{ho}}{3} \right),$$

D_r – stopień zagęszczenia.

Mayne i Rix (1993) podali, że dla małego odkształcenia moduł ścinania zmienia się wraz ze zmianą wskaźnika porowatości e oraz z oporem stożka q_t . Dla glin można tę zależność przedstawić jako:

$$G_o = 99,5p_a^{0,305} \frac{q_t^{0,695}}{e_o^{1,130}} \quad (3.30)$$

gdzie:

p_a – ciśnienie atmosferyczne,

e_o – początkowy wskaźnik porowatości.

Analiza uzyskiwanych wartości parametrów mechanicznych z istniejących w literaturze zależności wykazuje znaczące błędy w stosunku do podanych wartości referencyjnych uzyskiwanych w badaniach laboratoryjnych. Wskazuje to na regionalny charakter istniejących związków interpretacyjnych wyników sondowań statycznych.

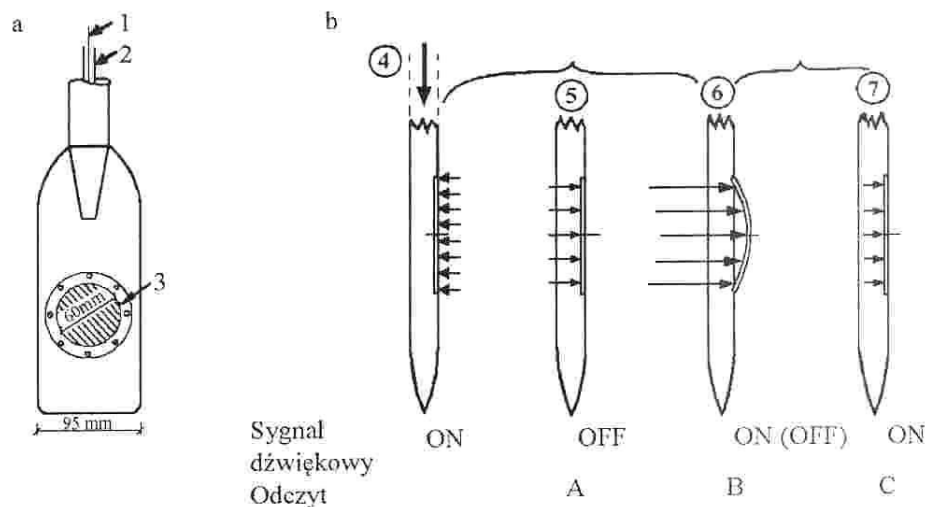
3.6. Sondowanie dylatometryczne

3.6.1. Metodyka badań

Metodyka badania dylatometrem została opublikowana na początku lat osiemdziesiątych ubiegłego wieku przez Marchettiego (1980). Jednak dopiero pod koniec lat osiemdziesiątych zgromadzony materiał doświadczalny pozwolił na uściślenie interpretacji wyników badań dylatometrycznych (Baldi i in. 1986, Lacasse i Lunne 1988, Robertson i in. 1989, Campanella i Robertson 1991, Schmertmann 1986, 1988). W Polsce ze względu na ograniczenia importowe i stosunkowo wysoką cenę zestawu badawczego pierwsze próby zastosowania dylatomtru Marchettiego podjęto dopiero pod koniec lat osiemdziesiątych (Lipiński 1993).

Główną zaletą badania dylatometrycznego jest szybki i mało skomplikowany pomiar, na podstawie którego uzyskuje się profile wartości wielu parametrów gruntowych. Na podkreślenie zasługuje fakt, że wyznaczenie parametrów gruntowych opiera się na wykorzystaniu zależności empirycznych wiążących wyniki pomiarów z wartością parametrów gruntowych. Występujące w tych zależnościach współczynniki zostały określone w wybranych rodzajach gruntu na podstawie skalowania w komorze kalibracyjnej lub porównania z wynikami badań laboratoryjnych i terenowych. W latach dziewięćdziesiątych Katedra Geoinżynierii SGGW w Warszawie przeprowadziła serię badań dylatometrem Marchettiego w gruntach organicznych na kilku obiektach doświadczalnych. Analiza wyników pozwoliła na zaproponowanie podanych w niniejszym rozdziale zależności empirycznych zalecanych w interpretacji badań dylatometrycznych w gruntach organicznych (Lechowicz 1997, Rabarijoely 2000).

Dylatometr Marchettiego w wersji standardowej składa się z płaskiej, stalowej łopatkki, która jest wyposażona w elastyczną, kołową membranę odkształcaną za pomocą ciśnienia gazu (rys. 3.26) oraz jednostki kontrolno-pomiarowej z odczytem ciśnienia. Łopatkka jest połączona z jednostką sterującą za pomocą przewodu pneumatycznego, którym podaje się ciśnienie gazu na membranę. Wewnątrz tego przewodu znajduje się również elektryczny sygnał, umożliwiający precyzyjną identyfikację momentu dokonania pomiaru. W celu umożliwienia pomiaru ciśnienia wody w porach końcówka zmodyfikowanego dylatomtru została wyposażona w filtr pomiarowy zlokalizowany w środku membrany w wersji piezoostwa opracowanego na Uniwersytecie British Columbia lub po przeciwnej stronie w wersji wprowadzonej przez Norweski Instytut Geotechniczny (Lutenegger i Kabir 1988, Robertson i in. 1988, Campanella i Robertson 1991).



Rysunek 3.26. Budowa dylatometu Marchettiego: a – schemat budowy, 1 – przewód elektryczny, 2 – przewód pneumatyczny, 3 – elastyczna membrana; b – fazy badania: 4 – pogrążanie, 5 – odczyt A, 6 – odczyt B, 7 – odczyt C

Trudności napotykane podczas pomiaru ciśnienia wody w porach powodują, że najczęściej w praktyce wykorzystywany jest dylatometr standardowy. Badanie standardowym dylatometrem polega na pomiarach ciśnienia gazu działającego na membranę przeprowadzonych na wybranych głębokościach. W celu dokonania pomiarów pogrążanie łopatkki dylatometu zatrzymuje się najczęściej co 0,2 m. Pomiar polega na zadaniu ciśnienia gazu, które powoduje ruch membrany w kierunku do gruntu. Najczęściej wykonuje się dwa odczyty A i B. Odczyt A odpowiada wartości ciśnienia gazu otrzymanej w początkowej fazie ruchu membrany (przeniesienie środka membrany o 0,05 mm) prowadzącej do kontaktu z otaczającym ją gruntem. Odczyt B wskazuje wartość ciśnienia gazu uzyskaną przy dodatkowym wychyleniu środka membrany w kierunku gruntu o ok. 1,05 mm (łącznie 1,1 mm). Ostatnio coraz częściej po wykonaniu odczytów A i B przeprowadzany jest trzeci odczyt C, odpowiadający ciśnieniu gazu po powrocie membrany do jej początkowej pozycji osiąganey przy odczycie A. Ponadto, w celu umożliwienia określenia współczynnika konsolidacji dokonywane są również pomiary kontrolowanego w czasie swobodnego rozpraszania się ciśnienia po uzyskaniu odczytu C (Lutenegger i Kabir 1988) lub odczytu A (Marchetti i Totani 1989). Szczegółowo metodyka badania dylatometrem została przedstawiona w opracowaniach Marchettiego i Crappa (1981), Schmertmanna (1986), Briaud i Miran (1992) oraz Szwedzkiego Stowarzyszenia Geotechnicznego (Raport SGF 1:95 E).

3.6.2. Interpretacja wyników

Wartości odczytów A , B i C podlegają skorygowaniu ze względu na wpływ oporu bezwładności membrany (ΔA , ΔB) oraz niezerowego odczytu początkowego (odczyt Z_M). Wartość ciśnienia p_o , która przedstawia wartość ciśnienia przy zerowym przemieszczeniu, oraz ciśnień p_1 i p_2 oblicza się według wzorów:

$$p_o = 1,05(A - Z_M - \Delta A) - 0,05(B - Z_M - \Delta B) \quad (3.31)$$

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (3.32)$$

$$p_2 = C - Z_M - \Delta A \quad (3.33)$$

gdzie:

ΔA , ΔB – poprawki do odczytów A i B ,

Z_M – początkowy odczyt.

Występująca we wzorze (3.31) poprawka ΔA ma wartość ujemną, a zatem wpływa na zwiększenie obliczanej wartości ciśnienia p_o i p_2 . Ciśnienia p_o , p_1 i p_2 razem z obliczoną wartością składowej pionowej naprężenia efektywnego σ'_{vo} i wartością ciśnienia wody w porach u_o oszacowanego w warunkach „in situ” służą do wyznaczenia następujących wskaźników dylatometru (Marchetti 1980, Lutenegeger i Kabir 1988):

○ wskaźnik materiałowy I_D

$$I_D = \frac{p_1 - p_o}{p_o - u_o} \quad (3.34)$$

○ wskaźnik naprężenia bocznego K_D

$$K_D = \frac{p_o - u_o}{\sigma'_{vo}} \quad (3.35)$$

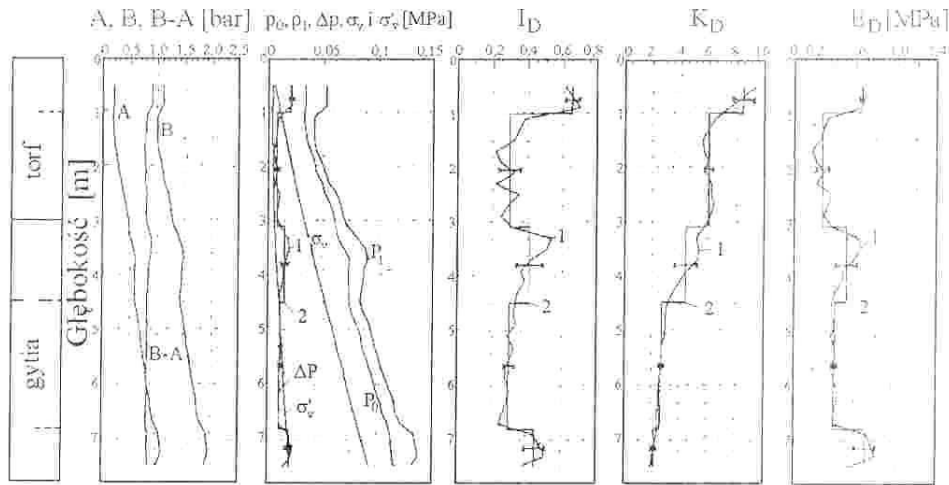
○ moduł dylatometryczny E_D

$$E_D = 34,7 (p_1 - p_o) \quad (3.36)$$

○ wskaźnik ciśnienia wody w porach U_D

$$U_D = \frac{p_2 - u_o}{p_o - u_o} \quad (3.37)$$

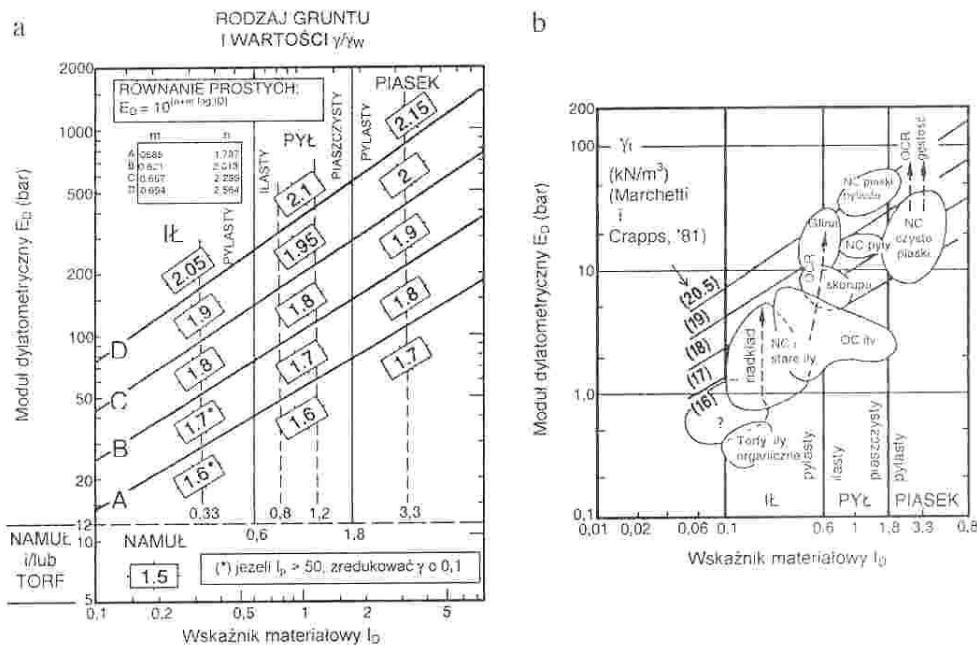
Przykład graficznego przedstawienia wyników badań dylatometrem Marchettiego DMT podłoża organicznego na obiekcie Antoniny pokazano na rysunku 3.27.



Rysunek 3.27. Wyniki badań dylatometrycznych podłoża organicznego na obiekcie doświadczalnym w Antoninach: 1 – wartości pomierzone, 2 – wartość średnia \pm odchylenie standardowe

Nomogramy klasyfikacyjne. Do określenia rodzaju gruntu na podstawie wyników badań dylatometrycznych wykorzystywany jest najczęściej opracowany przez Marchettiego (1980) nomogram klasyfikacyjny. Nomogram ten został opracowany przede wszystkim na podstawie analizy wyników badań gruntów mineralnych. Interpretację wyników przeprowadza się na podstawie zależności wskaźnika materiałowego I_D od modułu dylatometrycznego E_D (w skali log-log). W przypadku gruntów mineralnych oprócz podziału tych gruntów na rodzaje możliwe jest w gruntach niespoistych określenie ich zagęszczenia, a w gruntach spoistych ich stanu. Ponadto, wydzielonemu przedziałom przypisano wartości ciężaru objętościowego gruntu. Wyniki analizy przeprowadzonej przez Lacasse i Lunne (1988) wskazują, że wzrostowi wskaźnika prekonsolidacji towarzyszy wzrost nie tylko modułu dylatometrycznego E_D , ale również wskaźnika materiałowego I_D . Konieczne jest zatem opracowanie dodatkowego kryterium umożliwiającego bardziej jednoznaczne określenie wpływu prekonsolidacji na wyznaczony rodzaj gruntu.

Analiza dotychczasowych badań (Lacasse i Lunne 1988, Larsson 1989, Lechowicz 1997a) wskazuje, że w celu wykorzystania nomogramu Marchettiego i Crappsa w interpretacji wyników badań dylatometrycznych w bardzo słabych gruntach konieczne jest wydłużenie skali w obu kierunkach do wartości modułu dylatometrycznego E_D równej 0,1 MPa oraz do wskaźnika materiałowego I_D wynoszącego 0,01 (rys. 3.28b).



Rysunek 3.28. Nomogram klasyfikacyjny: a – Marchetti i Crapps (1981) (wersja angielska), b – Lacasse i Lunne (1988)

Grunty sklasyfikowane są jako grunty organiczne w przypadku, gdy wskaźnik materiałowy $I_D < 0,6$ i moduł dylatometyczny $E_D < 1,2$ MPa. Na uwagę zasługuje fakt, że podobnie jak w gruntach mineralnych zwiększenie współczynnika prekonsolidacji powoduje nie tylko wzrost modułu dylatometycznego E_D , ale również wskaźnika materiałowego I_D .

Larsson (1989) na podstawie analizy wyników badań dylatometycznych przeprowadzonych w prekonsolidowanych gruntach spoistych i organicznych zaproponował wprowadzenie korekty wartości wskaźnika materiałowego I_D uwzględniającej wpływ prekonsolidacji na zmianę jego wartości. Skorygowane wartości wskaźnika materiałowego $I_{D(kor)}$ zgodnie z zaleceniami Larssona (1989) można wyznaczyć z następujących zależności (rys. 3.29):

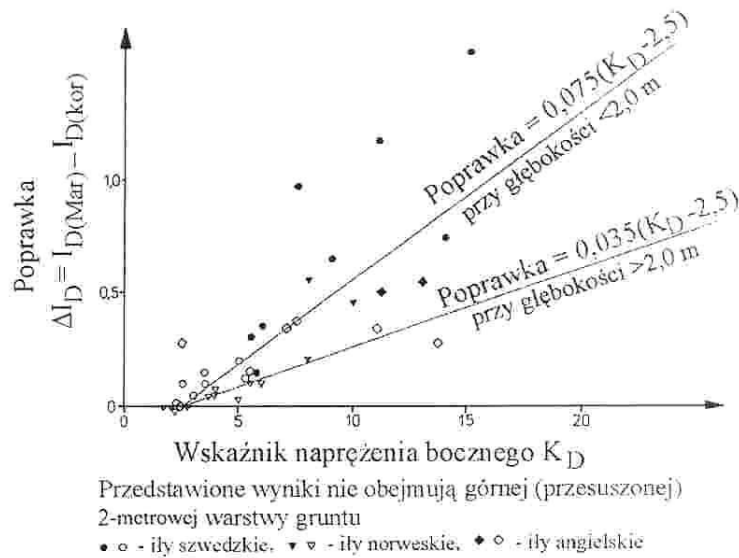
- przy głębokości $< 2,0$ m przy $K_D > 2,5$

$$I_{D(kor)} = I_D - 0,075(K_D - 2,5) \quad (3.38)$$

- przy głębokości $\geq 2,0$ m przy $K_D > 2,5$

$$I_{D(kor)} = I_D - 0,035(K_D - 2,5) \quad (3.39)$$

jeżeli $K_D < 2,5$ i/lub $I_D \leq 0,1$, to $I_{D(kor)} = I_D$.

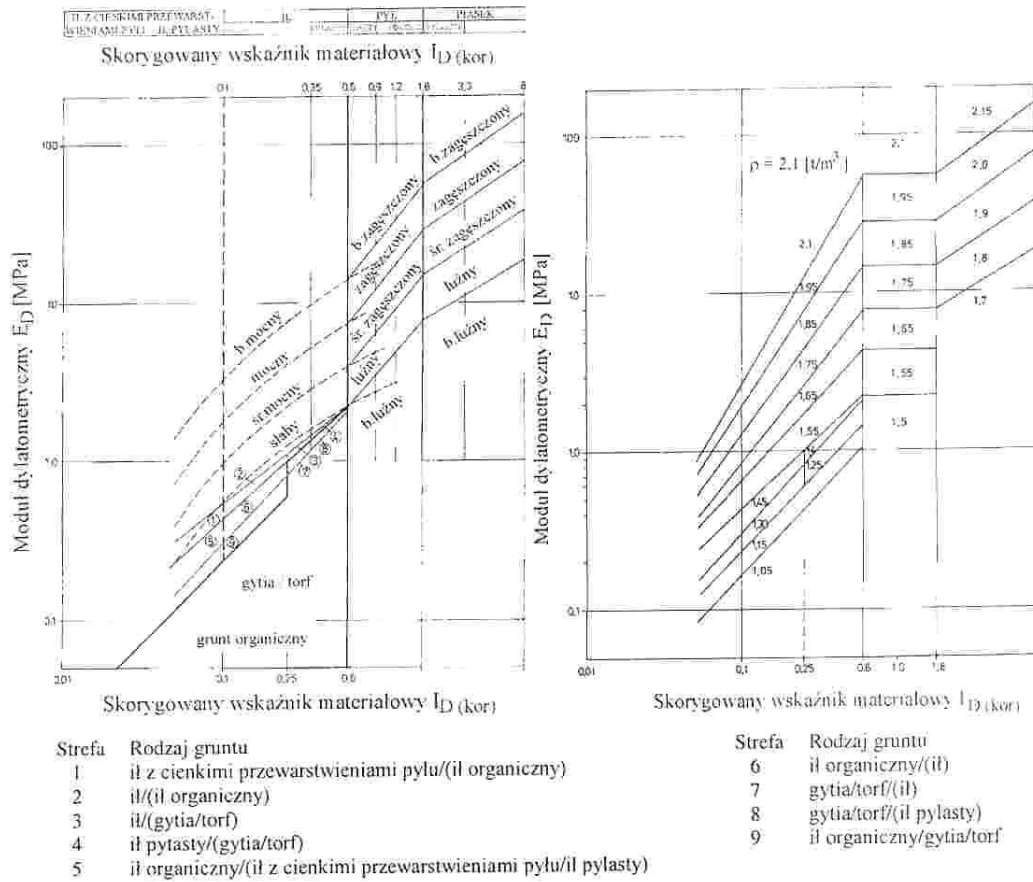


Rysunek 3.29. Różnica między wskaźnikiem materiałowym ($I_{D(\text{Mar})}$) i wskaźnikiem materiałowym $I_{D(\text{kor})}$ przy różnej zawartości frakcji ilowej w zależności od wskaźnika naprężenia bocznego K_D (Larsson 1989)

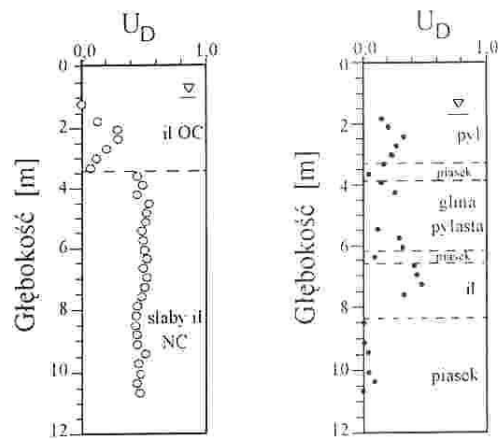
Nomogram klasyfikacyjny zaproponowany przez Larssona (1989), oparty na skorygowanej wartości wskaźnika materiałowego $I_{D(\text{kor})}$ i module dylatometrycznym E_D , umożliwiającą określenie rodzaju gruntu i jego ciężaru objętościowego, przedstawiono na rysunku 3.30.

Analiza przeprowadzona przez Luteneggera i Kabira (1988) wykazała zalety wykorzystania wskaźnika ciśnienia wody w porach U_D w identyfikacji rodzaju gruntu (rys. 3.31). W piaskach, gdzie rozpraszanie nadwyżki ciśnienia wody w porach jest bardzo szybkie, wartości wskaźnika U_D są bardzo małe ($U_D < 0,2$), ponieważ ciśnienie p_2 jest bardzo bliskie początkowej wartości ciśnienia wody w porach. W iłach wartość wskaźnika U_D zwykle przekracza 0.5.

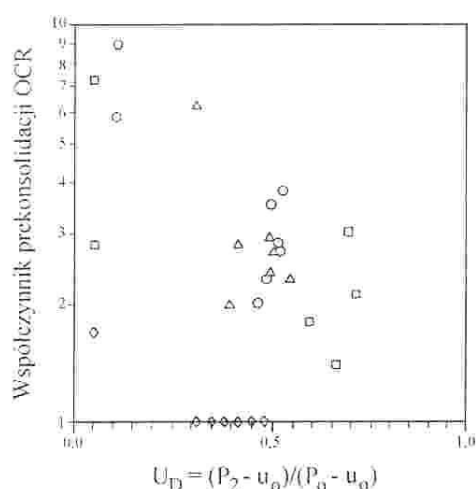
Wyniki badań przedstawione przez Lechowicza i Rabarijoely (1996, 2000) wskazują, że wykorzystanie wskaźnika U_D pozwala na bardziej precyzyjne określenie rodzaju gruntu. Ma to szczególnie istotne znaczenie w przypadku podłoża organicznych przewarstwionych gruntami mineralnymi. Ponadto, wyniki badań dylatometrycznych przedstawione przez Luteneggera i Kabira (1988) wskazują, że wartość wskaźnika U_D maleje wraz ze wzrostem współczynnika prekonsolidacji OCR (rys. 3.32). Należy podkreślić jednak, że brak jest obecnie jednoznacznej zależności, która umożliwiłaby określenie rodzaju gruntu na podstawie wskaźnika ciśnienia wody w porach U_D .



Rysunek 3.30. Nomogram klasyfikacyjny do gruntów spoistych i organicznych (Larsson 1989)



Rysunek 3.31. Wykorzystanie wskaźnika ciśnienia wody w porach U_D do określenia rodzaju gruntu (Lutenegger i Kabir 1988)



Rysunek 3.32. Zmiana wskaźnika ciśnienia wody w porach U_D wraz ze zmianą współczynnika prekonsolidacji OCR (Lutenegger i Kabir 1988)

3.6.3. Ocena parametrów geotechnicznych

Poniżej podano przykłady interpretacji wyników badań dylatometrem Marchettiego w celu określenia współczynnika prekonsolidacji OCR , współczynnika parcia gruntu w spoczynku K_a , modułu ściśliwości M , modułu odkształcenia E , modułu ścinania G , wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fb} oraz współczynnika konsolidacji poziomej c_h .

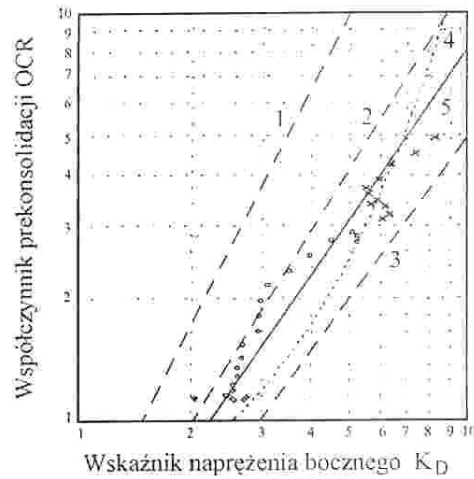
Współczynnik prekonsolidacji. Podana przez Marchettiego (1980) empiryczna zależność współczynnika prekonsolidacji OCR od wskaźnika naprężenia boczego K_D dla gruntów mineralnych o wskaźniku materiałowym I_D mniejszym od 1,2 (gliny, iły) ma następującą postać:

$$OCR = (0,5 \cdot K_D)^{1,56} \quad (3.40)$$

Porównanie przeprowadzone przez Lechowicza (1997a) (rys. 3.33) wskazuje, że w przypadku gruntów organicznych z podanych w literaturze zależności zestawionych w tabeli 3.5 (Marchetti 1980, Powell i Uglow 1988, Larsson 1989) do określenia współczynnika prekonsolidacji OCR zalecane jest wykorzystanie zmodyfikowanej zależności Marchettiego w postaci (3.45).

Doświadczenia wskazują, że wyżej wymienionymi zależnościami dobrze opisuje się zmianę współczynnika prekonsolidacji OCR gruntów prekonsolidowanych aż do osiągnięcia wartości $OCR = 1$. Badania przeprowadzone w prekonsolidowanych podłożach organicznych, w których podczas etapowej budowy składowa pionowa naprężenia efektywnego σ'_v kilkakrotnie przekroczyła początkową wartość naprężenia prekonsolidacji $(\sigma'_p)_m$, wskazują zmniejsz-

szanie się naprężenia wskaźnika składowej poziomej naprężenia K_D wraz ze wzrostem w zakresie normalnej konsolidacji efektywnego σ'_v . Zatem w celu zapewnienia uzyskania wartości współczynnika prekonsolidacji OCR nie mniejszych od jedności przy wykorzystywaniu wymienionych empirycznych zależności konieczne jest wprowadzenie liczbowego warunku ograniczającego.



Rysunek 3.33. Zależność współczynnika prekonsolidacji OCR od wskaźnika naprężenia bocznego K_D wg równania: 1 – Marchettiego (3.40), 2 – Marchettiego (3.42), 3 – Powella i Uglów (3.43), 4 – Larssona (3.44), 5 – Lechowicza (3.45); pomierzone wartości na obiekcie Antoniny: x – torf, \square – gytia (1), \diamond – gytia (2)

Tabela 3.5. Zależności wykorzystywane w interpretacji badań dylatometrycznych do określenia współczynnika prekonsolidacji OCR

Parametr	Autor	Zależność	Uwagi
Współczynnik prekonsolidacji OCR	Marchetti (1980)	$OCR = (0,5 \cdot K_D)^{1,56}$ (3.40)	$I_D < 1,2$
		$OCR = (m \cdot K_D)^n$ (3.41)	$1,2 < I_D < 2$
		$m = 0,5 + 0,17p$ $n = 1,56 + 0,35p$ $p = (I_D - 1,2)/0,8$	
		$OCR = (0,67 \cdot K_D)^{1,91}$ (3.42)	$I_D > 2$
	Powell i Uglów (1988)	$OCR = 0,24 \cdot K_D^{1,32}$ (3.43)	
Larsson (1989)	$OCR = 10^{0,16(K_D - 2,5)}$ (3.44)		
Lechowicz (1997b)	$OCR = (0,45 \cdot K_D)^{1,40}$ (3.45)		torf gytia

Współczynnik parcia gruntu w spoczynku. Analiza wyników badań przeprowadzonych w iłach pozwoliła Marchettiemu (1980) na podanie zależności umożliwiającej określenie współczynnika parcia bocznego gruntu w spoczynku K_o jako funkcji wskaźnika składowej poziomej naprężenia K_D w postaci (tab. 3.6):

$$K_a = \left(\frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad (3.46)$$

Tabela 3.6. Zależności wykorzystywane w interpretacji badań dylatometrycznych do określenia współczynnika parcia gruntu w spoczynku K_a

Parametr	Autor	Zależność	Uwagi
Współczynnik parcia gruntu w spoczynku K_a	Marchetti (1980)	$K_a = \left(\frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6$ (3.46)	
	Powell i Uglow (1988)	$K_a = 0,34 \cdot K_D^{0,54}$ (3.47)	
	Lacasse i Lunne (1988)	$K_a = 0,34 \cdot K_D^c$ (3.48)	$c = 0,44$ $c = 0,64$
	Lechowicz (1997b)	$K_a = \alpha \cdot K_D^c$ (3.49)	$c = 0,45$ torf $\alpha = 0,32$ gytia $\alpha = 0,42$

Na podstawie badań dylatometrycznych i badań laboratoryjnych przeprowadzonych w edometrze Sällforsa w gruntach organicznych Lechowicz (1997b) zaproponował nową zależność służącą interpretacji badań dylatometrycznych w celu określenia współczynnika parcia gruntu w spoczynku K_a gruntów organicznych w postaci (rys. 3.34):

$$K_a = \alpha \cdot K_D^c \quad (3.49)$$

Parametr c tej zależności w gruntach organicznych wynosi 0,45, natomiast parametr α w przypadku torfu wynosi 0,32, a w przypadku gytii 0,42.

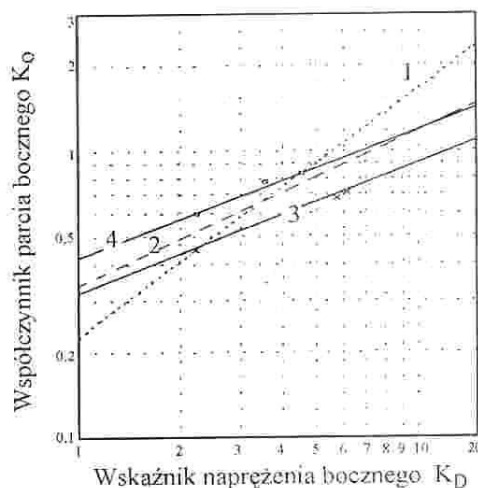
Moduł ściśliwości. W podanych przez Marchettiego empirycznych zależnościach moduł ściśliwości M w warunkach „in situ” jest funkcją modułu dylatometrycznego E_D ze zmiennym współczynnikiem R_M , który jest uzależniony od wskaźnika naprężenia bocznego K_D . Podziału na trzy różne zależności empiryczne (dotyczące trzech różnych grup gruntów mineralnych) dokonano na podstawie wskaźnika materiałowego I_D (tab. 3.7). Otrzymana przez Marchettiego empiryczna zależność dla gruntów mineralnych o wskaźniku materiałowym I_D mniejszym od 0,6 (gliny i ility) ma następującą postać:

$$M = R_M \cdot E_D \quad (3.50)$$

gdzie:

$$R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D \quad (3.51)$$

jeżeli $R_M < 0,85$, należy przyjąć, że $R_M = 0,85$.



Rysunek 3.34. Zależność współczynnika parcia gruntu w spoczynku K_0 od wskaźnika naprężenia bocznego K_D według równania: 1 – Marchetti (3.46), 2 – Powella i Ulgow (3.47); Lechowicza (3.49), 3 – dla torfu $\alpha = 0,32$, 4 – dla tygii $\alpha = 0,42$; wartość z badań laboratoryjnych: \times – torf, \square – tygia

Tabela 3.7. Zależności wykorzystywane w interpretacji badań dylatometrycznych do określenia modułu ścisłości oraz wskaźników ścisłości

Parametr	Autor	Zależność	Uwagi
1	2	3	4
Moduł ścisłości M	Marchetti (1980)	$M = R_M \cdot E_D$ (3.50)	$I_D \leq 0,6$ $0,6 < I_D < 3,0$ $I_D \geq 3,0$
		$R_M = 0,14 + 2,36 \cdot \log K_D$ (3.51)	
		$R_M = R_{MO} + (2,5 - R_{MO}) \cdot \log K_D$ (3.52)	
		$R_{MO} = 0,16 + 0,36(I_D - 0,6)/2,4$ (3.53)	
		$R_M = 0,5 + 2 \cdot \log K_D$ (3.54)	
	Lechowicz (1996)	$R_M = 0,12 + 2,1 \cdot \log K_D$ (3.55)	gytia
	Lechowicz i Rabarijoely (1997a)	$M^{oc} = R_{M^{oc}} \cdot E_D$ (3.56)	torf gytia
		$M^{nc} = R_{M^{nc}} \cdot E_D$ (3.57)	
		$R_{M^{oc}} = 0,20 + 1,6 \cdot \log K_D$ (3.58)	
		$R_{M^{nc}} = 0,90 + 0,6 \cdot \log I_D$ (3.59)	
$R_{M^{oc}} = 0,12 + 2,1 \cdot \log K_D$ (3.60)			
		$R_{M^{nc}} = 0,95 + 0,55 \cdot \log I_D$ (3.61)	

tab 3.7 cd.

1	2	3	4
Wskaźniki ścisłości C_r, C_r	Lechowicz i Rabarijoely (1997d)	$C_r = a \cdot I_D^m \quad (3.62)$ $\frac{C_r}{C_r} = b \cdot K_D^n \quad (3.63)$	torf $a = 1,8,$ $m = -0,30$ gytia $a = 0,7,$ $m = -0,20$ namul $I_{om} = 10-20\%$ $a = 0,6,$ $m = -0,15$ namul $I_{om} = 20-30\%$ $a = 0,9,$ $m = -0,15$ grunty organiczne $b = 0,27, n = 1,9$

Wartość modułu ścisłości M wyznaczona z zależności Marchettiego (4.50) odpowiada modułowi gruntu prekonsolidowanego M^{oc} w warunkach „in situ”. W przypadku etapowo budowanego nasypu wywołującego w podłożu naprężenia przekraczające początkową wartość naprężenia prekonsolidacji do oceny osiadań konieczna jest również znajomość modułu ścisłości gruntu normalnie konsolidowanego M^{nc} . W celu uproszczenia Lechowicz i Rabarijoely (1997a) zaproponowali, aby wykorzystano moduł ścisłości M^{nc} wyznaczony przy przyroście naprężenia w zakresie dwukrotnego przekroczenia naprężenia prekonsolidacji.

Na podstawie badań dylatometrycznych i badań edometrycznych gruntów organicznych przeprowadzonych na obiektach doświadczalnych Antoniny i Koszyce Lechowicz i Rabarijoely (1997a) dokonali weryfikacji zależności opracowanych przez Marchettiego. Analiza badań wskazuje, że moduły ścisłości M^{nc} i M^{oc} mogą być przedstawione jako funkcja modułu dylatometrycznego E_D ze zmiennym współczynnikiem $R_{M^{oc}}$ i $R_{M^{nc}}$ w postaci:

$$M^{oc} = R_{M^{oc}} \cdot E_D \quad (3.56)$$

gdzie:

$$R_{M^{oc}} = f(\log K_D)$$

$$M^{nc} = R_{M^{nc}} \cdot E_D \quad (3.57)$$

gdzie:

$$R_{M^{nc}} = f(\log I_D)$$

Otrzymane dla badanych gruntów organicznych zależności służące określeniu współczynnika $R_{M^{nc}}$ do zależności (3.56) umożliwiającej wyznaczenie modułu ściśliwości gruntu prekonsolidowanego M^{nc} oraz współczynnika $R_{M^{nc}}$ do zależności (3.57) na wyznaczenie modułu ściśliwości gruntu normalnie konsolidowanego M^{nc} mają następującą postać (rys. 3.35) (Lechowicz i Rabarjioely 1998):

○ amorficzny torf

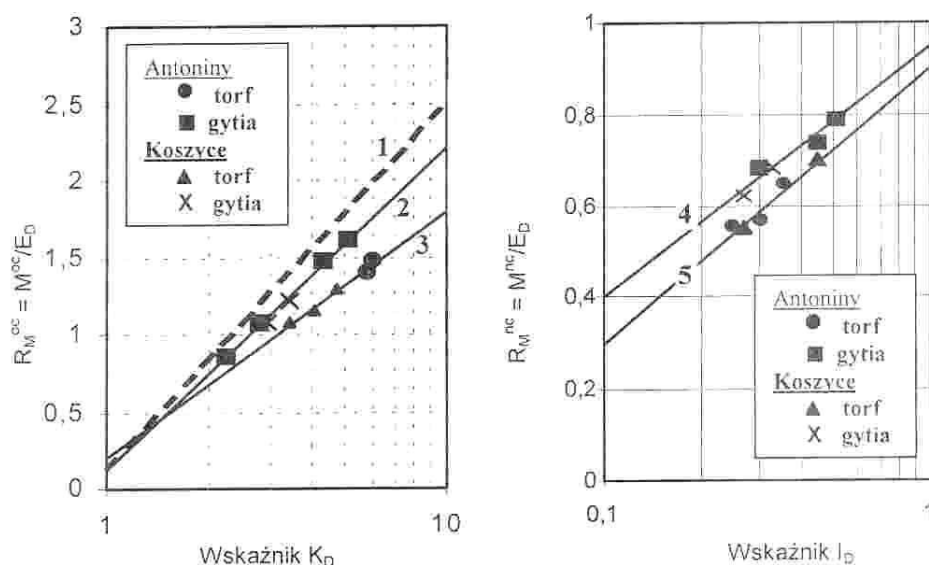
$$R_{M^{nc}} = 0,20 + 1,6 \log K_D \quad (3.58)$$

$$R_{M^{nc}} = 0,90 + 0,60 \log I_D \quad (3.59)$$

○ gytia wapienna

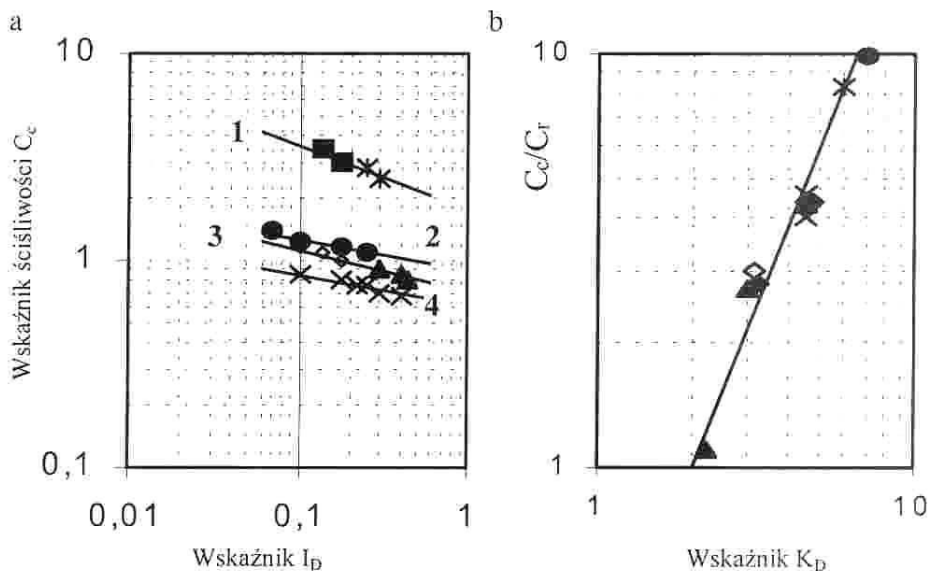
$$R_{M^{nc}} = 0,12 + 2,1 \log K_D \quad (3.60)$$

$$R_{M^{nc}} = 0,95 + 0,55 \log I_D \quad (3.61)$$



Rysunek 3.35. Zależności do wyznaczenia współczynników $R_{M^{nc}}$ i $R_{M^{nc}}$: 1 – Marchetti (3.51). 2, 3, 4, 5 – Lechowicz i Rabarjioely (3.60), (3.58), (3.6.31), (3.59)

Wskaźnik ścisłości pierwotnej i wtórnej. Badania laboratoryjne i terenowe przeprowadzone na obiektach doświadczalnych Katedry Geoinżynierii SGGW (Lechowicz i Rabarjioely 1997a) umożliwiły zaproponowanie nowych zależności rozszerzających metodykę interpretacji badań dylatometrycznych na wyznaczenie na ich podstawie wskaźników ścisłości pierwotnej C_r i wtórnej C_c gruntów organicznych. W celu uproszczenia w analizie wykorzystano wskaźnik ścisłości C_c wyznaczony przy przyroście naprężenia w zakresie pięciokrotnego przekroczenia początkowej wartości naprężenia prekonsolidacji. Analiza wyników badań wskazuje, że zależność wskaźnika ścisłości w zakresie normalnej konsolidacji C_c od wskaźnika materiałowego I_D może być przedstawiona w postaci (rys. 3.36).



Rysunek 3.36. Zależności uzyskane w gruntach organicznych: a – zależność wskaźnika ścisłości w zakresie normalnej konsolidacji C_c od wskaźnika materiałowego I_D , b – zależność stosunku C_c/C_r od wskaźnika naprężenia bocznego K_D ; 1 – torf amorficzny, 2 – namul ($I_{om} = 20-30\%$), 3 – gytia wapienna, 4 – namul ($I_{om} = 10-20\%$) (Lechowicz i Rabarjioely 1997d)

$$C_c = a \cdot I_D^m \quad (3.62)$$

Porównanie wyników badań dylatometrycznych z wartościami wskaźnika ścisłości C_c uzyskanymi z badań edometrycznych wskazuje na następujące wartości współczynników empirycznych do ww. zależności: dla torfu amorficznego $a = 1,8$ i $m = -0,30$, dla gytii wapiennej $a = 0,7$ i $m = -0,20$, natomiast

dla namułu o zawartości części organicznych $I_{om} = 10\text{--}20\%$ i $I_{om} = 20\text{--}30\%$, $a = 0,6$ i $a = 0,9$ oraz $m = -0,15$ (rys. 3.36a).

Porównanie wyników badań dylatometrycznych z wartościami wskaźnika ściśliwości w zakresie powtórnego obciążenia C_r wskazuje na możliwość wyznaczenia tego wskaźnika na podstawie zależności stosunku C_c/C_r od wskaźnika naprężenia bocznego K_D w postaci (rys. 3.36b):

$$\frac{C_c}{C_r} = b \cdot K_D^n \quad (3.63)$$

Wyniki przeprowadzonej analizy wskazują, że w gruntach organicznych współczynniki empiryczne do zależności (3.6.33) wynoszą $b = 0,27$ i $n = 1,9$ (rys. 3.36b).

Moduł odkształcenia E . Wielu autorów wskazuje, że zależność pozwalającą określić moduł odkształcenia E na podstawie badań dylatometrycznych można przedstawić w postaci:

$$E = R_E \cdot E_D \quad (3.64)$$

Dotychczasowe badania wskazują, że wartość współczynnika R_E różni się w zależności od rodzaju wyznaczanego modułu. Wartość współczynnika R_E zmienia się nie tylko w zależności od rodzaju gruntu, a zatem od wskaźnika materiałowego I_D , ale również od stanu naprężenia, a więc od wskaźnika składowej poziomej naprężenia K_D . Porównanie przeprowadzone przez Robertsona i in. (1989) wskazuje, że w celu określenia początkowego modułu odkształcenia E_i wartość współczynnika R_E w gruntach spoistych wynosi 10. Wstępne porównania wskazują, że podobne wartości współczynnika R_E mogą być stosowane w gruntach organicznych przed dokonaniem ich ostatecznej weryfikacji. Ponadto, należy podkreślić, że ze względu na duże odkształcenia przy pomiarze ciśnienia p_1 wykorzystywanego w wyznaczeniu modułu dylatometrycznego E_D do określenia początkowej wartości modułu odkształcenia E_i zalecane jest uzależnienie jego wartości przede wszystkim od wskaźnika naprężenia bocznego K_D . Dotychczasowe doświadczenia wskazują, że wartości współczynnika R_E wykorzystywane do określenia modułu odkształcenia E_{25} są najczęściej 2–5-krotnie niższe od wartości współczynnika R_E służącego określeniu E_i .

Moduł ścinania G . Zależność pozwalającą określić moduł ścinania G na podstawie badań dylatometrycznych podobnie jak w przypadku modułu odkształcenia E można przedstawić w postaci:

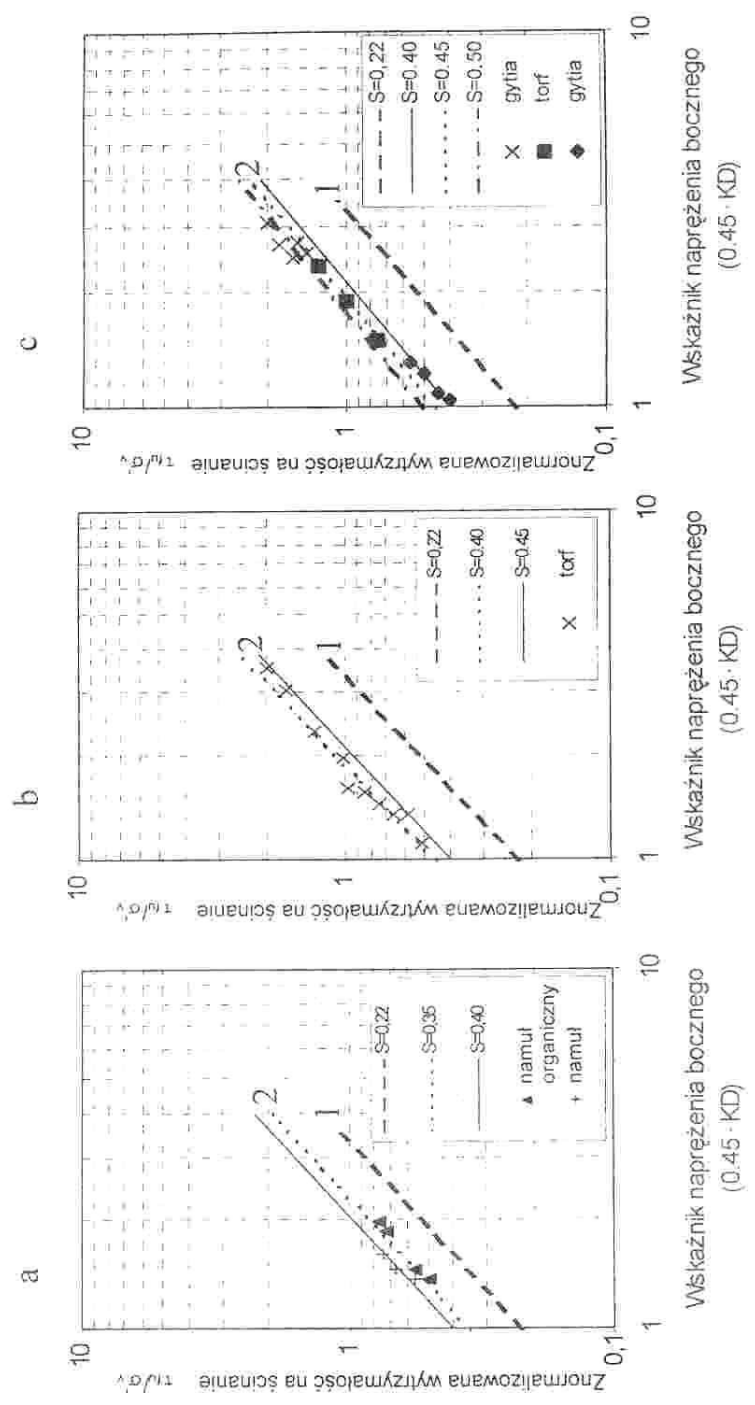
$$G = R_G \cdot E_D \quad (3.65)$$

Wartość współczynnika R_G zmienia się w zależności od rodzaju wyznaczonego modułu, rodzaju gruntu oraz od stanu naprężenia. Porównanie przeprowadzone przez Hryciwa (1990) wskazuje, że w celu określenia początkowego modułu ścinania G_{\max} wartość współczynnika R_G gruntów spoistych wynosi 3–4. Jednak zgodnie z uwagami podanymi przez Hryciwa (1990), przy poszukiwaniu zależności umożliwiających bardziej precyzyjne określenie początkowego modułu ścinania G_{\max} wskazane jest oparcie się nie na module dylatometryczny E_D , lecz na wskaźniku naprężenia bocznego K_D .

Wytrzymałość na ścinanie. Porównanie wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu} , określonej z zależności Marchettiego (tab. 3.8) ze skorygowaną wytrzymałością na ścinanie uzyskaną z badań połową sondą krzyżkową potwierdza zastrzeżenia co do możliwości stosowania tej zależności do gruntów organicznych (rys. 3.37).

Tabela 3.8. Zależności wykorzystywane w interpretacji badań dylatometrycznych do określania wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu

Parametr	Autor	Zależność	Uwagi
Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu τ_{fu}	Marchetti (1980)	$\tau_{fu} = \sigma'_v \cdot 0,22 (0,5 \cdot K_D)^{1,25}$ (3.66)	
	Roque i in. (1988)	$\tau_{fu} = \frac{p_1 - \sigma_{ho}}{N_C}$ (3.67)	grunty spoiste $N_c = 5 - 9$
	Smith i Houlshby (1995)	$\tau_{fu} = \frac{p_o - \sigma_{ho}}{N_D}$ (3.68)	
		$N_D = 1,1 \cdot \ln \cdot (G/\tau_{fu}) - 0,14$ (3.69)	
	Yu i in. (1992)	$N_D = 1,57 \cdot \ln \cdot (G/\tau_{fu}) - 1,75$ (3.70)	
	Lechowicz (1997b)	$\frac{\tau_{fu}}{\sigma'_v} = S (0,5 \cdot K_D)^{1,25}$ (3.71)	namuł $S = 0,35$
		$\frac{\tau_{fu}}{\sigma'_v} = S (0,45 \cdot K_D)^{1,20}$ (3.72)	torf $S = 0,50$ gytia $S = 0,40-0,45$
Lechowicz i Rabarjocly (1997c)	$N_c = C \cdot OCR^{-n}$ (3.73)	namuł $C = 5, n = 0,4$ torf $C = 7, n = 0,30$ gytia $C = 6, n = 0,35$	



Rysunek 3.37. Zależność znormalizowanej wytrzymałości na ścinanie od wskaźnika naprężenia bocznego K_p : a – Nielisz, b – Koszyce; c – Antoniny; 1 – Marchetti (1980), 2 – Lechowicz i Rabarjooely (1996, 1997)

Zgodnie z dotychczasowymi doświadczeniami uzyskanymi na obiektach doświadczalnych Katedry Geoinżynierii SGGW, w interpretacji wyników badań dylatometrycznych służących wyznaczeniu wytrzymałości na ścinanie gruntów słabych możliwe jest stosowanie zmodyfikowanej przez Lechowicza (1997) wersji zależności Marchettiego w postaci:

○ w namulach

$$\frac{\tau_{fi}}{\sigma'_v} = S (0,5 \cdot K_D)^{1,25} \quad (3.71)$$

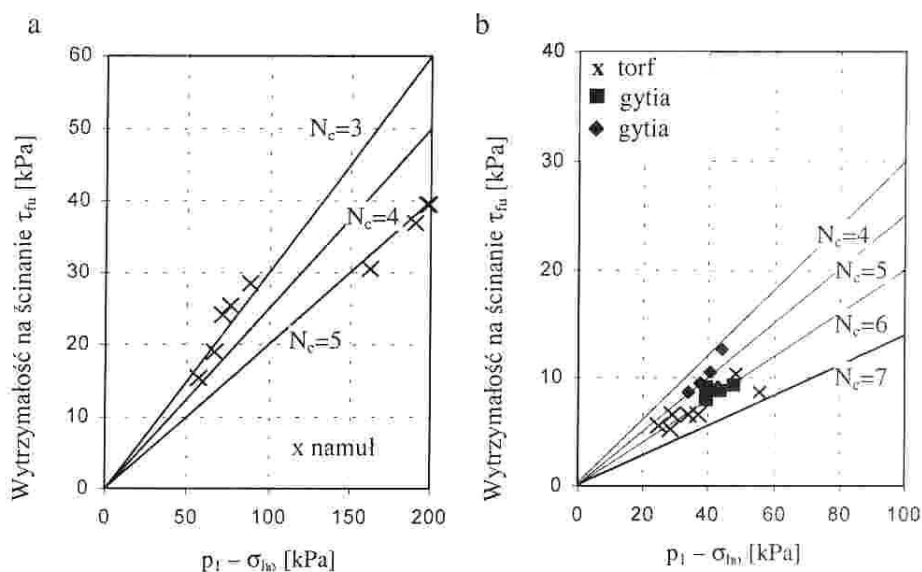
○ w torfach i gytii

$$\frac{\tau_{fi}}{\sigma'_v} = S (0,45 \cdot K_D)^{1,20} \quad (3.72)$$

gdzie:

$S = (\tau_{fi}/\sigma'_v)_{nc}$ – znormalizowana wytrzymałość na ścinanie gruntu normalnie skonsolidowanego.

Analiza wyników badań wskazuje, że parametr S niezbędny do zastosowania powyższych wzorów w przypadku namułu wynosi 0,35 i namułu organicznego 0,40, natomiast w przypadku torfu wynosi 0,50, a gytii wapiennej 0,40–0,45 (rys. 3.37).



Rysunek 3.38. Porównanie wytrzymałości na ścinanie bez odplywu τ_{fi} określonej z zależności Roque i in. (3.67) ze skorygowaną wytrzymałością na ścinanie uzyskaną z badań połową sondą krzyżkową podłoża organicznego: a – Nielisz, b – Antoniny (Lechowicz i Rabarjoeły 1997c)

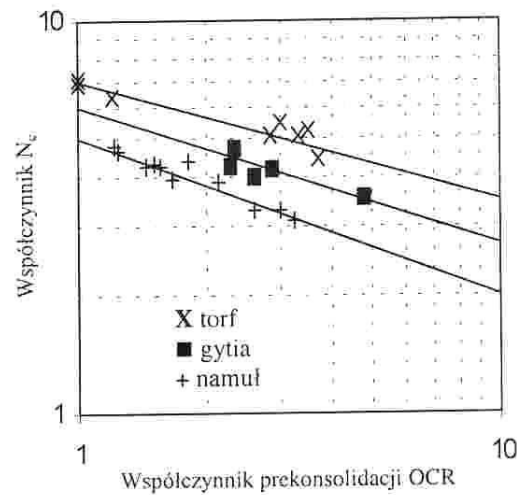
Wyniki analizy przeprowadzonej przez Lechowicza i Rabarijoely (1997c) wskazują, że współczynnik N_c do zależności Roque i in. (1988) nie jest wartością stałą (rys. 3.38). Współczynnik N_c (rys. 3.39) zmienia się wraz ze współczynnikiem prekonsolidacji OCR zgodnie z podaną niżej zależnością:

$$N_c = C \cdot OCR^{-n} \quad (3.73)$$

gdzie:

C, n – parametry empiryczne.

Wartość współczynnika c namułu z Nielisza wynosi 5, a gytii i torfu amorficznego z Antonin równa się 6 i 7. Wartość parametru n namułu z Nielisza wynosi 0,4, a gytii i amorficznego torfu wynosi 0,35 i 0,30.



Rysunek 3.39. Zależność współczynnika nośności N_c do zależności Roque i in. (1988) od współczynnika prekonsolidacji OCR (Lechowicz i Rabarijoely 1997c)

Współczynnik konsolidacji poziomej. W celu określenia współczynnika konsolidacji poziomej c_h na podstawie badań standardowym dylatometrem stosowane są dwie metody badania, polegające na pomiarach swobodnego rozpraszania się ciśnienia po uzyskaniu odczytu C (metoda DMTC) lub odczytu A (metoda DMTA).

Metoda DMTC oparta jest na założeniu, że obliczone na podstawie odczytu C ciśnienie p_2 jest bardzo zbliżone do ciśnienia wody w porach będącego sumą początkowej wartości oraz nadwyżki ciśnienia wody w porach wywołanej podczas badań dylatometrycznych. Robertson i in. (1988) opracowali metodę wyznaczania współczynnika konsolidacji na podstawie swobodnego rozpraszania

ciśnienia p_2 w zależności od czasu w skali logarytmicznej. Przez ekstrapolację wyników wyznacza się odczyt $p_2^{(100)}$ odpowiadający pełnemu rozproszeniu nadwyżki ciśnienia wody w porach, najczęściej równy ciśnieniu hydrostatycznemu u_0 . Znając początkową wartość ciśnienia $p_2^{(0)}$ oraz $p_2^{(100)}$, wyznacza się odczyt $p_2^{(50)}$ równy 50% rozproszenia różnicy odczytów $p_2^{(0)}$ i $p_2^{(100)}$, dzięki czemu można oszacować czas t_{50} potrzebny do wystąpienia 50% konsolidacji. Zależność pozwalająca na określenie współczynnika konsolidacji poziomej c_h wg Robertsona i in. (1988) ma następującą postać (tab. 3.9):

$$c_h = \frac{T_{50} \cdot R^2}{t_{50}} \quad (3.74)$$

gdzie:

$R = 20,6$ mm – równoważny promień,

t_{50} – czas potrzebny do wystąpienia 50% konsolidacji,

T_{50} – czynnik czasu odpowiadający 50% konsolidacji.

Tabela 3.9. Zależności wykorzystywane w interpretacji badań dylatometrycznych do określenia współczynnika konsolidacji c_h .

Parametr	Autor	Zależność
Współczynnik konsolidacji c_h	Robertson i in. (1988)	$c_h = \frac{R^2 \cdot T_{50}}{t_{50}} \quad (3.74)$
	Schmertmann (1988)	$c_h = 600 \left(\frac{T_{50}}{t_{50}} \right) \quad (3.75)$
	Marchetti i Totani (1989)	$c_{hov} = \frac{5 \text{ do } 10 \text{ cm}^2}{T_{flex}} \quad (3.76)$

Czynnik czasu T_{50} został określony przez Robertsona i in. (1988) na podstawie porównania z teoretycznym rozwiązaniem rozpraszania ciśnienia wody w porach w badaniach sondą statyczną CPTU w zależności od stosunku modułu odkształcenia E do wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu} . Czynnik T_{50} zmienia się od wartości 2,01 dla stosunku $E/\tau_{fu} = 100$ do wartości 6,4 przy stosunku $E/\tau_{fu} = 500$. Zatem iloczyn $R^2 \cdot T_{50}$ we wzorze Robertsona zmienia się od $8,5 \cdot 10^{-4}$ do $2,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$.

Czynnik czasu T_{50} w zależności od stosunku modułu E do wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu} można określić z tabeli 3.10. Na podstawie wzoru (3.74) można również określić współczynnik konsolidacji poziomej c_h na podstawie czasu t_{30} i czynnika czasu T_{30} (tab. 3.10).

Tabela 3.10. Wyznaczanie czynnika czasu T_{50} i T_{30} w zależności od stosunku modułu E do wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fh} (Gupta 1983)

E/τ_{fh}	100	200	300	400
T_{50} (min)	1,1	1,5	2,0	2,7
T_{30} (min)	0,47	0,59	0,72	0,89

Druga metoda DMTC zaproponowana przez Schmertmanna (1988), służąca wyznaczeniu współczynnika konsolidacji poziomej c_h , opiera się na rozpraszaniu odczytu C , przy czym wyznaczenia czasu t_{50} dokonuje się na podstawie zmiany odczytu C , w zależności od pierwiastka kwadratowego z czasu. Przez ekstrapolację wyników wyznacza się odczyt C_{100} odpowiadający pełnemu rozproszeniu nadwyżki ciśnienia wody w porach. Na jego podstawie otrzymuje się odczyt C_{50} stanowiący 50% rozproszenia różnicy odczytów C_0 i C_{100} (rys. 3.40). W przypadku dobrze znanej początkowej wartości ciśnienia wody w porach w celu skrócenia czasu pomiarów odczytu można prowadzić jedynie do uzyskania odczytu C_{30} .

Współczynnik konsolidacji poziomej c_h określa się według następującego wzoru:

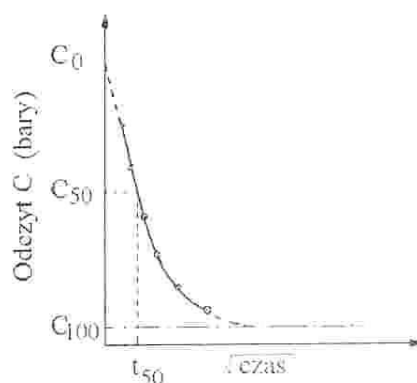
$$c_h = 600 \left(\frac{T_{50}}{t_{50}} \right) \left[\frac{\text{mm}^2}{\text{min}} \right] \quad (3.75)$$

gdzie:

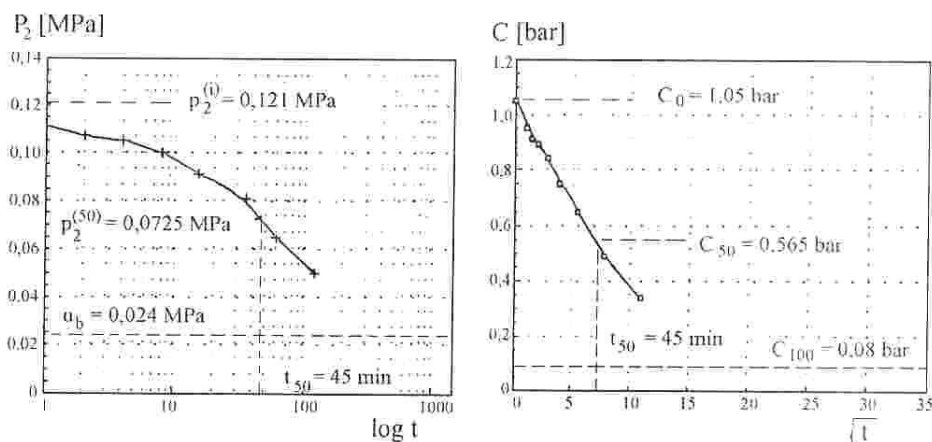
t_{50} – czas potrzebny do wystąpienia 50% konsolidacji,

T_{50} – czynnik czasu odpowiadający 50% konsolidacji.

Przykład interpretacji współczynnika konsolidacji c_h na podstawie metody DMTC przy wykorzystaniu metody Robertsona i metody Schmertmanna w namule pod koniec pierwszego etapu budowy zapory w Nieliszu przedstawiono na rysunku 3.41. Wyznaczone wartości współczynników konsolidacji c_h z badań dylatometrycznych DMTC wskazują, że przy tym samym stosunku E/τ_{fh} wartości współczynnika c_h otrzymane na podstawie metody Robertsona są większe od wartości uzyskanych metodą Schmertmanna.



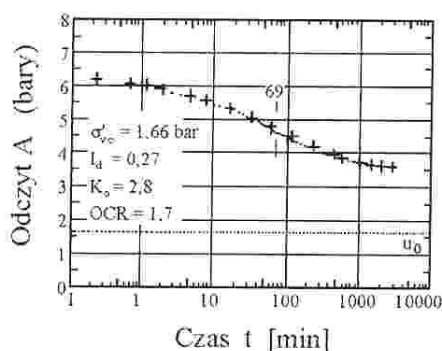
Rysunek 3.40. Wyznaczanie czasu t_{50} na podstawie badań dylatometrycznych DMTC (Briaud i Miran 1992)



Rysunek 3.41. Wyznaczenie czasu t_{50} do metody Robertsona i in. (1998) i Schmertmanna (1998) dla namułu pod nasypem przeciążającym pod koniec pierwszego etapu budowy zapory w Nieliszu (Lechowicz i Rabarjioely 2000)

Metoda DMTA opracowana przez Marchettiego i Totani (1989) opiera się na wykorzystaniu pomiarów rozpraszania się w czasie odczytu A . Na podstawie przebiegu zmniejszania się odczytu A w czasie przedstawionego w skali logarytmicznej wyznacza się czas T_{flex} odpowiadający punktowi zmiany charakteru przebiegu krzywej (rys. 3.42). Zaproponowana przez Marchettiego i Totani zależność umożliwiająca wyznaczenie współczynnika konsolidacji poziomej c_h ma następującą postać:

$$c_{hoc} \cdot T_{flex} = 5 \text{ do } 10 \text{ cm}^2 \quad (3.76)$$



Rysunek 3.42. Wyznaczanie czasu T_{flex} na podstawie badań dylatometrycznych DMTA (Marchetti i Totani 1989)

Jak podkreślają autorzy, wyżej wymieniona zależność ma charakter wstępny i wymaga sprawdzenia w różnych rodzajach gruntów. Na podstawie wyznaczonego z badań czasu T_{flex} możliwa jest również ocena prędkości przebiegu procesu konsolidacji na podstawie kryteriów zamieszczonych w tabeli 3.11.

Tabela 3.11. Ocena przebiegu konsolidacji na podstawie czasu T_{flex} (Marchetti i Totani 1989)

T_{flex} (min)			Przebieg konsolidacji
	<	10	bardzo szybki
10	do	30	szybki
30	do	80	średni
80	do	200	wolny
	>	200	bardzo wolny

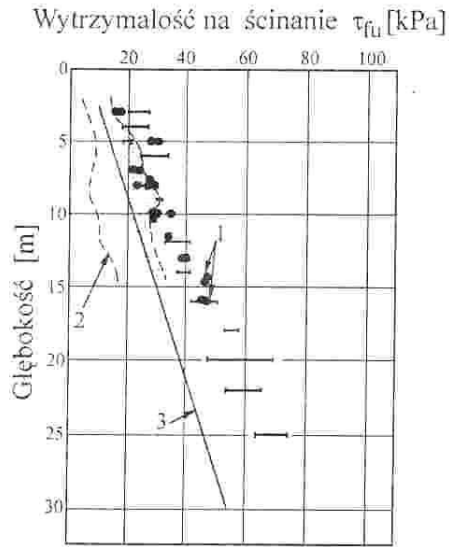
3.7. Inne metody badań

Biorąc pod uwagę duże zróżnicowanie właściwości gruntów organicznych oraz wprowadzane udoskonalenia w metodyce badań „in situ”, poniżej będą krótko przedstawione dodatkowe badania terenowe wykonywane w podłożach organicznych. Do wstępnego rozpoznania warunków geotechnicznych, szczególnie w uwarstwionych podłożach, wykonywane są badania sondą wkręcaną SW i sondą cylindryczną SPT. W celu określenia parametrów mechanicznych gruntów organicznych możliwe jest wykorzystanie badań presjometrycznych oraz badań sondą statyczną z sejsmicznym stożkiem.

Sonda wkręcana SW. Badania tą sondą wykonywane są w celu wstępnego rozpoznania podłoża pozwalającego zlokalizować obszary występowania gruntów słabonośnych lub wydzielenie stref o znacznie zróżnicowanych właściwościach. Ze względu na stosunkowo niski koszt tego badania szczególnie ma to znaczenie w przypadku dużych obszarów o urozmaiconej budowie geologicznej.

Sonda cylindryczna SPT. Badanie sondą cylindryczną służy również wstępnemu rozpoznaniu podłoża i jest najczęściej wykonywane podczas wierceń w dnie otworu. Podczas badania możliwe jest pobranie próbek o naturalnej wilgotności do laboratoryjnego oznaczenia cech fizycznych.

Presjometr. W praktyce inżynierskiej presjometr został wprowadzony przez Menarda pod koniec lat pięćdziesiątych jako urządzenie umożliwiające wyznaczenie wytrzymałości na ścinanie oraz modułu odkształcenia. Badanie presjometryczne w kraju jest stosunkowo rzadko stosowane. Wykorzystując zasadę działania presjometru Menarda opracowano presjometr samowkręcający się (Baguelin i in. 1972, Wroth i Hughes 1973). Dzięki temu uzyskano znaczne rozszerzenie możliwości interpretacyjnych tego badania o uzyskanie podczas penetracji charakterystyki naprężenie-odkształcenie obejmującej pełny cykl obciążenia. Jednakże złożony system sterowania oraz skomplikowana metodyka badań wymagająca wysoko kwalifikowanej i doświadczonej obsługi powo-



Rysunek 3.43. Porównanie wytrzymałości na ścinanie bez odpływu τ_{fu} słabego iltu Onsoy wyznaczonej z badań: 1 – presjometr samowkręcający się, 2 – presjometr Menarda, 3 – badania trójosiowe CK₀UC (Lacasse 1986)

duje, że presjometr samowkręcający się mimo wielu zalet w chwili obecnej jest stosowany tylko w kilku ośrodkach naukowych na świecie. Przykładowe wyniki badań presjometrycznych słabego iltu przedstawiono na rysunku 3.43.

Sonda statyczna SCPT. Sonda statyczna z sejsmicznym stożkiem została opracowana na Uniwersytecie British Columbia (Campanella i in. 1986). Zastosowany w tym urządzeniu piezostózek wyposażono w czujnik umożliwiający pomiary sejsmiczne. Dzięki temu oprócz pomiaru oporu na stożku, tarcia na tulei i ciśnienia wody w porach możliwy jest również pomiar prędkości fal akustycznych. Pomiar prędkości fal poprzecznych umożliwia wyznaczenie w warunkach „in situ” początkowych wartości modułu ścinania G_{max} .