

Zbigniew Młynarek, Jędrzej Wierzbicki

## Nowe możliwości i problemy interpretacyjne polowych badań gruntów

### New approaches and investigation problems of in situ tests

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono i przedyskutowano kilka elementów związanych z programowaniem badań in situ, interpretacją i dokumentowaniem ich wyników. Do tych elementów zaliczono: ocenę wpływu procesów geologicznych i inwestycyjnych na parametry mechaniczne gruntów podłoża, kryteria doboru techniki badania in situ do rozwiązania postawionego zadania geotechnicznego, syntetyczne podsumowanie odnośnie wyznaczenia współczesnych koncepcji i opisu parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych gruntów metodami CPTU, DMT, VST, SCPTU, ograniczenia dla oceny parametrów geotechnicznych wymienionymi sposobami, które wynikają z analizy wymiarowej, statystycznego testu replikacyjnego i jakości próbek pobranych do badań laboratoryjnych.

**Słowa kluczowe:** badania in situ, parametry geotechniczne

**Abstract:** The study presents and discusses several elements connected with programming in situ tests, interpretation and documentation of their results in urban areas. These elements include the assessment of the effect of geological and investment processes on mechanical soil parameters of subsoil, criteria for the selection of in situ testing techniques to solve the presented geotechnical problem, a synthetic conclusion concerning the determination of present-day concepts and a description of strength and deformation parameters of soils using CPTU, DMT, VST and SCPTU, limitations for the assessment of geotechnical parameters using the above mentioned methods, resulting from dimensional analysis, the statistical replication test and the quality of samples collected for laboratory analyses.

**Key words:** in situ tests, geotechnical parameters

---

Zbigniew Młynarek, Akademia Rolnicza im. Augusta Cieszkowskiego, Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska, Katedra Geotechniki, ul. Piątkowska 94, 61-691 Poznań, e-mail: hebol@wp.pl

Jędrzej Wierzbicki, Akademia Rolnicza im. Augusta Cieszkowskiego, Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska, Katedra Geotechniki, ul. Piątkowska 94, 61-691 Poznań, e-mail: jw.@au.poznan.pl

## Wstęp

W ostatnim dwudziestoleciu nastąpiło zasadnicze przegrupowanie w proporcji badań in situ w stosunku do badań laboratoryjnych (Jamiolkowski i in., 1985; Mayne, 2006). O tym fakcie zadecydował znaczny postęp w konstrukcji nowych urządzeń do badań in situ, poziom interpretacji wyników uzyskiwanych z tych testów oraz badania przeprowadzane w komorach kalibracyjnych. Obecnie badania in situ stanowią zasadniczą część planowanych prac badawczych, umożliwiając ograniczenie kosztownych i czasochłonnych badań laboratoryjnych. Ich zakres i udział w ogólnej liczbie prac jest częstokroć określany na podstawie ekonomicznej analizy ryzyka (Jansecz, 1998) oraz w zależności od potrzeb wynikających z przeprowadzenia symulacji obciążeń, które będzie przenosiła konstrukcja na podłoże (Młynarek, Wierzbicki, 2004).

Powszechność stosowania testów in situ wymaga jednak zrozumienia sensu parametrów, jakie się na ich podstawie wyznacza. Niezbędna jest także orientacja w ograniczeniach stosowanych testów, wynikająca z analizy czynników, które mogą wpływać na mierzone parametry w trakcie wykonywania badań in situ. Często łatwość wykonania badania utożsamiana bywa z łatwością interpretacji dokonanych pomiarów, co jest podejściem nierzadko błędnym. Specyfika testów in situ powoduje również, że w niektórych przypadkach zastosowanie danego testu może ograniczać interpretację wyników tylko do analizy jednego parametru podłoża (Mayne, 2006).

Techniki badań in situ nadal są intensywnie rozwijane. W ostatnich latach szczególny rozwój dotyczy technik umożliwiających badanie w miejscu występowania tzw. gruntów słabych, czyli gruntów organicznych, pylastych oraz gruntów strukturalnych, w których odtworzenie rzeczywistych warunków in situ w badaniu laboratoryjnym jest niezwykle trudne (Karslud i in., 2005). Poszerza się także wachlarz zastosowań testów, które weszły już do kanonu badań geotechnicznych. Podejmowane są coraz liczniejsze próby wykorzystania ich w paleogeograficznej analizie środowiska depozycji osadu (Młynarek i in., 2006a; Wierzbicki i in., 2006).

## Parametry geotechniczne a badania in situ

Współcześnie, operując parametrem gruntu w projektowaniu geotechnicznym i opierając się na wynikach badań in situ, musimy przewartościować tradycyjne pojęcie tegoż parametru jako deterministycznej wartości charakteryzującej podłoże. Ogromny postęp w konstrukcji urządzeń do przeprowadzania badań w warunkach in situ oraz stworzenie bardzo dobrych podstaw teoretycznych do interpretacji wielu testów, np. CPTU, DMT, przyczyniły się z jednej strony do określenia tzw. „reliable soil parameters”, ale z drugiej strony wymagają od projektanta znacznej wiedzy w zakresie rozumienia podanych przez geotechnika parametrów, które wytrzymałościowo i odkształceniowo opisują ośrodek gruntowy i posługiwanie się nimi. Szczególnego znaczenia współcześnie nabiera pojęcie wspomnianych „relia-

ble soil parameters” (Karlsruh i in., 2005). Pojęcie to sumuje kilka czynników, które decydują o wartości wyznaczonego parametru w badaniu in situ i badaniach laboratoryjnych. Do czynników tych zalicza się:

- jakość, w ujęciu analizy statystycznej przeprowadzonego badania in situ (test replikacyjny);
- wpływ niejednorodności ośrodka gruntowego na wyznaczenie reprezentatywnego parametru dla wydzielenia tzw. jednorodnej geotechnicznie warstwy w podłożu;
- właściwa interpretacja procesu, który opisuje zastosowany test in situ;
- szeroko pojęta jakość próbki przeznaczonej do badania laboratoryjnego.

Literatura na temat badań in situ z ostatniego dwudziestolecia pozwala stwierdzić, że badania naukowe koncentrowały się głównie na zagadnieniu właściwej, teoretycznej interpretacji testów in situ i ustaleniu czynników wpływających na wyznaczone parametry geotechniczne gruntów za pomocą zastosowanego badania in situ (np. Lunne i in., 1994; Jamiolkowski i in., 2001; Mayne, 2006). W ostatnich kilku latach przeprowadzone zostały także liczne badania na temat wpływu jakości próbki i procesu rekonsolidacji na wyznaczone w laboratorium parametry gruntu, które wykorzystano do kalibracji testów CPTU i DMT (Karlsruh i in., 2005; Mayne, 2006). Do tej pory stosunkowo niewiele badań dotyczyło wpływu jakości testu in situ, czy niejednorodności ośrodka na parametry bezpośrednio mierzone w danym badaniu. Taką analizę można przeprowadzić w oparciu o wykonanie testu replikacyjnego (Ang, Tang, 1975; Keavency i in., 1989; Młynarek, 2003; Powell, Lunne, 2005).

Intencją niniejszego artykułu jest prezentacja zagadnień, które ze względu na ramy publikacji, ograniczono jedynie do wybranych, zasadniczych kwestii, polecając zainteresowanym tym zagadnieniem bardzo wartościowe prace na ten temat (np. Jamiolkowski i in., 1985; Worth, 1984; Marchetti, 1992; Lunne i in., 1997; Yu, 2004; Schnaid, 2005; Mayne, 2006).

## **Kryteria doboru techniki badania in situ do rozwiązania potencjalnego zadania geotechnicznego**

W programowaniu badań in situ uwzględnia się trzy aspekty: bezpieczeństwa konstrukcji, wykonania i ekonomiki. Typowym zjawiskiem wydaje się to, że inwestor zainteresowany jest głównie bezpieczeństwem za najniższą cenę badań geotechnicznych. Ta podstawowa sprzeczność prowadzi często do znacznego ograniczenia badań in situ i laboratoryjnych, a w konsekwencji do przeszacowania spodziewanych osiadań fundamentów bezpośrednich lub niedoszacowania nośności pali. Fakt ten wynika również ze słabej wiedzy projektantów, często i geotechników, o współczesnych badaniach in situ i współczesnym zróżnicowaniu parametrów mechanicznych, które opisują właściwości ośrodka gruntowego. Z tego powodu krótki komentarz odnośnie do technik badań in situ, właściwego ich wykorzystania i interpretacji uzyskanych pomiarów z tych badań wydaje się niezbędny. Mayne

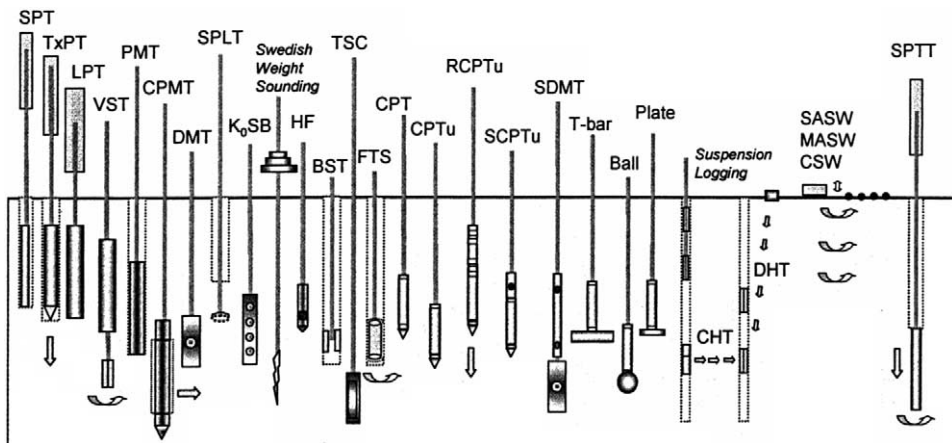
(2006) grupuje badania in situ dla dokonania oceny budowy podłoża i parametrów geotechnicznych następująco:

- badania geotechniczne dla ogólnego rozpoznania budowy podłoża,
- testy in situ dla oceny parametrów geotechnicznych w układzie stratygraficznym,
- pobieranie prób o wysokiej jakości do zaawansowanych badań laboratoryjnych.

Dla przeprowadzenia badań w wyżej podanym celu do dyspozycji jest duża liczba urządzeń pomiarowych o tradycyjnej i nowoczesnej technologii (ryc. 1).

Schemat przedstawiony na rycinie 1 należy uzupełnić o testy prostego dynamicznego sondowania (DPT), które są powszechnie stosowane w Europie. Za bardzo charakterystyczny element, który musi być wzięty pod uwagę w prognozie parametrów geotechnicznych, należy uznać to, że poszczególne grupy testów podczas penetracji generują odmienne ścieżki naprężeń i odkształceń wokół końcówki pomiarowej. W efekcie z poszczególnych testów można uzyskać różne parametry, które opisują wytrzymałość i odkształcalność gruntów w podłożu. Za zasadniczy element programowania badań in situ dla rozwiązania konkretnego zadania geotechnicznego należy więc uznać dobór odpowiedniej metody badania in situ oraz wybór właściwych parametrów, które są niezbędne i dla rozwiązania posadowienia planowanej inwestycji. Doskonale to zadanie ilustruje diagram opracowany przez Mayne'a (2006) (ryc. 2).

Rycina 2 dobrze ilustruje fakt, że geotechnik podejmujący zadanie rozwiązania posadowienia obiektu i przygotowania programu badań in situ nie jest w łatwej sytuacji. Przydatne mogą tu być pewne ogólne wskazówki w zakresie doboru sprzętu i zrozumienia opisu cech wytrzymałościowych i odkształceniowych gruntów podłoża przy użyciu parametrów mierzonych za pomocą zastosowanego testu. Do tych wskazówek można zaliczyć:

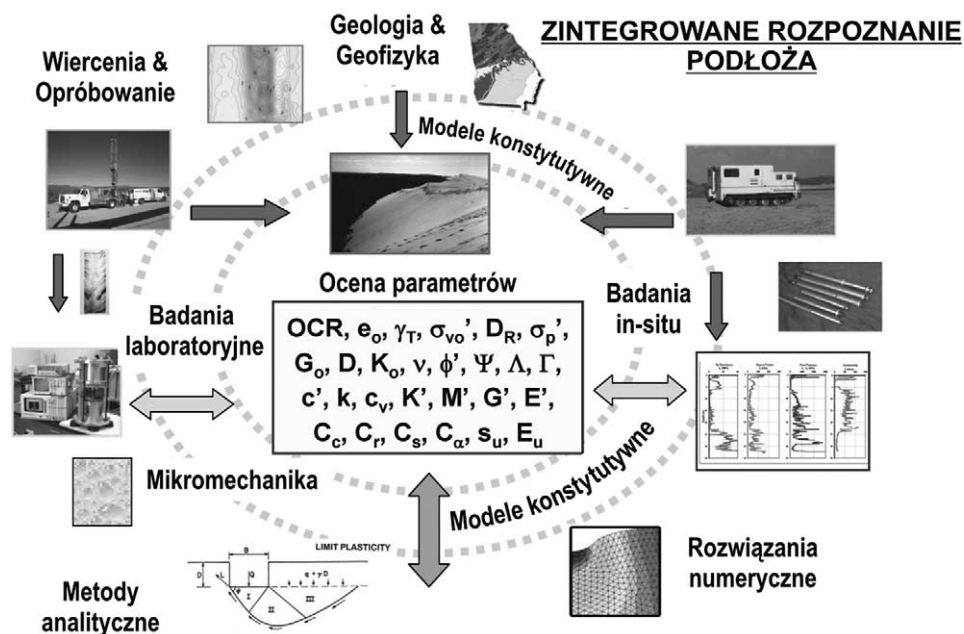


Ryc. 1. Wybór dostępnych testów in situ do oceny parametrów gruntu (Mayne, 2006)

Fig. 1. Selection of available in situ geotechnical tests for determination of soil parameters (Mayne, 2006)

- Uzyskiwane parametry z podstawowych testów in situ lokują się na różnych pozycjach na nieliniowej zależności pomiędzy modułem ścinania  $G$  i wytrzymałością na ścinanie. Wyznaczenie więc ekwiwalentnego modułu z kilku testów wymaga kalibracji najczęściej poprzez zależność empiryczną, stąd niezwykle ważna jest świadomość ograniczeń zależności empirycznych.
- Odmienne sposoby wprowadzenia końcówek pomiarowych w podłoże wymagają różnej teoretycznej interpretacji poszczególnych testów. Ten fakt prowadzi do powstania nowych parametrów, które opisują właściwości gruntów w podłożu. Parametry te są związane najczęściej zależnościami empirycznymi, które opisują standardowe wartości, definiujące wytrzymałość na ścinanie i charakterystykę deformacji podłoża.

Punktem wyjścia dla doboru metody badania jest także konwencjonalny podział gruntów podłoża na dwie kategorie: (I) grunty spójne, (II) grunty niespójne. Podział ten eksponuje odmienny skład granulometryczny tych gruntów i warunki drenażu. Pomiędzy tymi gruntami znajdują się tzw. grunty przejściowe (Kozdri i in., 1971), dla których warunki drenażu i wyznaczenia miar dla opisu ich stanu są znacznie bardziej skomplikowane niż dla gruntów kategorii I, II.



Ryc. 2. Ogólna koncepcja badań geotechnicznych (za: Mayne, 2006)

Fig. 2. General concept for investigated geotechnical approach to foundation problem (after Mayne, 2006)

## Przegląd współczesnej interpretacji i oceny parametrów wytrzymałościowych gruntów metodami in situ

Rozwiązania teoretyczne i ich weryfikacja doświadczalna przyczyniły się do tego, że liczba parametrów opisujących wytrzymałość na ścinanie i odkształcenie gruntów podłoża jest współcześnie znacznie większa od tej, do której przyzwyczajeni są geotechnicy i projektanci, nie śledzący rozwoju mechaniki gruntów w ostatnich latach. Za konserwatywne parametry opisujące wytrzymałość i sztywność podłoża można uznać za Mayne'em (2006): sieczny efektywny kąt tarcia  $\Phi'$  według liniowej charakterystyki Mohra-Coulumba i moduł elastyczności  $E'$ . Parametry te należy uzupełnić dodatkowymi wielkościami, które są wykorzystywane w rozwiązywaniu zadania geotechnicznego (ryc. 2). Do grupy tych parametrów należy zaliczyć: moduł ściśliwości ( $D' = 1/m_v$ ), kąt dylatacji ( $\Psi'$ ), współczynnik Poissona ( $\gamma'$ ), współczynnik zapadowości ( $D$ ), moduł małego odkształcenia postaciowego ( $G_o = G_{max}$ ), współczynnik parcia spoczynkowego ( $K_o$ ), wskaźnik przekonsolidowania (OCR) czy parametr stanu ( $\Psi_s$ ).

Parametry wytrzymałościowe i odkształceniowe z badań in situ wykorzystywane są do rozwiązywania szerokiej gamy zadań geotechnicznych. Oprócz szczególnych rozwiązań teoretycznych (m.in. Drescher i in., 1967; Teh, Houlsby, 1991; Yu, 2004), prognozę parametrów uzyskuje się także ze związków empirycznych. Są dwie grupy tych związków, a mianowicie: ogólne i lokalne. Zależności empiryczne ogólne traktują ośrodek gruntowy jako materiał niezależny od położenia geograficznego, opisany ogólnymi kryteriami, np. mineralogią, zmiennością uziarnienia itd. Największe sukcesy tych związków dotyczą I kategorii – piasków. Zależności korelacyjne lokalne należy uznać za bardziej wartościowe dla rozwiązania danego zadania geotechnicznego, gdyż są silnie związane z terenem, gdzie problem geotechniczny jest rozważany. Zależności empiryczne ogólne i lokalne mają swoje ograniczenia, które podano we wstępie. W wielu przypadkach odniesieniem dla zależności empirycznej są miary, które są odmienne dla piasków i ilów. Ze względu na bogatą literaturę, na temat istniejących związków empirycznych i uzyskanych zależności z rozwiązań teoretycznych, poniżej przedstawiono tylko formuły, które pozwalają różnymi technikami in situ, wyznaczyć parametry wytrzymałościowe i odkształceniowe gruntów I i II kategorii.

### Miary stanu gruntów spoistych

W przypadku gruntów I kategorii – gruntów spoistych – za miary, które występują w zależnościach empirycznych w postaci zmiennej niezależnej przyjmuje się: wskaźnik plastyczności –  $I_p$ , stopień plastyczności –  $I_L$  lub wilgotność naturalną –  $W_n$ . Prognozę zmian stopnia plastyczności gruntów spoistych w podłożu można uzyskać za pomocą kilku metod in situ. Najlepsza do tego celu wydaje się metoda CPTU. Na bazie obszernej liczby danych Liszkowski i in. (2004) ustalili zależność pomiędzy oporem stożka i stopnia plastyczności dla gruntów spoistych o różnym

pochodzeniu geologicznym (ryc. 3). W ten sposób uwzględniono pośrednio wpływ stopnia prekonsolidacji – OCR – i składu mineralogicznego gruntu na te zależności.

## Miary stanu gruntów niespoistych

Powszechnie stosowaną miarą stanu gruntów niespoistych jest stopień zagęszczenia ( $I_D$ ). Stosowność tego parametru ma kilka ograniczeń, które wpływają na precyzję jego oceny w warunkach in situ. Do tych czynników zalicza się (Jamiolkowski i in., 1985, 2001; Cubrinowski, Ishihara, 2002; Mayne, 2006): jakość próbki do oznaczenia  $e_o$ , cementację, starzenie, efekt przekonsolidowania, mineralogię oraz wpływ kształtu i wielkości ziaren, a także metodykę wyznaczenia  $e_{max}$ ,  $e_{min}$  (Lunne, 2007).

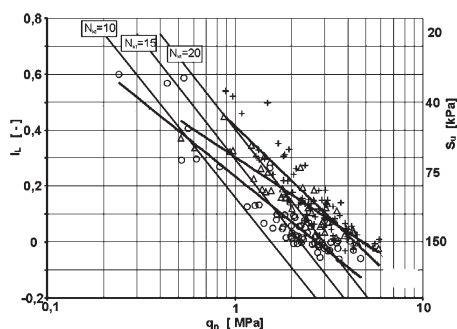
Do oceny stopnia zagęszczenia wykorzystuje się kilka technik in situ. W wielu krajach bardzo popularne są testy SPT i DPT (Menzenbach, 1954). Stosując je należy pamiętać o licznych czynnikach, które wpływają na mierzony wpęd końcówki, np. efektywną energię wpędu (de Melo, 1971; Schnaid, 2005). Preferowanymi metodami oceny  $I_D$  w warunkach in situ są testy CPTU i DMT. Korzystanie z zależności pomiędzy  $I_D$  i oporem stożka (test CPTU) lub współczynnikiem  $K_D$  (test DMT) warto poprzedzić komentarzem Jamiolkowskiego i in. (2001) i Lunne (2007):

- Stopień zagęszczenia i tensor naprężenia konsolidacyjnego są najważniejszymi zmiennymi wpływającymi na opór stożka.
- Prosta zależność pomiędzy  $I_D$  a  $q_c$  i  $\sigma'_{vo}$  jest prawdziwa tylko dla piasków normalnie konsolidowanych. W piaskach przekonsolidowanych korelacja ta musi uwzględniać średnie naprężenie efektywne in situ:  $\sigma'_{m0}$ .

W przypadku piasków kwarcowych cechy teksturalne ziarna i ich podatność na kruszenie odgrywają drugorzędą rolę podczas oceny  $I_D$  na podstawie zmierzonego  $q_c$ . Pomimo to, należy zauważyć, że w piaskach o zwiększonej zawartości części drobnych (powyżej 5–20% frakcji pyłowej) następuje niedoszacowanie stopnia zagęszczenia (Jamiolkowski i in., 1988).

- Efekty procesów geologicznych (np. cementacji) w znaczącym stopniu mogą wpływać na zależność korelacyjną wyników sondowania ze stopniem zagęszczenia.

Biorąc pod uwagę podany wyżej komentarz, proponowane przez Jamiolkowskiego i in. (2001) i Mayne'a (2006) zależności dla wyznaczenia  $D_R$  na podstawie



Ryc. 3. Zależność pomiędzy oporem stożka ( $q_n$ ) z metody CPTU a stopniem plastyczności ( $I_D$ ) i niedrenowaną wytrzymałością na ścinanie ( $s_u$ ) (za: Liszkowski i in., 2004)

Fig. 3. Relationship between liquidity index ( $I_D$ ) and undrained shear strength ( $s_u$ ) and cone resistance ( $q_n$ ) from CPTU (after Liszkowski et al., 2004)

oporu stożka  $q_c$  (test CPTU) i współczynnika  $K_D$  (test DMT) należy przedstawić następująco:

**Test CPT, CPTU** (zaadaptowane na podstawie testów kalibracyjnych)

– zależność Schmertmanna (1978):

$$I_D = \frac{1}{C_2} \ln \left[ \frac{q_c / Pa}{C_0 (\sigma_{vo} / Pa)} C_1 \right] \quad (1)$$

$q_c$  – opór stożka (kPa), Pa – ciśnienie atmosferyczne (kPa),  $I_D$  – stopień zagęszczenia (w ułamku dziesiętnym),  $\sigma'_{vo}$  – efektywna wartość naprężenia pionowego (kPa),  $C_0$ ,  $C_2$ ,  $C_1$  – współczynniki empiryczne (Jamiolkowski i in., 2001)

– zależność zaproponowana przez Lancellottę (1995):

$$I_D = A_o + B_o \cdot X \quad (2)$$

gdzie:  $x = \ln \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_{vo})^\alpha} \right]$ ,  $A_o$ ,  $B_o$ ,  $\alpha$  – współczynniki empiryczne (Jamiolkowski i

in., 2001).

– zależność korelacyjna uwzględniająca stopień prekonsolidacji podłoża, typ mineralogiczny ziaren, efekt starzenia oraz ściśliwość ziaren (Baldi i in., 1986; Jamiolkowski, i in. (2001):

$$I_D = \frac{1}{C_2} \ln \left[ \frac{q_c}{C_0 (\sigma'_{mo})^{C_1}} \right] \quad (3)$$

$C_0 = 24,94$      $C_1 = 0,46$      $C_2 = 2,96$

– zależność korelacyjna uwzględniająca stopień prekonsolidacji podłoża, efekt starzenia i ściśliwość ziaren wg Kulhavy'ego i Mayne'a (1991):

$$I_D = 100 \left[ \frac{q_{c1}}{305 \cdot Q_A \cdot Q_C \cdot Q_{OCR}} \right]^{0,5} \quad (4)$$

gdzie:  $Q_A = 1,2 + 0,05 \log (t/100)$  ( $t$  – lata),  $Q_C$  – ściśliwość ziaren ( $Q_C = 0,9$  dla wysokiej ściśliwości,  $Q_C = 1,0$  dla średniej ściśliwości,  $Q_C = 1,1$  dla niskiej ściśliwości),

$Q_{OCR} = OCR^{0,2}$ ,  $q_{t1} = q_t / (\sigma'_{vo} - \sigma'_{atm})^{0,5}$ .

Lunne (2007) na podstawie szczegółowych badań przeprowadzonych w NGI z zastosowaniem piasków o różnej ściśliwości, w których procent ziaren drobnych jest mniejszy od 5%, zaproponował następującą korektę oryginalnej formuły Baldiego i in. (1986), jeśli  $I_D < 40\%$ , wówczas wyznaczone wartości  $I_D$  należy pomnożyć przez 1,2; dla  $40\% < I_D < 60\%$  należy pomnożyć przez 1,4; dla  $I_D > 60\%$  – przez 1,5.

### Test DMT

Według Jamiolkowskiego i in. (2001) stopień zagęszczenia można określić w oparciu o wyznaczone wartości współczynnika naporu bocznego  $K_D$  z testu DMT, przekształcając formułę:

$$K_D = C_0 (\sigma'_{v0})^{C_1} P_0 - C_1 \exp(C_2 I_D) \quad (5)$$

lub

$$K_D = A \exp(B I_D)$$

gdzie:  $P_0$  – ciśnienie kontaktu w teście DMT,  $u_0$  – ciśnienie hydrostatyczne,  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $A$ ,  $B$  – współczynniki empiryczne (Jamiolkowski i in., 2001).

## Rekomendacje dla oceny parametrów wytrzymałości na ścinanie

### Efektywna wartość kąta tarcia wewnętrznego w piaskach

Na wartości liczbowe maksymalnej efektywnej wartości kąta tarcia wewnętrznego w piaskach ( $\Phi'_p$ ) składają się dwa komponenty: składnik podstawowego tarcia ( $\Phi'_{cs}$ ) związany z mineralogią i cechami teksturalnymi ziaren (np. Jamiolkowski i in., 2001; Santamarina, Chou, 2004) oraz składnik dylatacyjny związany ze strukturą osadu, jego zagęszczeniem i występującym w danym punkcie podłoża naprężeniem (np. Rowe, 1969; Bolton, 1986). Dla wyznaczenia maksymalnej wartości kąta wewnętrznego wykorzystuje się dwa rozwiązania: związek pomiędzy stopniem zagęszczenia i wartością maksymalną kąta tarcia wewnętrznego wyznaczoną w badaniu trójosiowego ściskania lub zależności empiryczne z bezpośrednimi wynikami różnych testów in situ.

Pierwszą grupę rozwiązań reprezentuje uogólniona zależność Boltona (1986):

$$\Phi'_{TX} = \Phi'_{CS} + 3[I_D - \{Q - \ln p'_f / \sigma_{atm} - R\}] \geq \Phi'_{CS} \quad (6)$$

gdzie:  $I_D$  – stopień zagęszczenia (w ułamku dziesiętnym),  $Q$  – współczynnik empiryczny zależny od składu mineralogicznego,  $R$  – współczynnik empiryczny,  $p'_f$  – średnie naprężenie główne przy zniszczeniu.

Dużo uwagi poświęcono w literaturze wartościom współczynników empirycznych. Bolton (1986) zaproponował dla piasków kwarcowych  $\Phi'_{cs} = 33^\circ$ ,  $Q = 10$ ,  $R = 1$ . Kulhawy i Mayne (1990) zarekomendowali przyjęcie  $p'_f$  równe dwukrotnej wartości efektywnego naprężenia pionowego, a Jamiolkowski i in. (2001) różnicowali wartości stałych w zależności od typu mineralogicznego piasków.

Drugim sposobem oceny  $\Phi'_p$  są zależności empiryczne, w których występują mierzone parametry podczas wykonywanego testu in situ. W przypadku testów, w których mierzonym parametrem jest wpęd (test SPT), wyznaczona zależność ma jednoznacznie tylko charakter empiryczny. Dla takich testów, jak CPT, DMT, wyznaczenie  $\Phi'_p$  uzyskuje się także z wykorzystaniem rozwiązań teoretycznych i symulacji numerycznych. Bardzo szczegółowy komentarz w kwestii tych rozwiązań,

zależności i ograniczeń znajduje się w pracach Mayne'a (2006) i Jamiolkowskiego i in. (2001). Ze względu na ograniczone ramy tego referatu poniżej podaje się wykonywane formuły, które opisują związek pomiędzy maksymalną wartością kąta wewnętrznego a parametrami testów CPT. Formuły te są przypisane do określonych rozwiązań teoretycznych i zdefiniowane przez założenia dla zastosowanej teorii.

Wykorzystując teorię stanu granicznego, Robertson i Campanella (1983) zaproponowali następujący związek pomiędzy  $\Phi'_p$  i  $q_c$ :

$$\Phi'_p = \arctan [0,1 + 0,38 \cdot \log (q_c / \sigma'_{vo})] \quad (7)$$

Mayne (2006) komentuje, że jeśli  $(q_c / \sigma'_{vo}) > 60$ , wówczas zależność (7) wykazuje tendencję do przeszacowania  $\Phi'_p$ . Lunne i in. (1997) wykazali jednak dużą praktyczną przydatność tej zależności.

Składowa pionowa jest tylko jedną ze składowych stanu naprężenia występującego w podłożu, zmienność oporu stożka jest także związana z pozostałymi składowymi stanu naprężenia w podłożu, stąd za bardzo wartościowe należy uznać zależności podane przez Jamiolkowskiego i in. (2001). Na rycinie 4 pokazano zależności pomiędzy  $q_c$  a  $\Phi'$  na różnych poziomach  $\sigma'_{mo}$  dla różnych typów mineralogicznych piasków.

Wartości  $\Phi'_p$  można także uzyskać z niektórych rozwiązań teoretycznych, przedstawionych przez Tschuschke (2006). Dwa z nich znalazły szerokie zastosowanie praktyczne. Zalicza się do nich rozwiązanie podane przez Vesica (1972), Senneseta i in. (1982), które stanowi przypadek szczególnie limit state theory (LST). Zaadaptowanie rozwiązania Vesica do testu CPTU sprowadza się do znormalizowania oporu stożka  $q_c / \sigma'_{vo} = Q$  i zapisanie funkcji obydwu parametrów  $\Phi'_p$  i  $I_{RR}$  w postaci:

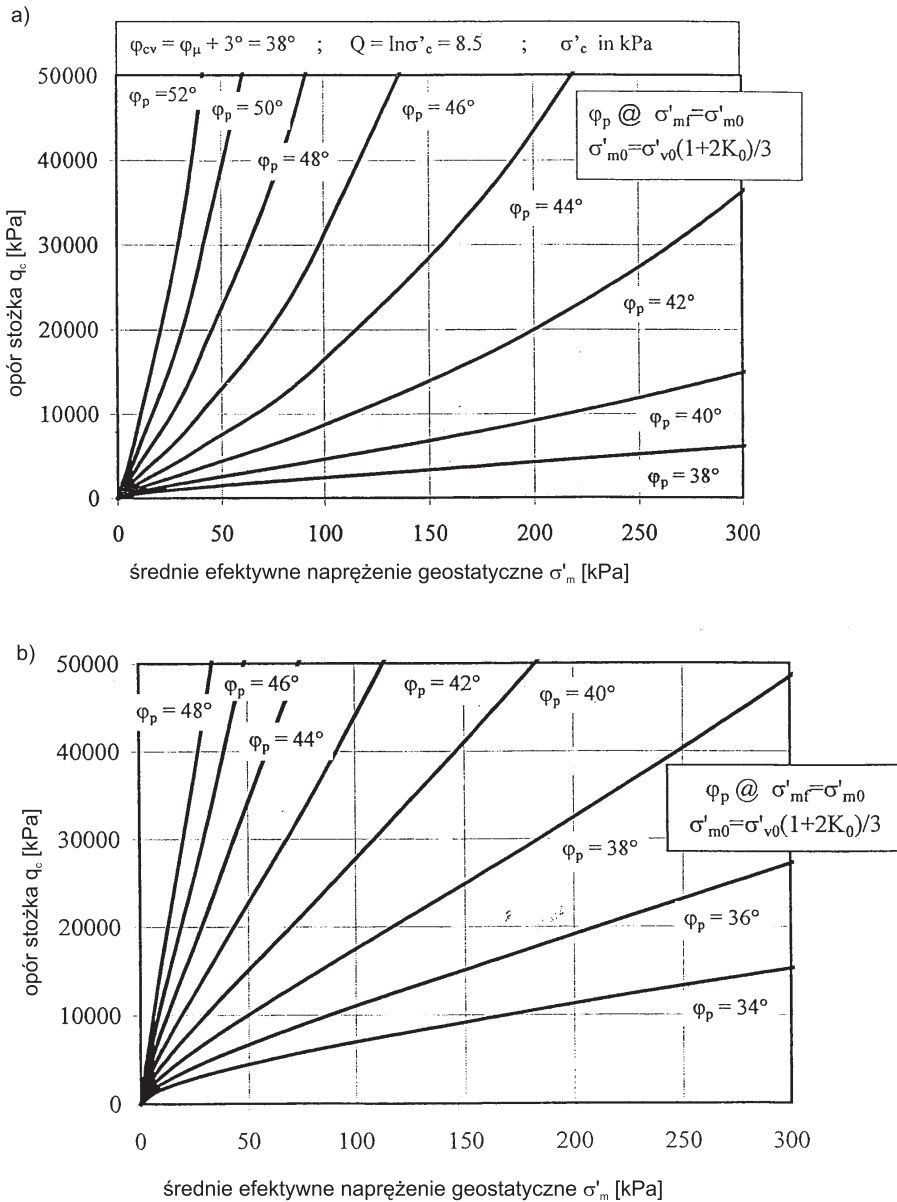
$$\Phi'_p \approx 1,38 \left[ \frac{\log [0,8 \cdot Q \cdot I_{RR}^{-0,25}]}{3,3 + \log I_{RR}} \right] \quad (8)$$

Mayne (2006) podkreśla dużą zgodność oceny  $\Phi'_p$  z zależności (28) z pomierzonymi w teście trójosiowego ściskania w zakresie  $\Phi'_p$  – od  $32,7$  do  $42,4^\circ$  dla  $20 < Q < 300$  i  $7 < I_{RR} < 250$ .

Parametr  $I_{RR}$  można wyznaczyć z zależności Mayne'a (2006) dla piasków, niezależnie od ich składu mineralogicznego:

$$I_{RR} = \left[ \frac{G_o / \sigma'_{vo}}{110} \right]^{2,45} \quad (9)$$

Wartości modułu  $G_o = G_{max} = \rho_t \cdot v_s^2$  – łatwo można wyznaczyć w warunkach in situ z badania stożkiem lub dylatometrem sejsmicznym (np. Mayne 2001; Młynarek i in., 2006b).



Ryc. 4. Maksymalna wartość kąta tarcia wewnętrznej z badania CPT dla piasków węglanowych (a) i kwarcowych (b), na podstawie teorii Boltona (1986) (za: Jamiolkowski i in., 2001)

Fig. 4. Peak friction angle from CPT for calcareous sands using Bolton (1986) theory (after Jamiolkowski et al., 2001)

Szeroki komentarz odnośnie do wykorzystania rozwiązania Senneseta i in. (1982) dla piasków można znaleźć w pracy Mayne'a (2006).

Aproksymacyjną zależność dla wyznaczenia kąta tarcia wewnętrznego według teorii Senneseta i Janbu określa związek:

$$\Phi' \approx \arctg \left[ \frac{\ln(0,94 \cdot (q_t / \sigma'_{vo}))}{4,87 + 0,035 \cdot \beta} \right] \quad (10)$$

gdzie:  $\beta \approx 222^\circ - 37,6^\circ \ln(G_{\max} / \sigma'_{vo})$

### Parametry wytrzymałościowe i odkształceniowe w gruntach spoistych

Podstawowym elementem racjonalnej oceny parametrów wytrzymałościowych i modułów odkształcenia gruntów spoistych jest ocena historii geologicznej analizowanego podłoża (np. poprzez OCR). Ze względu na złożoność procesów, które mają wpływ na efekt przekonsolidowania, wyznaczenie naprężenia prekonsolidacyjnego nie jest zadaniem łatwym i poświęca mu się wiele uwagi. Wskaźnik OCR jest silnie związany z wytrzymałością i sztywnością osadów spoistych. Warto podkreślić, że w rzeczywistości pionowe naprężenie prekonsolidacyjne jest tylko jednym punktem w nieskończonej, trójwymiarowej przestrzeni możliwych, prekonsolidacyjnych stanów naprężenia (Leroueil, Hight, 2003). Mayne (2006) zwrócił uwagę na rozbieżności w rozumieniu podstawowych pojęć dotyczących wytrzymałości na ścinanie gruntów spoistych, które choć stosowane często przez wielu praktyków, odbiegają od kanonów mechaniki stanu granicznego. Najczęściej niezrozumienie w tym kontekście dotyczy pojęcia „spójność”. Bywa ono odniesione do niedrenowanej wytrzymałości na ścinanie ( $c = c_u = s_u$ ), a przecież  $s_u$  jest otrzymywane jako maksymalna wytrzymałość na ścinanie przy stałej objętości, natomiast „ $c$ ” jest związane z dopasowaniem przebiegu obwiedni Coulomba-Mohra ( $\tau = \sigma' \tan \Phi' + c'$ ) oznaczonej na podstawie badań laboratoryjnych. Literatura na ten temat jest bardzo obszerna, stąd poniżej podaje się tylko rekomendowane zależności, które mogą być wykorzystane w projektowaniu.

### OCR na podstawie różnych testów in situ

#### CPTU

Do wyznaczenia OCR gruntów spoistych na podstawie testów CPTU można wykorzystać cały szereg rozwiązań, m.in. metody Sully'ego i in. (1988), Mayne'a (1991) oraz Powella i in. (1988):

$$OCR = 0,66 + 1,43 \frac{u_1 - u_2}{u_0} \quad (11)$$

$$OCR = 2 \left[ \frac{q_t - u_2}{\sigma'_{vo} (1,95 \cdot M + 1)} \right]^{1,33} \quad (12)$$

$$OCR = k \cdot Q_t \quad (13)$$

czy też zależności przedstawione w pracach Kulhavy'ego i Mayne'a (1990), Lunne'a i in. (1997) i Mayne'a (2006), pozwalające na wyznaczenie naprężenia prekonsolidacyjnego:

$$\sigma'_p = 0,33 (q_t - \sigma_{vo}) \quad (14)$$

$$\sigma_p = 0,47 (u_1 - u_2) \quad (15)$$

$$\sigma_p = 0,53 (u_2 - u_0) \quad (16)$$

$$\sigma_p = 0,60 (q_t - u_2) \quad (17)$$

gdzie:  $q_t$  - skorygowany opór stożka,  $u_1$  - ciśnienie porowe mierzone na stożku,  $u_0$  - ciśnienie hydrostatyczne,  $u_2$  - ciśnienie porowe mierzone za stożkiem.

#### DMT

$$\sigma'_p \approx 0,51 (p_0 - u_0) \quad (\text{Mayne, 2001}) \quad (18)$$

lub

$OCR = 0,5 K_D^{1,56}$  (Marchetti, 1980; Jamiolkowski i in., 1988; Briaud, Miran, 1992)

test sondą krzyżkową (VST)

$$\sigma'_p = \frac{22 \cdot s_{uv}}{\sqrt{PI}} \quad (\text{Mayne, 2006}) \quad (19)$$

gdzie:  $s_{uv}$  - niedrenowana wytrzymałość na ścinanie,  $PI$  - wskaźnik plastyczności

SPT (Kulhavy, Mayne, 1990)

$$\sigma'_p \approx 0,47 N_{60} \cdot \sigma_{atm} \quad (20)$$

test presjometryczny (PMT)

$$\sigma'_p \approx 0,5 s_{uPMT} \ln (I_R) \quad (21)$$

$I_R = G / s_{uPMT}$  - the operational value from the PMT

badanie statyczne końcówką T-bar

$$\sigma'_p = 0,357 q_{t'bar} \quad (22)$$

test sejsmiczny typu „downhole”

$$\sigma'_p = 0,107 v_s^{1,47} \quad (23)$$

test sejsmiczny typu „downhole” z sondowaniem statycznym (SCPTU)

$$\sigma'_p = (q_t - \sigma_{vo})^{0,702} (v_s / 64)^{0,751} \quad (24)$$

### Niedrenowana wytrzymałość na ścinanie

Niedrenowana wytrzymałość na ścinanie gruntów spoistych jest związana z wieloma czynnikami, np. stanem naprężenia, OCR, prędkością odkształcenia, kierunkiem obciążenia, strukturą gruntu. Preferencje w ocenie niedrenowanej wytrzymałości na ścinanie mają testy CPTU i VST. Dylematem w przypadku obydwu testów jest to, do jakiego laboratoryjnego badania należy odnieść uzyskane wartości, oraz fakt, że badania CPTU i VST opisują odmienne rozwiązania teoretyczne. Wartości  $s_u$  z testu VST są korygowane przez współczynnik „ $\mu$ ”, który dla ilów uzależniony jest od stopnia plastyczności i OCR (Bjerrum, 1973). Dla torfów wartości współczynnika „ $\mu$ ” zależą od składu botanicznego torfów i stopnia rozkładu. Zakres zmian tego współczynnika dla torfów z obszaru Wielkopolski wynosi od 0,35 do 0,55 (Młynarek i in., 1979). Test VST posiada dużo ograniczeń (Long, 2005). Rozkład naprężeń ścinających jest niejednorodny (Landva, 1986), a ścieżki naprężeń powodują powstanie obszarów ściskanych i ścinanych.

### CPTU

Powell i Lunne (2005) oraz Lunne i in. (1997) podają zależności dla wyznaczenia niedrenowanej wytrzymałości na ścinanie, które zostały sprawdzone i są wykorzystywane w praktyce geotechnicznej.

$$s_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_{kt}} \quad (25)$$

$N_{kt}$  – może się zmieniać w granicach 10–20. Celowe jest sprawdzenie tego współczynnika z dostępnymi materiałami archiwalnymi na badanym terenie. Pomocny w ocenie  $N_{kt}$  może być diagram przedstawiony na rycinie 5.

$$s_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad \Delta u = u_2 - u_0 \quad (26)$$

Współczynnik  $N_{\Delta u}$  zmienia się w szerokim zakresie pomiędzy 4 i 10 (Lunne i in., 1997). Dla celów dokumentacyjnych Powell i Lunne (2005) rekomendują następującą procedurę:

W przypadku osadów, które nie były do tej pory przedmiotem badań,  $s_u$  należy ocenić na podstawie oporu stożka, przyjmując współczynnik  $N_{kt}$  w granicach 15–20. Osady normalnie konsolidowane oraz nieznacznie przekonsolidowane mogą mieć wartości współczynnika zbliżone do 10, podczas gdy współczynnik w osadach silnie przekonsolidowanych może osiągać nawet 30. W przypadku osadów miękkoplastycznych, niemal płynnych, w których dokładność pomiaru oporu stożka jest niska, należy skorzystać ze zmierzonych wartości nadwyżki ciśnienia porowego  $u_2$ , przyjmując współczynnik  $N_{\Delta u}$  pomiędzy 7 a 10.

W przypadku dużych projektów geoinżynierskich, w ramach których wykonano wytrzymałościowe testy laboratoryjne, należy wyznaczyć własną zależność, opierając się na wartościach  $s_u$  wyznaczonych w laboratorium.

**DMT test**

DeGroot i Lutenegeger (2005) na podstawie obszernych badań in situ oraz testów laboratoryjnych, przeprowadzonych na próbkach blokowych, wykazali przydatność oryginalnej zależności Marchettiego do oceny  $s_u$ :

$$s_{u(DMT)} = 0,22 \sigma'_v (0,5 K_D)^{1,25} \tag{27}$$

Roque i in. (1988) proponują z kolei wykorzystanie zależności, w której wartość ciśnienia kontaktowego skorygowana jest o wartość składowej poziomej stanu na-prężenia:

$$s_u = \frac{P_1 - \sigma_{ho}}{N_C} \tag{28}$$

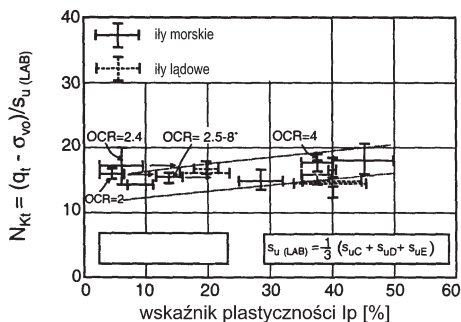
gdzie:  $N_C$  dla twardych glin, ilów i pyłów = 5, dla ilów średnio plastycznych = 7, dla niewrażliwych ilów plastycznych = 9.

**Testy: T-bar i Ball Penetrometer**

Lunne (2007) rekomenduje następujące zależności dla wyznaczenia niedrenowanej wytrzymałości na ścinanie, które odpowiadają  $s_u^{CAUE}$  lub  $s_{u,av} = 1/3 (s_u^{CAUE} + s_u^{CAUE} + s_u^{DSS})$ :

$$s_u = q_{T-bar} / N_{T-bar} \tag{29}$$

$$s_u = q_{ball} / N_{ball} \tag{30}$$



Ryc. 5. Zależność pomiędzy wyznaczonym współczynnikiem  $N_{kt}$  i wskaźnikiem plastyczności (za: Aas i in., 1986).  
Fig. 5. Computed cone factor  $N_{kt}$  vs plasticity index (after Aas et al., 1986)

Tabela 1. Rekomendowane wartości współczynników w testach statycznych  
Table 1. Recommended CPTU and cone factors

Rodzaj testu In situ test	Współczynnik empiryczny Empirical factor	Niedrenowana wytrzymałość na ścinanie (wg testu) Undrained shear strength	Rekomendowany zakres współczynnika Recommended range
CPTU	$N_{kt}$	$s_{u,CAUC}$	9–13
		$s_{u,av}$	12–17
	$N_{du}$	$s_{u,CAUC}$	6–9
		$s_{u,av}$	7–12,5
T-bar	$N_{T-bar}$	$s_{u,CAUC}$	8–11
		$s_{u,av}$	10–13

Wartości współczynników  $N_{T-bar}$ ,  $N_{ball}$  zawiera tabela 1. Lunne (2007) komentuje, że współczynniki zostały wyznaczone z badań iłów, o wskaźniku plastyczności 33 do 45% i OCR od 1,3 do 1,8.

## Ograniczenia stosowania zależności empirycznych

### Ograniczenia wynikające z analizy wymiarowej

Istotnym wsparciem dla oceny jakości zależności empirycznych, które służą interpretacji badań in situ, jest analiza wymiarowa. Każde badanie in situ jest procesem fizycznym, na którego przebieg wywierają wpływ zmienne, które występują w matematycznym opisie tego procesu.

Ocenę jakości zależności empirycznej często komplikuje fakt, że do jej skonstruowania wykorzystuje się zmienne uzyskane z dwóch testów terenowych, np. komentowana wcześniej zależność pomiędzy oporem stożka  $q_c$  lub  $q_t$  a niedrenowaną wytrzymałością na ścinanie z testu VST. Kalibracja takich zależności jest często bagatelizowana, pomimo że literatura dobrze dokumentuje wpływ zmiennych występujących w matematycznym zapisie procesu na zależność empiryczną. Poniżej podaje się przykłady wpływu kilku zmiennych na rejestrowane wartości w testach CPTU i VST.

Proces fizyczny w CPTU test jest zdefiniowany przez prawo, które opisuje przemieszczanie się stożka w ośrodku gruntowym i jest ekwiwalentne do prawa opisu procesu przemieszczania się punktu materialnego w ośrodku wykazującym tarcie.

Funkcja opisująca ten proces przedstawia się następująco:

$$F(P, v_p, \theta_1, \theta_2) = 0 \quad (32)$$

gdzie:  $P$  – mierzony parametr procesu, np. –  $q_c$ ,  $u_2$ ;  $v_p$  – prędkość penetracji;  $\theta_1$  – cechy ośrodka gruntowego;  $\theta_2$  – cechy stożka.

Parametr  $\theta_1$  jest funkcją wielu zmiennych niezależnych, które opisują ośrodek gruntowy:

$$\theta_1 = f(x_1 \dots x_{10}) \quad (33)$$

gdzie:  $x_1$  – zawartość frakcji ilastej w gruncie,  $x_2$  – zawartość frakcji pylastej w gruncie,

$x_3$  – zawartość frakcji piasków w gruncie,  $x_4$  – gęstość,  $x_5$  – współczynnik lepkości,  $x_6$  – kąt tarcia wewnętrznego,  $x_7$  – spójność lub ekwiwalentny parametr według przyjętej koncepcji opisu wytrzymałości na ścinanie,  $x_8$  – struktura,  $x_9$  – moduł odkształcenia.

Parametr  $\theta_2$  jest zapisany funkcją (Młynarek i in., 1983):

$$\theta_2 = f(x_1^c \dots x_{10}^c) \quad (34)$$

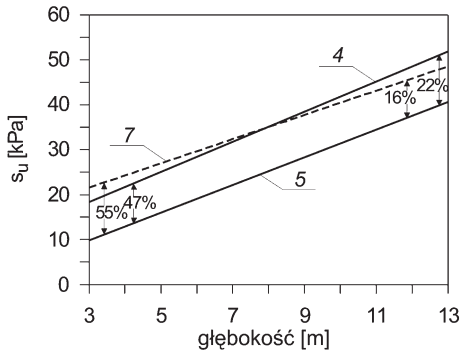
gdzie:  $x_1^c$  – zmienna opisująca geometrie stożka,  $x_2^c$  – szorstkość materiału stożka,  $x_3^c$  – moduł odkształcenia materiału stożka.

Z równania (32) wynika kilka istotnych spostrzeżeń. Ogólne rozwiązanie równania (32) do tej pory nie jest znane. Zmienne niezbędne do skonstruowania równania (33) i (34) występują w postaci niejawnej i dyskretnej, co komplikuje nawet cząstkowe rozwiązanie równania (32). Zmiana każdej ze zmiennych niezależnych ma wpływ na rozwiązanie. W ujęciu inżynierskim ważne jest pytanie, czy wpływ ten jest czy nie jest istotny. W podjęciu tej decyzji może być pomocna wielozmienna analiza wariancji (Młynarek i in., 1982). Jeżeli zmianie ulegnie geometria stożka, wówczas w ocenie niedrenowanej wytrzymałości na ścinanie  $s_u$  na podstawie  $q_c$  powinien być uwzględniony bezwymiarowy wyznacznik  $\Pi_g$  (Langhar, 1964), który opisuje podobieństwo geometryczne stożków. Jeżeli zmieniają się współczynniki szorstkości materiału stożka, wówczas powinien być uwzględniony bezwymiarowy wyznacznik  $\Pi_v$ , a zmiana prędkości penetracji wymaga uwzględnienia bezwymiarowego wyznacznika  $\Pi_v$ . Współczynnik ten opisuje podobieństwo kinematyczne i znany jest w literaturze pod pojęciem „rate effect” (Mayne, 2006; Lunne, 2007).

Analogiczną funkcję do równania (32) można zapisać dla badania VST. Zmienne opisujące parametr  $\theta_2$  to wysokość i szerokość krzyżaka oraz sztywność materiału krzyżaka. Z przedstawionych rozwiązań wynika, że w konstruowaniu zależności dla oceny  $s_u$  z testów CPTU i DMT lub innych testów muszą być zdefiniowane bezwymiarowe wyznaczniki, określające podobieństwo geometryczne i kinematyczne.

## Ograniczenia wynikające ze statystycznego testu replikacyjnego

Test in situ przeprowadza się różnym sprzętem, a sam test wykonują operatorzy o zróżnicowanym stopniu edukacji. Wpływ tych czynników na jakość mierzonych parametrów i w konsekwencji na predykcje parametrów wytrzymałościowych i charakterystyk deformacji można uzyskać poprzez wykonanie testu replikacyjnego. Poniżej przedstawia się wyniki z testu przeprowadzonego w ramach projektu



Ryc. 6. Ocena niedrenowanej wytrzymałości na ścinanie  $s_u$  iłłów Onsøy przez różne penetrometry

Fig. 6. Prediction of undrained shear strength –  $s_u$  of Onsøy clay by different penetrometers

Norwegian Geotechnical Institute Oslo i Katedry Geotechniki Akademii Rolniczej w Poznaniu. Badania wykonano na poligonie doświadczalnym NGI, gdzie w podłożu występują tzw. ility Onsøy. Do realizacji programu badań wykorzystano 8 penetrometrów renomowanych firm, będących aktualnie na rynku geotechnicznym. Mierzone parametry w teście in situ są zmiennymi losowymi. Jeśli  $x_i$  jest mierzonym parametrem, np. –  $q_c$ ,  $f_s$ ,  $u_2$  do i-tego powtórzenia zmienna  $x_i$  może być zapisana w postaci (Lumb, 1974):

$$x_i = \alpha \cdot \xi + \beta + \delta_i \quad (35)$$

$\delta_i$  jest zmienną losową o średniej zero i wariancji  $V(\delta_i)$ . Parametry  $\alpha$  i  $\beta$  wyrażają brak dokładności pomiaru, natomiast  $V(\delta_i)$  brak precyzji pomiaru. Im większa wariancja, tym mniejsza precyzja oceny zmiennej  $x_i$ . Efekt wpływu na zmienną  $x_i$  operatora „p” przy zastosowaniu różnych penetrometrów –  $q$  dla  $k$ -tych replikacji przez  $i$ -tych operatorów dla  $j$ -tych penetrometrów może być zapisany (Lumb, 1974), jako:

$$x_{ijk} = \xi + \alpha_i + \beta_j + \gamma_{ij} + \delta_{ijk} \quad (36)$$

gdzie:  $\alpha_i$  – reprezentuje efekt penetrometru z  $E(\alpha_i) = 0$ ,  $\beta_j$  – reprezentuje efekt operatora z  $E(\beta_j) = 0$ ,  $\gamma_{ij}$  – reprezentuje interakcje pomiędzy penetrem i operatorem z  $E(\gamma_{ij}) = 0$ .

Ze wzoru (36) wynika jednoznacznie, że jeśli parametry  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma_{ij}$  są zmiennymi losowymi o wariancji  $V(\alpha)$ ,  $V(\beta)$ ,  $V(\gamma)$ , to zmienne te wpływają na spadek precyzji oznaczenia. Za bardzo niepokojący należy także uznać efekt wpływu wspomnianych czynników, którego dobrym przykładem może być np. ocena niedrenowanej wytrzymałości na ścinanie  $s_u$  iłłów Onsøy (ryc. 6). W tym przypadku w wyniku zastosowania penetrometrów różnych producentów precyzja oceny niedrenowanej wytrzymałości na ścinanie w górnej partii podłoża wynosiła zaledwie 50%. Jakość penetrometrów i kwalifikacje personelu mają więc bardzo istotne znaczenie w ocenie parametrów testu CPTU.

## Podsumowanie

Terenowe testy geotechniczne są niezbędnym elementem nowoczesnych badań podłoża gruntowego. Korzystanie z wyników tych testów wymaga jednak zarówno od badaczy, jak i projektantów właściwej interpretacji uzyskiwanych rezultatów. Decyzję o zastosowaniu danego testu oraz wykorzystaniu wyznaczonych na jego podstawie parametrów należy poprzedzić analizą możliwości i ograniczeń testu w kontekście potrzeb projektowych. Bardzo ważna jest również kwestia jakości wykonywanych badań, i to zarówno w kontekście staranności przeprowadzenia testu, jak i jakości samego urządzenia pomiarowego. Różnorodność czynników wpływających na uzyskiwane rezultaty badań *in situ* wymaga od badacza każdorazowej analizy uzyskanych wyników, a ich interpretacja nie może się ograniczać jedynie do prostego wykorzystania tej czy innej formuły obliczeniowej.

## Literatura

- Aas G., Lacasse S., Lunne T., Hoeg K., 1986. Use of in-situ tests for foundation design on clay. Proc. of the ASCE Conference In-situ 86, Blackburg, (ASCE), s. 1–30.
- Ang. A.H.S., Tang C.L., 1975. Probability concepts in engineering planning and design. Basic Principles. J. Wiley and Sons, New York.
- Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Pasqualini E., 1986. Interpretation of CPT'S and CPTU'S. 2<sup>nd</sup> Part: Drained Penetration with International Geotechnical Seminar. Singapore, s. 143–156.
- Bjerrum L., 1973. Problem of soil mechanics and construction on soft clays. Proc. 8<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engg., Moscow, wol. 3, s. 111–159.
- Bolton M.D., 1986. The strength and dilatancy of sands. Geotechnique 36: 65–78.
- Briaud I.L., Miran I., 1992. The flat dilatometer test. US Department of Transportation Federal Highway Administration. Pub. No FHWA-SA-91-0,44; 1–101.
- Cubrinowski M., Ishihara K., 2002. Maximum and minimum void ratio. Characteristic of Sand, Soils and Foundation 39: 63–78.
- DeGroot D.J., Lutenegeger A.J., 2005. Characterization by sampling and in-situ testing – Connecticut Valley varved clay. Proc. 2<sup>nd</sup> International Workshop “Interpretation of in-situ test and sample disturbance of clays”. *Studia Geotechnica et Mechanica* 3–4: 91–107.
- DeMello V.P.B., 1971. The standards penetration test. Proc. 4<sup>th</sup> Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico, wol. 1, s. 1–86.
- Drescher A., Kwaszczyńska E., Mróz Z., 1967. Static and kinematic of the granular medium in the case of wedge indentation. *Archiwum Mechaniki Stosowanej*, t. 19.
- Jamiolkowski M., Ladd C.C., Germaine J.T., Lancellotta R., 1985. New developments in field and laboratory testing of soils. 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, s. 57–154.
- Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E., 1988. New correlations of penetration tests for design practice. Proc. 1<sup>st</sup> International Symposium on Penetration Testing /SOPT/ Orlando, Florida, wol. 1, s. 263–296.

- Jamiolkowski M., Lo Presti D.C.F., Manassero M., 2001. Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from CPT and DMT. Proc. of C.C. Ladd Symposium, M.I.T., Cambridge, Mass.: 1–37.
- Jancsecz S., 1992. Definition geotechnischer parameter fur den Einsatz von Schildvortriebsmaschinen mit suspensionsgestutzter Ortsbrust. *Forschung und Praxis* 34, Vortrage der STUVA-Tagung, s. 34–40.
- Karlsruh K., Lunne T., Kert A., Strandvik S., 2005. CPTU correlations for clays. Proc. of XVIth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, s. 693–702.
- Keaveny J.M., Nadim F., Lacasse S., 1989. Autocorrelation functions for off shore geotechnical data. Proc. 5<sup>th</sup> International Conference on Structural Safety and Reliability, San Francisco, American Society of Engineers, s. 263–270.
- Kezdi A., Ladanyi J., Kabai J., 1971. Compaction of transition soils. Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics. Budapest, s. 177–185.
- Kulhawy F.H., Mayne P.W., 1990. Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. Report No. EL-6800. Electric Power Research Institute, USA
- Kulhawy F.M., Mayne P., 1991. Relative density, SPT and CPT inter-relationships. Calibration Chamber Testing. Elsevier, s. 197–211.
- Lancellotta R., 1995. Geotechnical Engineering. Balkema, Rotterdam.
- Landva A., 1986. In-situ testing of peat. ASCE Special Geotechnical Publication 6.
- Langhaar H., 1964. Dimensional analysis and theory of models. John Wiley & Sons.
- Leroueil S., Hight P.W., 2003. Behavior and properties of natural soils and soft rocks. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Swets and Zeitlinger Lite, s. 29–254.
- Liszkowski J., Tschuschke M., Młynarek Z., Tschuschke W., 2004. Statistical evaluation of the dependence of the liquidity index and undrained shear strength of CPTU parameter of cohesive soils. Proc. International Conference Geotechnical and Geophysical Site Characterization. ISC-2, Porto, Millpress, s. 979–987.
- Long M., 2005. Review of peat strength, peat characterization and constitutive modelling of peat with reference to Landslides. *Studia Geotechnica et Mechanica* 3: 67–90.
- Lumb P., 1974. Soil Mechanics, New Horizons. Chap. 3. Application of statistics in soil mechanics. London Newnes-Butterworths.
- Lunne T., Lacasse S., Rad N.S., 1994. General report SDT, CPT, DMT and recent developments in in-situ testing. Proc. 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, s. 2339–2403.
- Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M., 1997. Cone Penetration Testing in geotechnical practice. E & FN Spon, London.
- Lunne T., 2007. Interpretation of CPT in compressible sands. International Workshop. Soil Characterization and Relative Topics. NGI Oslo, 21–22<sup>nd</sup> March (not published proceedings).
- Marchetti S., 1980. In-situ tests by flat dilatometer. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 100: 299–232.
- Marchetti S., 1992. The flat dilatometer test. Department of Transportation. Publication No FHWA-SA-91-044.
- Mayne P.W., 1991. Determination of OCR in Clay by PCPT using Cavity Expansion and Critical State Concepts. *Soils and Foundations* 31, 2: 65–76; 32, 4: 190–192.
- Mayne P.W., 2001. Stress-strain-strength flow parameters from entranced in-situ tests. Proc. The International Conference on In-situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali, s. 27–48.
- Mayne P.W., 2006. In-situ test calibration for evaluating soil parameters. Characterization and engineering properties of natural soils, wol. 3, s. 1601–1652. Balkema, Rotterdam.

- Menzenbach E., 1954. Die Anwendbarkeit von Sonden zur Prüfung der Festigkeiteigen schatten des Baugrundes. Dissertation Technische Hochschule Aachen. Westdentschescheslag apladen.
- Młynarek Z., 2003. Influence of quality of in-situ tests on evaluation of geotechnical parameters of subsoil. Proc. XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Praga, wol. 3, s. 565–570.
- Młynarek Z., Przystanski J., Rzeźniczak J., 1979. Przykład posadowienia zapory ziemnej na torfach z uwzględnieniem wpływu wzmocnienia gęstoosiowego. Inżynieria i Budownictwo, s. 472–475.
- Młynarek Z., Sanglerat G., Sanglerat Th., 1982. The statical analysis of certain factors influencing cone resistance during static sounding of cohesive soils. Proc. of the 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, s. 821–834
- Młynarek Z., Tschuschke W., Pordzik P., 1983. Variability of cone resistance in the process of static penetration of clay. Proc. 4<sup>th</sup> International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, s. 1237–1246.
- Młynarek Z., Wierzbicki J., 2004. Nowoczesne metody rozpoznawania podłoża dla potrzeb budowy mostów i tuneli. Materiały 50 Konferencji Naukowej KILiW-PAN. Krynica–Warszawa, s. 217–238.
- Młynarek Z., Tschuschke W., Wierzbicki J., 2006a. Ocena współczynnika parcia spoczynkowego gruntów na podstawie testów DMT i CPTU. Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej 28, s. 213–225.
- Młynarek Z., Gogolik S., Marchetti D., 2006b. Suitability of the SDMT method to asses geotechnical parameters of mine failings. Proc. 2<sup>nd</sup> International Conference on the Flat Dilatometer, Washington DC, s. 148–153.
- Powel J.J.M., Quaterman R.S.T., Lunne T., 1988. Interpretation and use of the piezocone test in UK clays. Penetration testing in the UK. London, s. 151–156.
- Powell J.M., Lunne T., 2005. Use of CPTU DATA in Clay (Fine grained soils). *Studia Geotechnica et Mechanica* 3: 15–29.
- Robertson P., Campanella W., 1983. Interpretation of cone penetration tests: sands. *Canadian Geotechnical Journal* 20: 719–733.
- Roque R., Janbu N., Senneset K., 1988. Basic Interpretation Procedures for Flat Dilatometer Tests. Proc. 1<sup>st</sup> International Symposium on Penetration Testing ISOPT-1, Orlando, wol. 1, s. 577–587.
- Rowe P.W., 1969. The relation between the shear strength of sands in triaxial compression plane strain and direct shear. *Géotechnique* 19, s. 75–86.
- Santamarina J.C., Chou G.C., 2004. Soil behavior: the rule of particle shape. *Advances in Geotechnical Engineering: The Kempton Conference*, wol. 1, s. 604–617.
- Schmertmann J.M., 1978. Guidelines for cone penetration tests, performance and design. U.S. Federal Highway Administration, Washington, report FHWA-TS-78-209.
- Schnaid F., 2005. Geocharacterization and engineering properties of natural soil by in-situ tests. Proc. 16<sup>th</sup> ICSMGE, Osaka, wol. 1, s. 3–45, Millpress, Rotterdam.
- Senneset K., Sandven R., Janbu N., 1982. Parameters from pieocone tests. *Transportation Research Record* 1235, s. 24–37.
- Sully J.P., Campanella R.G., Robertson P.K., 1988. Interpretation of penetration pore pressures to evaluate stress history in clays. Proc. International Symposium On Penetration Testing, Orlando, s. 993–1000.
- Teh C.L., Houlsby G.T., 1991. Analytical Study of the cone penetration test in clay. *Géotechnique* 41: 17–34.
- Tschuschke W., 2006. Sondowania statyczne w odpadach poflotacyjnych. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej 1738.

- Vesic A.S., 1972. Expansion of cavities in infinite soil mass. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Div.*, Proc. of the ASCE, s. 265–290.
- Wierzbicki J., Paluszkiewicz R., Paluszkiewicz R., 2006. Możliwości wykorzystania metody statycznego sondowania w analizie stratygrafii osadów kenozoicznych. *Materiały Ogólnopolskiej Konferencji Naukowej: „Przemiany środowiska geograficznego Polski północno-zachodniej”*, UAM, Poznań, s. 86–87.
- Worth C.P., 1984. The interpretation of in-situ soil tests. *Geotechnique* 34:14: 449–489.
- Yu H.S., 2004. James K. Mitchell lecture: Proc. ISC-2, In-situ soil testing from mechanics to interpretation. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*. Millpress, Rotterdam, s. 3–38.