

## Problem wyznaczania wytrzymałości na ścinanie gruntów przejściowych

Robert Radaszewski<sup>1</sup>, Katarzyna Stefaniak<sup>2</sup>



R. Radaszewski K. Stefaniak

The problem of determining shear strength of intermediate soils. *Prz. Geol.*, 65: 864–872.

*Abstract.* The paper deals with the issue of determining intermediate soil strength parameters. Particular attention has been drawn to a selected number of issues related to the examination of this type of soils, inter alia limited possibilities of collecting a high quality sample for laboratory tests along with selecting test procedures. Particular attention has been given to discrepancies between obtained results depending on the applied test procedure. The analysis covered test results of undrained shear strength ( $s_u$ ) of normally consolidated soils of low plasticity, according to PN-EN ISO 14688 soil types: saSi and clSi, from 3 testing grounds in the Poznań region. Laboratory tests were performed on samples of intact structure (NNS) in the triaxial apparatus (TXT) and direct shear apparatus (AB-2a). In the latter case, reconstituted samples were also analysed (PR). Field research was conducted using probes: static CPTU probe and

rotating PSO probe. The results, which require further confirmation, indicate that the adopted formula of working interpretations of CPTU probing results is of significant importance in assessing shear strength;  $N_{kt}$  coefficient in particular. The paper proposes modification of its most often used value into a value in which there was convergence of the results obtained with the use of both types of probes: CPTU and PSO. It was noted that velocity of applying shear stress has a significant impact on the final shear strength result. A possibility of using the PSO probe as a calibration test with reference to CPTU was suggested if performing the more advanced TXT test was not possible. It was also indicated that the test procedure in the AB-2a apparatus needed to be verified in order to obtain a tendency of shear strength changes comparable to the field studies. The results obtained confirm the need to prepare a repetitive canon of tests (test instructions) of intermediate soils that would enable adequate interpretation of their properties.

**Keywords:** intermediate soils, shear strength

Zróznicowanie właściwości podłoża gruntowego wynika w dużej mierze z uziarnienia gruntów, a w szczególności z ilości zawartej w nich frakcji iłowej. Uziarnienie determinuje możliwości filtracyjne gruntów, co zgodnie z koncepcją efektywnej wartości naprężenia wg Terzaghiego (1925), wpływa w konsekwencji w istotny sposób m.in. na charakterystykę wytrzymałości na ścinanie takiego ośrodka. W tym kontekście są wydzielane grunty charakteryzujące się możliwością odpływu wody z przestrzeni porowej gruntu albo jej brakiem. W pewnym stopniu podział ten odzwierciedla zróznicowanie gruntów na plastyczne i nieplastyczne (wg PN-EN-ISO 14688:2006) albo (przyjmując starszy system klasyfikacyjny, wg PN-B-02480:1986) – niespoiste i spoiste. Granica takiego podziału w przyrodzie nie jest wyraźna. Tym samym geolodzy inżynierscy, geotechnicy oraz projektanci budowlani stoją niekiedy przed niełatwym zadaniem określenia właściwości podłoża budowlanego składającego się z gruntów, które nie wpisują się w pełni w charakterystyki każdej z tych grup z osobna. Przyjmowanie dla nich standardowo stosowanej metodyki badań niesie ze sobą ryzyko uzyskiwania wyraźnie różnych rezultatów w zależności od przyjętego typu badania, co udokumentowano w artykule. Oczywiście i konieczne wydaje się zatem traktowanie tej grupy gruntów odmiennie od pozostałych i wypracowanie dla niej kompleksowej metodyki badań. Warto zaznaczyć, że sygnalizowany tu problem nie jest nowy. O potrzebie definiowania ww. gruntów pisali już dużo wcześniej m.in.: Kezdi i in. (1971), Wiłun (1976), Młynarek (1978), Glazer (1985) oraz Lunne i in. (1997).

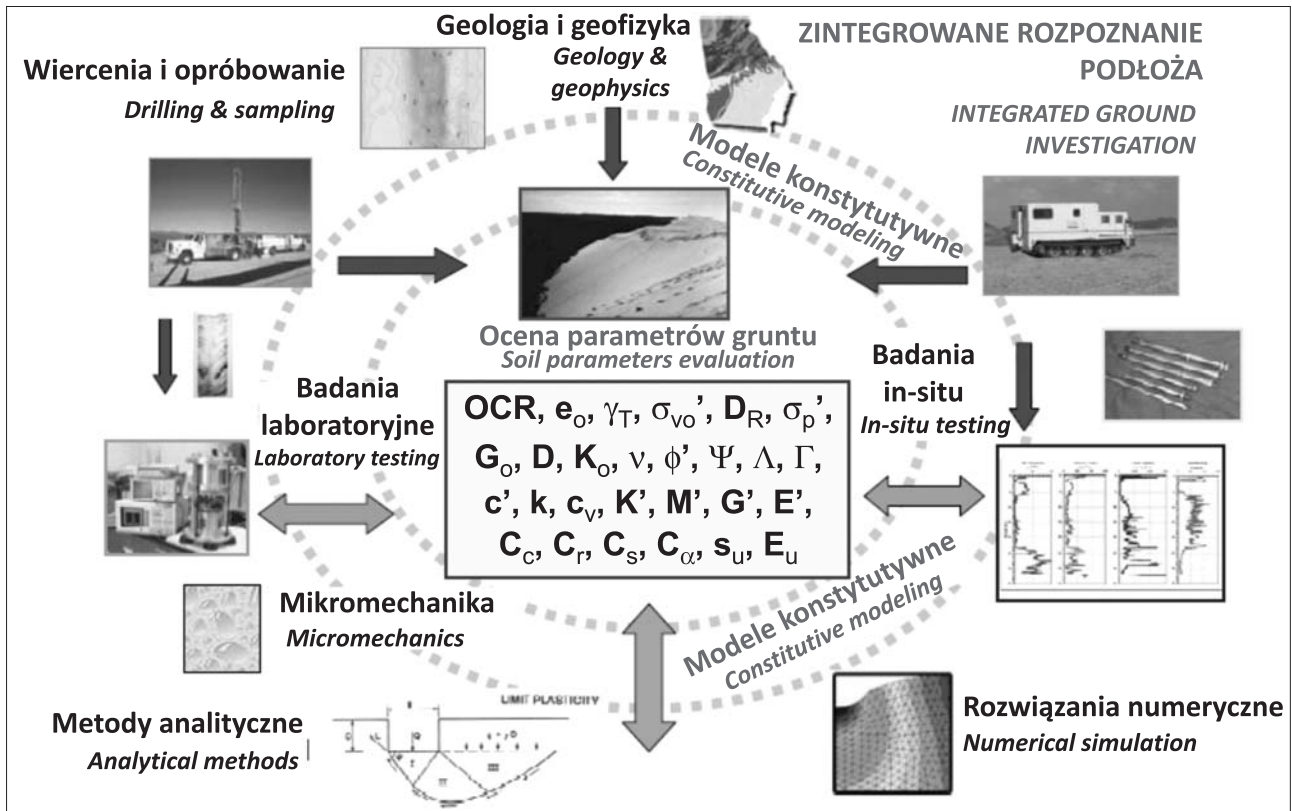
Pierwszym, który nazwał i zdefiniował takie grunty jako „grunty przejściowe” był Kezdi (Kezdi i in., 1971). Wskazał on, że są to osady o zawartości frakcji iłowej, poniżej 20%, których parametry geotechniczne są charakterystyczne zarówno dla gruntów spoistych, jak i niespoistych. W klasyfikacjach gruntów stosowanych w Polsce niestety w dalszym ciągu nie wyodrębnia się tej specyficznej grupy. Może to zaskakiwać tym bardziej, że są to grunty często stanowiące podłoże budowlane z racji płytkiego występowania, podyktowanego ich genezą związaną z różnymi formami sedimentacji glacialnej (Evans i in., 2006; Livingstone i in., 2015). W literaturze światowej jest natomiast zauważalny powrót do problematyki gruntów przejściowych, co wynika z wciąż aktualnych trudności napotykanym podczas badań terenowych i laboratoryjnych tych gruntów i interpretacji ich wyników (Long, 2008, 2010; Robertson, 2009; DeJong i in., 2013; Krage i in., 2016).

### CEL I ZAKRES ARTYKUŁU

Procedury rozpoznania i właściwego zinterpretowania właściwości podłoża gruntowego są na ogół złożone, co wynika z lokalnej specyfiki warunków gruntowo-wodnych. Jednak każdorazowo łączą w sobie różne rodzaje badań polowych z badaniami laboratoryjnymi (ryc. 1). Działania takie można za Mayne (2006) nazwać zintegrowanym zadaniem geotechnicznym. Nadrzędnym celem takiego zadania jest wyznaczenie parametrów geotechnicznych.

<sup>1</sup> Instytut Geologii, Uniwersytet im Adama Mickiewicza w Poznaniu, ul. Bogumiła Krygowskiego 12, 60-680 Poznań; robert.radaszewski@amu.edu.pl.

<sup>2</sup> Instytut Budownictwa i Geoinżynierii, Uniwersytet Przyrodniczy, ul. Piątkowska 94, 61-691 Poznań, katarzyna.stefaniak@up.poznan.pl.



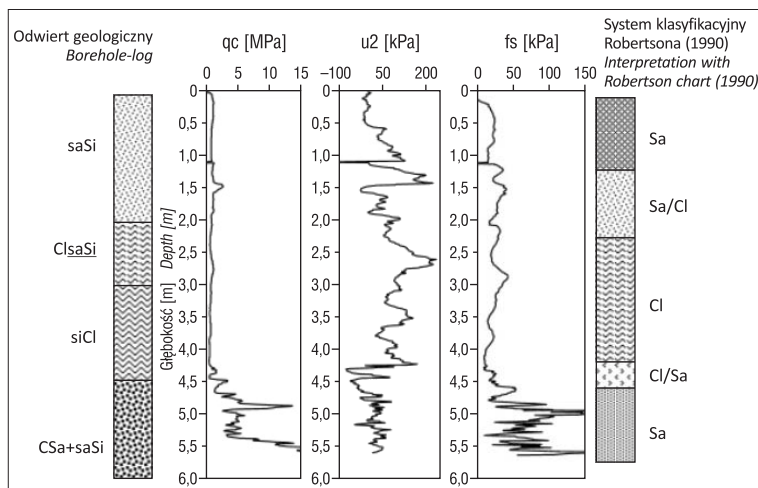
Ryc. 1. Koncepcja zintegrowanego zadania geotechnicznego dla projektu posadowienia obiektu (na podstawie Mayne'a, 2006)  
 Fig. 1. Concept of integrated ground investigation for the object foundation project (based on Mayne, 2006)

W artykule skoncentrowano się na wybranych aspektach badań wytrzymałości na ścinanie (określonej w warunkach bez drenażu;  $s_u$ ), tzw. gruntów przejściowych. Grupę tę zawężono do gruntów normalnie konsolidowanych, w których zawartość wagowa cząstek frakcji iłowej wynosi maksymalnie ok. 10–12%. Są to grunty stanowiące potencjalnie duże problemy geotechniczne, przede wszystkim ze względu na ich dużą wrażliwość strukturalną i wynikającą z niej łatwość uplastycznienia, predyspozycje do tiksotropowego upłynnienia, a także podatność na wysadzinowość (Wiłun, 1976). Przedstawiane wyniki są jedynie przykładową ilustracją wybranych zagadnień związanych z szerszą problematyką badań tego typu gruntów. Zasadniczym celem artykułu jest zwrócenie uwagi na istotne różnice w charakterystyce parametrycznej analizowanych gruntów, w zależności od przyjmowanych metod ich wyznaczania i podkreślenie konieczności ich odrębnego – niestandardowego, a przy tym ujednoczonego, badania. Celem perspektywnym jest natomiast rozpoczęcie usystematyzowanej dyskusji na temat trudności i ograniczeń w badaniach gruntów przejściowych wśród osób zainteresowanych naukowo i praktycznie tymi zagadnieniami. Wnioski z takiej naukowej dyskusji, po ich empirycznej weryfikacji, mogłyby posłużyć w praktyce firmom geologiczno-inżynierskim i geotechnicznym do przyjęcia spójnych, kompleksowych i powtarzalnych procedur badawczych, w postaci czegoś w rodzaju instrukcji badań podłoża gruntowego zbudowanego z gruntów przejściowych.

#### PROBLEMY I OGRANICZENIA W BADANIACH GRUNTÓW PRZEJŚCIOWYCH

Jeszcze do niedawna, bo do 2012 r. parametry gruntów (w tym także gruntów przejściowych) były, zgodnie z normą

PN-B-03020:1981, określane jedną z trzech możliwych metod: A, B oraz C, z których najpowszechniej była stosowana metoda B (tzw. korelacyjna). Jej istotą jest wyznaczenie za pomocą badań laboratoryjnych lub bezpośrednio w terenie tzw. parametrów stanu gruntów (stopnia zagęszczenia –  $I_D$  lub stopnia plastyczności –  $I_L$ ), a następnie na ich podstawie, opierając się na nomogramach, „dopasowanie” innych parametrów fizycznych i mechanicznych. W przypadku gruntów z pogranicza sypkich i spoiwystych częstym problemem jest już samo wybranie wiodącego parametru stanu ( $I_D$  czy  $I_L$ ). Ocena stopnia plastyczności gruntów na bazie tradycyjnych granic Atterberga, w przypadku gruntów mało spoiwystych, może stanowić trudności metodyczne oznaczenia tych granic. Na przykład, jak dla piasku gliniastego wykonać wiarygodne oznaczenie stopnia plastyczności, jeśli ustalenie granicy plastyczności ( $w_p$ ) jest, z racji braku możliwości wałeczowania, praktycznie niemożliwe? W dodatku w zakresie badania granicy płynności sytuacja przedstawia się również źle. Wynik tego parametru jest niestety bardzo różny w zależności od doboru metody badania – stożkiem Wasiliewa albo w aparacie Casagrande (Pisarczyk, 2001). Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z 27 kwietnia 2012 r. (Dz.U.2012.463) w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych, zdecydowanie ograniczyło możliwość stosowania opisaną powyżej metody B. Aktualnie jest ona formalnie możliwa do zastosowania wyłącznie dla obiektów I kategorii geotechnicznej, co w odniesieniu do badań gruntów przejściowych jest dobrym rozwiązaniem. Obecnie, zgodnie z cytowanym rozporządzeniem, większość warunków gruntowo-wodnych w podłożu budowlanym wymaga stosowania metody A, tj. wyznaczania parametrów geotechnicz-



Ryc. 2. Przykład rozpoznania podłoża w zależności od zastosowanej metody badawczej (wg Lo Presti'ego i in., 1999)

Fig. 2. Example of subsoil identification according to the applied test procedure (after Lo Presti et al., 1999)

nych na podstawie bezpośrednich badań laboratoryjnych lub terenowych. Niestety również w tym wariancie często dobór metod badawczych wpływa na uzyskiwany wynik. W przypadku badań laboratoryjnych istotnym ograniczeniem, szczególnie w odniesieniu do badań wytrzymałościowych, jest konieczność pobrania wysokiej jakości prób o nienaruszonej strukturze (Cotecchia, Chandler, 1997; Long, 2002; DeGroot i in., 2005; Młynarek, Wierzbicki, 2011; Lipiński, 2013) oraz przyjęcie właściwych warunków drenażu (Tanaka, 2002; Lunne i in., 2005; Tanaka, Nishida, 2007; Robertson, 2009). Natomiast w przypadku badań *in situ* problemem (zresztą nie tylko w odniesieniu do gruntów przejściowych) wydaje się być „przejście” od surowych odczytów dokonywanych w terenie (opór stożka, tarcie na pobocznicy stożka, moment obrotowy itd.), do konkretnych parametrów geotechnicznych. Mnogość formuł obliczeniowych umożliwiających takie korelacje powoduje, że w zależności od przyjmowanych wzorów końcowe rezultaty różnią się od siebie (DeGroot, Lutenecker, 2005; Wierzbicki, Młynarek, 2015). Wielu autorów uważa, że najbardziej wiarygodne rezultaty można uzyskać, porównując wyniki z zaawansowanych badań *in situ* z wynikami badań laboratoryjnych (Long, 2010; Lipiński, 2013; Stefaniak, 2015; Wierzbicki, Młynarek, 2015). Problemem pozostaje możliwość stosowania takiego schematu w praktyce zawodowej geotechników i geologów inżynierskich, szczególnie że związki funkcyjne pomiędzy parametrami wyznaczanymi *in situ* oraz w laboratorium sprawdzają się najczęściej w odniesieniu do lokalnych warunków gruntowo-wodnych. Wiąże się to zatem zarówno z wydłużeniem czasu badań, jak i wzrostem ich kosztowności, co z kolei jest istotne dla inwestorów.

Jak różnorodne wyniki badań można uzyskać w gruntach przejściowych, w zależności od zastosowanej metody oraz jak trudna może być dla nich interpretacja wyników badań *in situ* wykazał Lo Presti i in. (1999) na przykładzie osadów pylastych (ryc. 2). Wydzielenie warstw

gruntów na podstawie sondowań oraz wykonanego otworu wiertniczego, jak wynika z ryciny 2 jest zdecydowanie różne.

## PRZEDMIOT I METODYKA BADAŃ

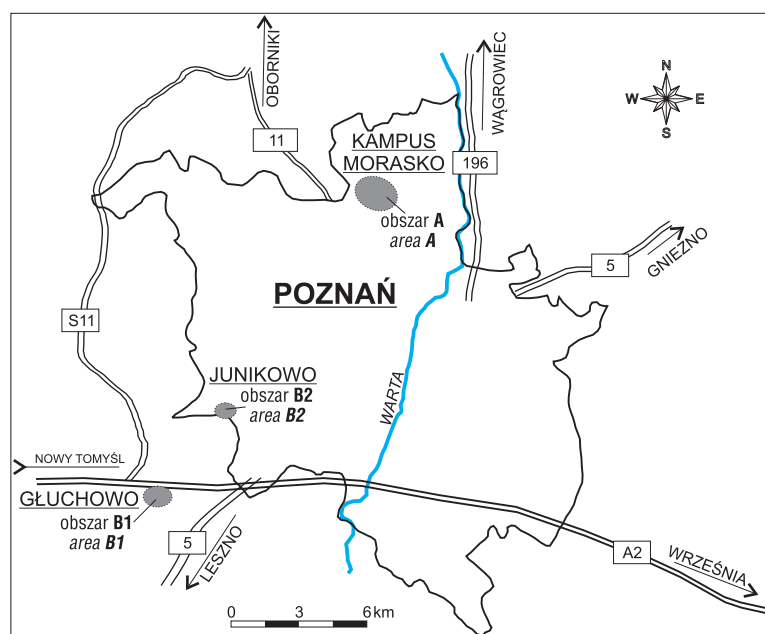
W literaturze jest podane wiele rozwiązań umożliwiających wyznaczenie parametrów wytrzymałościowych na podstawie badania laboratoryjnego oraz testów *in situ* (Lunne i in., 1997; Młynarek, Wierzbicki, 2007). Nie ma jednak uniwersalnej procedury umożliwiającej ocenę wytrzymałości gruntów przejściowych.

W artykule poddano analizie wytrzymałość na ścinanie mierzoną w warunkach bez odplywu ( $s_u$ ), która jest jednym z podstawowych parametrów warunkujących przydatność gruntów pod względem inżynierskim. Parametr ten wyznacza się, wykorzystując prawa konstytutywne lub, alternatywnie, stosując zależności empiryczne. W przypadku gruntów przejściowych szczegól-

nie problematyczna jest zarówno ocena wytrzymałości na ścinanie w warunkach laboratoryjnych, co ma związek m.in. jakością próbki gruntu, jak i interpretacja wyników badań *in situ* (o czym napisano wcześniej). Warty podkreślenia jest także aspekt porównywalności warunków, przy których dochodzi do ścicia w różnych typach badań. Szczególnie istotna, w świetle uzyskanych wyników, wydaje się być prędkość przykładania naprężeń ścinających.

Prezentowane badania przeprowadzono w odniesieniu do gruntów mało i średnio spoistych (wg PN-EN ISO 14688 o niskiej plastyczności), pochodzących z trzech poligonów badawczych zlokalizowanych w Poznaniu i jego okolicach (ryc. 3).

Zlokalizowany przy północnej granicy miasta obszar A, to marginalna część sandru Naramowic i Umultowa. Na tym obszarze, na głębokości ok. 2,5–7,0, a lokalnie do 10 m p.p.t. udokumentowano występowanie jednorodnych, bez-



Ryc. 3. Poglądowa lokalizacja obszarów badań  
Fig. 3. Visual location of the research areas

strukturalnych piasków gliniastych o stopniu plastyczności  $I_L = 0,45-0,72$ . W gruntach tych wykonano łącznie osiem sondowań statycznych CPTU, trzy sondowania połową sondą obrotową PSO-1 oraz pobrano próbki typu NW próbki typu NW (o naturalnej wilgotności) do badań laboratoryjnych wytrzymałości na ścinanie w aparacie bezpośredniego ścinania. W pracy skoncentrowano się na analizie wyników z tej części obszaru A, dla której dysponowano kompleksowymi węzłami badawczymi (CPTU + PSO-1 + wiercenia badawcze z poborem próbek), traktując założone tam poletko doświadczalne – Kampus Morasko – jako obszar reprezentatywny dla zdecydowanie większej powierzchni terenu. Badania wykonane w innych rejonach obszaru A, przeprowadzone wybranymi metodami badawczymi, potwierdziły przyjęte założenie.

Z uwagi na zblizoną litologię gruntów z południowych obszarów badań (osady pylaste) zdecydowano się charakteryzować je wspólnie, dzieląc jedynie na podobszary B1 oraz B2. Badania wykonane dla gruntów z tych miejsc objęły laboratoryjne analizy wytrzymałości na ścinanie mierzonej w aparacie trójosiowego ściskania oraz w aparacie bezpośredniego ścinania. W przypadku obszaru B dysponowano próbkami NNS (o nienaruszonej strukturze), niemniej poza zbadaniem tych próbek wykonano także, w celach porównawczych, badania na próbkach rekonstruowanych. Badania *in situ* objęły natomiast cztery sondowania statyczne (3 CPTU i 1 CPT) do maksymalnej głębokości 13 m oraz trzy sondowania sondą obrotową PSO-1.

Grunty analizowanych obszarów ogólnie są związane z fazą leszczyńską stadiału leszczyńsko-pomorskiego zlodowacenia bałtyckiego (Chmal, 1990, 1997). Stanowią płytkie podłoże gruntowe i nie podlegały w swej historii geologicznej klasycznej konsolidacji w efekcie obciążania łądolandem. Widoczny w badaniach fragmentu profilu z obszaru B1 (rejon Głuchowa) efekt prekonsolidacji jest wywołany postsedymentacyjnym procesem cementacji węglanem wapnia, a nie przeciążeniem podłoża.

Badania *in situ* objęły poza wkopami badawczymi i wierceniami, z których pobrano próbki do badań laboratoryjnych, sondowania statyczne CPTU oraz sondowania sondą obrotową PSO-1.

Sondowania statyczne CPTU wykonano zgodnie z wytycznymi opublikowanymi przez Komitet Techniczny TC-16 ISSMGE. Do badania wykorzystano sondę hydrauliczną oraz stożek pomiarowy z pomiarem ciśnienia wody w porach. W czasie badania były rejestrowane trzy podstawowe parametry: opór stożka ( $q_c$ ), tarcie na jego pobocznicy ( $f_s$ ) oraz nadwyżka ciśnienia wód w porach gruntu ( $u_2$ ) – powstała jako efekt wciskania końcówki pomiarowej w podłoże.

Na podstawie ww. danych oraz wyznaczonych dodatkowo wartości pionowej składowej naprężeń efektywnych, a także skorygowanego oporu stożka ( $q_t$ ), obliczono znormalizowany opór stożka ( $q_n$ ) i oszacowano, wg wzoru [1], wytrzymałość badanych gruntów na ścinanie w warunkach bez odplywu.

$$s_u = \frac{q_n}{N_{kt}} \quad [1]$$

gdzie:

$q_n$  – opór stożka netto,  $q_n = q_1 - \sigma_{vo}$ ,

$u_2$  – nadwyżka ciśnienia wody w porach,

$N_{kt}$  – współczynnik empiryczny, zależny od cech gruntu.

Ważne w tej procedurze obliczeniowej jest przyjęcie określonej wartości współczynnika empirycznego  $N_{kt}$ , Jego dobór wpływa bowiem znacząco na uzyskiwaną wartość  $s_u$ . Problem otrzymywania różnych wartości  $s_u$  z badania sondą statyczną CPTU jest związany właśnie z różnie przyjmowanymi wartościami  $N_{kt}$  (Mayne, 2006; Młynarek, Wierzbicki, 2007; Robertsson, 2012; Stefaniak, 2015). Wspominana wcześniej konieczna kalibracja wyników sondowania z warunkami gruntowo-wodnymi w miejscu jego wykonania polega na przeprowadzeniu badań referencyjnych wytrzymałości na ścinanie w warunkach laboratoryjnych. Następnie na podstawie tych wyników przyjmuje się najbardziej odpowiednią wartość współczynnika  $N_{kt}$ . Wykorzystując wcześniejsze doświadczenia, obok stosunkowo często przyjmowanego w interpretacjach współczynnika  $N_{kt} = 15$  (Powell, Quarterman, 1988; Robertson, 2012), zastosowano także wartość  $N_{kt} = 7$ , jako lepiej korelującą, w normalnie konsolidowanych gruntach przejściowych, wyniki sondowań CPTU z wynikami badań w aparacie trójosiowego ściskania.

Połowa sondy obrotowej PSO-1 to urządzenie umożliwiające bezpośredni pomiar wartości oporu ścinania gruntów słabych (organicznych oraz plastycznych i miękkoplastycznych spoistych) (Lechowicz, Szymański, 2002; Jaremski, Straż, 2004; Long, Boylan, 2012). Ogólna zasada jej działania polega na obracaniu zagłębionej w gruncie znormalizowanej końcówki krzyżakowej z jednoczesnym pomiarem momentu obrotowego potrzebnego do ścięcia gruntu. Badanie było każdorazowo wykonywane od dna uprzednio wykonanego otworu wiertniczego, tj. od stropu analizowanych gruntów, dla kolejnych głębokości, przyjmowanych w odstępach co 0,5 m. Pograżanie sondy odbywało się przez jej dynamiczne wbijanie. W badaniach zastosowano najmniejszą normową końcówkę krzyżakową o wymiarach 40 × 80 mm. Obrót krzyżaka zachodził na skutek ręcznego przekręcania pręta łączącego krzyżak z głowicą za pomocą korby, z prędkością 25 jej obrotów na minutę, co daje obrót końcówki krzyżakowej o 5°/min ± 0,5° wg PN (6° wg norm ASTM). Wartość oporu ścinania gruntów ( $\tau_{PSO}$ ) jest obliczana ze wzoru [2].

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

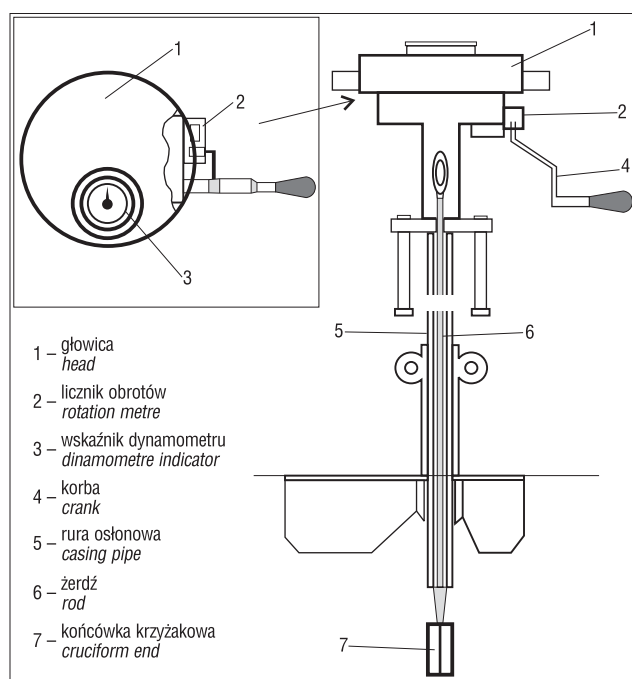
gdzie:

$M_{max}$  – maksymalny moment obrotowy w chwili ścięcia ( $kN \cdot m$ ),

$H_v$  oraz  $D_v$  – odpowiednio: wysokość i średnica krzyżaka [m] (przy zachowaniu proporcji  $H/D = 2$ ).

Stosując stałe współczynniki dla używanych końcówek krzyżakowych, obliczenia upraszcza się do iloczynu maksymalnego momentu obrotowego ( $M_{max}$ ) i współczynnika  $k$  (w przypadku realizowanych badań była to wartość 42,6). Maksymalny moment obrotowy jest rejestrowany dzięki dynamometrowi wbudowanemu w głowicę sondy. Schematyczny rysunek sondy PSO prezentuje rycina 4.

Bardzo istotną kwestią jest fakt, że w sondzie PSO pręt łączący głowicę sondy z krzyżakiem obraca się wewnątrz rury osłonowej, przez co siła potrzebna do obrotu krzyżakowej końcówki pomiarowej, utożsamiana z wytrzyma-



Ryc. 4. Schemat polowej sondy krzyżakowej PSO  
Fig. 4. Field vane test VT diagram

łością gruntu na ścinanie (mierzona przez dynamometr w głowicy sondy), nie jest wytracana na inne opory tarcia, jak chociażby tarcie na pobocznicy pręta. Taka sytuacja ma miejsce podczas badań powszechnie stosowaną sondą SLVT, gdzie do obrotu sondy doprowadza się przez przekręcenie kluczem dynamometrycznym rejestrującym siłę potrzebną do obrotu nie tylko samego krzyżaka, ale także żerdzi łączącej tę końcówkę pomiarową z resztą urządzenia na powierzchni terenu. Zatem im głębiej są prowadzone badania, tym wielkość pobocznicy żerdzi staje się większa, a przez to w konsekwencji również powstaje większy błąd pomiaru oporu gruntu na ścinanie.

W celu obliczenia wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu, wskazane jest przemnożenie wyniku badania sondy PSO przez współczynnik poprawkowy  $\mu$  (Lechowicz, Szymański, 2002). Biorąc jednak pod uwagę, że wartość tej poprawki, która wynika ze wskaźnika plastyczności ( $I_p$ ), wg różnych autorów (Bierrum, 1972 oraz Azouza i in., 1983 w Lechowicz, Szymański, 2002) zawiera się w przypadku badanych gruntów o  $I_p$  ok. 10%, w przedziale 0,9–1,1, zdecydowano się przyjąć bezpośrednio wartość wytrzymałości na ścinanie z sondy PSO, jako wartość dla warunków bez odpływu ( $\mu = 1$ ).

Badania laboratoryjne objęły, w zakresie oznaczenia wytrzymałości gruntów na ścinanie, testy wykonane w aparacie trójosiowego ściskania oraz w aparacie bezpośredniego ścinania (tzw. aparacie skrzynkowym). Obok nich przeprowadzono, zgodnie z metodyką zawartą w PN-B-04481:1988, podstawowe badania uziarnienia oraz plastyczności analizowanych gruntów, a także ich węglanowość metodą Scheiblera (gazomiernicza).

Badania w aparacie trójosiowego ściskania (TXT) wykonano aparatem firmy GEOTEKO SERWIS. Przeprowadzono je na próbkach o nienaruszonej strukturze (NNS) pochodzących z rejonu Głuchowa (obszar B1 na ryc. 3). Wszystkie badania TXT wykonano na próbkach cylindrycznych o średnicy 35,7 mm i wysokości ok. 75 mm.

Proces nasycenia próbki wodą składał się z dwóch etapów nasączenia, pierwszy metodą nasączenia grawitacyjnego, drugi – ciśnienia wyrównawczego (Lowe, Johnson, 1960; Bishop, Henkel, 1962). Próbkę uznawano za nasyconą wodą, gdy parametr Skemptona wynosił ok. 0,98. Konsolidacja izotropowa badanych próbek z możliwością odpływu wody z por próbki trwała do czasu ustabilizowania się przemieszczeń pionowych. Średnia wartość współczynnika parcia spoczynkowego wyniosła  $K_0 = 0,7$ . Badania przeprowadzono przy stałej prędkości przyrostu przemieszczenia wynoszącej 0,015 mm/h, którą wyznaczono specjalnie dla gruntów pylastych (Head, 1986). Ściskanie próbek o nienaruszonej strukturze przeprowadzono przy wartościach naprężeń  $\sigma'_{v0}$  wynoszących ok. 30 kPa, zwiększając kolejne wartości naprężeń o 100 kPa.

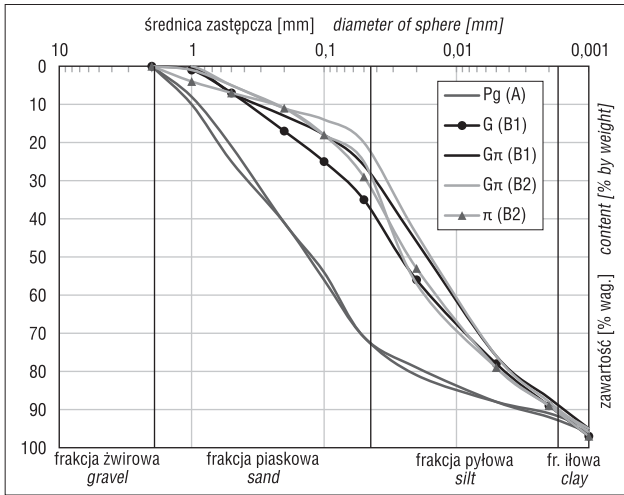
Badania w aparacie bezpośredniego ścinania (skrzynkowym) przeprowadzono w urządzeniu AB-2a wyprodukowanym przez Zakład Aparatury Naukowej ZAN w Krakowie, zgodnie z procedurami PN-B-04481:1988, dla próbek NNS z obszaru B2 oraz, upraszczając te procedury, kontrolnie dla próbek rekonstruowanych (przy dochowaniu zgodności ich wilgotności oraz gęstości objętościowej z próbkami NNS) z obszaru A i B2. Każdorazowo do badań wykorzystywano prostopadłościenną próbkę o przekroju kwadratowym w płaszczyźnie ścinania, równym 36 cm<sup>2</sup>. Próbki NNS były ścinane przy czterech wartościach obciążeń normalnych: 50, 100, 150 oraz 200 kPa, z zachowaniem prędkości ścinania 1 mm/min, co ww. norma dopuszcza w przypadku gruntów mało spoistych. Próbki rekonstruowane badano przy obciążeniach normalnych 50 oraz 200 kPa, ścinając je z dwoma różnymi prędkościami, tj.: 1 mm/min oraz 10 mm/min. Jako wartość wytrzymałości na ścinanie przyjmowano graniczną wartość oporu gruntu rejestrowaną z ręcznych odczytów na czujniku dynamometru w trakcie badania. Najczęściej, z racji ciągłego wzrostu tej wartości w czasie badania, była to wartość rejestrowana w chwili uzyskania 10% przemieszczenia górnej skrzynki względem dolnej, tj. dla jej przesuwu o 6 mm. W badaniu uwzględniano obciążenia początkowe próbek wynikające z głębokości ich pobrania. W trakcie badań przeprowadzono ponad 200 ścięć. Mierzona wartość siły stycznej do narzuconej konstrukcją aparatu płaszczyzny ścinania, w obliczeniach wytrzymałości na ścinanie, była odnoszona odpowiednio do zmniejszającego się stopniowo w czasie pola przekroju próbki.

## WYNIKI BADAŃ

Badane grunty wg PN-EN ISO 14688 są klasyfikowane jako grunty pylaste typu saSi lub clSi, a wg starej nomenklatury z PN-B-02480:1986, jako piaski gliniaste, pyły i pyły piaszczyste oraz gliny i gliny pylaste. Zawierają nie więcej niż 12% frakcji ilowej. Na rycinie 5 zamieszczono krzywe uziarnienia wybranych reprezentatywnych próbek analizowanych gruntów ze wszystkich obszarów badawczych. Zauważalne jest pogrupowanie krzywych w obszarach gruntów pylastych oraz piaszczystych, co odpowiada przyjętemu podziałowi na obszary A oraz B (B1 + B2).

Dane o badanych gruntach z zakresu ich cech plastyczności przedstawiono w tabeli 1.

Wytrzymałość na ścinanie gruntów z obszarów A i B przedstawiono osobno ze względu na ich wyraźne zróżni-



Ryc. 5. Krzywe uziarnienia reprezentatywnych próbek gruntów z analizowanych obszarów badań (w objaśnieniach po nazwie gruntu w nawiasie podano obszar pochodzenia)

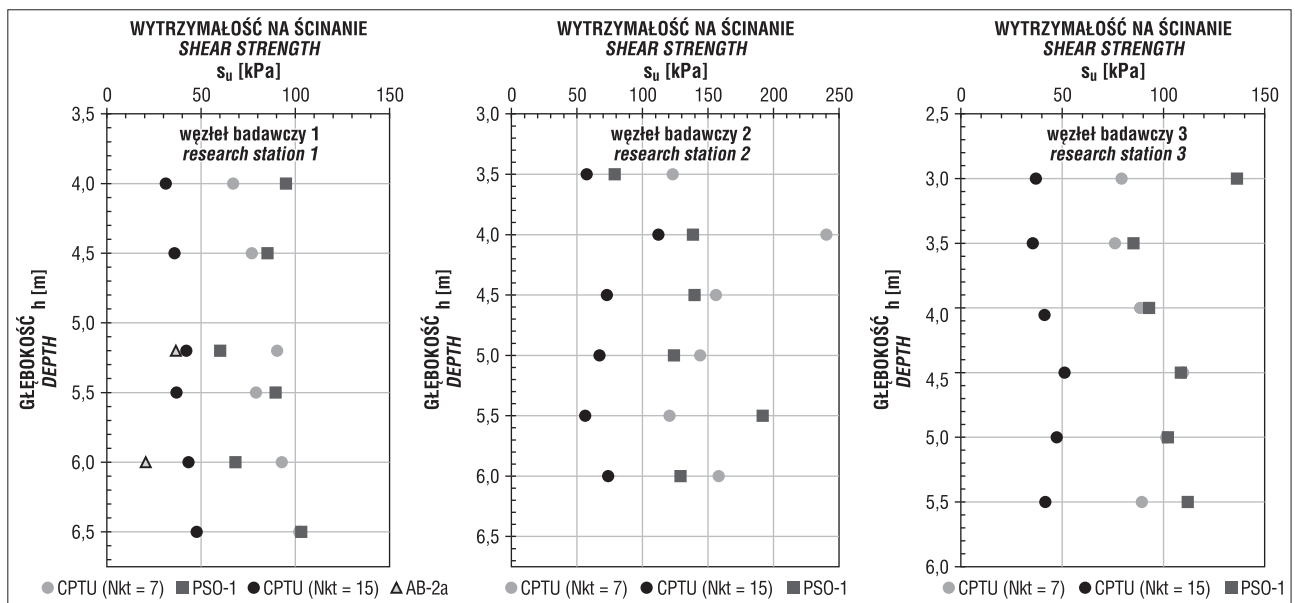
Fig. 5. Grain-size curves of representative soil samples from the analysed research areas (in the explanatory notes the place of origin is given in brackets after the soil name)

Tab. 1. Wybrane parametry fizyczne analizowanych gruntów  
Table 1. Selected physical parameters of the analysed soils

Obszar Area	Liczba oznaczeń Number of determinations  <i>N</i> [szt./piec.]	Wilgotność naturalna Natural moisture content  $W_N$ [%]	Granica plastyczności Plastic limit  $W_P$ [%]	Granica płynności* Liquid limit*  $W_L$ [%]	Wskaźnik plastyczności Plasticity index  $I_P$ [%]	Stopień plastyczności Liquidity index  $I_L$ [-]	Zawartość $\text{CaCO}_3$ Carbonates content  [%]
A	20	13,01÷14,90 <b>14,51</b>	9,41÷10,77 <b>10,35</b>	15,39÷15,89 <b>15,61</b>	5,25÷6,21 <b>5,67</b>	0,45÷0,72 <b>0,65</b>	3–5**
B1	20	17,90÷18,55 <b>18,12</b>	15,96÷16,10 <b>16,05</b>	21,79÷26,34 <b>24,49</b>	5,77÷10,17 <b>8,41</b>	0,20÷0,38 <b>0,29</b>	16,17÷22,02 <b>18,49</b>
B2	10	21,57÷21,70 <b>21,63</b>	17,74÷19,00 <b>18,32</b>	27,38÷27,97 <b>27,66</b>	8,81÷10,01 <b>9,34</b>	0,30÷0,39 <b>0,35</b>	4,60÷5,10 <b>4,80</b>

\* badanie wykonano metodą stożka Wasiliewa / liquid limit was determined by the Vasiliev method

\*\* wyłącznie na podstawie badań makroskopowych / only on the basis of macroscopic analysis



Ryc. 6. Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu dla danych z węzłów badawczych (1, 2 oraz 3) na poletku doświadczalnym Kampus Morasko (obszar A)

Fig. 6. Undrained shear strength for the data from the research stations (1, 2 and 3) on the research plot of Morasko Campus (area A)

cowanie litologiczne pod względem zawartości frakcji piaskowej i pyłowej.

Na rycinie 6 zebrano rezultaty badań wytrzymałości na ścinanie bez odpływu ( $s_u$ ) pochodzące z trzech węzłów badawczych zlokalizowanych w poletku doświadczalnym Kampusu Morasko (w granicach obszaru A), odległych od siebie o 50 m.

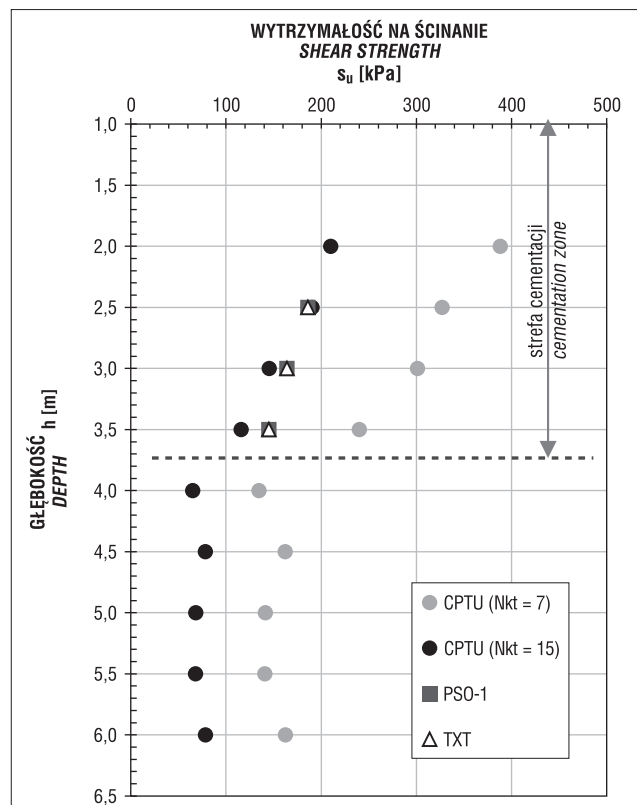
Analizowane piaski gliniaste z obszaru A wykazują niewielką zmienność lateralną pomiędzy węzłami badawczymi, jak również w poszczególnych profilach z osobna. Należy przyjąć, że ich wytrzymałość na ścinanie bez odpływu na ogół nie jest większa niż 100 kPa (ewentualnie nieznacznie tę wartość przekracza). Wyraźny jest natomiast rozrzut wyników z poszczególnych metod badań, przy jednoczesnym zachowaniu trendów zmian wraz z głębokością pomiędzy nimi. Minimalne wartości  $s_u$  odnotowano w badaniach CPTU, które wyinterpretowano, używając współczynnika  $N_{kt} = 15$  (por. opis metodyki badań). Zgodne z nimi są wyniki pojedynczych oznaczeń  $s_u$  z badań w aparacie bezpośredniego ścinania. Niemniej jednak z racji ich małej liczby należy je tymczasowo traktować bardzo ostrożnie. Wymagają one dalszych uzupełnień, co

jest aktualnie realizowane. Biegunowo różne od opisanych wcześniej są wyniki sondowania sondą obrotową PSO oraz wyniki CPTU, dla których przy interpretacji zastosowano sugerowany przez Stefaniak (2015)  $N_{kt} = 7$ . W zdecydowanej większości przypadków wyniki z obu ostatnich metod są wręcz zaskakująco zbliżone. Jedynie w strefach niewielkich wzmocnień, widocznych na roboczych wykresach oporu stożka  $q_c$  z sondowań statycznych, wyniki  $s_u$  z PSO lepiej korelują się z rezultatami CPTU ( $N_{kt} = 15$ ), jak np. w stropowej części profilu drugiego czy też na głębokości 5,1–5,2 m p.p.t. w węźle 1. Jest to o tyle istotne, że taka prawidłowość, jeśli zostanie potwierdzona w kolejnych badaniach, dawałaby możliwość przynajmniej roboczego kalibrowania wyników sondowań CPTU za pomocą oznaczeń wykonanych sondą PSO. Byłoby to o wiele szybsze i mniej kłopotliwe, z powodu braku konieczności opróbowywania profilu, niż standardowa kalibracja oparta na badaniach w aparacie trójosiowym.

Zmiany wytrzymałości na ścinanie bez odpływu wraz z głębokością zostały również wyznaczone dla gruntów obszaru B1 za pomocą badań w aparacie trójosiowego ściskania, sondy PSO oraz sondowań CPTU. W ostatnim przypadku do obliczeń  $s_u$  przyjęto analogiczne jak dla obszaru A wartości współczynnika  $N_{kt}$ . Wyniki przeprowadzonych badań przedstawiono na rycinie 7.

Efekt prekonsolidacji podłoża w wyniku jego cementacji na głębokości ok. 1,0–3,5 m wpływa znacząco na uzyskiwane rezultaty  $s_u$ , które w tej strefie wynoszą ponad 150 kPa, podczas gdy poza nią nie są wyraźnie niższe (ryc. 7). Autorzy dysponują kompletem badań wykonanych różnymi metodami w odniesieniu do strefy cementacji. Wyniki z badań PSO i TXT są lepiej skorelowane z rezultatami sondowań CPTU interpretowanymi z wykorzystaniem współczynnika  $N_{kt} = 15$ , co obserwowano także we wcześniej opisywanych piaskach gliniastych obszaru A, w strefach ich wzmocnień strukturalnych.

Odrębną kwestią, jest porównanie przebiegu procesu ścięcia gruntu podczas sondowania sondą obrotową PSO i badań w aparacie skrzynkowym AB-2a (ryc. 8). W badaniach laboratoryjnych nie zaznacza się wyraźnie maksymal-

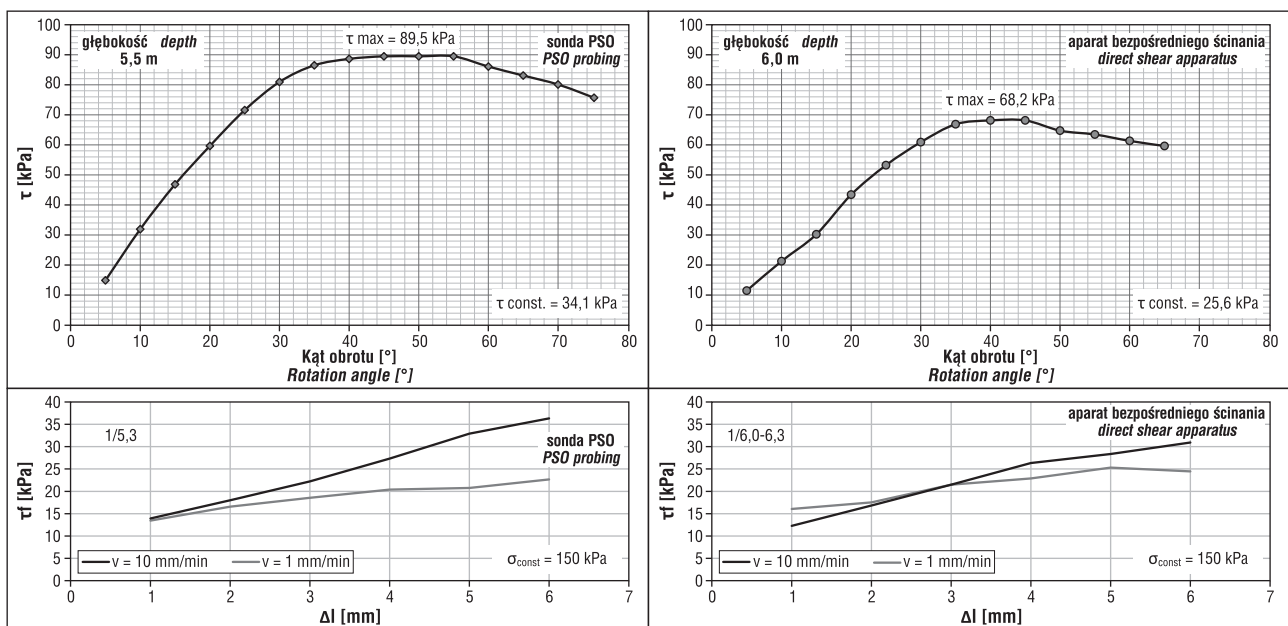


Ryc. 7. Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu z badań gruntów pylastych z obszaru B

Fig. 7. Undrained shear strength from the silt research from area B

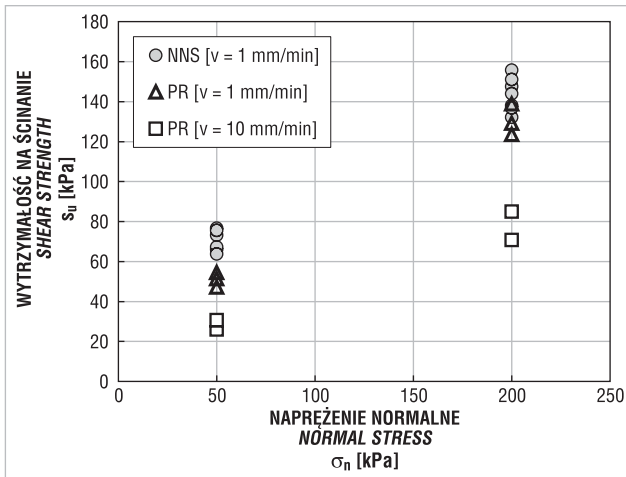
na wartość ścięcia w zakresie normowych przemieszczeń skrzynki, tj. o 10% długości boku próbki (0,6 mm). Wykresy sondowania PSO (ryc. 8 – strona lewa), dokładnie w takim samym gruncie pokazują natomiast graniczne opory.

Najprawdopodobniej przyjmowany normowo zakres przesunięcia skrzynki jest niewystarczający z racji wolnych przyrostów oporu analizowanych gruntów. Badania sondą zdają się potwierdzać taki wniosek, gdyż ścięcie



Ryc. 8. Przebieg procesu ścienania gruntów z obszaru A w badaniach sondą PSO i w aparacie bezpośredniego ścienania

Fig. 8. Shearing process from area A in PSO probing and in the direct shear apparatus



**Ryc. 9.** Wytrzymałość na ścinanie wyznaczana w aparacie bezpośredniego ścinania na próbkach o nienaruszonej strukturze (NNS) oraz próbkach rekonstruowanych (PR) przy różnych prędkościach ścinania (dla naprężeń normalnych równych 50 i 200 kPa)

**Fig. 9.** Shear strength determined in the direct shear apparatus on samples of intact structure (NNS) and reconstituted samples (PR) with different velocities of shearing (for normal stress of 50 and 200 kPa)

uzyskiwane jest przy stosunkowo dużych przemieszczeniach kątowych krzyżaka, ok. 40°.

Na opisywanej rycinie (strona prawa) jest także widoczny wyraźny wpływ prędkości ścinania na uzyskiwane wartości. Badany parametr uzyskuje wyższe wartości przy niższej prędkości przykładania siły ścinającej. PN-B-04481:1988 dopuszcza w przypadku piasków gliniastych przyjmowanie prędkości 1,0–1,2 mm/min i tym samym wyniki uzyskiwane przy takiej prędkości ścinania są wiążące. Badania z prędkością o rząd wielkości większą wykonano, szukając ewentualnych przyczyn rozbieżnych wyników pomiędzy pomiarami wytrzymałości z badań CPTU i PSO, zdając sobie sprawę, że w badaniach tych wspomniana prędkość także będzie zróżnicowana.

Powyższe stwierdzenie dotyczące wpływu prędkości badania na otrzymane wyniki znajduje potwierdzenie również na rycinie 9. Porównano na niej wartości wytrzymałości na ścinanie uzyskane w aparacie skrzynkowym przy dwóch prędkościach ścinania 1 mm/min (dla próbek NNS oraz PR) oraz 10 mm/min (dla próbki PR). Wyniki otrzymane przy prędkości ścinania wynoszącej 1 mm/min dla obu typów próbek są bardzo zbliżone, zarówno dla obciążeń 50, jak i 200 kPa. W przypadku ścinania przy obciążeniu 200 kPa wartości te w pojedynczych przypadkach są niemal jednakowe (ryc. 9).

Wstępnie można przyjąć, że w przypadku normalnie konsolidowanych gruntów przejściowych o wysokim stopniu plastyczności ( $I_L = 0,4 \div 0,7$ ), badania na próbkach rekonstruowanych w aparacie bezpośredniego ścinania (przy  $v = 1$  mm/min) dają podobne rezultaty, jak dla próbek o nienaruszonej strukturze, co wykazywali już Wierzbicki i Radaszewski (2015). Jeśli dalsze prace potwierdziłyby to stwierdzenie, wówczas badania wytrzymałości na ścinanie nie byłyby tak kłopotliwe, chociażby ze względu na przygotowanie wysokiej jakości próbki gruntu.

## WNIOSKI

Przedstawione badania mają charakter pilotażowy i wymagają dalszych uzupełnień i potwierdzeń. Niemniej jednak już na tym etapie zdecydowano się podkreślić kilka wstępnych ustaleń. Warto także zaznaczyć, że odnoszą się one do „słabych geotechnicznie” gruntów przejściowych, znajdujących się w stanach plastycznym i miękkoplastycznym.

1. Wyniki wytrzymałości na ścinanie określonej w warunkach bez odpływu są wyraźnie zróżnicowane w zależności od przyjmowanej metody jej badania. Taki fakt zdaniem autorów nakazuje rewizję metod badań w zakresie gruntów przejściowych, gdyż jest niedopuszczalne, żeby o wyniku danego parametru i w efekcie o charakterystyce podłoża gruntowego miał decydować dobór metody badawczej. Należy przy tym zaznaczyć, że wszystkie zastosowane w badaniach metody są normalizowane i zawarte w rozmaitych branżowych opracowaniach w postaci norm lub instrukcji technicznych.

2. Zauważalna zbieżność wyników odnotowana pomiędzy rezultatami z sond PSO oraz CPTU, przy zastosowaniu wskazywanej już wcześniej przez Stefaniak (2015) wartości współczynnika  $N_{kt} = 7$ , pozwala sugerować użycie takiej jego wartości do interpretacji wyników sondowań w normalnie konsolidowanych, wyraźnie uplastycznionych (stan plastyczny i miękkoplastyczny) gruntach przejściowych.

3. Warunki ścinania uwzględniające prędkość działania naprężeń ścinających decydują o końcowym rezultacie wytrzymałości na ścinanie analizowanych gruntów, co zdecydowanie potwierdzają uzyskane wyniki.

4. Struktura gruntu, obok jego przeszłości geologicznej, jakkolwiek na ogół wpływa na możliwości przeniesienia przez grunt naprężeń i decyduje o jego oporze granicznym, to w odniesieniu do analizowanych w pracy normalnie konsolidowanych, mało spoistych i wyraźnie uplastycznionych gruntów, ma raczej mniejsze znaczenie. Takie spostrzeżenie mogą potwierdzać zbieżne rezultaty  $s_u$  z badań próbek NNS oraz próbek rekonstruowanych, ale z całą pewnością wymagają one jeszcze dalszych potwierdzeń.

5. Różnice w przebiegu krzywej ścinania z badań polowych (PSO) oraz laboratoryjnych (AB-2a), a w szczególności brak wyraźnego oporu granicznego w przypadku tych ostatnich, mogą sugerować konieczność wydłużenia badania w aparacie skrzynkowym ponad normatywne przesunięcie skrzynki o 10% długości boku próbki. Przy aktualnie stosowanej metodzie i niewielkich wartościach wytrzymałości na ścinanie badanych gruntów, zbliżonych ponadto do wytrzymałości rezydualnej, najprawdopodobniej w trakcie badania nie uzyskuje się granicznego oporu gruntów.

Przy okazji podjętych badań sięgnięto po stosunkowo rzadko wykorzystywaną w praktyce przez geotechników i geologów inżynierskich starą sondę PSO, którą wyparła z rynku popularna sonda SLVT. Autorzy mają nadzieję, że podkreślane różnice w działaniu obu sond i wskazanie istotnych ograniczeń sondy SLVT spowodują bardziej krytyczne podejście do wyników takich sondowań. Jednocześnie



obiecujące korelacje rezultatów PSO i CPTU mogą stawić tradycyjną sondę obrotową (PSO), jako dobre narzędzie do (przynajmniej) polowego, roboczego kalibrowania wyników sondowań statycznych. Niemniej autorzy zdają sobie sprawę z ograniczeń także tej metody, wynikających chociażby z braku możliwości pomiaru ciśnienia wody w przestrzeni porowej gruntu.

Autorzy dziękują Recenzentom za wszelkie uwagi i opinie, które przyczyniły się do poprawy ostatecznej wersji tego artykułu.

## LITERATURA

- BISHOP A.W., HENKEL D.J. 1962 – The measurement of soil properties in the triaxial test. 2<sup>nd</sup> ed. Arnold, London.
- CHMAL R. 1990 – Szczegółowa Mapa Geologiczna Polski (SMGP) w skali 1 : 50 000, ark. Poznań. Państw. Inst. Geol., Warszawa.
- CHMAL R. 1997 – Objaśnienia do Szczegółowej Mapy Geologicznej Polski (SMGP) w skali 1 : 50 000, ark. Poznań. Państw. Inst. Geol., Warszawa: 35.
- COTECCHIA F., CHANDLER R.J. 1997 – The influence of structure on the pre-failure behavior of natural clay. *Geotechnique*, 47 (3): 523–544.
- DEGROOT D.J., LUTENEGGER A.J. 2005 – Characterization by sampling and in-situ testing Connecticut Valley varved clay. Proc. of 2<sup>nd</sup> Inter. Workshop “Interpretation of in-situ test and sample disturbance of clays”. *Studia Geotech. et Mechan.*, 27, (3/4): 91–107.
- DEGROOT D., POIRIER S., LADON M. 2005 – Sample disturbance – soft clays. *Studia Geotech. et Mechan.* 27 (3/4): 107–120.
- DEJONG J.T., JAEGER R.A., BOULANGER R.W., RANDOLPH M.F., WAHL D.A.J. 2013 – Variable penetration rate cone testing for characterization of intermediate soils. [W:] Coutinho R.Q., Mayne P.W. (red.), *Geotech. and Geophys. Site Characterization 4*. Taylor & Francis Group, London: 25–42.
- EVANS D.J.A., PHILIPS E.R., HIEMSTRA J.F., AUTON C.A. 2006 – Subglacial till: Formation, sedimentary characteristics and classification. *Earth-Sci. Rev.*, 78: 115–176.
- GLAZER Z. 1985 – *Mechanika gruntów*. Wyd. Geol., Warszawa.
- HEAD K.H. 1986 – *Manual of soil laboratory testing*. Vol. 3. John Wiley & Sons, Chichester.
- JAREMSKI J., STRAŻ G. 2004 – Wykorzystanie sondy PSO-1 w badaniach laboratoryjnych gruntów słabych. *Zesz. Nauk. Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, 37 (211/1): 111–118.
- KEZDI A., LADANYI J., KABAI J. 1971 – Compaction of transition soils. Proc. of 4<sup>th</sup> Intern. Conf. on Soil Mechanics. Budapest, Academia Kiado: 177–185.
- KRAGE C.P., ALBIN B.M., DeJONG J.T., DeGROOT D.J. 2016 – The influence of in-situ effective stress on sample quality for intermediate soils. [W:] Lehane B.M., Acosta-Martínez H.E., Kelly R. (red.), *Geotechnical and Geophysical Site Characterisation ISC’5 (Proc. 5<sup>th</sup> Inter. Conf. Geotech. and Geophys. Site Characterisation, September 2016, Queensland)*, Australian Geomechan. Soc., Sydney, Australia, vol. 1: 565–570.
- LECHOWICZ Z., SZYMAŃSKI A. 2002 – Odształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych. *Wyd. SGGW, Warszawa*, s. 184.
- LIPIŃSKI M.J. 2013 – Kryteria wyznaczania parametrów geotechnicznych. *Wyd. SGGW, Warszawa*.
- LIVINGSTONE S.J., PIOTROWSKI J.A., BATEMAN M.D., ELY J.C., CLARK C.D. 2015 – Discriminating between subglacial and proglacial lake sediments: an example from the Dänischer Wohld Peninsula, northern Germany. *Quar. Sci. Rev.*, 112: 86–108.
- LONG M. 2002 – The Quality of Continuous Soil Samples. *Geotechn. Testing J.*, 25 (3): 1–18.
- LONG M. 2008 – Design parameters from in situ tests in soft ground – recent developments. Proc. of Geotechnical and Geophysical Site Characterization. Taylor & Francis Group: 89–116.
- LONG M. 2010 – Regional report for Northern Europe. In *Proceedings CPT10*, Huntington Beach, California, May, Omnipress, Vol. 1: 117–138.
- LONG M., BOYLAN N. 2012 – In situ testing of peat – a review and update on recent developments. *Geotech. Engin. J. SEAGS & AGSSEA*, 43 (4): 41–55.
- LO PRESTI D.C.F., JAMIOLKOWSKI M., PALLARA O., TORDELLA M.L. 1999 – Assessment of sample disturbance in the laboratory. Proc. of 2<sup>nd</sup> Inter. Symposium on Pre-failure Deformation of Geomaterials IS-Torino, Balkema.
- LOWE J., JOHNSON T.C. 1960 – Use of back-pressure to increase degree of saturation of triaxial test specimens. Proc. of ASCE research conference on shear strength of cohesive soils. Boulder: 819–836.
- LUNNE T., ROBERTSON P.K., POWELL J.J.M. 1997 – *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Blackie Academic EF Spon/Routledge Publishers, New York.
- LUNNE T., BERRE T., ANDERSEN K.H., STRANDVIK S., SJURSEN M. 2005 – Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays. *Can. Geotech. J.*, 42: 1–50.
- MAYNE P. W. 2006 – Interrelationships of DMT and CPT readings in soft clays. Proc. 2<sup>nd</sup> Inter. Conf. on DMT, Washington: 231–236.
- MŁYNAREK Z. 1978 – Czynniki wpływające na opór stożka podczas statycznego sondowania gruntów spoiwystych. *Rocz. Akad. Rolniczej w Poznaniu, Rozprawy Naukowe*. AR, Poznań, s. 83.
- MŁYNAREK Z., WIERZBICKI J. 2007 – Nowe możliwości i problemy interpretacyjne polowych badań gruntów. *Geologos*, 11: 97–118.
- MŁYNAREK Z., WIERZBICKI J. 2011 – Niepewności pomiarowe w badaniach terenowych i laboratoryjnych. [W:] Bzówka J. (red.), *Badania i analizy wybranych zagadnień z budownictwa*. Wyd. PŚL. Gliwice: 15–37.
- PISARCZYK S. 2001 – *Gruntoznawstwo inżynierskie*. Wyd. PWN, Warszawa, s. 346.
- PN-B-02480:1986 – Grunty budowlane – Określenia, symbole, podział i opis gruntów.
- PN-B-04481:1988 – Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.
- PN-B-03020:1981 – Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-EN-ISO 14688:2006 – Badania geotechniczne – Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów.
- POWELL J.M., QUARTERMAN R. 1988 – The interpretation of cone penetration tests in clay with particular reference to rate effects. Proc. of the International Symposium on penetration testing, ISPT-1, Orlando, Balkema: 903–910.
- ROBERTSON, P.K. 1990 – Soil classification using the cone penetration test. *Can. Geotech. J.*, 27 (1): 151–158.
- ROBERTSON P.K. 2009 – Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. *Can. Geotech. J.*, 46 (11): 1337–1355.
- ROBERTSON P.K. 2012 – Interpretation of in-situ tests some insight. Proc. of 4<sup>th</sup> Inter. Conf. on Geotech. and Geophys. Site Characterization, ISC-4, Recife: 3–24.
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych. *Dz.U.2012.463*.
- STEFANIAK K. 2015 – Assessment of shear strength in silty soils. *Stud. Geotechn. et Mechan.*, 37 (2): 51–55. DOI: 10.1515/sgem-2015-0020.
- TANAKA H. 2002 – Sample quality of cohesive soils: lesson from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen. *Soils and Foundation*, 40 (4): 57–74.
- TANAKA H., NISHIDA K. 2007 – Suction and shear wave velocity measurements for assessment of sample quality. Proc. of the 3<sup>rd</sup> Inter. Workshop on in-situ tests and sample disturbance of clays. *Studia Geotechn. et Mechan.*, 1. Technical University, Wrocław.
- TC-16 ISSMGE 1999 – Test Procedures for Cone Penetration (CPT) and Cone Penetration with Pore Pressure (CPTU).
- TERZAGHI K. 1925 – *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Deuticke, Leipzig.
- WIERZBICKI J., MŁYNAREK Z. 2015 – Reprezentatywna wartość parametru geotechnicznego z badań in situ i jej wykorzystanie do konstrukcji modeli geotechnicznych. *Inż. Morska i Geotechnika*, 3/2015: 166–176.
- WIERZBICKI J., RADASZEWSKI R. 2015 – O specyfice parametru gruntowego w badaniach geologiczno-inżynierskich. *Prz. Geol.*, 64 (9): 694–700.
- WIŁUN Z. 1976 – *Zarys geotechniki*. Wyd. Komunikacji i Łączności, Warszawa.