

Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej

# BUDOWNICTWO

Zeszyt 28

Tom 1



Wydawnictwo Politechniki Białostockiej

Białystok 2006

Redaktor naukowy:  
dr inż. Katarzyna Zabielska-Adamska

Recenzenci:

prof. dr hab. inż. Grzegorz Bąk — 1  
prof. zw. dr hab. inż. Eugeniusz Dembicki — 11, 15  
dr hab. inż. Paweł Dobak, prof. nadzw. UW — 5, 12, 19, 21, 22, 33  
prof. dr hab. inż. Zbigniew Lechowicz — 13  
prof. dr hab. inż. Zbigniew Młynarek — 6, 26  
prof. dr hab. inż. Stanisław Pisarczyk — 4, 7, 9, 24, 32  
prof. dr hab. inż. Krystyna Skarżyńska — 3, 8, 14, 25, 27  
prof. dr hab. inż. Alojzy Szymański — 2, 30  
dr hab. inż. Zenon Szypcio — 23, 28  
prof. zw. dr hab. inż. Wojciech Wolski — 10, 17, 18, 20, 29, 31  
prof. dr hab. inż. Bohdan Zadroga — 16

Opracowanie redakcyjne:  
Jadwiga Żukowska

© Copyright by Politechnika Białostocka 2006

ISSN 1730-6752

Publikacja nie może być powielana i rozpowszechniana, w jakikolwiek sposób,  
bez pisemnej zgody posiadacza praw autorskich

Druk:  
Dział Wydawnictw i Poligrafii Politechniki Białostockiej

Nakład:  
265 egz.

# SPIS TREŚCI

*Eugeniusz Dembicki*

**Przedmowa** ..... 7

## ***Badania doświadczalne w geotechnice***

*Marek Barański, Tomasz Szczepański*

**Wykorzystanie metod sejsmiki powierzchniowej (CSWS, SASW) do wyznaczenia parametrów sprężystych gruntu** ..... 9

*Roman Bednarek, Tomasz Kozłowski*

**Posadowienie nasypu na podłożu organicznym w Radziszewie** ..... 19

*Adam Bolt, Angelika Duszyńska, Monika Piotrowska*

**Zmiany parametrów fizycznych i mechanicznych geowłóknin na skutek wbudowania w nasyp** ..... 29

*Aleksandra Borecka, Janusz Herzig, Robert Kaczmarczyk, Henryk Woźniak*

**Właściwości fizykomechaniczne wybranych gruntów sponych ze zboczy wyrobiska KWB „Bełchatów”** ..... 39

*Andrzej Drągowski, Mariola Ptaszkiewicz*

**Wstępna ocena ilów warwowych okolic Warszawy jako geologicznych barier izolacyjnych** ..... 51

*Kazimierz Garbulewski*

**Wpływ pęcznienia-odprężenia na przepuszczalność hydrauliczną gruntów drobnoziarnistych** ..... 69

*Piotr Gąska,*

**Badanie laboratoryjne wytrzymałości na ścinanie bezpośrednio utworów pokrywowych z poligonu na skarpie w Zabratówce, województwo podkarpackie** ..... 79

<i>Małgorzata Jadwiga Glinicka</i> <b>Badanie laboratoryjne zagęszczalności gruntów antropogenicznych</b> .....	89
<i>Andrzej T. Gruchot</i> <b>Wpływ stabilizacji wybranych popiołów na wartość wskaźnika nośności CBR</b> .....	99
<i>Ickiewicz Irena</i> <b>Rozkład temperatury w gruntach pod budynkami</b> .....	109
<i>Ryszard Izbicki, Joanna Stróżyk</i> <b>Stopień YSR miarą prekonsolidacji ilów formacji poznańskiej</b> .....	117
<i>Jan Jaremski</i> <b>Wpływ wędrującej warstwy sztywnej w masywie lessowym podkarpacia na parametry podłoża</b> .....	127
<i>Jan Jaremski, Grzegorz Straż</i> <b>O możliwościach wykorzystania sondy PZO-1 w badaniu laboratoryjnym gruntów organicznych</b> .....	137
<i>Robert Kaczmarczyk, Henryk Woźniak, Aleksandra Borecka</i> <b>Wytrzymałość na ścinanie stref kontaktów warstw w górotworze złóż węgla brunatnego</b> .....	147
<i>Ryszard Kaczyński</i> <b>Rola geologii inżynierskiej w badaniu podłoża gruntowego</b> .....	155
<i>Przemysław Kościk, Kazimierz Gwizdała</i> <b>Badania nośności pali formowanych iniekcją strumieniową</b> .....	169
<i>Maciej Kordian Kumor</i> <b>Badanie fazy skurcz-pęcznie łu jako możliwość przewidywania przemieszczeń podłoża ekspansywnego</b> .....	179
<i>Mirosław J. Lipiński</i> <b>Małe ... ale jak bardzo istotne</b> .....	191



<i>Beata Łuczak-Wilamowska</i> <b>Wytrzymałość na ścinanie mieszanek gruntowych: il - piasek.....</b>	201
<i>Zbigniew Młynarek, Wojciech Tschuschke, Jędrzej Wierzbicki</i> <b>Ocena współczynnika parcia spoczynkowego gruntów na podstawie testów DMT i CPTU.....</b>	213
<i>Adam Niedzielski, Wojciech Tschuschke, Jędrzej Wierzbicki</i> <b>Wpływ niektórych czynników na ocenę stopnia plastyczności glin morenowych i zastoiskowych .....</b>	227
<i>Piotr Ostrowski</i> <b>Wykorzystanie GIS i GPS w badaniach hydrograficznych prowadzonych w celu dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich (na przykładzie koryta dużej rzeki nizinnej i sztucznego zbiornika).....</b>	239
<i>Krzysztof Parylak</i> <b>Normowe wartości kąta tarcia gruntów niespoistych w świetle badań.....</b>	249
<i>Andrzej Pawłowski</i> <b>Możliwości wykorzystania stłuczki szklanej w inżynierii geotechnicznej ....</b>	259
<i>Stanisław Pisarczyk</i> <b>Wpływ energii zagęszczania i wilgotności na wytrzymałość gruntów zagęszczanych.....</b>	269
<i>Zbigniew Sikora, Rafał Michalak</i> <b>Rozpoznanie geotechniczne podłoża gruntowego skarpy Zamku Królewskiego w Warszawie metodą CPTU .....</b>	279
<i>Krzysztof Szpakowski</i> <b>Wpływ parametrów mieszanki betonowej oraz wilgotności ilu na wytrzymałość na ścinanie kompozytu il-beton .....</b>	289
<i>Waldemar Świdziński, Jacek Mierczyński</i> <b>Zagęszczanie się piasków w cyklicznym aparacie trójosiowego ściskania .....</b>	299

<i>Marcin Waliński, Marcin Tschuschke, Jarosław Batiuk</i> <b>Wykorzystanie metody statycznego sondowania do identyfikacji rodzaju gruntów .....</b>	315
<i>Ewa Wojnicka – Janowska</i> <b>Analiza wpływu obciążenia gytii na zmiany jej parametrów geotechnicznych .....</b>	325
<i>Henryk Woźniak, Aneta Kysiak, Wiktor Kalbarczyk</i> <b>Interpretacja procesu konsolidacji metodą etapowej procedury optymalizacyjnej .....</b>	335
<i>Eugeniusz Zawisza, Tymoteusz Zydrón, Agata Chlipała</i> <b>Badanie ścisłości wybranych odpadów elektrownianych .....</b>	345
<i>Piotr Zawrzykraj</i> <b>Wykorzystanie dylatometru Marchettiego do badań prekonsolidacji gruntów na przykładzie ilów warwowych okolic Sochaczewa i Radzymina .....</b>	355

# Przedmowa

XIV Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej Polskiego Komitetu Geotechniki odbywa się w 2006 roku, po raz pierwszy w obszarze działalności Białostockiego Oddziału Polskiego Komitetu Geotechniki w Augustowie.

Konferencję zorganizował Oddział Białostocki Polskiego Komitetu Geotechniki przy współpracy Prezydium Polskiego Komitetu Geotechniki i Katedry Geotechniki i Budownictwa Komunalnego Politechniki Białostockiej.

Poprzednie Konferencje, w cyklu czteroletnim, odbywały się w Gdańsku (dwukrotnie) Poznaniu, Wrocławiu, Katowicach, Warszawie, Szczecinie i Gliwicach.

Wraz z XIV krajową konferencją odbywa się III Ogólnopolska Konferencja Młodych Geotechników, włączona do oddzielnego i samodzielnego prezentowania osiągnięć przez młodych geotechników. Takie połączenie działalności całej społeczności geotechników ma na celu silną integrację pokoleniową środowiska, a jednocześnie umożliwia młodym geotechnikom samodzielne przedstawienie i przedyskutowanie swojego dorobku naukowego i technicznego. Z drugiej strony umożliwia to również wzajemne zapoznanie się młodszego i starszego pokolenia z obecnie realizowaną tematyką badawczą i stosowaną z geotechniki.

Głównym celem konferencji jest przedstawienie krajowych osiągnięć z szeroko pojętej geotechniki, zgrupowaną w trzech zasadniczych tematach obejmujących:

- modelowanie i analizę różnych zagadnień geoinżynierii,
- ważniejsze i złożone rozwiązania stosowane w inżynierii geotechnicznej w ostatnim okresie międzykonferencyjnym i
- badania doświadczalne w mechanice gruntów i w inżynierii geotechnicznej.

Oddzielna, wyodrębniona tematyka dotyczy referatów przedstawionych przez młodych geotechników.

Tak, jak w każdej z dotychczasowych konferencji przedstawiany był aktualny temat naukowo-techniczny ściśle związany z rozwojem gospodarczym Kraju, tak tematem wiodącym obecnej XIV Konferencji są problemy geotechniczne posadowienia na gruntach słabych.

Szczegółowa tematyka konferencji jest bardzo szeroka. Przedstawiono ją w 101 artykułach, w tym 24 artykułach zgłoszonych przez młodych geotechników.

Oprócz artykułów ściśle autorskich, w konferencji będą przedstawione dodatkowo artykuły problemowe, w trzech podanych wcześniej tematach głównych konferencji krajowej, konferencji młodych geotechników oraz referaty promocyjno-szkoleniowe.

Referaty problemowe stanowią odrębne publikacje zamieszczone w numerze 3 Inżynierii Morskiej i Geotechniki z 2006 roku, dołączonej do materiałów konferencji.

Ze względu na to, że geotechnika jest ściśle i szeroko powiązana z całą inżynierią lądową, wodną i komunikacyjną, a także z inżynierską stroną ochrony środowiska i obejmuje szczególnie zagadnienia właściwości i możliwości posadowienia na gruntach słabych, tematyką tą zainteresowane są szerokie kręgi ludzi techniki, nauki, administracji, a także inwestorzy. Sprzyja to szybszemu transferowi przedstawionych nowych rozwiązań do zastosowań praktycznych, a także do szerszego ogólnego upowszechnienia.

Obecna XIV Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej może poszczycić się dużą liczbą bardzo ciekawych artykułów, zamówionymi referatami tematycznym i opracowanymi przez młodych polskich specjalistów, dużą liczbą uczestników konferencji, a także zgłoszeniem wielu wystawców prezentujących swoje osiągnięcia techniczne i badawcze jak i sprzęt do wykonywania prac i badań z geotechniki.

W imieniu Polskiego Komitetu Geotechniki składam gorące podziękowanie bezpośredniemu organizatorowi konferencji – Oddziałowi Białostockiemu Polskiego Komitetu Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej i Władzom Politechniki Białostockiej – za inicjatywę i trud wniesiony w organizację tych Konferencji w Augustowie.

Prof. Eugeniusz Dembicki  
Honorowy Prezydent Polskiego  
Komitetu Geotechniki  
i Inżynierii Geotechnicznej

Marek Barański<sup>1</sup>, Tomasz Szczepański<sup>2</sup>

## Wykorzystanie metod sejsmiki powierzchniowej (CSWS, SASW) do wyznaczania parametrów sprężystych gruntu

**Streszczenie:** W artykule przedstawione są wyniki geologiczno-inżynierskich badań sejsmicznych CSWS i SASW, nowoczesną, nową w naszym kraju aparaturą. Ich rozwój w ostatnich dwóch dekadach jest bardzo dynamiczny. Są to nieinwazyjne metody wykorzystujące fale Rayleigha. Wyniki omówione są na tle rezultatów uzyskanych innymi metodami polowymi i laboratoryjnymi. Zasygnalizowano przydatność metod sejsmiki powierzchniowej do racjonalnej oceny podłoża budowlanego.

### 1. Wstęp, opis metod badawczych i aparatury sejsmicznej

Geofizyczne metody sejsmiczne znajdują zastosowanie w geologii od początku XX wieku. W branży geologiczno-inżynierskiej i geotechnicznej zdomowały się w latach 60. Metody *Cross-Hole*, *Down-Hole*, *Up-Hole*, które jednak wymagają wykonania wierceń. Sejsmiczne sondowania statyczne SCPT wymagają wprowadzenia w grunt stożka wyposażonego w jeden lub dwa geofony, który z uwagi na cenę i wrażliwość na uszkodzenia nie jest w Polsce powszechnie wykorzystywany.

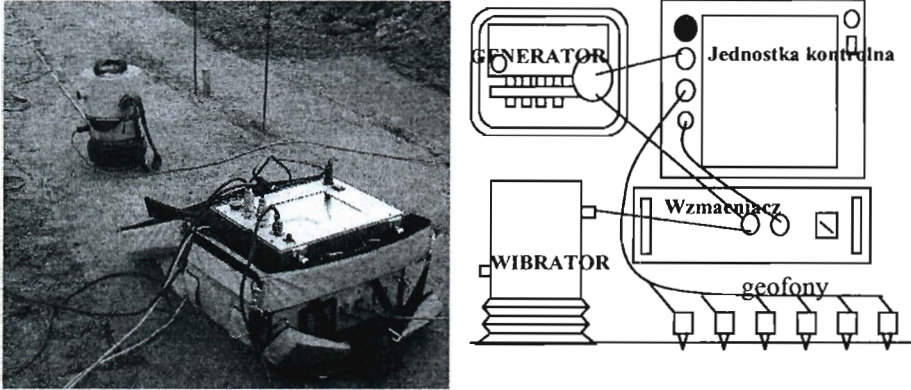
Coraz większe zainteresowanie wzbudzają w środowisku metody sejsmiki powierzchniowej, wykorzystujące fale Rayleigha. Rozwój tych metod w aspekcie

---

<sup>1</sup> dr, Uniwersytet Warszawski

<sup>2</sup> mgr, Uniwersytet Warszawski





Rys.1. Aparatura sejsmiczna wykorzystana do badań (na zdjęciu i schemacie w wersji CSWS)

aparaturowym i koncepcyjnym postępuje od początku lat 80. bardzo szybko. Ich wysoki potencjał, jako dodatkowego źródła danych, wynika z nieinwazyjnego (przez co taniego i szybkiego) działania oraz z możliwości pokrycia ciągłymi danymi obszaru pomiędzy punktami badawczymi (wierceniami, sondowaniami), weryfikując zmienność ośrodka między nimi. Metody te znajdują zastosowanie w profilowaniu sztywności gruntu, obliczaniu osiadań, czy kontroli zagęszczania lub konsolidacji [5]. Osiadania obliczone na podstawie danych z sejsmiki powierzchniowej są często bardziej zbliżone do rzeczywistych niż wynikające z szacowania innymi metodami [7]. Wzory 1 i 2 są przykładem do obliczania osiadań na podstawie parametrów sprężystych.

$$\rho_z = \frac{qBI}{E} \quad [11] \quad (1)$$

$$\frac{\Delta\rho}{B} = \Delta\sigma \frac{(1-\nu^2)}{E} \quad [1] \quad (2)$$

Badania polowe właściwości sprężystych, opisane w niniejszym artykule wykonano przy pomocy nowoczesnej, jedynej jak na razie w kraju, aparatury do pomiarów metodą sejsmiki powierzchniowej. Aparaturę wyprodukowała brytyjska firma GDS Instruments Ltd. Mamy dwie metody badawcze: SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) i CSWS (Continuous Surface Wave System).

W badaniach analizowany jest jeden z rodzajów fali powierzchniowej - fala Rayleigha. Przemierzająca się fala porusza cząstki gruntu, które zakreślają elipsy (stosunek osi pionowej elipsy do poziomej to około 1,5/1) w pionowej

płaszczyźnie. W najwyższym punkcie elipsy ruch cząstki ma przeciwny kierunek niż ruch przemieszczającej się fali.

Stosując metodę SASW, wzbudza się fale przez uderzenie młotkiem bądź innym przedmiotem (w zależności od pożądanego zakresu częstotliwości). Generowane jest szerokie spektrum częstotliwości. Metoda CSWS różni się od SASW zastosowaniem sterowanego komputerem wibratora o masie inercyjnej 63kg. Dzięki niemu można ciągle generować falę o dowolnej częstotliwości  $f$  w zakresie 6-600 Hz. Umożliwia to dużo dokładniej kontrolowane warunki badania. Im niższa częstotliwość fali powierzchniowej  $f$ , tym większa strefa sprężystych odkształceń gruntu. Zatem, zmieniając zakres częstotliwości generowanych fal powierzchniowych, uzyskujemy różną głębokość badania. Fala rozchodzi się promieniście od źródła (podobnie jak fala na powierzchni wody) i dociera do geofonów (od 2 do 6), rozstawionych w linii prostej od źródła, w znanych odległościach. Komputer, używając algorytmu FFT (Fast Fourier Transform), analizuje sygnały elektryczne wzbudzone na geofonach, aby znaleźć przesunięcie fazowe fali na każdym z nich.

Znając przesunięcie fazowe fali  $\phi$  na poszczególnych geofonach, których rozstaw  $d_g$  również jest znany, możemy obliczyć długość fali  $\lambda$ :

$$\lambda = \frac{360d_g}{\phi} \quad (3)$$

Z długości fali  $\lambda$  oraz z jej częstotliwości  $f$  oblicza się prędkość rozchodzenia się fali powierzchniowej Rayleigha  $V_R$ :

$$V_R = \lambda f \quad (4)$$

Pomiędzy prędkością fali Rayleigh'a  $V_R$ , a prędkością fali poprzecznej  $V_S$  istnieje zależność:

$$V_S = PV_R \quad (5)$$

gdzie parametr  $P$  zależy od współczynnika Poissona (dla  $\nu = 0,25$   $P = 1,09$ , a dla  $\nu = 0,50$   $P = 1,05$ ), średnio przyjmuje się najczęściej  $P = 1,07$ . Z prędkości fali poprzecznej  $V_S$  i gęstości objętościowej  $\rho$  gruntu oblicza się maksymalną wartość modułu ścinania:

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (6)$$

Jako wynik badania otrzymuje się profil zmienności  $G_{\max}$  z głębokością. Uzyskana głębokość penetracji zależy od propagacji fali w danym gruncie, zakłóceń, stopnia zmienności podłoża, rodzaju i wielkości źródła fal, itp. Maksymalna głębokość z użyciem opisanej aparatury może sięgać 30 m.

Otrzymane dane można dodatkowo interpretować metodami modelowania w przód, bądź wstecz, przy użyciu zaawansowanego oprogramowania. Ten sposób interpretacji jest szczególnie cenny, gdy ośrodek gruntowy jest silnie zróżnicowany i uwarstwiony.

## 2. Wyniki badań

Przedstawiane wyniki badań pochodzą z trzech lokalizacji o różnej budowie geologicznej. Odniesione zostały one do parametrów otrzymanych innymi metodami polowymi i laboratoryjnymi. Tego typu porównania, z wysoce spójnymi wynikami, przeprowadzane są coraz szerzej [12].

Pierwszym punktem badawczym jest poletko reperowe na Stegnach w Warszawie, które jest od 1996 roku miejscem intensywnych badań, poligonem doświadczalnym wielu metod, umożliwiającym ich korelacje. Badane tutaj grunty to przekonsolidowane iły mio–plioceńskie serii poznańskiej, pod około 4,4m nadkładem aluwialnych piasków holocenijskich.

Początkowe moduły ścinania  $G_{\max}$  dla ilów oszacowano pośrednio na podstawie różnych zależności empirycznych z uśrednionych wartości charakterystyk penetracji z sondowań dylatometrycznych (w liczbie 10) i statycznych CPTU (w liczbie 5). Dodatkowo wartości parametru  $G_{\max}$  wyznaczono dla próbek ilów w badaniach laboratoryjnych w komorze trójosiowego ściskania przy zastosowaniu techniki bender element system - BES.

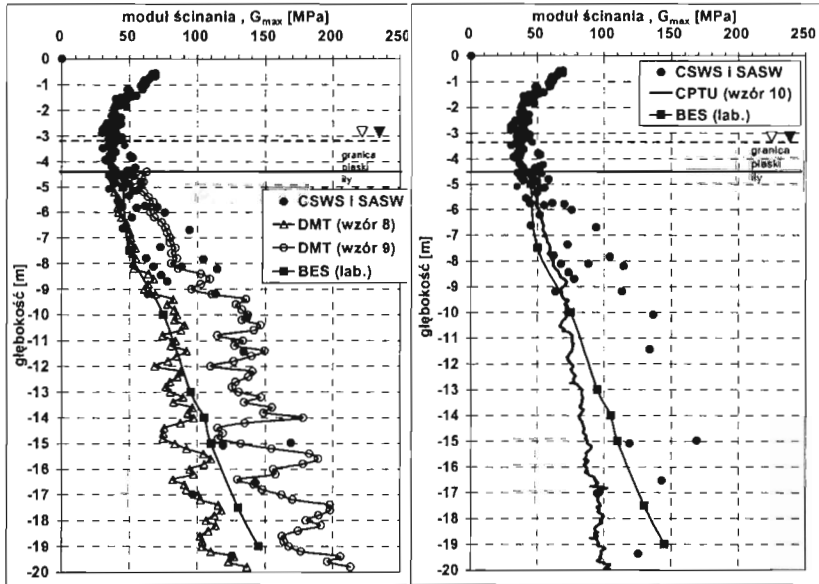
Przy sondowaniach dylatometrycznych DMT wartości modułów ścinania  $G_{\max}$  oszacowano wykorzystując wartości modułu Younga  $E$  i współczynnika Poissona  $\nu$ , ze wzoru:

$$G_{\max} = \frac{E_{\max}}{2(1 + \nu)} \quad (7)$$

Wartości modułu Younga obliczono na podstawie wartości modułów dylatometrycznych  $E_D$  z zależności empirycznych podanych poniżej [4, 10]. Wartość współczynnika  $\nu$  przyjęto równą 0,3.

$$E = 1,4E_D \quad [4] \quad (8)$$

$$E = 10E_D \quad [10] \quad (9)$$



**Rys.2.** Rozkład wartości modułu ścinania  $G_{max}$  oszacowanych z badań DMT, CPTU sejsmiki powierzchniowej (CSWS, SASW) oraz z badań laboratoryjnych BES na poletku reperowym Stegny.

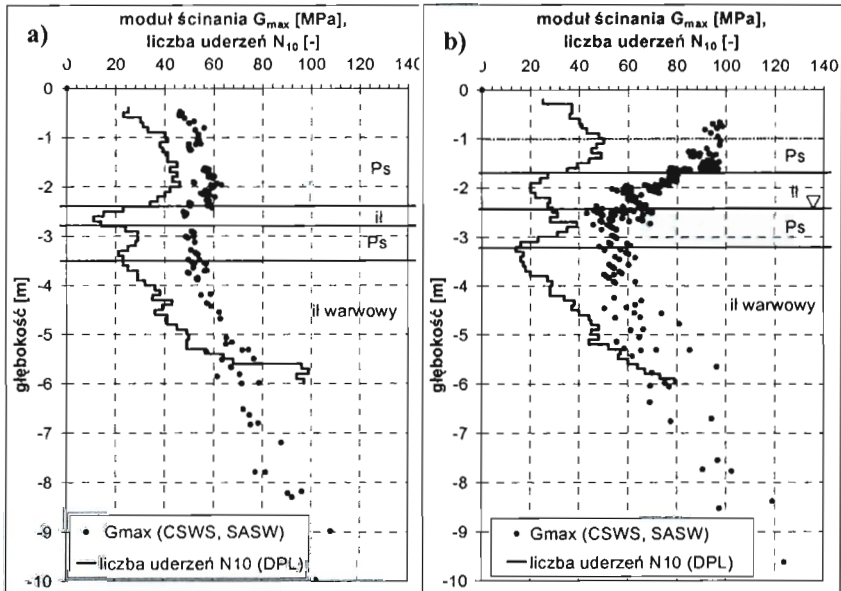
Do oszacowania wartości modułu  $G_{max}$  z sondowań statycznych użyto zależności podanej przez Rixa i Stokoe [9], którą podano poniżej. Podstawą oszacowania są wartości oporu stożka  $q_c$ .

$$G_{max} = 1634q_c^{0,25} \sigma_{v0}^{0,375} \quad [9] \quad (10)$$

Z analizy rys.2a. wynika, że wartości modułów ścinania  $G_{max}$  obliczone na podstawie badań laboratoryjnych są zbliżone do wartości oszacowanych z zależności podanej przez Davidsona i Boghrata [4]. Maksymalne moduły

ścianania oszacowane z badań sejsmikią powierzchniową, zawierają się na ogół w obszarze wyznaczonym przez 2 krzywe, które otrzymano z zależności empirycznych.

Maksymalne moduły oszacowane na podstawie sondowań statycznych CPTU są zbliżone do wartości modułów obliczonych z badań laboratoryjnych (rys.2b). Natomiast wartości  $G_{max}$  obliczone na podstawie badań sejsmikią powierzchniową są zwykle większe od modułów oszacowanych z sondowań statycznych i badań laboratoryjnych BES.



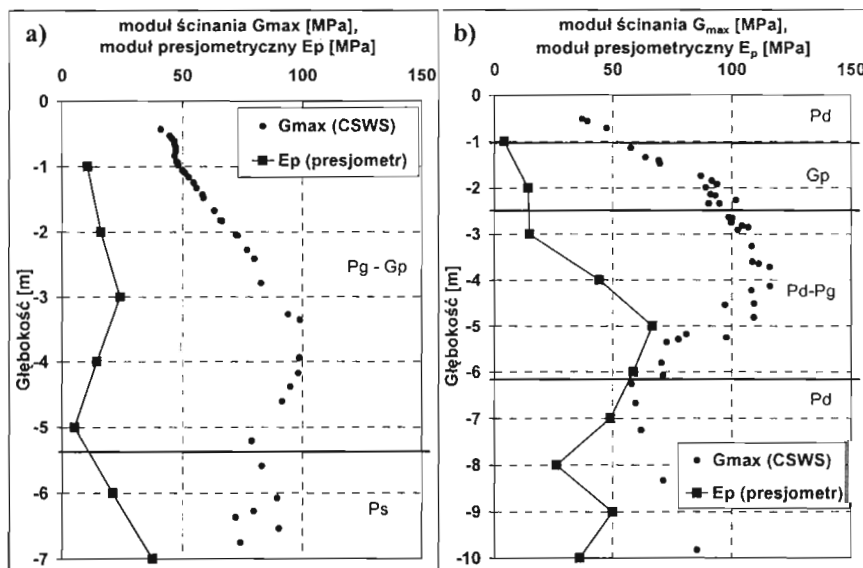
**Rys.3.** Rozkład wartości modułu ścinania  $G_{max}$  z badań sejsmiki powierzchniowej (CSWS, SASW), zestawiony z liczbą uderzeń  $N_{10}$  sondy DPL (Plecewice k.Sochaczewa)

Uzyskane wartości modułów ścinania  $G_{max}$  na podstawie badań sejsmiki powierzchniowej są zwykle większe (zależnie od zastosowanego wzoru empirycznego) niż wartości modułów oszacowanych z sondowań. Wynika to z nieinwazyjnego charakteru badań sejsmicznych. Należy pamiętać, że wprowadzenie jakichkolwiek końcówek w grunt powoduje zawsze zmianę stanu naprężenia i odkształcenia w gruncie. W badaniach laboratoryjnych nieuniknione jest naruszenie struktury gruntu oraz jego odprężenie. Stąd  $G_{max}$  z badań laboratoryjnych jest na ogół niższy od wyznaczonego z badań sejsmicznych.

Drugi analizowany profil to łąki zastoiskowe przykryte i rozdzielane piaskami, mające poniżej warstwy piasku charakter warwowy (rys.3) (profil geologiczny za [14]).



Dwa profile sejsmiczne porównane są z wynikami sondowania sondą lekką. Wartości  $G_{max}$  i  $N_{10}$  wykazują podobne trendy zmian wraz z głębokością. Obserwowane zmiany liczby uderzeń odzwierciedlają zmiany charakterystyki sztywności warstw gruntu.



Rys.4. Rozkład wartości modułu ścinania  $G_{max}$  z badań sejsmiki powierzchniowej (CSWS, SASW), zestawiony z modulem presjometrycznym (Elektrownia Bełchatów)

W wypadku znacznych kontrastów sztywności między kolejnymi warstwami (szczególnie niewielkiej miąższości), w celu otrzymania dokładnego profilu  $G_{max}$ , konieczna jest interpretacja danych metodą modelowania wstecz. Prace nad wdrożeniem takich procedur są prowadzone w Zakładzie Geologii Inżynierskich UW.

Ostatnim punktem badawczym był rejon Elektrowni Bełchatów. Podłoże stanowią plejstocenijskie osady piaszczyste i gliniaste. Na rys.4 przedstawione są dwa przykłady profili sejsmicznych porównane z wynikami badania presjometrycznego. Badania presjometryczne i geofizyczne były wykonane w odległości kilkunastu metrów od siebie.

Z łatwością można zauważyć zgodność tendencji zmian wraz z głębokością wartości modułów presjometrycznych  $E_p$  i maksymalnych modułów ścinania  $G_{max}$ . Należy jednak pamiętać, że według Menarda moduł presjometryczny nie może być bezpośrednio porównywany z modulem sprężystości Younga [3].

### 3. Podsumowanie

Prezentowane wyniki badania sejsmiki powierzchniowej (CSWS, SASW) dotyczą trzech lokalizacji o różnej budowie geologicznej. Z badań tych otrzymano wartości maksymalnych modułów ścinania  $G_{\max}$ . Na poligonie badawczym Stegny w Warszawie możliwe było ich porównanie z wartościami  $G_{\max}$  z badań polowych: CPT, DMT oraz z badań laboratoryjnych BES. Parametr  $G_{\max}$  z badań sejsmicznych jest większy niż obliczony wzorem (10) z wartości oporu stożka  $q_c$ .

Maksymalne moduły ścinania otrzymane z badań sejsmikią powierzchniową zawierają się na ogół w obszarze wyznaczonym przez 2 krzywe, które otrzymano z zależności empirycznych dla badań DMT.

W wypadku dwóch pozostałych lokalizacji porównanie  $G_{\max}$  z liczbą uderzeń  $N_{10}$  oraz modułem presjometrycznym  $E_p$  ma charakter pogładowy.

Bezpośrednie porównanie różnych parametrów jest niemożliwe, tym niemniej ich tendencje zmian są zbliżone.

Metody sejsmiki powierzchniowej stosuje się na świecie coraz szerzej stosowane, co przyczynia się do zwiększenia liczby i jakości danych dostępnych w fazie projektowania oraz do obniżenia kosztów badań [8,11,12].

Intensywny rozwój techniki badawczej w zakresie sejsmiki powierzchniowej przyczynia się do rozszerzania ich aplikacji do badań geotechnicznych i geologiczno-inżynierskich.

Przedstawione wyniki badań stanowią pionierskie kroki wdrażające metodę sejsmiki powierzchniowej w Polsce. Zdaniem autorów metoda ma dużą wartość merytoryczną i poznawczą. Jej wykorzystanie umożliwi znaczne rozszerzenie możliwości rozpoznania podłoża w zakresie wyznaczania parametrów geotechnicznych [6].

## Literatura

- [1] Atkinson J. H. *Non-linear soil stiffness in routine design*. Geotechnique, 50, 5, 487-508.
- [2] Barański M., Kaczyński R., Borowczyk M., Trzciniński J., Wójcik E., Granacki W., Szczepański T., Zawrzykraj P. *Ocena zachowania się ilów plioceńskich w warunkach naprężeń efektywnych*. Sprawozdanie projektu badawczego KBN.
- [3] Baguelin F., Jezequel J. F., Shields D. H. *Badania presjometryczne a fundamentowanie*. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1984.
- [4] Davidson J. L., Boghrat A. *Flat dilatometer testing in Florida USA*. Proc. Symp. Int. In Situ Testing, 2, 251-255]
- [5] Gordon, M.A., Clayton, C.R.I., Thomas, T.C., Matthews, M.C., *The selection and interpretation of seismic geophysical methods for site investigation*. Proc. ICE Conf. on Advances in Site Investigation Practice, March 1995.
- [6] Lechowicz, Z. *Badania doświadczalne*. Inżynieria morska i geotechnika nr 3-4, str. 111-118. (2003)
- [7] Menzies B., Matthews, M. (1996) *The continuous surface-wave system: a modern technique for site investigation*. Indian Geotechnical Conference. Madras, December 11-14th 1996.
- [8] Powell J., Butcher A., *Assessment of ground stiffness from field and laboratory tests*. 153-156. Proc. Int. Conf SM Florence, 1991
- [9] Rix G. J., Stokoe K. H. *Correlation of initial tangent modulus and cone resistance*. Proc. Int. Symp. On Calibration Chamber Testing, 351-362.
- [10] Robertson, P. K., Davies M. P., Campanella R. G. *Design of laterally loaded driven piles using the flat dilatometer*. Geotech. T. J., 12,1, 30-38 (1989)
- [11] Simons N., Menzies B. *A short course in foundation engineering* Thomas Telford, London 2000.
- [12] Svensson, M., Möller, B. *Geophysics in soil mechanics – in situ shear moduli by SASW-technique and more traditional geotechnical methods*. Swedish Geotechnical Institute, Varia 508, 2001.
- [13] Szczepański, T. *Ocena stanu skonsolidowania wybranych ilów na podstawie analizy parametrów ściśliwości*. Rozprawa doktorska. Archiwum Wydziału Geologii UW. (2005).
- [14] Zawrzykraj, P. *Stan skonsolidowania ilów warwowych okolic Sochaczewa i Plecewic*. Rozprawa doktorska, Archiwum Wydziału Geologii UW. (2005)
- [15] *Badania presjometryczne i sejsmiką powierzchniową na potrzeby Elektrowni Bełchatów*. Archiwum ITB (praca niepublikowana) (2005).

## **SURFACE SEISMIC METHODS (CSWS, SASW) IN DETERMINING ELASTIC PROPERTIES OF SOILS**

**Summary:** Important development in the seismic SASW and CSWS methods during past few decades has been occurred. The use of those methods has advantages, as sample disturbance or insertion effects do not affect them. Article is presenting SASW/CSWS surveys from three sites, compared to other field and laboratory investigation results. Usefulness of the surface seismic methods to determine the variation of the shear modulus and its variation in soil masses is illustrated.

Roman Bednarek<sup>1</sup>, Tomasz Kozłowski<sup>2</sup>

## Posadowienie nasypu na podłożu organicznym w Radziszewie

**Streszczenie:** Coraz częściej zachodzi konieczność posadawiania budowli na gruntach słabonośnych, charakteryzujących się między innymi dużą ściśliwością i niską początkową wytrzymałością. Do takich gruntów można zaliczyć grunty organiczne, takie jak torfy i namuły. Budowa nasypów wymaga stosowania specjalnych metod ulepszających podłoże w trakcie wznoszenia budowli. Jedną z efektywnych metod jest konsolidacyjne wzmocnienie podłoża. W pracy autorzy przedstawiają analizę wzmocnienia podłoża organicznego o miąższości 2 ÷ 4 metrów, przykrytego nasypem popiołowym o miąższości 4 m na powierzchni około 3 ha w miejscowości Radziszewo.

### 1. Wstęp

Rozwój przemysłu powoduje wzrost zapotrzebowania na tereny pod zabudowę. Względy ekonomiczne przesądzają często o umiejscowieniu obiektów w pobliżu dróg i torów wodnych. Na terenach atrakcyjnych pod względem lokalizacji występują często grunty słabonośne. Określenie *grunty słabonośne* odnosi się najczęściej do gruntów spoistych nieskonsolidowanych o znacznej wilgotności oraz do gruntów pochodzenia organicznego. Grunty pochodzenia organicznego charakteryzują się niską początkową wytrzymałością, dużą odkształcalnością oraz dużym zróżnicowaniem właściwości – w zależności od rodzaju i zawartości składników w części mineralnej i organicznej. Proces

---

<sup>1</sup> dr inż., Politechnika Szczecińska

<sup>2</sup> dr inż., Politechnika Szczecińska

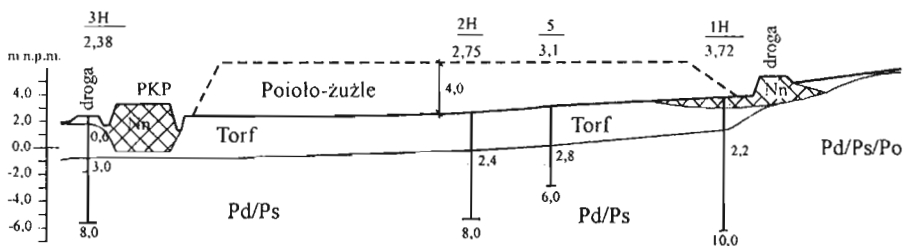


osiadania gruntów słabonośnych ma związek z konsolidacją gruntu. W procesie obciążania następuje zmniejszanie się objętości gruntu oraz zawartości wody w tym gruncie. Powodem usuwania pewnej ilości wody z gruntu, poprzez wymuszoną filtrację, jest zmniejszanie się porowatości gruntu. W praktyce inżynierskiej występuje nieraz konieczność posadowienia obiektów budowlanych na podłożu organicznym. Posadowienie obiektów budowlanych na gruntach słabonośnych wymaga wzmocnienia podłoża. Jedną z metod wzmocniania podłoża gruntowego jest jego wstępna konsolidacja.

Przykładem takiego wzmocnienia podłoża organicznego jest inwestycja budowy parkingu w miejscowości Radziszewo koło Szczecina, gdzie podłoże organiczne wzmocniono 2 ÷ 4 metrowym nasypem z popiołożużli, pochodzących z Elektrowni „Dolna Odra”.

## 2. Geotechniczna charakterystyka podłoża

Działka w Radziszewie, która zgodnie z miejscowym planem zagospodarowania przestrzennego przeznaczona jest pod usługi komunalne, leży w dolnym tarasie Doliny Odry. Rzędne powierzchni działki przed wzniesieniem nasypu z ubocznych produktów spalania wynosiły od 2,3 do 4,2 m n.p.m. Podmokłe tereny tarasu dolinnego odwadniane są poprzez odprowadzanie wody do kanału zbiorczego, usytuowanego wzdłuż granicy działki. Podłoże badanego terenu zbudowane jest z gruntów organicznych, które położone są na stopie piasków rzecznych. Warstwę gruntów organicznych tworzą torfy o miąższości około 3 metrów. Podłoże mineralne zbudowane jest z osadów rzecznych z piasków drobnych i średnich średniozagęszczonych. Zwierciadło wody gruntowej układa się na głębokości 0,5 ÷ 1,0 m pod powierzchnią terenu ze spadkiem w kierunku rzeki Regalicy. Warstwę wodonośną tworzą piaski, lecz woda zawarta jest również w warstwie torfowej.



Rys. 1. Przekrój geotechniczny podłoża na terenie poddanym wzmocnieniu w Radziszewie

### **3. Charakterystyka i zastosowanie ubocznych produktów spalania**

W Polsce potrzeby energetyczne zaspokajane są w około 75 % węglem kamiennym i brunatnym. Nieuniknioną konsekwencją wytwarzania energii w elektrowniach i elektrociepłowniach konwencjonalnych, opalanych węglem są tzw. uboczne produkty spalania (UPS), do których należą przede wszystkim popioły lotne i żużle. Popiół lotny jest to pozostałość po spaleniu węgla, zatrzymana w urządzeniach odpylających. Żużle (tzw. frakcje gruboziarniste) stanowią natomiast pozostałość po spaleniu węgla, opadającą na dno paleniska lub pozostającą na ruszcie i odprowadzaną na zewnątrz [2]. W roku 2004 wytworzono w Polsce 4,1 mln ton popiołów lotnych i 8,6 miliona ton mieszanin popiołowo-żużlowych składowanych w zbiornikach odstożnikowych. Dotychczas w Polsce składa się około 235 mln ton mieszanin popiołowo-żużlowych i 21 mln ton popiołów lotnych z węgla [9]. Tak duże ilości gromadzonych odpadów stanowią poważny problem dla energetyki i dla środowiska naturalnego. Zachodzi konieczność znalezienia miejsc do składowania, ponoszenia kosztów składowania odpadów oraz kosztów związanych z budową i utrzymaniem składowiska (przeciwdziałanie pyleniu popiołów, monitoring składowiska). W 2004 roku zagospodarowano w Polsce około 58,6 % ubocznych produktów spalania. Uboczne produkty spalania wykorzystywane są w przemyśle budowlanym i górnictwie między innymi jako dodatki do betonów, w drogownictwie (przy budowie nasypów drogowych z wykorzystaniem mieszanki popiołowo-żużlowej), jako surowiec do produkcji cementu, do wypełniania pustek i szybów górniczych [10]. Do 2005 roku wykorzystywano w Polsce popioły do rekultywacji kopalń odkrywkowych, kamieniołomów i wyrobisk. Stosując przyjętą w geotechnice charakterystykę, należy odpady paleniskowe zaliczać do piasków pylastych i pyłów piaszczystych. Poniżej podano przykładowe parametry popiołów z Elektrowni Dolna Odra, wyznaczone w Katedrze Geotechniki Politechniki Szczecińskiej: kąt tarcia wewnętrznego  $30\div 36^\circ$ , kohezja  $5,5\div 14,3$  kPa, gęstość objętościowa  $1,16\div 1,54$  g/cm<sup>3</sup>, gęstość właściwa  $2,16$  g/cm<sup>3</sup>, odczyn pH 9,6, wilgotność optymalna 28 %, maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego  $1,21$  g/cm<sup>3</sup>, wilgotność naturalna popiołów wynosi od  $24\div 33$  %, współczynnik filtracji próbki po zagęszczeniu  $0,24$  m/dobę [1]. Pamiętać należy o tym, że skład granulometryczny i fizyczne właściwości UPS zależą od rodzaju węgla, sposobu spalania, miejsca pobrania, sposobu transportu, strefy składowania na składowisku. Popioły lotne znajdujące się na składowisku Elektrowni "Dolna Odra" zostały przebadane pod kątem stężenia naturalnych izotopów

promieniotwórczych i spełniają one wymagania określone w instrukcji ITB nr 234 "Wytyczne badania promieniotwórczości naturalnej surowców i materiałów budowlanych". Jedynie w nielicznych próbach przekraczana była wartość współczynnika  $fI$ , która osiągnęła wartość 1,11 przy dopuszczalnej wartości dla budownictwa mieszkaniowego 1,0 [1]. Stopień promieniotwórczości popiołów pozwala stosować je szeroko w budownictwie oraz składować na powierzchni ziemi.

## 4. Opis konsolidacji torfu

Konsolidacja jest procesem równoczesnego zmniejszania zawartości wody i objętości porów w gruncie po zaistnieniu przyrostu naprężenia. Najbardziej rozpowszechniona jest teoria konsolidacji gruntów mineralnych opracowana przez Terzagiego, zgodnie z którą zmiana wysokości kolumny gruntu w czasie i w wyniku przyłożonego obciążenia jest możliwa wyłącznie kosztem zmniejszenia wolnych przestrzeni. Wysokość danej kolumny gruntu zmienia się na tyle szybko, na ile woda jest w stanie odpłynąć z obciążonej warstwy. Zmiany ciśnienia porowego w czasie  $t$  oraz z głębokością  $z$  przedstawia równanie różniczkowe konsolidacji, opisane zgodnie z teorią Terzagiego.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k \cdot (1 + e_0)}{\gamma_w \cdot a} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1)$$

$$s = \int_0^z \frac{\sigma - u(z, t)}{E} dz \quad (2)$$

Posługując się zależnością (2), możemy obliczyć osiadanie próbki gruntu uwzględniając w gruntach słabo przepuszczalnych powolne zmiany ciśnienia porowego. Zgodnie z założeniami teorii Terzagiego parametry do opisu osiadania w takim wypadku: moduł ściśliwości i współczynnik filtracji są stałe i niezmiennie w czasie.

Na podstawie badań edometrycznych osiadania gruntu organicznego, przeprowadzonych w Laboratorium Katedry Geotechniki Politechniki Szczecińskiej, Meyer opracował empiryczny model osiadania gruntów organicznych, wykorzystując bazę równania krzywej nazywanej krzywą

elementarną opisaną w postaci (3), dla której w laboratorium niezbędne jest określenie trzech parametrów  $D$ ,  $p$ ,  $\alpha$  [3,4,5,6,]. Parametr  $s_\infty$  jest docelowym osiadaniem uzyskanym dla czasu  $t = \infty$ .

$$s(t) = s_\infty \cdot [1 - \exp(-Dt^p - \alpha t)] \quad (3)$$

Związek (3) wymaga określenia parametrów tego równania w warunkach laboratoryjnych lub terenowych. W tym celu można się posłużyć różnymi metodami pozwalającymi wyznaczyć parametry  $D$ ,  $p$ ,  $\alpha$  w taki sposób, żeby uzyskać jak najwierniejszy obraz osiadania pomierzonego. Spełnienie tego warunku jest możliwe, gdy porówna się osiadanie pomierzone w laboratorium z osiadaniem obliczonym według równania (3), opisanego takimi parametrami, które spełnią kryterium minimum funkcji opisanej w postaci:

$$f(s_\infty, D, p, \alpha) = \sum [s(t)^{pom} - s(t)^{obl}]^2 \quad (4)$$

gdzie:

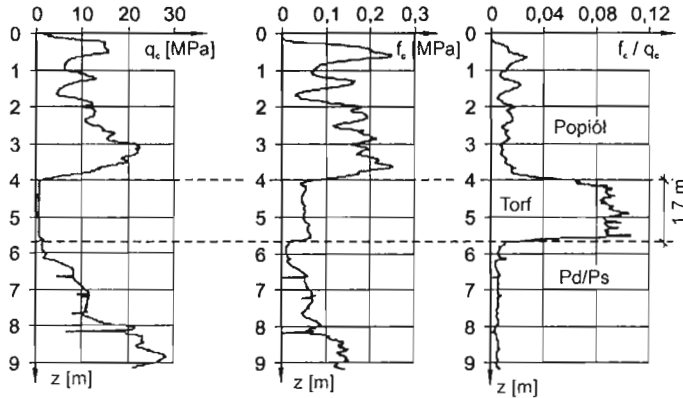
$s(t)^{pom}$  – wartość osiadania pomierzonego w laboratorium,

$s(t)^{obl}$  – wartość osiadania obliczonego na podstawie równania (3).

Najwierniejsze obrazy uzyskujemy dla przebiegu osiadania, gdy funkcja (4) spełnia minimum. Analiza zachowania funkcji (4) we wcześniejszych pracach [7, 8] potwierdziła słuszność takiego założenia.

## **5. Badania laboratoryjne i polowe**

Badania terenowe przeprowadzili pracownicy Katedry Geotechniki Politechniki Szczecińskiej w miejscowości Radziszewo, na terenie, który w roku 2002 został poddany makroniwelacji popiołożuzłami. Badania przeprowadzane były przy współudziale studentów odbywających ćwiczenia terenowe z mechaniki gruntów i fundamentowania. Do badań terenowych użyto, między innymi, sondy wciskanej CPT. Sondą wykonano badanie podłoża gruntowego przed usypaniem nasypu budowlanego o miąższości 2,4 metrów w roku 2002. Następnie badania przeprowadzono po wykonaniu nasypu z popiołożuzli w roku 2003, 2004 i 2005.

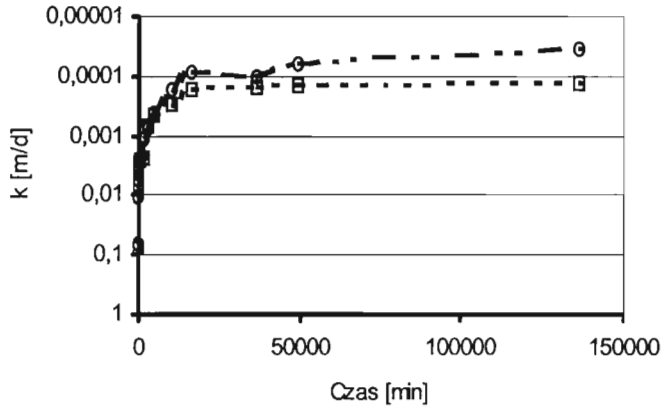


**Rys. 2.** Wykresy otrzymane z badania CPT w okolicach środka obszaru badań, (lato 2005 roku)

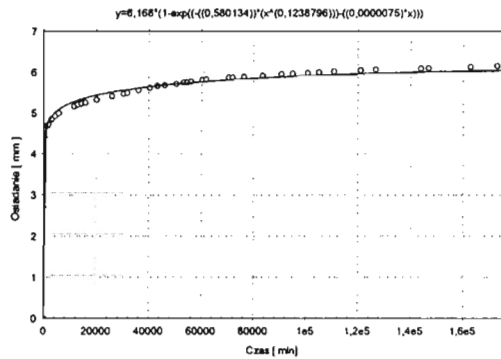
W czasie badań terenowych pobrano próbki torfu z głębokości 1 metra; obciążono je wstępnie w edometrach obciążeniem 12,5 kPa, następnie przyłożono dodatkowe obciążenie 50 kPa. Badanie ścisłości w edometrach prowadzono przez okres 4 miesięcy. Podczas badania ścisłości gruntu organicznego przeprowadzono badanie współczynnika filtracji  $k$  w odpowiednio dostosowanych edometrach. Wilgotność badanego torfu wynosiła  $w = 153\%$ , a zawartość części organicznych wyznaczona metodą prażenia  $I_{om} = 36,8\%$ .

Z uwagi na rozmiary obszaru działki założono, że pod nasypem z popiołozużli konsolidacja może odbywać się tylko w kierunku pionowym i przy przyjęciu założenia, iż warstwa gruntu organicznego zmniejsza swą wysokość równomiernie na całej powierzchni. Konsolidację tę przyjęto jako jednowymiarową; odpowiada ona warunkom osiadania próbki gruntu w edometrze.

Dla znanego osiadania końcowego próbki torfu w edometrze  $s_k = 6,168$  mm, wyniki badań pozwoliły na statystyczne obliczenie parametrów  $D$ ,  $p$ ,  $a$  ( $D = 0,58$ ,  $p = 0,124$ ,  $a = 7,5 \cdot 10^{-7}$ ). Po okresie dwóch lat od obciążenia nasypem z popiołozużli warstwy gruntu organicznego o miąższości początkowej 2,4 metra pomierzono osiadanie  $s = 0,7$  m. Osiadanie to przyporządkowano osiadaniu próbki gruntu w edometrze 5,61 mm, której wysokość początkowa wynosiła 19,228 mm. Po dwóch latach obciążenia nasypem stopień konsolidacji wynosi około 90 %, odpowiada to okresowi 3600 minut obciążenia próbki gruntu w edometrze.



Rys. 3. Zmiana współczynnika filtracji podczas obciążania próbek torfu w etometrach - w zakresie obciążeń 12,5-62,5 kPa



Rys. 4. Wykres osiadań pomierzonych i obliczonych według funkcji  $s(t) = s_{\infty} \cdot [1 - \exp(-D \cdot t^p - \alpha \cdot t)]$  dla torfu po obciążeniu  $\Delta\sigma = 50$  [kPa], wysokość próbki gruntu przed obciążeniem 19,228 mm

## 6. Wnioski

1. W pracy przedstawiono wyniki badań prowadzonych na terenie, na którym grunty organiczne zostały wzmocnione poprzez warstwę nasypową wykonaną z popiołów i żużli pochodzących z Elektrowni Dolna Odra SA.
2. W analizie osiadania 2,4 m warstwy torfu, poddanej równomiernemu obciążeniu  $q = 50$  kPa, wykorzystano pomiary terenowe oraz wyniki badań laboratoryjnych prowadzonych w edometrach na próbkach gruntu pobranych z terenu przed zrealizowanym obciążeniem. Prowadzone badania trwały 4 miesiące.
3. Do analizy osiadania wykorzystano opracowany w Katedrze Geotechniki model osiadania gruntu organicznego, oparty na empirycznym związku między osiadczeniem, obciążeniem a czasem realizacji tego obciążenia na danej kolumnie gruntu organicznego.
4. Od momentu wbudowania nad warstwą torfów i namulów około 4 metrowej warstwy popiołów i żużli upłynęło 3 lata. Na podstawie otrzymanych wyników stwierdzono, że warstwa torfów i namulów pod warstwą popiołów i żużli w chwili wykonania pomiarów latem 2005 roku osiągnęła 90 % wartość osiadania docelowego.
5. Podczas prowadzonych badań wykonano badanie współczynnika filtracji, zgodnie z przeprowadzonymi badaniami w miarę upływu czasu, zmniejszania się porowatości gruntu pod obciążeniem obserwujemy zmiany współczynnika filtracji. Prędkość przepływu wody przez próbkę gruntu zmniejszyła się 1000 krotnie. Na początku wyznaczono współczynnik filtracji próbki gruntu bez obciążenia uzyskano wartość  $k = 0,065$  m/dobę. Przed przystąpieniem do prac związanych z obciążaniem warstwy gruntów organicznych został wyznaczony współczynnik filtracji i wynosił on  $k = 0,052$  m/dobę.



## Literatura

- [1] Coufal R., Szczygielski T.: *Gospodarcze wykorzystanie w budownictwie ubocznych produktów spalania węgla kamiennego w elektrowniach*. VI Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna, Energetyka Polska w aspekcie integracji z Unią Europejską - Popioły z energetyki. Licheń Stary 13-15 października 1999, wyd. BIG sp z o.o. Szczecin, 1999.
- [2] Kuckowski J., Laudyn D., Przekwas M.: *Energetyka a ochrona środowiska*, WNT Warszawa, 1997.
- [3] Meyer Z.: *Advances in Modelling of Peat Consolidation vol. 3*, Szczecin, 2000.
- [4] Meyer Z.: *Empirical model of peat consolidation*. International Workshop Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behaviour of Peat, Delft, 1993.
- [5] Meyer Z.: *Empiryczny model konsolidacji torfów*. Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Szczecińskiej. Szczecin, 1988.
- [6] Meyer Z.: *Uproszczony model jednoosiowej konsolidacji torfów*. Geotechnika VII. Prace Naukowe Politechniki Szczecińskiej, nr 451. Szczecin, 1991.
- [7] Meyer Z., Bednarek R.: *Skala czasu w empirycznym modelu gruntu organicznego*. Regionalne problemy ochrony środowiska w ujściu Odry. X Seminarium naukowe. Szczecin, 2002.
- [8] Meyer Z., Bednarek R.: *Wpływ czasu zakończenia badania osiadania na wartość parametrów empirycznego modelu gruntu słabego* XI Seminarium naukowe. Międzyzdroje, 2003.
- [9] *Rocznik Statystyczny Rzeczypospolitej Polskiej 2004*. wyd. Główny Urząd Statystyczny
- [10] Vale J., Feuerborn H. J. *Zastosowanie popiołów lotnych w Europie do produkcji betonów – charakterystyka, normalizacja, uzdatnianie, i certyfikacja*, Popioły z energetyki, Sopot 12-14 października 2005. wyd. Ekotech sp.z o.o., Szczecin, 2005.



## THE FOUNDATION OF EMBANKMENT ON ORGANIC SOIL IN A LOCALITY RADZISZEWO

**Summary:** In most often cases it becomes the necessary to found the buildings on the weak soils with a big compressibility and low initial strenght. For this kind of soils belong muds and peats. The construction of embankments required to use a special method to improve of subgrade during to raise a buildings. One of the effective method is the consolidation of subgrade by consolidation. In the elaborate, the analisis of consolidation of organic soil with thickness 2-4 metres covered by ash embenkment with thickness 4 metre with area 3 hectare in a locality Radziszewo, has been shown.

### Oznaczenia

$u$  – ciśnienie porowe,  
 $k$  – współczynnik filtracji,  
 $e_0$  – współczynnik porowatości początkowej,  
 $a$  – współczynnik ściśliwości,  
 $\gamma_w$  – gęstość wody.  
 $D, p, \alpha$  - są parametrami równania,  
 $s_\infty$  - określa osiadanie docelowe,  
 $t$  – czas.

*Adam Bolt<sup>1</sup>, Angelika Duszyńska<sup>2</sup>, Monika Piotrowska<sup>3</sup>*

## Zmiany parametrów fizycznych i mechanicznych geowłóknin na skutek wbudowania w nasyp

**Streszczenie:** Omówiono badania nad cechami fizycznymi (masa powierzchniowa i grubość pod obciążeniem) oraz wytrzymałościowymi (rozciąganie metodą szerokich próbek i opór na przebicie metodą CBR), wykonane na fabrycznie nowych próbkach czterech geowłóknin oraz próbkach odzyskanych z nasypu. Przedstawiono szczegółową analizę zmian parametrów geowłóknin na skutek wbudowania w konstrukcję ziemną.

### 1. Wstęp

Podstawowym zadaniem geowłókniny pełniącej funkcje separacyjno-ochronne jest zapobieganie mieszanemu się odmiennych gruntów i (lub) innych materiałów. Geowłókniny stanowią również zabezpieczenie przed lokalnymi uszkodzeniami mechanicznymi (przebiciem, przetarciem, przecięciem) innych geosyntetyków, głównie geomembran, na składowiskach odpadów.

Geowłókniny stosowane w ww. funkcjach powinny charakteryzować się wysoką odpornością na czynniki chemiczne oraz uszkodzenia mechaniczne, zarówno podczas instalacji jak i eksploatacji konstrukcji ziemnych.

---

<sup>1</sup> dr hab. inż., prof. PG, Politechnika Gdańska

<sup>2</sup> dr inż., Politechnika Gdańska

<sup>3</sup> mgr inż., Politechnika Gdańska

## 2. Badane geowłókniny – próbki kontrolne i odzyskane

Badaniom poddano cztery geowłókniny separacyjno-ochronne, cechujące się zwartą, trójwymiarową strukturą i wysoką zdolnością drenującą. Zostały one wytworzone z włókien ciągłych z 100% polipropylenu, stabilizowanego przeciw promieniowaniu UV, w procesie igłowania i mechanicznego wzmacniania. Geowłókniny A, B, C i D różnią się parametrami fizycznymi i wytrzymałościowymi.

Badania przeprowadzano na próbkach kontrolnych – fabrycznie nowych oraz próbkach roboczych – pobranych z wyrobów wbudowanych w konstrukcję (odzyskanych). Próbek odzyskanych nie poddano procedurze czyszczenia zalecanej w normie [1], zastosowano jedynie oczyszczenie powierzchni wyrobu na sucho. Postępowanie takie miało na celu odwzorowanie rzeczywistych właściwości wyrobu w konstrukcji. W celu pozyskania próbek roboczych skonstruowano poletko doświadczalne [6], na którym, na istniejącym nasypie z piasku grubego i pospółki rozłożono geowłókniny, a następnie warstwę wierzchnią – melafir (kruszywo ostrokrawędziste). Poletko doświadczalne przez okres trzech miesięcy poddawano obciążeniom eksploatacyjnym podczas budowy dużego węzła drogowego. Następnie geowłókniny odkopano i przewieziono do Laboratorium Geotechniki PG.

## 3. Badanie masy powierzchniowej

Wartością nominalną masy powierzchniowej materiału geotekstylnego (lub pokrewnego) jest średnia z pomiarów masy 100 cm<sup>2</sup> materiału, oznaczana na podstawie dokładnego ważenia i mierzenia kwadratowych próbek. Badanie masy geowłóknin przeprowadzono, zgodnie z [2], na 10 próbkach kontrolnych i odzyskanych. Wyniki zestawiono w tabeli 1.

**Tabela 1.** Zestawienie wyników badania masy powierzchniowej

Geowłókniny	Masa powierzchniowa			Przyrost masy po wbudowaniu [%]
	wg producenta	próbki kontrolne	próbki odzyskane	
	[g/cm <sup>2</sup> ]	[g/cm <sup>2</sup> ]	[g/cm <sup>2</sup> ]	
A	500,00	508,15	717,36	41,2
B	800,00	825,07	874,57	6,0
C	1 000,00	1 077,68	1 217,38	13,0
D	1 240,00	1 283,13	1 374,63	7,1

Wbudowanie geowłókniny w konstrukcję ziemną zwiększa masę powierzchniową tej geowłókniny na skutek wnikania cząstek gruntu w strukturę wyrobu. Największy wzrost masy zanotowano dla geowłókniny A (ponad 41%), charakteryzującej się najniższymi parametrami fizycznymi i wytrzymałościowymi. Pozostałe badane geowłókniny wykazały wzrost masy powierzchniowej po wbudowaniu od 6% do 13%.

#### 4. Grubość pod obciążeniem

Zgodnie z [3], grubość wyrobu geotekstylnego (lub pokrewnego) jest to odległość pomiędzy płytką podstawy, na której leży badana próbka, a powierzchnią kontaktową równoległej stopki dociskowej wywierającej ustalony nacisk na próbkę. Badanie grubości geowłóknin przeprowadzono przykładając trzy stopnie obciążenia: 2 kPa, 20 kPa i 200 kPa. Grubość wyznaczano na 10 kwadratowych próbkach (o wymiarach 100 x 100 [mm]) każdej geowłókniny - przed wbudowaniem i po wbudowaniu.

Zestawienie wyników badań grubości pod obciążeniem próbek kontrolnych i odzyskanych (tab. 2) wskazuje, że wbudowanie geowłóknin w nasyp ziemny wywarło negatywny wpływ na ten parametr. Na skutek obciążeń jakim poddano próbki podczas ich instalacji a następnie eksploatacji nasypu, na którym znajdowało się poletko doświadczalne, grubość próbek odzyskanych ulega znacznej redukcji od ~18% do ~52%. Największą zmianę po wbudowaniu wykazała, podobnie jak w badaniu masy, geowłóknina A, której grubość pod obciążeniem 2 kPa zmniejszyła się o 36,27%, a pod obciążeniem 200 kPa aż o 51,61%. Najmniejszą zmianę grubości zaobserwowano w przypadku geowłóknin C (przy obciążeniu 2 kPa – zmiana grubości o 18%, przy obciążeniu 200 kPa – zmiana grubości ~31%).

**Tabela 2.** Zestawienie wyników badań grubości pod obciążeniem

Geowłóknina	Grubość [mm]								
	wg producenta			próbki kontrolne			próbki odzyskane		
	2 [kPa]	20 [kPa]	200 [kPa]	2 [kPa]	20 [kPa]	200 [kPa]	2 [kPa]	20 [kPa]	200 [kPa]
A	4,00	3,00	2,00	3,97	3,28	2,17	2,53	2,25	1,05
B	6,00	4,80	3,10	6,03	5,16	3,44	4,20	3,75	1,98
C	7,20	6,00	4,00	7,19	6,51	4,52	5,89	5,30	3,11
D	8,30	7,00	4,80	8,02	7,44	5,27	6,01	5,54	3,51

## 5. Wytrzymałość na rozciąganie metodą szerokich próbek

Badanie wytrzymałości na rozciąganie metodą szerokich próbek przeprowadzono zgodnie z [4]. Badanie odbywało się przy prędkości odkształcenia 20% na minutę i przy sile działającej wzdłużnie względem próbki - aż do momentu jej zerwania. Badanie przeprowadzono na 10 próbkach każdej geowłókniny, przed wbudowaniem i po wbudowaniu, dla obydwu kierunków - wzdłuż kierunku produkcji oraz w poprzek).

Tabela 3. Zestawienie wyników badań metodą szerokich próbek

Geowłóknina	Próbki kontrolne				Próbki odzyskane			
	$\sigma_{wzdłuż}$	$\epsilon_{wzdłuż}$	$\sigma_{poprzek}$	$\epsilon_{poprzek}$	$\sigma_{wzdłuż}$	$\epsilon_{wzdłuż}$	$\sigma_{poprzek}$	$\epsilon_{poprzek}$
	[kN/m]	[%]	[kN/m]	[%]	[kN/m]	[%]	[kN/m]	[%]
A	32,85	93,05	40,41	91,16	32,89	80,98	39,17	78,57
B	43,21	99,83	49,95	76,39	45,42	84,85	51,23	59,57
C	66,38	111,82	67,21	108,85	67,41	97,50	63,70	93,42
D	81,13	121,28	79,94	116,58	79,97	111,10	76,61	99,19

$\sigma_{wzdłuż}$ ,  $\sigma_{poprzek}$  – wytrzymałość na rozciąganie metodą szerokich próbek - odpowiednio w kierunku produkcji oraz w kierunku poprzecznym do kierunku produkcji,

$\epsilon_{wzdłuż}$ ,  $\epsilon_{poprzek}$  – odkształcenie przy zerwaniu materiału w próbie rozciągania - odpowiednio w kierunku produkcji oraz w kierunku poprzecznym do kierunku produkcji

Przedstawione zestawienie wyników badania na rozciąganie (tab. 3) wskazuje, że wbudowanie wyrobu w konstrukcję ma duży wpływ na zdolność jego wydłużenia. Cząstki gruntu wnikaące w strukturę geosyntetyku znacząco usztywniają wyrób. Wydłużenie przy zerwaniu podczas rozciągania w kierunku produkcji geowłókniny, na skutek wbudowania w konstrukcję nasypu, zmniejszyło się od 7% do 18% w stosunku do badanych próbek kontrolnych; wydłużenie w kierunku poprzecznym zmniejszyło się od 3% do 22%.

Wytrzymałość na rozciąganie, zarówno w kierunku produkcji jak i w poprzek, dla próbek odzyskanych uległa nieznacznej zmianie (-5% ÷ +5%) w stosunku do próbek kontrolnych. Ze względu na niewielkie różnice w wynikach wytrzymałości na rozciąganie w kierunku produkcji i w kierunku poprzecznym do kierunku produkcji, wyniki te do celów dalszej analizy uśredniono.

Największą wytrzymałością charakteryzują się geowłókniny o największej masie powierzchniowej; ulegają one jednocześnie największemu wydłużeniu.

## 6. Przebiecie statyczne metodą CBR

Odporność geosyntetyku na przebiecie metodą CBR przeprowadzono zgodnie z [5]. Próbkę geosyntetyku poddano stopniowemu obciążaniu, przy użyciu specjalnego cylindrycznego trzpienia, aż do jej przebiecia. Badanie przeprowadzono w aparacie CBR, z pustym cylindrem o średnicy 150 mm. Próbkę o wymiarach 250 x 250 mm zamocowano pomiędzy dwoma stalowymi zaciskami. Stalowy trzpień o średnicy 50mm i wysokości 80 mm wciskano w próbkę z prędkością 50 mm/min. Badanie przeprowadzono dla 10 próbek kontrolnych i odzyskanych każdej geowłókniny. Wynikiem badania jest wartość siły przebijającej oraz odpowiadająca jej wartość przemieszczenia trzpienia. Wartości przedstawiono w tabeli 4.

**Tabela 4.** Zestawienie wyników badań na przebiecie metodą CBR

Geowłóknina	Próbki kontrolne		Próbki odzyskane	
	$F_{sr}$ [N]	$L_{sr}$ [mm]	$F_{sr}$ [N]	$L_{sr}$ [mm]
A	5 832	63,16	5 584	57,98
B	8 537	63,48	7 769	56,98
C	10 139	70,40	10 104	62,64
D	12 670	68,35	11 489	61,67

$F_{sr}$  – średnia siła przebijająca,  $L_{sr}$  – średnie przemieszczenie trzpienia podczas przebiecia

Na podstawie analizy wyników badań CBR stwierdzono, że wbudowanie oraz praca geowłóknin w konstrukcji ziemnej wpływa negatywnie, zarówno na jej odporność na przebiecie jak i na zdolność odkształcenia. Siła potrzebna do przebiecia próbek odzyskanych maleje od 5,4 do 9,4 % (wyroby A, B i D) w stosunku do próbek kontrolnych; tendencji tej nie zachowują próbki geowłókniny C, dla których siła zmalała jedynie o 0,97%.

Podobnie jak w badaniu na rozciąganie, podczas próby CBR stwierdzono, że wnikanie cząstek gruntu w strukturę geosyntetyku wbudowanego w konstrukcję, redukuje zdolność odkształcenia badanych geowłóknin. Przemieszczenie trzpienia podczas przebiecia próbek odzyskanych zmniejszyło się od 8,3 do 11,7% w stosunku do przemieszczenia podczas badania próbek kontrolnych.

## 7. Analiza wyników badań

Na podstawie wyników badań wytrzymałościowych stwierdzono, że zarówno wytrzymałość na rozciąganie metodą szerokich próbek jak i wartość odporności na przebicie statyczne metodą CBR dla geowłóknin po wbudowaniu zmniejszają się, w porównaniu z wartościami otrzymanymi dla materiałów przed wbudowaniem. W tabeli 5 przedstawiono procentową zmianę tych wartości.

**Tabela 5.** Procentowa zmiana parametrów wytrzymałościowych

Zmiana parametrów	Geowłóknina A	Geowłóknina B	Geowłóknina C	Geowłóknina D
$\Delta\sigma$ [%]	3,94	2,12	4,20	4,83
$\Delta F$ [%]	13,74	15,06	16,15	10,53

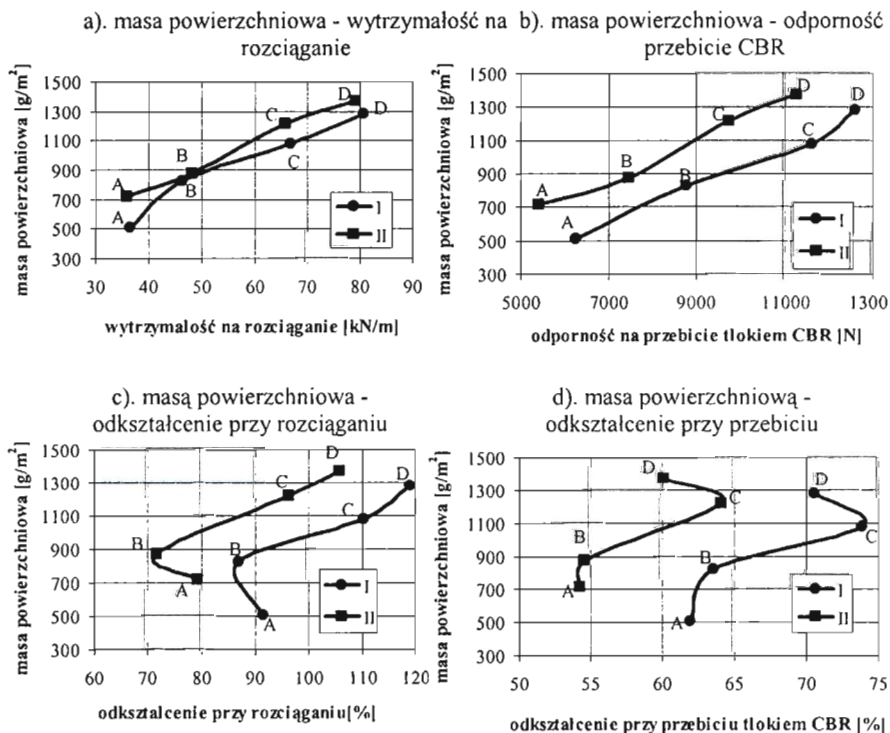
gdzie:  $\Delta\sigma$  – procentowy spadek wytrzymałości na rozciąganie – przed wbudowaniem i po wbudowaniu,

$\Delta F$  – procentowy spadek siły przebijającej – przed wbudowaniem i po wbudowaniu.

Zmiana wytrzymałości na rozciąganie ( $\Delta\sigma$ ) jest stosunkowo niewielka w porównaniu ze zmianą odporności na przebicie ( $\Delta F$ ), nie osiąga nawet 5%, natomiast wartość  $\Delta F$  wykazuje bardzo duże zmiany (nawet 16% w przypadku geowłókniny C). Zaobserwowano, że  $\Delta\sigma$  wzrasta wraz ze wzrostem wartości parametrów fizycznych materiałów (masa powierzchniowa i grubość). Tendencji tej nie zachowuje geowłóknina B - niska wartość  $\Delta\sigma$  dla tego wyrobu może wynikać z jego odmiennej, mniej zwartej struktury. Geowłókninę B charakteryzuje również najmniejszy przyrost masy powierzchniowej po wbudowaniu w nasyp - najmniej kruszywa pozostało wewnątrz wyrobu.

Dla geowłóknin A, B i C spadek odporności na przebicie  $\Delta F$  zwiększa się wraz ze wzrostem wartości parametrów fizycznych. Natomiast geowłóknina D, która charakteryzuje się najwyższymi parametrami wytrzymałościowymi, po wbudowaniu wykazuje najmniejszą zmianę wartości  $\Delta F$  (10,5 %).

Wraz ze wzrostem masy powierzchniowej wyrobów wzrasta ich wytrzymałość na rozciąganie i przebicie statyczne (rys. 1a i 1b). Pomijając wyniki badania geowłókniny B (dla której wzrost masy powierzchniowej po wbudowaniu wyniósł zaledwie 6%), można przyjąć, że krzywe przed wbudowaniem (I) i po wbudowaniu (II) są równoległe.



Rys. 1 Zmiana zależności cech wytrzymałościowych od masy powierzchniowej przed wbudowaniem (krzywa I) i po wbudowaniu (krzywa II).

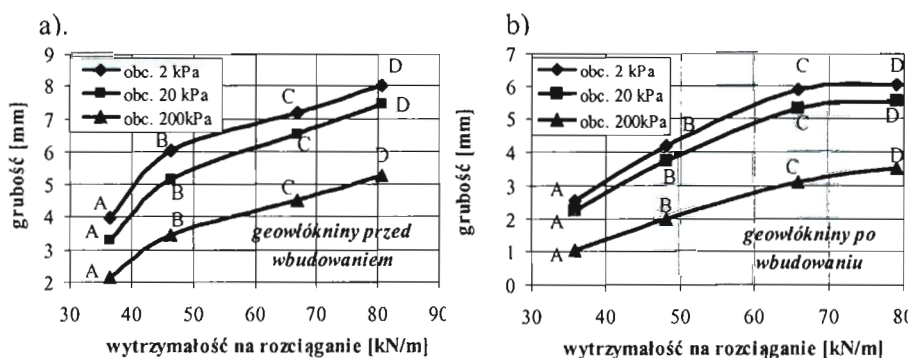
Geowłóknina B zachowuje się odmiennie od pozostałych materiałów. Zarówno jej wytrzymałość na rozciąganie jak (rys. 1a) i odkształcenie przy rozciąganiu (rys. 1c) odbiegają od pozostałych. Materiał ten zarówno przed wbudowaniem jak i po wbudowaniu zachowuje się bardzo podobnie. Geowłóknina B charakteryzuje się strukturą mniej zwartą niż pozostałe materiały, co może być główną przyczyną otrzymania takich wyników. Masa powierzchniowa geowłókniny B po wbudowaniu jest mniejsza, gdyż kolmatacja tego wyrobu jest mniejsza w porównaniu z kolmatacją pozostałych badanych wyrobów.

Na rysunku 1b można zauważyć, że krzywa I w punkcie B wykazuje spadek. Przyczyną tego jest również niewielki wzrost wartości masy powierzchniowej po wbudowaniu, natomiast parametr  $\Delta F$  nie odbiega od pozostałych, dlatego krzywe I i II mają kształt podobny.

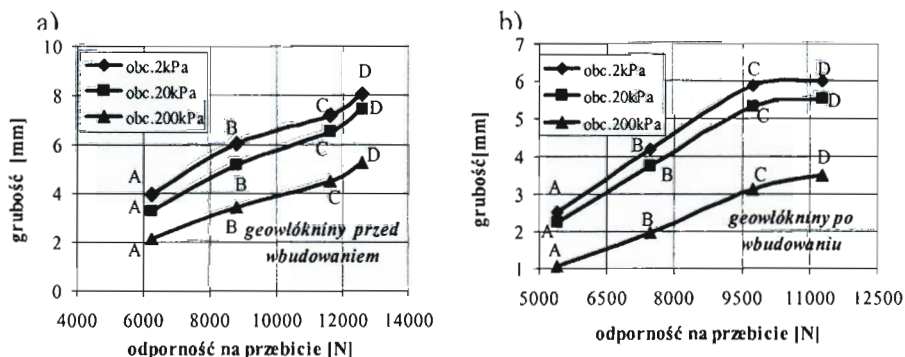
Na wykresie 1c, na których przedstawiono zmianę odkształcenia przy rozciąganiu w funkcji masy powierzchniowej, oraz na wykresie 1d, na którym



przedstawiono zmianę odkształcenia przy przebiciu CBR w funkcji masy powierzchniowej, obydwie krzywe (I i II) są do siebie prawie równoległe. Na obu wykresach (1c i 1d) punkt A na krzywej II odbiega znacząco od pozostałych, ma to związek z dużym (kilkukrotnie większym niż w przypadku pozostałych wyrobów) wzrostem masy powierzchniowej geowłókniny A po wbudowaniu. Dla geowłókniny C (rys. 1d) odkształcenie przy przebiciu zwiększa się znacznie - aż o 10% w porównaniu z geowłókniną B (która ma niższe parametry fizyczne i mechaniczne). Dla wyrobu D odkształcenie spada o około 4% w porównaniu z materiałem C.



Rys. 2. Zależność pomiędzy grubością pod obciążeniem a wytrzymałością na rozciąganie, dla geowłóknin przed wbudowaniem i po wbudowaniu



Rys. 3. Zależność pomiędzy grubością pod obciążeniem a wytrzymałością na przebicie, dla geowłóknin przed wbudowaniem i po wbudowaniu.

Analizując zmianę zależności pomiędzy grubością pod obciążeniem a wytrzymałością na rozciąganie (rys. 2) oraz zależności pomiędzy grubością

a wytrzymałością na przebicie (rys. 3), dla geowłóknin przed wbudowaniem i po wbudowaniu, zauważono, że krzywe na poszczególnych wykresach są do siebie równoległe dla wszystkich trzech stopni obciążenia; zmieniają się jedynie odległości między krzywymi. Stwierdzono, że krzywe dla próbek kontrolnych, przedstawione na rysunkach 2a i 3a, są cały czas rosnące, natomiast na wykresach dla próbek odzyskanych (rys. 2b i 3b) krzywe rosną do punktu C, a następnie linia łącząca punkty C z D jest prawie pozioma (szczególnie wyraźnie widać to w badaniach pod obciążeniem 2 i 20 kPa).

## 8. Podsumowanie

Po szczegółowej analizie badania cech fizycznych i wytrzymałościowych geowłóknin fabrycznie nowych i tych samych wyrobów wydobytych z poletka doświadczalnego po trzymiesięcznej eksploatacji, sformułowano następujące wnioski:

1. Na skutek wnikania cząstek gruntu w wolne przestrzenie, po wbudowaniu wyrobu, masa powierzchniowa geowłóknin ulega zwiększeniu (szczególnie w wypadku materiałów o małej masie powierzchniowej).
2. Grubość geowłóknin zmniejsza się znacznie po ich wbudowaniu (największy spadek wartości zanotowano podczas badania pod obciążeniem 200 kPa), co należy uwzględnić przy projektowaniu konstrukcji, dla których ten parametr odgrywa istotną rolę (funkcja drenażowa).
3. Wytrzymałość materiału na rozciąganie, wzdłuż i w poprzek kierunku produkcji, dla próbek odzyskanych, w porównaniu z próbkami kontrolnymi, nieznacznie się zmniejszyła (2 ÷ 5%).
4. Wytrzymałość na przebicie metodą CBR dla próbek odzyskanych, w porównaniu z próbkami kontrolnymi, znacznie się zmniejszyła – o 14 ÷ 16% dla geowłóknin A, B, C i o 10,5% w przypadku geowłókniny D o najwyższych parametrach fizycznych i wytrzymałościowych.
5. W przypadku badanych geowłóknin zdolność wydłużenia podczas rozciągania, podobnie jak podczas przebicia statycznego metodą CBR, uległa, na skutek wnikania cząstek gruntu w geowłókninę, zdecydowanej redukcji po wbudowaniu wyrobów w konstrukcję.

## Literatura

- [1] PN-EN 963:1999 *Geotekstylia i wyroby pokrewne – Pobieranie i przygotowanie próbek do badań*
- [2] PN-EN 965:1999 *Geotekstylia i wyroby pokrewne – Wyznaczanie masy powierzchniowej*
- [3] PN-EN 964-1:1999 *Geotekstylia i wyroby pokrewne – Wyznaczanie grubości przy określonych naciskach – Warstwy pojedyncze*
- [4] PN-ISO 10319:1996 *Geotekstylia – Badanie wytrzymałości na rozciąganie metodą szerokich próbek*
- [5] PN-EN ISO 12236:1998 *Geotekstylia i wyroby pokrewne – Badanie CBR dla geotekstyliów i wyrobów pokrewnych*
- [6] Piotrowska M.: *Wpływ rodzaju podłoża na uszkodzenia mechaniczne geowłóknin*, XIV Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej, Białystok-Augustów, 2006.

Artykuł opracowano na Wydziale Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej w ramach projektu badawczego nr 4 T07 E 044 28, „Wpływ podatności podłoża na uszkodzenia mechaniczne w trakcie instalacji geosyntetyków pełniących funkcje separacyjno – ochronne”.

## CHANGES OF PHYSICAL AND MECHANICAL PARAMETERS OF NON-WOVEN GEOTEXTILES AS THE RESULT OF INSTALATION IN EMBANKMENT

**Summary:** In this paper tests of physical and mechanical parameters of non-woven geotextiles, which performed function of protection and separation in earth structures, are presented. The tests of mass per unit area, thickness under loads, tensile strength by wide-width method and static puncture resistance by CBR method were performed for four non-woven geotextile products, for standard samples and samples extracted from the road embankment. Changes of physical and mechanical parameters of non-woven geotextiles as a result of installation in embankment are discussed in details.

*Aleksandra Borecka<sup>1</sup>, Janusz Herzig<sup>2</sup>, Robert Kaczmarczyk<sup>2</sup>, Henryk Woźniak<sup>2</sup>*

## **Właściwości fizykomechaniczne wybranych gruntów spoistych ze zboczy wyrobiska KWB „Bełchatów”**

**Streszczenie:** Praca zawiera wyniki badań laboratoryjnych nad parametrami fizykomechanicznymi słabych i na ogół zaburzonych strukturalnie gruntów ilastych ze zboczy stałych nadkładu złoża KWB „Bełchatów”. Szczególną uwagę poświęcono oznaczaniu wytrzymałości resztkowej jako parametru miarodajnego w ocenie wytrzymałości na powierzchniach osłabień, spękań i zlustrowań. Otrzymane wyniki wskazują, że przeprowadzane badania mają istotne znaczenie dla prawidłowej oceny stateczności istniejących zboczy oraz dla projektowania skarp wyrobiska eksploatacyjnego.

### **1. Wprowadzenie**

Od wielu lat w Kopalni Węgla Brunatnego „Bełchatów” rejestruje się wiele procesów osuwiskowych, zachodzących zarówno na zboczach stałych jak i eksploatacyjnych wyrobiska odkrywkowego. Jedną z istotnych przyczyn tego zjawiska jest obecność powierzchni osłabień strukturalnych występujących w obrębie nadkładu złoża, które można przypisać zarówno ruchom natury geologicznej (tektonika, diagenеза, kompакcja), jak również ruchom natury technologicznej (odprężenie górotworu).

Dla rozwiązywania praktycznych zagadnień dotyczących stateczności niezbędne jest zatem oznaczenie wytrzymałości resztkowej, która charakteryzuje opór ścinania gruntu wzdłuż powierzchni osłabienia.

---

<sup>1</sup> mgr inż., Akademia Górniczo-Hutnicza

<sup>2</sup> dr inż., Akademia Górniczo-Hutnicza

Właściwe rozpoznanie cech geotechnicznych masywu gruntowego ma istotne znaczenie przy ocenie stateczności zboczy i jest niezbędne przy projektowaniu kolejnych poziomów wyrobiska eksploatacyjnego.

W pracy, opierając się na wynikach badań wytrzymałości pierwotnej (maksymalnej) i resztkowej, dokonano oceny stopnia zmian wartości parametrów wytrzymałościowych na powierzchniach nieciągłości, w tym również na powierzchniach, które uległy zawadnieniu, w stosunku do wartości parametrów gruntów nienaruszonych.

## 2. Charakterystyka materiału badawczego

Materiał badawczy stanowiły trzeciorzędowe grunty ilaste, pobrane ze stałych zboczy wyrobiska KWB „Bełchatów”. Pobranie prób odbywało się w pięciu wskazanych przez kopalnię rejonach badawczych i obejmowało słabe pod względem wytrzymałościowym i na ogół zaburzone strukturalnie warstwy gruntów, w obrębie których, lub też na kontakcie z którymi, zarejestrowano występowanie powierzchni osuwiskowych lub przewiduje się realne zagrożenie ich wystąpienia (tab.1).

Tabela 1. Ogólna charakterystyka rejonów poboru prób gruntowych

<i>Rejon poboru prób</i>	<i>Opis miejsca poboru prób gruntowych</i>
<i>Rejon I</i>	VIII piętro gómicze w przedziale rzędnych +30/+17,7m npm, poziom przenośnika B.801 – przeszło 180. Jest to strefa zaburzeń osadów kenozoicznych w rejonie bloku paleozoicznego
<i>Rejon II</i>	VII piętro gómicze w przedziale rzędnych +67/+41m npm, skarpa stała zbocza północnego, rejon stacji napędowej B.701. Jest to strefa uskokowa północnego uskoku brzeżnego nr 3 (UNB nr 3)
<i>Rejon III</i>	VII piętro gómicze w przedziale rzędnych +65/+45m npm, rejon IV pochylni transportowej, platforma pod przenośnik B.71/2. Jest to strefa uskokowa UNB nr 3, rejon zagrożeń XIII/N
<i>Rejon IV</i>	Skarpa stała południowa w przedziale rzędnych 23/-5m npm – rejon zagrożeń XII/S. Jest to strefa zejścia do rowu II-rzędu
<i>Rejon V</i>	II piętro gómicze w przedziale rzędnych +175/147 m npm, rejon zagrożeń XVI/S, jest to strefa zaburzeń osadów kenozoicznych na brzegu południowej rynny erozyjnej

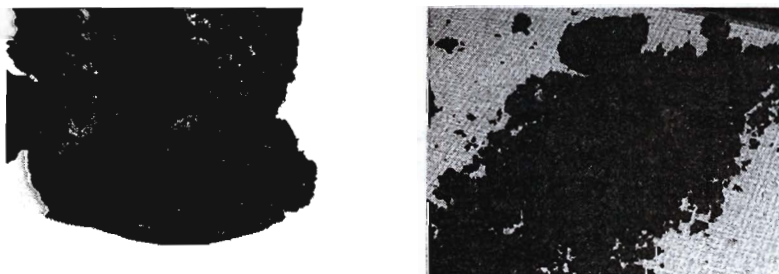
Poboru prób dokonano na świeżo odkrytych odsłonięciach, po wcześniejszym usunięciu kilkudziesięciocentymetrowej warstwy gruntu, co pozwoliło wyeliminować grunty o zmienionej wilgotności i konsystencji w wyniku oddziaływania czynników atmosferycznych.

W każdym rejonie badań pobrano duże, kilkudziesięciocentymetrowe monolity gruntów, z których następnie wycinano próbki do badań laboratoryjnych. W rejonach: pierwszym, drugim i czwartym pobrano po dwie grupy prób, z utworów zróżnicowanych pod względem rodzaju, wykształcenia lub struktury gruntu, a w rejonach: trzecim i piątym - po jednej grupie prób. Pozwoliło to oznaczyć parametry fizykomechanicznych dla ośmiu różnych warstw geotechnicznych.

### **REJON I**

Pierwszą grupę próbek reprezentowały łyły barwy szaro-zielonej występujące w zwartym, niekiedy półzwartym stanie konsystencji, w obrębie których zaobserwowano występowanie kawałków węgla. W miejscach spękań miały one bardzo charakterystyczny dla zlustrowań tektonicznych połysk. Dodatkową cechą charakterystyczną była ich podatność na wietrzenie objawiająca się zmianą barwy z zielonej na brązową.

Drugą grupę stanowiły ciemnoszare łyły w twaroplastycznym stanie konsystencji. Charakteryzowały się one bardzo dużą „łupliwością”. Po dłuższym czasie „leżakowania”, w wyniku odprężenia następowały w nich nieodwracalne zmiany strukturalne w postaci bardzo gęstej sieci spękań (złuszczeń), prowadzące do rozpadu materiału badawczego na drobniejsze kawałki (rys.1). Z tej przyczyny badanie tych próbek przeprowadzono na materiale gruntowym o naruszonej strukturze.



**Rys. 1.** Struktura iłłów przed rozpadem i po rozpadzie



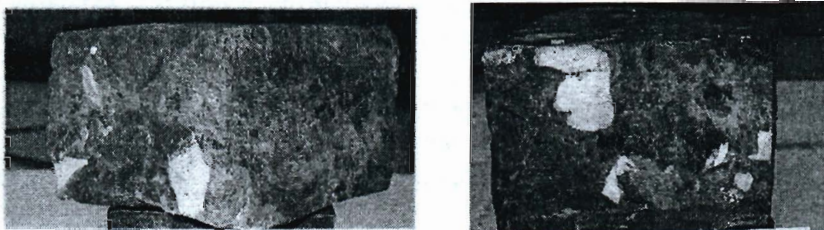
## **REJON II**

Pierwszą grupę próbek stanowiły szarobrunatne ily kompleksu ilasto-węglowego, w obrębie których stwierdzono występowanie kilku kilkunastomilimetrowych nieregularnych gniazd i soczewek glin piaszczystych i piasków gliniastych. Utwory te występowały w półzwartym stanie konsystencji i pocięte były siecią drobnych szczelin i zlustrowań tektonicznych.

Pobrano również mułowce, barwy ciemnoszarej, najczęściej w stanie półzwartym, z gęstą siecią spękań o charakterystycznych powierzchniach zlustrowań tektonicznych.

## **REJON III**

Próbki do badań laboratoryjnych wycięto z silnie zlustrowanych ciemnozielonych ilów z okruchami wapieni (rys. 2). Najczęściej występowały one w półzwartym, niekiedy twaroplastycznym stanie konsystencji. Charakteryzowały się dobrze widocznymi powierzchniami podzielności i łupliwości, tworzącymi wyraźne strefy zlustrowań tektonicznych i wyraźną podatnością na wietrzenie.



Rys. 2. Wykształcenie strukturalne ilów z rejonu III

## **REJON IV**

Z rejonu IV pobrano dwie grupy próbek. Pierwszą stanowiły ily zawęglone, barwy brunatnej w zwartym stanie konsystencji, z cienkimi wkładkami węgla brunatnego.

Drugą grupę pobrano z zawęglonych ilów, o barwie brązowej, występujących w twaroplastycznym, sporadycznie plastycznym stanie konsystencji. Podobnie jak poprzednio, zaobserwowano obecność bardzo drobnych kawałków węgla.

## **REJON V**

Próbki szarzielonych ilów pobrane z tego rejonu badań cechowały się występowaniem bardzo gęstej sieci spękań i zlustrowań, łatwo też ulegały kruszeniu i były silnie zbrekcejonowane (rys.3). Obecność licznych powierzchni oddzielności może też sprzyjać w ich obrębie względnie dużej infiltracji wód opadowych.



Rys. 3. Wykształcenie strukturalne ilów z rejonu V

### 3. Zakres i metoda badań laboratoryjnych

Celem badań laboratoryjnych była charakterystyka wytrzymałościowa wytypowanych gruntów ilastych, występujących w nadkładzie złoża węgla brunatnego KWB „Bełchatów”, które ze względu na swoje niskie parametry wytrzymałościowe i silne zaburzenia strukturalne stanowią potencjalne zagrożenie dla rozwoju ruchów osuwiskowych. Zakres badań obejmował oznaczenie wytrzymałości pierwotnej i resztkowej oraz wytrzymałości po zawodnieniu powstałej powierzchni ścicia (poślizgu). Taki schemat badań pozwolił szerzej przeanalizować wyniki oraz podjąć próby odwzorowania, zachowania się badanych gruntów w warunkach naturalnych.

Wytrzymałość pierwotna ( $\tau_p$ ), odpowiada maksymalnej wytrzymałości na powierzchni nieciągłości w masywie gruntowym, przed jego ewentualnym naruszeniem na skutek prowadzonych prac górniczych lub ruchów tektonicznych. Wytrzymałość resztkowa ( $\tau_r$ ), wskazuje na wytrzymałość po naruszeniu pierwotnego kontaktu w wyniku przemieszczenia się gruntu wzdłuż powierzchni nieciągłości. Natomiast badania wytrzymałości po zawodnieniu powierzchni ścicia ( $\tau_{r(w)}$ ) określają wytrzymałość, jaką mogą wykazywać grunty przy wzroście wilgotności w strefie osłabienia w wyniku oddziaływania czynników atmosferycznych.

Ogółem przebadano 40 próbek o wymiarach 8 x 8 cm i wysokości 4 ÷ 5 cm, z czego 5 próbek uformowano sztucznie (próbki o naruszonej strukturze), co wynikało z rozpadu materiału gruntowego poddanego badaniu (il z rejonu I).

Badanie wytrzymałości na ścinanie przeprowadzono w aparacie bezpośredniego ścinania typu AB-2a, przy szybkości przesuwu karetki równej 0,1 mm/min. Próbki umieszczano w karetkę, zgodnie z ich orientacją w warunkach „in



situ”. Przed ścinaniem próbki wstępnie konsolidowano pod obciążeniem 300 kPa przez około 4 godziny w celu stabilizacji ciśnienia porowego gruntu. Obciążenie normalne dla kolejno ścinanych próbek wynosiło: 100, 150, 200, 250 lub 300 kPa. Ścinanie prowadzono, aż do osiągnięcia przez próbkę odkształcenia około 10%. Po zakończeniu ścinania pierwotnego karetkę aparatu cofano do położenia początkowego i próbkę ścinano po raz kolejny, powtarzając tę czynność 4 -5 razy, aż do ustalenia się oporów na ścinanie, czyli aż do osiągnięcia przez próbkę wytrzymałości resztkowej (rezydualnej), ( $\tau_r$ ). Po zdjęciu obciążenia próbkę zalewano wodą tak, aby doprowadzić do zawodnienia powstałej powierzchni ścięcia (poślizgu), i - po odczekaniu co najmniej 8 godzin - ścinano.

Wartości parametrów fizycznych badanych prób zestawiono w tabeli 2, a otrzymane wyniki badań wytrzymałościowych w tabeli 3 i zobrazowano graficznie za pomocą prostych wytrzymałościowych na rys.4.

## **4. Analiza wyników badań**

Wszystkie grunty ilaste pobrane z pięciu różnych rejonów odkrywki KWB „Bełchatów” charakteryzowały się niskimi wartościami stopnia plastyczności i pozostawały głównie w półzwartym lub twaroplastycznym stanie konsystencji, sporadycznie w stanie zwartym (tab.2).

Uzyskane wyniki badań wytrzymałości pierwotnej były względnie wysokie, lecz typowe dla gruntów ilastych, występujących w tych stanach konsystencji. Najniższe wartości parametrów oporu ścinania uzyskano dla ciemnoszarego iltu z rejonu I (tab.3). Ma to związek ze zniszczeniem jego pierwotnej struktury w wyniku odprężenia, a uzyskane wyniki „pierwotnej” spójności i kąta tarcia wewnętrznego są znacznie zaniżone w stosunku do ich rzeczywistych wielkości.

Z analizy prostych wytrzymałościowych wynika, że wytrzymałość resztkowa (wytrzymałość na wytworzonych powierzchniach ścięcia) jest zdecydowanie niższa od wytrzymałości pierwotnej, przy czym spadek ten jest niemal wyłącznie wynikiem spadku spójności. Spójność na wytworzonych powierzchniach nieciągłości była na ogół 2-3-krotnie, a dla przypadku gruntów o konsystencji zwartej nawet 10-krotnie niższa od spójności próbek nienaruszonych. Zawodnienie powierzchni ścięcia powodowało dalszy spadek wytrzymałości, chociaż w dwóch przypadkach nastąpił wzrost spójności.

Tabela 2. Wyniki oznaczeń parametrów fizycznych

Miejsce poboru próbek / Numer próby	Średnia wilgotność naturalna $w_{nśr}$ [%]	Granica plastyczności $w_p$ [%]	Granica płynności $w_L$ [%]	Wskaźnik plastyczności $I_p$ [%]	Stopień plastyczności $I_L$ [-]	Gęstość objętościowa $\rho$ [Mg/m <sup>3</sup> ]	
Rejon I	(1)	33,26	42,95	88,27	45,22	-0,21	1,92
	(2)	40,03	40,01	94,95	54,94	0,01	1,83* 1,89
Rejon II	(3)	19,92	16,55	44,82	28,27	0,14	2,16
	(4)	29,77	39,72	82,78	43,06	-0,23	1,96
Rejon III (5)	41,42	54,85	274,2	218,38	-0,06	1,86	
Rejon IV	(6)	30,75	36,41	68,82	32,41	-0,08	1,54** 1,76
	(7)	40,93	39,05	95,18	56,13	0,03	1,84
Rejon V (8)	37,48	35,71	96,18	60,47	0,03	1,53	

\* próbka o naruszonej strukturze, \*\* grunt ilasty silnie zawęglony

Dla liczbowej oceny zmniejszenia wytrzymałości na ścinanie wykorzystano wskaźniki: A.W. Bishopa ( $I_B$ ), [1] i R. Haefeli'ego ( $\lambda_B$ ), [2]:

$$I_B = \frac{\tau_f - \tau_r}{\tau_f}, [-] \quad (1)$$

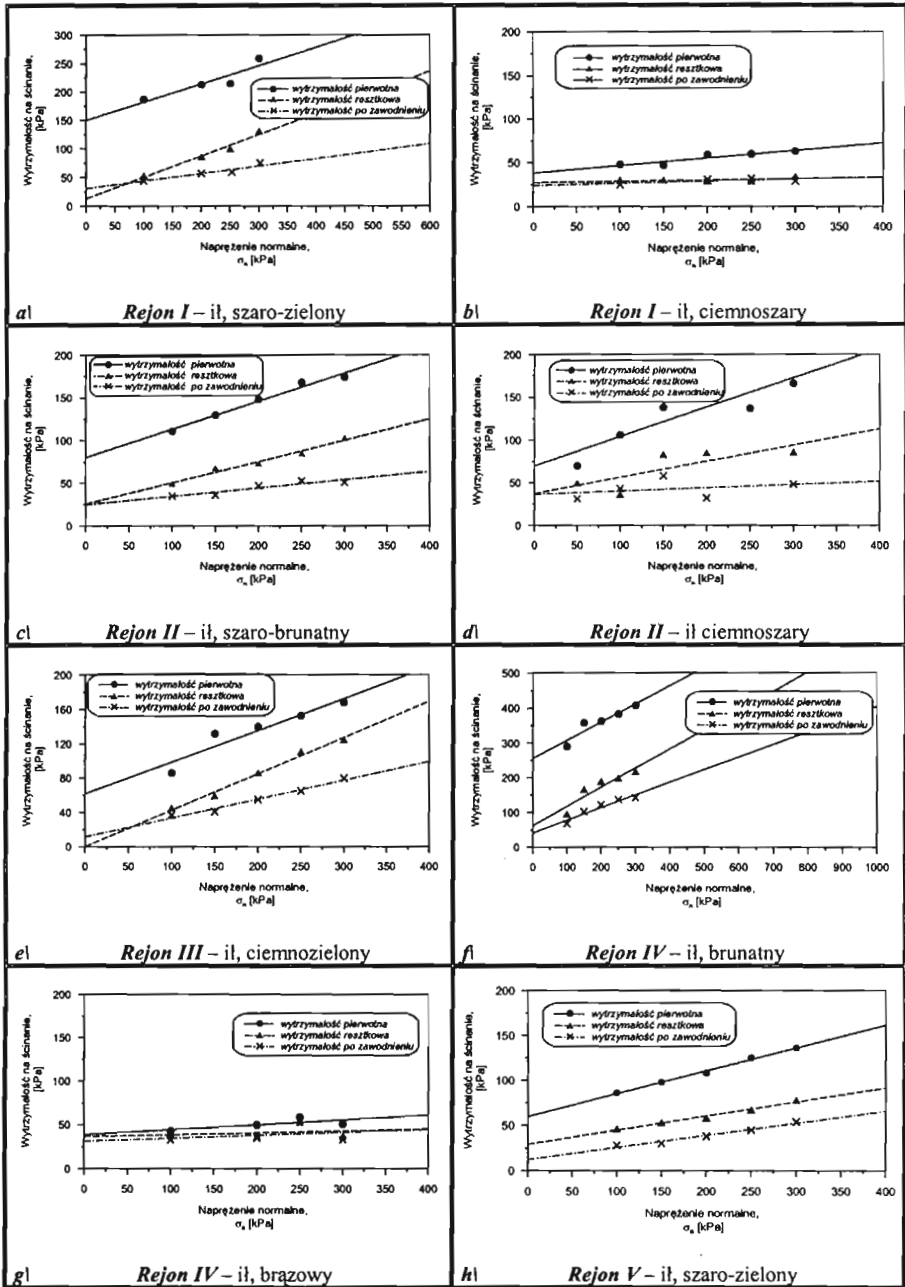
$$\lambda_R = \frac{\tau_r}{\tau_f} = 1 - I_B, [-] \quad (2)$$

Tabela 3. Zestawienie parametrów wytrzymałości pierwotnej, resztkowej i po zawodnieniu powierzchni osłabienia

Miejsce poboru próbek / Numer próby	Kąt tarcia wewnętrzznego, [°]			Spójność, [kPa]			
	pierwotny	resztkowy	po zawodnieniu	pierwotna	resztkowa	po zawodnieniu	
	$\phi_u$	$\phi_r$	$\phi_{r(w)}$	$c_u$	$c_r$	$c_{r(w)}$	
Rejon I	(1)	17,8	20,5	7,4	150,3	13,1	31,0
	(2)	4,9	0,8	1,4	38,2	27,6	24,0
Rejon II	(3)	18,1	14,0	5,6	80,6	25,6	24,8
	(4)	18,9	10,7	2,2	70,3	37,3	36,2
Rejon III (5)		20,3	22,8	12,4	60,8	0,5	11,6
Rejon IV	(6)	27,3	28,1	18,9	256,0	62,6	41,6
	(7)	3,2	1,3	1,9	39,0	36,5	31,5
Rejon V (8)		14,3	8,8	7,4	58,9	29,2	12,2

Wskaźnik Bishopa (*brittleness index* – wskaźnik kruchego zniszczenia) określa procent o jaki zmniejszyła się wytrzymałość powstająca wskutek postępującego zniszczenia w gruncie. Wskaźnik Haefelięgo (*residual coefficient* – wskaźnik resztkowej wytrzymałości) wskazuje natomiast na to, jaki procent wytrzymałości maksymalnej ( $\tau_f$ ) stanowi wytrzymałość resztkowa ( $\tau_r$ ) lub wytrzymałość po zawodnieniu powstałej powierzchni poślizgu ( $\tau_{r(w)}$ ). Otrzymane wartości wskaźników zależą od charakteru powierzchni nieciągłości, rodzaju oraz stanu konsystencji gruntu w wytworzonej strefie osłabienia oraz od wartości naprężenia normalnego.

Wartości wskaźnika zmniejszenia wytrzymałości na ścinanie dla poszczególnych wartości naprężenia normalnego zestawiono w tabeli 4.



Rys. 4. Wyniki badania wytrzymałości na ścinanie gruntów pobranych z poszczególnych rejonów badawczych



Tabela 4. Zestawienie wartości wskaźnika Bishopa i Haefeliego wybranych gruntów ilastych przed zawodnieniem i po zawodnieniu powierzchni osłabienia

Miejsce poboru próbek / Numer próby	Napężenie normalne, $\sigma_n$ [kPa]						Średni wskaźnik Bishopa $I_{Bsr}$ [%]	Średni wskaźnik Haefeli'ego $\square_{Bsr}$ [%]	
	50	100	150	200	250	300			
	Wskaźnik kruchego zniszczenia Bishopa, $I_D$ [%]								
Rejon I	(1)		71,7		59,6	53,5	49,4	58,5	41,5
			76,5		73,2	69,8	64,6	71,0	29,0
	(2)		37,5	36,2	50,8	51,7	46,0	44,4	55,6
			48,0		47,5	46,7	54,0	49,0	51,0
Rejon II	(3)		55,9	47,7	50,7	49,4	40,8	48,9	51,1
			68,5	72,3	68,2	68,5	70,7	69,8	30,2
	(4)	30,0	59,4	39,9	48,2		48,2	45,1	54,9
			55,7	66,0	58,0	80,5		71,1	66,3
Rejon III	(5)		48,9	55,3	38,6	27,5	25,6	39,2	60,8
			57,0	68,7	61,7	57,5	52,4	59,3	40,7
Rejon IV	(6)		67,3	53,6	47,9	48,3	46,8	52,8	47,2
			76,6	71,2	66,4	64,2	65,2	68,7	31,3
	(7)		11,6		26,0	10,2	27,5	18,8	81,2
			23,3		30,0	11,0	35,3	24,7	75,3
Rejon V	(8)		46,5	45,9	46,3	46,4	42,7	46,6	53,4
			67,5	69,4	64,8	64,0	60,3	65,2	34,8
<b>UWAGI:</b>			przed zawodnieniem pow. ścienia				po zawodnieniu pow. ścienia		

Jak zaznaczono wyżej, w odniesieniu do dwóch grup prób (z rejonu I i rejonu III) zaobserwowano zjawisko częściowej odbudowy spójności (rys. 4a, 4e). W obu przypadkach w trakcie wielokrotnego ścinania wytworzyły się bardzo wyraźne powierzchnie poślizgu (oddzielności), w obrębie których - po zawodnieniu - dochodziło do uplastyczniania się materiału ilastego, co doprowadzało do niewielkiego, ale znaczącego wzrostu spójności wodnokoloidalnej.

W trakcie ścinania próbek z rejonu III dochodziło do pęknięcia i kruszenia materiału gruntowego wzdłuż tworzącej się powierzchni poślizgu. W obrębie

powierzchni osłabienia wytworzyła się strefa brekcji ilastej, która nabrała cech gruntu sypkiego, co doprowadzało do znacznego obniżenia spójności resztkowej, przy jednoczesnym wzroście resztkowego kąta tarcia wewnętrznego ( $c_r = 0,5 \text{ kPa}$  i  $\phi_r = 22,5^\circ$ ).

## 5. Wnioski i uwagi końcowe

Zaprezentowane w niniejszym artykule wyniki badania wytrzymałościowego gruntów ilastych z KWB „Bełchatów” pozwalają wysunąć następujące wnioski:

- Obecność powierzchni osłabienia (nieciągłości) w obrębie masywu gruntowego w znacznym stopniu obniża wytrzymałość masywu na ścinanie. Wytrzymałość resztkowa (wytrzymałość wzdłuż powierzchni osłabienia) stanowi bowiem około 40÷60% wytrzymałości maksymalnej. Po zawodnieniu wytworzonej powierzchni poślizgu następuje dalszy spadek oporów ścinania, a uzyskane wytrzymałości stanowią zaledwie 30÷40% wytrzymałości maksymalnej (wg wskaźnika Haefeliego).
- Na wytworzonych powierzchniach poślizgu, powstających w wyniku ruchów tektonicznych, glacijotektonicznych, poleosuwiskowych, a także w wyniku prac górniczych (odprężenie górotworu) utrzymywać się będzie zmniejszona spójność, przy stosunkowo niewielkiej zmianie kąta tarcia wewnętrznego. Uzyskane z badań laboratoryjnych wartości spójności wzdłuż powierzchni osłabienia są przeciętnie 3-5-krotnie razy niższe w stosunku do spójności masywu nienaruszonego.
- Otrzymane wyniki wskazują, że badania wytrzymałości resztkowej mają bardzo istotne znaczenie dla prawidłowej oceny stateczności istniejących zboczy i prawidłowego wymiarowania nowo projektowanych skarp. Autorzy z przykrością jednak stwierdzają, że w dokonywanych analizach stateczności zagadnienie to w zdecydowanej większości przypadków jest nadal niedoceniane i pomijane.

Praca została zrealizowana w ramach badań statutowych Katedry Geologii Inżynierskiej i Geotechniki Środowiska AGH, nr umowy 11.11.140.292.

## Literatura

- [1] Bishop A.W.: *Progressive failure – with special reference to the mechanism causing it*. Proc. Geot. Conf.Discussion, vol. 2, Oslo, 1967, 142-150,
- [2] Haefeli R.: *Creep and progressive failure in snow, soil rock and ice*. Proc. 6<sup>th</sup> Int.Conf.Soil Mech. and Found.Eng, Vol. 3, Montreal, 1965, 134-148,
- [3] Kaczmarczyk R.: Rozprawa doktorska, Kraków, 2004,
- [4] Kaczmarczyk R., Woźniak H., Borecka A.: *Wytrzymałość na ścinanie stref kontaktów warstw w górotworze złoża węgla brunatnego*.(niepubl.)
- [5] Kaczyński R.: *Badania wytrzymałości na ścinanie wybranych gruntów spoistych*. Mechanika gruntów w zastosowaniu, Warszawa, 1984, 203-232,
- [6] Rybicki St., Borecka A., Kaczmarczyk R.: *Badania parametrów fizyko-mechanicznych wybranych rodzajów gruntów w obszarze zboczy stałych wyrobiska górniczego KWB „Bełchatów”*. Stowarzyszenie Naukowe im. St. Staszica, Kraków, 2004, (niepubl.),
- [7] Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*. WKiŁ, Warszawa, 1982.

## PHISICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF COHESIVE SOILS FROM THE SLOPE OF THE WORKING IN THE BROWN COLE MINE „BEŁCHATÓW”

**Summary:** The paper comprises the results of laboratory investigations of physical and mechanical parameters of selected, weak and generally disturbed clay soils from the slopes of stable overlays of the Brow Coal Mine „ Belchatów”. Special attention was given to the denotation of the residual strength as a reliable parameter for the assessment of strength on the surfaces of weakenings and factures. The obtained results show that the conducted investigations are essential for the correct evaluation of stability of existing slopes and designing of the slopes of the exploitation working.

*Andrzej Drągowski<sup>1</sup>, Mariola Ptaszkiewicz<sup>2</sup>*

## **Wstępna ocena iłów warwowych okolic Warszawy jako geologicznych barier izolacyjnych**

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono wyniki badań nad zmiennością litologiczno-facialną i zasięgiem występowania iłów warwowych na terenie Mazowsza. Z uwagi na sąsiedztwo aglomeracji warszawskiej obszary występowania iłów warwowych są predysponowane jako miejsca lokalizowania składowisk odpadów na potencjalnie izolacyjnym podłożu. Możliwość wykorzystania jako sztucznych barier geologicznych iłów warwowych byłaby istotnym czynnikiem ograniczającym oddziaływanie składowisk na środowisko i znacznie obniżającym koszty składowania. Badania przeprowadzono dla iłów występujących w wybranych wyrobiskach: Marek, Zielonki i Wierzbicy. Zakres przeprowadzonych oznaczeń pozwolił wydzielić serię o zróżnicowanej przydatności iłów jako materiału do budowy barier izolacyjnych.

### **1. Wstęp**

Ilaste osady zastoiskowe występują powszechnie w północnej i centralnej części Polski, gdzie stanowią główną bazę surowca wykorzystywanego na potrzeby przemysłu ceramiki budowlanej. W całej Polsce znanych jest około 120 wystąpień iłów warwowych, w których prowadzono eksploatację tych osadów [14]. Eksploatacja utworów zastoiskowych na wysoką skalę została rozwinięta w pobliżu dużych aglomeracji miejskich, takich jak: Warszawa, Białystok, Gdańsk, Olsztyn, jak również w okolicach Kwidzyna, Ełku, Gniewu i w Łęborku. Ponadto surowce zastoiskowe eksploatowane są w województwach: wielkopolskim –

---

<sup>1</sup> prof. dr hab., Uniwersytet Warszawski

<sup>2</sup> mgr, Uniwersytet Warszawski





złożach osiąga różne wartości. Waha się ona od 1,0 do nawet kilkudziesięciu metrów; przeciętnie jednak wynosi od 5 do 10 metrów.

Obecnie większa część eksploatowanych wyrobisk jest nieczynna, bądź jest w stanie likwidacji. Do głównych przyczyn nieopłacalności wydobywania ilów warwowych na potrzeby przemysłu ceramiki budowlanej można zaliczyć: niewielkie zasoby złóż oraz niską jakość kopaliny w złożu. Najczęstszą przyczyną takiego stanu rzeczy jest występowanie niepożądanych składników, które pogarszają diametralnie parametry techniczne surowca do produkcji wyrobów ceramiki budowlanej. W złożach ilów warwowych składnikami tymi są: węgiel wapnia i frakcja piaszkowa, wykształcone najczęściej w postaci podrzędnych przewarstwień, wkładek, soczew, czy kongrecji. Na nierentowność prowadzenia wydobycia mogą wpłynąć również niekorzystne warunki eksploatacyjne; niewielka miąższość złoża przy znacznym rozprzestrzenieniu poziomym, płytkie występowanie poziomych wód gruntowych naporowych, czy znaczne wyczerpanie zasobów eksploatacyjnych.

Zaniechanie wykorzystywania złóż ilów warwowych jako surowca ceramicznego skłania do wyznaczania nowych kierunków badań i poszukiwania nowych możliwości zastosowania ilów w innych gałęziach przemysłu. Jednym z nowatorskich rozwiązań mogłaby się okazać możliwość wykorzystania złóż pozabilansowych ilów warwowych jako materiału mineralnego do tworzenia sztucznych przesłon izolacyjnych pod składowiska odpadów. Ze względu na stosunkowo dobre rozpoznanie podstawowych parametrów geologiczno-inżynierskich, w tym mających kluczowe znaczenie dla oceny właściwości izolacyjnych, można sądzić, iż istnieje taka możliwość.

## **2. Geneza złóż. Warunki sedymentacji**

Złoża ilów warwowych powstały w zbiornikach zastoiskowych tworzących się przed czołem lądolodu w wyniku permanentnego dostarczania materiału ze stagnującego lodowca, bądź poprzez dopływające do zbiornika rzeki. Materiał nanoszony do zbiornika osadzał się strefowo. Osad gruboziarnisty, jak piaski i żwiry, składowany był bliżej brzegu, a osad drobniejszy (pylasty i ilasty) w części centralnej zastoiska [19]. Ilość i charakter osadu oraz odstępy czasu, w którym dopływał materiał były zróżnicowane, co w konsekwencji doprowadziło do charakterystycznego warstwowania osadów. W wyniku badań nad utworami zastoiskowymi ustalono, że w okresach cieplejszych intensywniej dostarczany był materiał grubszy, tworzący warstewki jaśniejsze. Okresy chłodne wiązały się z mniej intensywnym wytapianiem lodowca i mniejszą energią wód

dopływających do zbiornika. W tych okresach składowany był materiał drobniejszy, tworzący warstewki ciemniejsze. Przymuszczalnie jedna para warstw (jasna i ciemna), tworząca warwę, wiąże się z jednorazowym dopływem materiału do zbiornika i uważa się, że powstała w ciągu roku. W warunkach spokojnej sedymentacji dostarczone porcje osadów ulegały rozfrakcjonowaniu. Materiał grubszy składowany był w czasie intensywniejszego wytapiania lodowca (okres letni), drobniejszy zaś wiąże się z fazami, gdy dopływ materiału był silnie ograniczony (okres jesień-zima). Powierzchnia zastoiska pokryta była wtedy grubą taflą lodu, a z toni wodnej wypadały tylko najdrobniejsze cząstki, które nie zdążyły sedymentować w porze letniej.

Różnice miąższości poszczególnych warw i warstewek są wynikiem wielu czynników i procesów; zależą one między innymi od ilości i charakteru dostarczanego materiału, położenia zbiornika sedymentacyjnego względem czoła lodowca oraz od nasilenia procesów erozyjno-deformacyjnych działających na grunty w warunkach peryglacjalnych..

Warstwy piaszczysto-pylaste zawdzięczają swą jaśniejszą barwę głównie procesom utleniania przy podwyższonych (letnich) temperaturach oraz przy swobodnym dopływie powietrza. Ich skład to głównie ziarna kwarcu i w mniejszej liczbie skaleni, węglanów przy niewielkiej zawartości domieszek materiału ilastego. Ciemne zabarwienie drobnoziarnistych warstewek to wynik beztlenowych warunków i niskiej temperatury. Składają się głównie z minerałów ilastych, związków żelaza i niewielkich ilości kwarcu. W związku ze słabo alkalicznym i obojętnym odczynem wód zbiorników zastoiskowych tworzyły się sprzyjające warunki dla powstawania przede wszystkim illitu. W warunkach tych powstawały również, w niewielkich ilościach, kaolinit, montmorillonit oraz tlenki i wodorotlenki żelaza. Szereg procesów diagenetycznych, takich jak nacisk nadległego materiału oraz dehydratacja sprzyjały intensywnemu zagęszczaniu osadu. Dochodziło wtedy równocześnie do krystalizacji węglanów z roztworu. Prawdopodobnie procesy diagenetyczne sprzyjały rozrostowi większych agregatów illitów, które to w głównej mierze budują cząstki ilaste ilów warwowych.

Facjalne i litologiczne zróżnicowanie między różnowiekowymi ilami warwowymi spowodowane jest odmiennymi warunkami sedymentacji i diagenety, jakie panowały w poszczególnych zbiornikach zastoiskowych. W małych zastoiskach w wyniku utrudnień w różnicowaniu się osadu w profilu pionowym powstawał osad bogaty zarówno we frakcję ilową jak i piaszkową. W dużych zbiornikach proces różnicowania się osadu na warstwy był bardziej wyrazisty. Podczas opadania osad ulegał stopniowej segregacji, co sprzyjało tworzeniu się warstwowania i przewarstwień jaśniejszego materiału piaszczysto-pylastego i ciemniejszego - pylasto-ilastego.

### **3. Iły warwowe okolic Warszawy**

Na obszarze Polski przykładem dużego złoża ilów zastoiskowych są osady tzw. „*zastoiska warszawskiego*”, utworzonego na linii kopalnych pradolin: toruńsko - eberswaldzkiej i warszawsko - berlińskiej, u schyłku zlodowacenia środkowopolskiego. Pierwsze wzmianki w literaturze o jego istnieniu pojawiły się już w 1893 roku w pracy G. Berendta. [18].

Jego wiek, geneza i zasięg były przedmiotem licznych dyskusji i rozpraw naukowych - między innymi prace: *Samsonowicza, Lewińskiego i Lencewicza* [15, 16, 17, 28]. Problemami tymi dość szczegółowo zajmował się S.Z. Różycki (1967, 1972), według którego zastoisko rozciągało się od prawego brzegu Wisły w Mochtach po okolice Góry Kalwarii oraz od Iłowa na zachodzie po Tuszcz na wschodzie. Jego powstanie datował Różycki na trzeci ze stadiałów Zlodowacenia Środkowopolskiego - stadiał Wkry [26, 27].

W świetle najnowszych badań podważa się istnienie „*zastoiska warszawskiego*” w granicach opisywanych przez Różyckiego [1, 2, 29]. Najnowsze poglądy na temat powstania osadów zastoiskowych w rejonie Warszawy opierają się na przypuszczeniach, że istniał nie jeden, lecz wiele zbiorników powstających w kolejnych etapach rozwoju i zaniku zlodowaceń Warty i Wisły na terenie Niżu Środkowopolskiego. Według Z. Sarnackiej przykładem takiego zbiornika było płytkie zastoisko utworzone w rejonie Marek, Zielonki, Kawęczyna i Międzyzlesia, którego najgłębsze partie przypadały na północną jego część – obszar zalegania złoża Zielonka, utworzonego najprawdopodobniej w okresie najmłodszego Zlodowacenia Wisły [29].

Największe udokumentowane złoża ilów warwowych na Mazowszu, następuje na dwóch obszarach; na zachód od Warszawy, rozprzestrzeniające się na terenie między Zaborowem i Sochaczewem, w obrębie tarasu erozyjnego (taras błoński), oraz tereny na wschód od Warszawy między Falenicą, Warszawą, Radzyminem i Dąbrówką (taras radzyński), reprezentowane przez poziom Radzymin-Marki oraz przez poziom błoński [3].

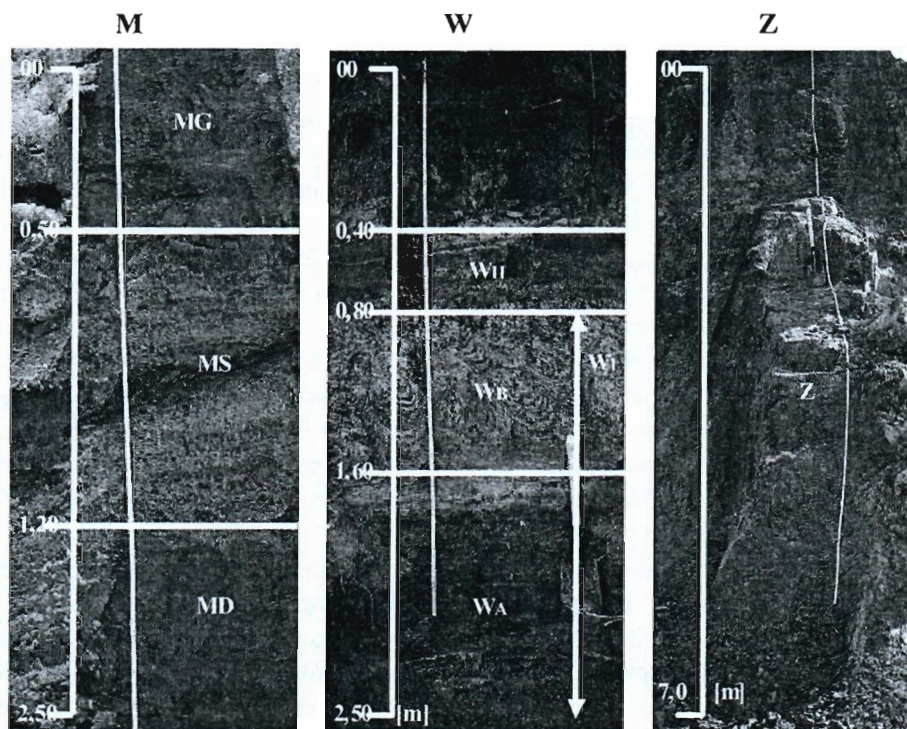
Utwory te w wielu miejscach występują bezpośrednio na powierzchni terenu, stanowiąc w licznych przypadkach bezpośrednie podłoże budowlane, lub miejscami pokryte są nadkładem o niewielkiej miąższości, maksymalnie do kilku metrów. Ich średnia miąższość jest szacowana na około 4 metry. W niektórych złożach wynosi ona 1-2 m, w innych natomiast osiąga kilkanaście, a nawet kilkadziesiąt metrów. Iły te, ze względu na typową sedymentację zastoiskową, charakteryzują się naprzemianległym warstwowaniem warstw ciemnych (ilastych) i warstw jasnych (pylastych). Osady zastoiskowe nie zawsze jednak wykazują typowe dla nich drobne warstwowanie. Spotyka się miejscami utwory niewątpliwie



pochodzenia zastoiskowego, które są bardzo słabo warstwowane lub niewarstwowane.

#### 4. Charakterystyka wybranych odsłonieć iłów warwowych z rejonu Warszawy

Dla stworzenia racjonalnej oceny nad perspektywicznością wykorzystania iłów warwowych jako naturalnego materiału do budowy sztucznych warstw izolacyjnych wytypowano wstępnie trzy złoża, z których pobrano do badań próbki gruntu - z każdego wyróżnionego makroskopowo kompleksu. Są to: nieczynne już dziś wyrobisko iłów warwowych na północ od Warszawy, w miejscowości Wierzbica koło Serocka, oraz dwa złoża z rejonu wschodniego: Marki i Zielonka.



Rys.2. Odsłonięcia iłów warwowych: **M** - Marki, **W** - Wierzbica i **Z** - Zielonka z zamieszczonym podziałem na kompleksy litologiczno-facialne: Kompleksy: Marki: MD - dolny, MS - środkowy, MG - górny, Wierzbica: WA - dolny, WB - środkowy (potraktowane łącznie jako kompleks WI), WII - górny.

## 4.1 Odślonięcie Wierzbica

Mięszczość ilów warwowych w Wierzbicy osiąga zmienne wartości od 2,0 do około 8m. Bezpośrednio pod utworami warwowymi zalegają utwory piaszczyste i żwiry fluwioglacjalne, które stanowią nieregularny poziom wodonośny o małym ciśnieniu 20 kPa. [3]. Nadkład o miąższości 1m tworzą piaski i żwiry oraz gliny morenowe, niekiedy glacitektonicznie zaburzone. Obserwacje terenowe przeprowadzono w wyrobisku o głębokości około 3,0m.

Pod 0,2-metrową warstwą gleby wyróżniono:

- kompleks dolny -  $W_I$  ( $W_A + W_B$ ), o łącznej miąższości około 1,50m, wykształcony w postaci wapnistych ilów warwowych, brunatno-żółtych o wyraźnie zaznaczających się warstewkach o grubości 1-3 cm. Wyróżniony kompleks dolny jest wyraźnie dwudzielny. W górnej partii kompleksu dolnego widoczne są struktury deformacyjne genezy peryglacjalnej tzw. inwolucje fałdowe. Miąższość tej strefy wynosi około 55 cm i została oznaczona na rys.2 symbolem  $W_B$ . Warstewki poniżej strefy zaburzonej zalegają idealnie poziomo. Nie widać żadnych zaburzeń i deformacji. Miąższość tej strefy wynosi około 1m. ( $W_A$ ). Skład granulometryczny i charakter osadu jest identyczny w obu strefach, dlatego też obie te warstwy na potrzeby niniejszego opracowania potraktowano łącznie jako jeden pakiet osadu.

Powyżej kompleksu dolnego wyróżniono niewielki:

- kompleks górny -  $W_{II}$ , o miąższości 0,4m, jest to odwapniony ił rdzawożółty o zatartym warstwowaniu. Ze względu na niewielką miąższość osad ten został pominięty na etapie badań laboratoryjnych.

## 4.2 Odślonięcie Zielonka

Seria ilów warwowych osiąga w Zielonce zmienną miąższość od 3 do ok.10m, co jest spowodowane w głównej mierze silnymi procesami erozyjnymi pre- lub post- sedimentacyjnymi [20]. Nawiercone bezpośrednio pod serią ilastą, piaszczysto-żwirowe osady rzeczne interglacjału eemskiego, osiągające w tym miejscu kilkadziesiąt metrów miąższości, jednoznacznie wskazują na powstanie serii ilastej w okresie zlodowacenia wiśły. Utwory te pokryte są niewielkim nadkładem o miąższości od 0,2 do 1,5 m piasków rzecznych, które w późniejszym okresie podlegały procesom eolicznym, czego efektem są liczne wały wydymowe i pola piasków przewianych, występujące w pobliżu złoża. Lokalnie w obrębie tych osadów obserwuje się występowanie wód o zwierciadle swobodnym.

Teren obecnie eksploatowanej odkrywki znajduje się w najdalej położonym na północny-wschód rejonie wyrobiska, tuż przy linii kolejowej Warszawa-Tłuszcz. W wytypowanym do badań profilu (rys.2) odsłaniających się utworów, pod zdjętym nadkładem o nieznannej miąższości, obserwowano jednostajną serię surowcową o łącznej miąższości około 7m. Odsłaniający się w tym miejscu kompleks osadów spoiстых składa się wyłącznie z wapnistych iłów o barwie zielonkawoszarej bez widocznej struktury warstwowej.

Miejscami widoczne są nieregularne, cienkie soczewki i przewarstwienia utworów pylistych o jaśniejszej jasnobeżowej barwie. Miąższość tych soczewek waha się w granicach 1-2 mm. Cała seria odsłaniających się utworów wykazuje nieznaczną wilgotność, co spowodowane jest w głównej mierze długo trwającą ekspozycją atmosferyczną świeżej powierzchni.

### **4.3 Odsłonięcie Marki**

Miąższość serii ilastej wynosi od 3 do 6m. Pod nią występują piaski fluwiogłacjalne z wkładkami żwirów o miąższości około 40m [20]. W utworach tych występuje zwierciadło wód naporowych o ciśnieniu 2 - 39 kPa. Nadkład stanowią zawodnione utwory piaszczyste, czasem lekko mułkowate, o miąższości do 3m. [3]

W wytypowanym do badań profilu (rys.2) wyróżniono trzy kompleksy.

- Kompleks dolny o miąższości około 1,0 m, stanowi wapnisty ił mułkowany szarobrazowy z rdzawymi smugami. Poszczególne warstewki ilaste i mułkowe mają miąższość 7-10 cm. W górę profilu obserwuje się stopniowy zanik warstwowania.
- Kompleks środkowy o miąższości 0,8m, tworzy wapnisty ił warwowy barwy szarobrazowej o 3-5 centymetrowych warstewkach. W górnej części tego kompleksu obserwuje się rdzawe smugi oraz stopniowy wzrost udziału warstewek mułkowych o jaśniejszej barwie.
- Kompleks górny o miąższości około 0,5 m, jest bezwapnisty ił mułkowany - szarobrazowy z rdzawymi smugami.

## **5. Dotychczasowe badania**

Utwory te stosunkowo skrupulatnie przebadali liczni badacze, i to w różnych aspektach, zarówno naukowych jak i aplikacyjnych. Szczegółowe badania



właściwości geologiczno-inżynierskich zostały wykonane w Instytucie Hydrogeologii i Geologii Inżynierskiej Uniwersytetu Warszawskiego, przez E. Myślińską [22, 24]. Warunkami sedimentacji i diagenety, jakie panowały w zbiorniku podczas i po etapie osadzania się tych utworów, zajmował się T. Merta. Analiza przydatności iłó zastoiskowych dla ceramiki budowlanej została wykonana przez T. Bojakowskiego [3]. Dotychczas brak jednak szczegółowych badań nad możliwością wykorzystania tych utworów jako materiału mineralnego do formowania sztucznych przesłó izolacyjnych. W literaturze można znaleźć jedynie drobne dokumentacje geologiczno-inżynierskie dotyczące składowania obojętnych odpadów, głównie popiołó z elektrocieplowni, w wyrobiskach po eksploatacji iłó warwowych. W nielicznych przypadkach wyrobiska takie zostały przekształcone na lokalne składowiska odpadów. Przykładem takiego lokalnego składowiska odpadów komunalnych jest niewielkie wysypisko w podwarszawskiej miejscowości Kobyłka.

## 6. Cechy naturalnych materiałów izolacyjnych

Do podstawowych zadań izolacji mineralnych należy przede wszystkim zapobieganie przenikaniu ze składowiska czy obszaru skażonego zanieczyszczeń w podłoże i do wóó gruntowych oraz wychwytywanie i zatrzymywanie szkodliwych związków chemicznych. Grunty wykorzystywane do budowy izolacji powinny charakteryzować się między innymi: dobrą szczelnością, statecznością, odkształcalnością i łatwością formowania, zdolnością do samouszczelnienia oraz odpornością na deformacje filtracyjne oraz związki chemiczne zawarte w odciekach [5, 7].

Podstawowe kryteria, jakie muszą spełniać grunty wykorzystywane do formowania warstw izolacyjnych zostały zawarte w Instrukcji ITB nr 337. [30].

Są to:

- zawartość cząstek ilastych nie mniejsza niż 20%;
- zawartość cząstek o średnicy mniejszej niż 0,05 mm, co najmniej 60%;
- brak frakcji grubszych: głazów, ziarn żwirowych;
- wskaźnik plastyczności nie mniejszy niż 20%;
- granica płynności nie mniejsza niż 30%;
- zawartość węglanu wapnia do 10%;
- zawartość substancji organicznej do 2%;
- współczynnik filtracji mniejszy niż  $10^{-9}$  m/s.

Do najważniejszych zalet przesłon mineralnych w stosunku do syntetycznych przesłon izolacyjnych, należy ich większa niezawodność w zatrzymywaniu zanieczyszczeń oraz wyższa odporność na lokalne przebicia hydrauliczne. Dla pełniejszej ochrony środowiska naturalnego przed przedostaniem się szkodliwych związków ze składowisk odpadów, zaleca się wykonywanie izolacji wielowarstwowych, tzw. uszczelnień geokompozytowych złożonych zarówno z materiału syntetycznego, jak i naturalnego – mineralnego [30]. Pojedyncza przesłona mineralna nie jest w stanie wyeliminować całkowicie wszystkich zanieczyszczeń z odcieku, bez względu jak jest miększa i jak wysokie posiada właściwości jonowymienne.

## **7. Wyniki badań**

Analizę przydatności ilów warwowych jako geologicznych barier izolacyjnych przeprowadzono w nawiązaniu do Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 24 marca 2003r. w sprawie szczegółowych wymagań dotyczących lokalizacji, budowy, eksploatacji i zamknięcia, jakim powinny odpowiadać poszczególne typy składowisk odpadów (Dz.U. Nr. 61.Poz.548 i 549). W pierwszym etapie prac laboratoryjnych oznaczono szereg podstawowych parametrów geologiczno-inżynierskich dla każdego z wytypowanych do badań kompleksów gruntowych: wartość wilgotności naturalnej, uziarnienie, granice konsystencji, zawartość części organicznych, zawartość węgla wapnia, wartość wilgotności optymalnej oraz współczynnik filtracji.

Pobrane próbki gruntu charakteryzowały się wilgotnością naturalną w zakresie od 19 do 37%. Najwyższe wartości wilgotności naturalnej posiadały próbki z Zielonki i Marek Dolnych, zawierające w swym składzie najwyższy odsetek frakcji ilowej, średnio 64 - 68%. Wszystkie badane kompleksy ilów wykazały wartość stopnia wilgotności Sr w zakresie od 57% do maksymalnie 92%.

Uzyskane wyniki badań potwierdzają, że wraz ze wzrostem frakcji ilowej wzrastają zdolności hydrofilne gruntów. Kompleksy Dolny (MD) i Środkowy (MS) z miejscowości Marki charakteryzowały się najwyższymi wartościami granicy płynności, rzędu 68 – 73%. Stan gruntu oznaczony metodą stożka został określony jako półzwały do twaroplastycznego. Na podstawie uzyskanych wyników badań konsystencji można przewidzieć duże problemy z uzyskiwaniem homogenicznego jednorodnego materiału mineralnego w wyniku rozdrabniania i mieszania pobranych partii gruntu. Już na tym etapie badań można przewidzieć konieczność sezonowania gruntu w pryzmach i jego dodatkowego nawilgacania,

tak aby podczas układania gruntu w warstwach mogły zostać spełnione wymagane warunki zagęszczenia i wilgotności formowania.

Fracje	MD		MS		MG		Z		W	
	zakres	średnia	zakres	średnia	zakres	średnia	zakres	średnia	zakres	średnia
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
$f_p$	1,3 - 4,0	2,0	2,60 - 15,90	11,0	28,5 - 36,4	32,0	1,2 - 3,6	2,0	11,10 - 14,70	12,0
$f_\pi$	31,8 - 36,2	34,0	26,8 - 38,20	32,0	39,90 - 41,80	41,0	28,7 - 31,6	30,0	33,0 - 47,9	38,0
$f_i$	62,5 - 66,8	64,0	59,2 - 63,5	56,0	22,2 - 25,4	24,0	64,8 - 70,2	68,0	48,8 - 51,3	50,0
Rodzaj gruntu	ił		ił		Gлина zwięzła		ił		ił	

**Rys. 3** Wyniki analiz areometrycznych badanych kompleksów gruntowych.

Kompleksy: MD, MS i MG – Marki: dolne, środkowe i górne, Z – Zielonka, W - Wierzbica

Jednym z istotnych zagadnień przy doborze materiału mineralnego do wykonania z niego przesłony izolacyjnej jest określenie w warunkach laboratoryjnych wskaźnika zagęszczalności oraz wilgotności formowania. Zagęszczenie powinno odpowiadać minimum 0,95 wskaźnika zagęszczenia  $I_s$ , uzyskanego z badania metodą Proctora. Wilgotność formowania gruntu stosowanego w izolacjach powinna odpowiadać wartości 1,15 wilgotności optymalnej  $w_{opt}$  [7]. Prawie wszystkie badane kompleksy gruntowe wykazały się zadowalającą wartością wskaźnika zagęszczenia  $I_s$ , uzyskanego w badaniach laboratoryjnych w zakresie od 0,96 do 0,99. Jedynie grunt z kompleksu Marki Górne nie wykazuje odpowiednich warunków zagęszczalności. Grunt ten poza tym wykazał właściwości tiksotropowe, podczas ubijania uległ szybko upłynnieniu. Zachowanie takie gruntu utrudnia oznaczenie wielu cech geologiczno-inżynierskich, w tym m.in. granic konsystencji. Oznaczona wilgotność formowania badanych gruntów wahała się w zakresie od 12 do 32%.

Zalecenia wg Instrukcji ITB 339/96	MD	MS	MG	Z	W
Zawartość frakcji iłowej nie mniejsza niż 20 %	62	63	24	45	54
Brak frakcji grubszej (żwirowej i kamienistej)	0	0	0	0	0,5
Wskaźnik plastyczności wyższy od 20%	40	33	18	34	25
Granica płynności wyższa od 30%	73	68	37	60	47
Zawartość węgla wapnia do 10%	11	9	0,4	12	12
Zawartość substancji organicznej do 2%	0,5	0,55	0,6	0,6	0,5
Współczynnik filtracji: ( $< 10^{-9}$ m/s)					
- próbek NNS	$5,13 \cdot 10^{-9}$	$8,20 \cdot 10^{-9}$	$5,05 \cdot 10^{-8}$	$9,69 \cdot 10^{-10}$	$9,70 \cdot 10^{-10}$
- past gruntowych przy wilgotności granicy płynności $w_L$	$3,23 \cdot 10^{-9}$	$3,23 \cdot 10^{-9}$	$9,04 \cdot 10^{-9}$	$4,14 \cdot 10^{-10}$	$5,17 \cdot 10^{-10}$

Rys.4 Parametry gruntów uzyskane z badań laboratoryjnych.

Właściwości filtracyjne gruntu zostały określone w aparacie do badania współczynnika filtracji gruntów mało przepuszczalnych - permeametrze kompresyjnym norweskiej firmy GEONOR S/A.

Dla każdego wytypowanego kompleksu iłów warwowych badania wykonano na próbkach o nienaruszonej strukturze NNS oraz na specjalnie przygotowanych pastach gruntowych, wykorzystanych po badaniu konsystencji przy wilgotności granicy płynności. Badania na próbkach NNS wykonano w dwóch wariantach: równolegle i prostopadle do kierunku warstwowania. Wartość współczynnika filtracji dla próbek o nienaruszonej strukturze wahała się od  $6,2 \cdot 10^{-8}$  do  $5,4 \cdot 10^{-10}$  m/s, przy orientacji równoległej, oraz  $4,5 \cdot 10^{-8}$  do  $6,5 \cdot 10^{-10}$  m/s, przy

prostopadłej. Najlepszymi właściwościami izolacyjnymi wykazały się pasty gruntowe. Współczynnik filtracji rzędu  $9,0 \cdot 10^{-9}$  do  $5,4 \cdot 10^{-10}$  m/s.

Uśrednione wartości parametrów fizycznych i mechanicznych badanych gruntów zestawiono na tle wymagań stawianych mineralnym przesłonom izolacyjnym, zawartych w instrukcji ITB 339/96 na rys.4.

Korzystnymi właściwościami izolacyjnymi wykazały się jedynie grunty z Wierzbicy i Zielonki (k rzędu  $10^{-10}$  m/s). Pozostałe kompleksy: Dolny i Środkowy oraz Górny z miejscowości Marki charakteryzują się zbyt wysokim współczynnikiem filtracji (brak spełnienia kryterium  $k < 1 \cdot 10^{-9}$  m/s). Badane kompleksy ilów warwowych charakteryzują się podwyższoną, w stosunku do wytycznych ITB, zawartością węglanów. Zawartość węglanów jest wyższa średnio o 1% w kompleksie Marki Dolne i 2% w kompleksach: Zielonka i Wierzbica.

Uzyskiwane wysokie wartości współczynnika filtracji wynikają głównie z istnienia mikroszczelin i pęknięć w strukturze gruntu, którymi mógł swobodnie odbywać się uprzywilejowany przepływ cieczy. Na podstawie otrzymanych wyników badań można stwierdzić, że grunty z tych kompleksów nie nadają się do zastosowania jako materiał mineralny do formowania sztucznych przesłon izolacyjnych.

## 8. Wnioski

Osady zastoiskowe w rejonie Warszawy stanowią najważniejsze źródło surowca ilastego potrzebnego w przemyśle budowlanym [3, 4]. Ze względu na znaczne rozprzestrzenienie i średnią miąższość od 3 do 4 m, stanowią perspektywiczny surowiec do budowy składowisk odpadów.

Główną cechą strukturalną badanych osadów jest naprzemianległe położenie warstewek jasnych pyłowo-iłowych, oraz ciemniejszych warstw iłowych, co rzutuje na specyfikę ich właściwości.

Analiza wybranych profili osadów zastoiskowych pozwoliła na wydzielić kilka odmian litologiczno-facjalnych, różniących się znacznie wykształceniem oraz właściwościami geologiczno - inżynierskimi. Są to kompleksy: dolny MD, środkowy MS, górny MG w miejscowości Marki, dwa kompleksy dolny W<sub>I</sub> i górny W<sub>II</sub> w Wierzbicy, oraz kompleks Zielonka Z.

Ze względu na sposób wykształcenia litologiczno-facjalnego utwory zastoiskowe można podzielić na trzy podstawowe typy.

- osady *grubowarstwowe* - miąższość poszczególnych warstewek waha się od 7 do 10cm. Cały kompleks charakteryzuje się wysoką zawartością frakcji iłowej od 62 do 66%. Przykładem są osady kompleksu Dolnego (MD) w Markach.



- osady *drobnowarstwowane* - średnia miąższość poszczególnych warstewek wynosi 1 - 4 cm. Zawartość frakcji iłowej zmienia się w zakresie od 49 do 64%. Przykładowe wydzielienia to kompleks Środkowy (MS) w Markach, oraz osady kompleksów dolnego ( $W_I$ ) i górnego ( $W_{II}$ ) w profilu Wierzbicy (W).
- osady *niewarstwowane* - osady stanowią jednostajną serię surowcową bez widocznego warstwowania. Charakteryzują się zmienną zawartością frakcji iłowej w zakresie 21 - 26 % w kompleksie górnym w Markach (MG) oraz od 64 do 70% w osadach kompleksu Zielonki (Z).

W celu uzyskania jednorodnego materiału pod względem mineralnym i granulometrycznym tego typu surowce muszą zostać poddane procesowi homogenizacji poprzez wymieszanie materiału i jego sezonowanie. Wymaga to jednak dość długiego czasu: od kilku do kilkunastu miesięcy.

Wyniki badań laboratoryjnych wskazują na lepsze właściwości izolacyjne osadów zastoiskowych kompleksów grubowarstwowanych (kompleks dolny MD) niż osadów drobnowarstwowanych (kompleks środkowy MS). Odpowiednie, ze względu na izolacyjność, okazały się utwory kompleksu Zielonka i Wierzbica. Niedostateczne właściwości izolacyjne pozostałych wyróżnionych kompleksów osadów wskazują na ewentualną konieczność ich uzdatniania poprzez zabieg wzbogacenia frakcji iłowej w minerały aktywne. Zabieg taki równocześnie poprawiłby parametry sorpcyjne badanych gruntów, jednakże wymagałoby to opracowania odpowiedniej technologii homogenizowania i przygotowywania mieszanek gruntowych. W efekcie mogłoby znacznie zwiększyć koszty budowy składowisk.

Z drugiej strony przy udokumentowanym wysokiej zawartości frakcji iłowej średnio 50-70%, należy się spodziewać sporych trudności w uzyskiwaniu odpowiednich charakterystyk wytrzymałościowych dla formowanych przesłon izolacyjnych. Należy przewidzieć również możliwość wzbogacania przygotowywanych mieszanek gruntowych we frakcję piaszczystą polepszającą właściwości wytrzymałościowe.

Podwyższona zawartość węglanów nie powinna wykluczać zastosowania iłów warwowych jako materiału izolacyjnego. Liczne badania prowadzone na odciekach, potwierdzają lepsze właściwości sorpcyjne mineralnych przesłon izolacyjnych w warunkach alkalicznych. Przy niskiej wartości pH może dojść do uwolnienia niektórych rodzajów metali ciężkich [30].

Oceny możliwości wykorzystania iłów warwowych jako mineralnych przesłon izolacyjnych należy dokonywać indywidualnie dla każdego wytypowanego do badań kompleksu gruntów. Głównym czynnikiem warunkującym odmienne właściwości poszczególnych typów iłów warwowych jest ich zmienność litologiczno-facjalna.

Na podstawie wykonanych badań wydaje się rzeczą bezsporną wykorzystywać ropy warwowe jako materiał mineralny do formowania powierzchniowych przesłon izolacyjnych w budowanych składowiskach odpadów jak również jako dodatkowego zabezpieczenie w rozwiązaniach geokompozytowych.

## Literatura

- [1] Baraniecka D.M.: *Sytuacja geologiczna i rozmieszczenie wydm okolic Warszawy*. Roczniki Gleboznawcze, z.33 (3-4).s. 131-188. Warszawa, 1982.
- [2] Dzierżek J.(red): *Rzeźba I Osady czwartorzędu Polski środkowej –wschodniej przewodnik do ćwiczeń terenowych z geomorfologii i geologii czwartorzędu*. Wydział Geologii UW, Warszawa, 2001.
- [3] Bojakowski T.: *Charakterystyka geologiczno-surowcowa osadów Zastoiska Warszawskiego oraz ocena ich przydatności dla ceramiki budowlanej*. Biuletyn Instytutu Geologicznego, Warszawa, 1982.
- [4] Bojakowski T.: *Zastoisko Warszawskie jako baza surowców ceramiki budowlanej*. II Sympozjum Ceramiki. Sopot, 1973.
- [5] Bukhard G., Egloffstein Th., Maubeuge P.: *Porównanie systemów uszczelnień składowisk odpadów – próba interpretacji pojęcia porównywalności (równoważności)*. Konferencja Naukowo-Techniczna „Geotechnika w budowie składowisk odpadów”. Pułtusk, 1997.
- [6] Frankowski Z., Mitrega J.: *Warunki lokalizacji składowisk odpadów niebezpiecznych*. Grupa Konsultingowo – Projektowa Obrys, VIII Międzynarodowa Konferencja „Budowa bezpiecznych składowisk odpadów”. Wisła, 1998.
- [7] Garbulewski K.: *Dobór gruntów na uszczelnienia*. Grupa Konsultingowa – Projektowa Obrys, VIII Międzynarodowa Konferencja „Budowa bezpiecznych składowisk odpadów”, Wisła, 1998.
- [8] Grabowska–Olszewska B., Siergiejew J.M.: *Gruntoznawstwo*. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1977.
- [9] Grabowska–Olszewska B.: *Metody badań gruntów spoistych*. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa., 1990
- [10] Grabowska–Olszewska, B. (Red). *Geologia stosowana – właściwości gruntów nienasyconych*. PWN, Warszawa., 1998.
- [11] Jadcak M.: *Właściwości fizyczne ilów czwartorzędowych okolic Warszawy i ocena ich jako potencjalnych, izolacyjnych barier geologicznych*. UW. IHiGI. Zakład Gruntoznawstwa. Warszawa, 2003.



- [12] Kłaczyńska K.: *Dwudzielnosc ilow warwowych nad Bugo – Narwia*. Biuletyn Peryglacialny t.7. Warszawa, 1960.
- [13] Kościówko H., Wyrwicki R.: *Metodyka badan kopalin ilastych*. PIG. Warszawa – Wrocław, 1996.
- [14] Kozydra Z., Wyrwicki R.: *Surowce ilaste*. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa, 1970.
- [15] Lencewicz S.: *Dyluwium i morfologia srodkowego Powiśla*. Prace P.I.G t.2, z.2. Warszawa, 1927.
- [16] Lewiński J., Łuniewski A., Makowski S., Samsonowicz J.: *Przewodnik geologiczny po Warszawie i okolicy*. PAN, Warszawa, 1927.
- [17] Lewiński J.: *O wieku i pochodzeniu ilow wstepowych Nizu Polskiego*, Pos. Nauk.P.I.G., nr8. Warszawa, 1924.
- [18] Lindner L.: *Czwartorzęd – osady, metody badan, stratygrafia*. PAE, Warszawa, 1992.
- [19] Merta T.: *Extraglacial varved deposits of the Warsaw Ice – Dammed Lake (younger pleistocene), Masovia Lowland, Central Poland*. Acta Geol. Pol. Vol. 28. Warsaw, 1978.
- [20] Michalska Z.: *Excursion in north-western border of the Warsaw Basin Zielonka, Guide book of excursion in the vicinity of Warsaw*. VI th.Congr. INQUA. Warszawa, 1961a.
- [21] Myśliwska E.: *Skład mineralny ilow warwowych zlodowacenia srodkowopolskiego okolic Warszawy*, Biuletyn Geologiczny UW t.4. Warszawa 1964.
- [22] Myśliwska E.: *Wplyw warunkow sedymentacji i diagenazy ilow warwowych zlodowacenia srodkowopolskiego na obszarze Mazowsza na ich wlasności inzyniersko- geologiczne*. Biuletyn Geologiczny UW t.7, Warszawa, 1965.
- [23] Myśliwska E.: *Laboratoryjne badania gruntow*. PWN. Warszawa, 1998.
- [24] Myśliwska E.: *Wlasności fizyczno-mechaniczne ilow warwowych zlodowacenia srodkowopolskiego okolic Warszawy na tle ich litologii i stratygrafii, oraz warunkow wystepowania*. Biuletyn Instytutu Geologicznego nr 198, t.IV. Warszawa, 1967.
- [25] Nowak J.: *Osady czwartorzędowe doliny Wisły na północny - zachód od Warszawy*. Kwartalnik Geologiczny t.4, z.4, Warszawa, 1960.
- [26] Różycki S.Z.: *Plejstocen Polski Srodkowej*. PWN. Warszawa, 1967.
- [27] Różycki S. Z.: *The Pleistocene of Middle Poland.(in polish)*. Iind ed., PWN. Warszawa, 1972.
- [28] Samsonowicz J.: *Zastoiska lodowcowe nad gorną i srodkową Wisłą*. Spraw. P.I.G.T. I, z.4-6. Warszawa, 1922.
- [29] Sarmacka Z.: *Stratygrafia osadow Czwartorzędowych Warszawy i okolic*. Prace P.I.G. Warszawa, 1992.

- [30] Wysokiński L.: *Instrukcja 337 – projektowanie przesłon izolacyjnych na składowiskach odpadów komunalnych*. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 1995.

## **VARVED CLAYS AS A MINERAL MATERIAL TO FORM AN ARTIFICIAL HYDROISOLATION BARRIER**

**Summary:** The paper deals with the latest news on the genesis, conditions of origin and lithological-facial differentiation of varved clays from Mazowsze and environs. The research is based on the need of using clays from Zielonka, Marki and Wierzbica, as a mineral material to form a sealing barrier. A proposition was made, which divides the clays into groups characterizing different layers and geo - engineering parameters.



Kazimierz Garbulewski<sup>1</sup>

## Wpływ pęcznienia-odprężenia na przepuszczalność hydrauliczną gruntów drobnoziarnistych

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono badania wykonane w Katedrze Geoinżynierii SGGW w latach 2000-2005 nad wpływem pęcznienia i/lub odprężenia gruntów drobnoziarnistych (glin i ilów) na ich przepuszczalność hydrauliczną. Badania przeprowadzono w zmodyfikowanych edometrach, wyposażonych w układy tensjometryczne do kontroli zmian wilgotności gruntów i stanu nasycenia wodą. Z badań wynika, że po zwiększeniu objętości (wskaźnik pęcznienia ok. 2%) przepuszczalność hydrauliczna ( $k$ ) gruntów zmieniła się w niewielkim zakresie, co uzasadnia wniosek o nieistotnym wpływie pęcznienia-odprężenia w badanym zakresie odkształceń na wartości przepuszczalności hydraulicznej gruntów drobnoziarnistych.

### 1. Wstęp

W celu uzyskania wymaganej przepuszczalności hydraulicznej, zwykle mniejszej od  $k = 10^{-8} \div 10^{-9}$  m/s, uszczelnienia mineralne budowli inżynierskich (zapory, wały przeciwpowodziowe, składowiska odpadów) wykonywane są z gruntów drobnoziarnistych zawierających frakcję iłową ( $f_i > 20\%$ ) [6]. Jeżeli minerałami frakcji iłowej są minerały z grupy smektytu (monmorillonit, beidelit), minerały mieszanopakietowe (smektyt/illit) lub illit, należy spodziewać się zmian objętości gruntów (pęcznienia lub skurczu), które będą wpływały na, początkowo zgodną z wymaganiami, przepuszczalność hydrauliczną uszczelnień mineralnych. Zmiany objętości gruntów w podłożu wystąpią również na skutek odprężenia przez

---

<sup>1</sup> dr hab. inż., profesor SGGW, Katedra Geoinżynierii, SGGW

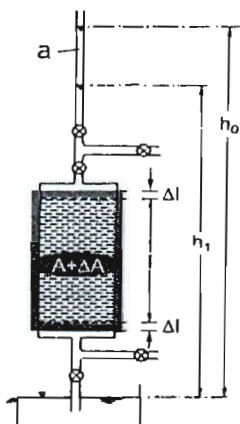
wykonanie głębokich wykopów fundamentowych. Zwiększenie przepuszczalności hydraulicznej gruntów drobnoziarnistych zwiększy w tym wypadku prawdopodobieństwo wystąpienia groźnych dla fundamentów osiadań mających różną wartość [2].

W artykule zostaną przedstawione wyniki badań dotyczące wpływu pęcznienia-odprężenia gruntów drobnoziarnistych (glin i ilów) na ich przepuszczalność hydrauliczną.

## 2. Analiza zmian objętości próbki gruntu

W badaniach nad przepuszczalnością gruntów drobnoziarnistych stosuje się zwykle metodę zmiennego gradientu (rys.1), w której przyrost przepływu cieczy ( $dQ$ ) przez próbkę gruntu o długości ( $L$ ) i powierzchni przekroju ( $A$ ) - prostopadłego do kierunku przepływu - jest równoważny zmianie objętości cieczy w rurce piezometrycznej o powierzchni wewnętrznej ( $a$ ) wymuszonej zmianą słupa cieczy w rurce z początkowego położenia ( $h_0$ ) do końcowego ( $h_1$ ) w czasie  $t_1$ , co można wyrazić następująco:  $dQ = -a(dh/dt)$ . Przyjmując ważność prawa Darcyego przepuszczalność hydrauliczną gruntu w pełni nasyconego wodą ( $S_r = 1$ ) określa się stosując równanie:

$$k = 2,3 \frac{a \cdot L}{A \cdot t_1} \lg \frac{h_0}{h_1} \quad (1)$$



Rys. 1 Schemat badania przepuszczalności hydraulicznej metodą zmiennego gradientu

Przy badaniu gruntów ekspansywnych przepływ cieczy (zwykle wody) może spowodować pęcznienie gruntu wyrażone zwiększeniem wymiarów próbki: powierzchni  $A$  i długości  $L$ . W badaniach wykonywanych za pomocą nieodkształcalnych cylinderek (np. edometrycznych) powierzchnia przekroju próbki pozostanie stała, a zwiększy się jej długość  $L$ , czyli zwiększy się przepuszczalność hydrauliczna gruntu  $k$ . O zmianie wartości współczynnika  $k$  w badaniu próbek z możliwością ich odkształceń zarówno pionowych jak i bocznych (np. w komorze aparatu trójosiowego ściskania) będzie decydował współczynnik wymiarów próbki  $SR = L/A$ . Zależnie od wartości współczynnika  $SR$  przepuszczalność hydrauliczna badanego gruntu może zmniejszyć się ( $SR < 1$ ) lub zwiększyć się ( $SR > 1$ ).

Wyniki badania zmian objętości próbek gruntów ekspansywnych w zmodyfikowanym edometrze [4] stanowiły podstawę propozycji określania przepuszczalności hydraulicznej  $k$  z następującego wzoru [5]:

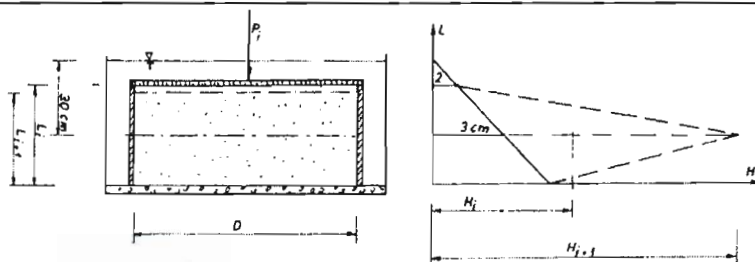
$$k = \frac{L_i^2 - L_{i+1}^2}{8,16 \cdot H_{i+1/2} \cdot \Delta t} \quad (2)$$

gdzie:

- $L_i$  - wysokość próbki gruntu w czasie  $i$  [cm],
- $L_{i+1}$  - wysokość próbki gruntu po czasie  $\Delta t$  [cm],
- $H_{i+1/2}$  - różnica potencjałów ciśnienia wody w porach gruntu dla środkowej warstwy czasu  $(i+1/2)$  [hPa],
- $\Delta t$  - przedział czasu pomiędzy pomiarami  $t_i$  i  $t_{i+1}$  [s].

Wartość różnicy potencjałów  $H_{i+1/2}$  można dla przyjętego schematu badań (rys.2) określić z równania:

$$H_{i+1/2} = \frac{H_i + H_{i+1}}{2} - 3 \text{ [hPa]} \quad (3)$$



Rys. 2 Schemat określania przepuszczalności hydraulicznej  $k$  na podstawie pomiarów potencjału wodno-gruntowego [1]

### 3. Metoda badań

Badania, których wyniki są analizowane w niniejszym artykule, przeprowadzono na specjalnie przygotowanym stanowisku edometrycznym [3], którego głównym elementem jest zmodyfikowany edometr, wyposażony w układ tensjometryczny (punkt wejścia powietrza 140 – 160 kPa) do kontroli zmian wilgotności gruntów i ich stanu nasycenia wodą.

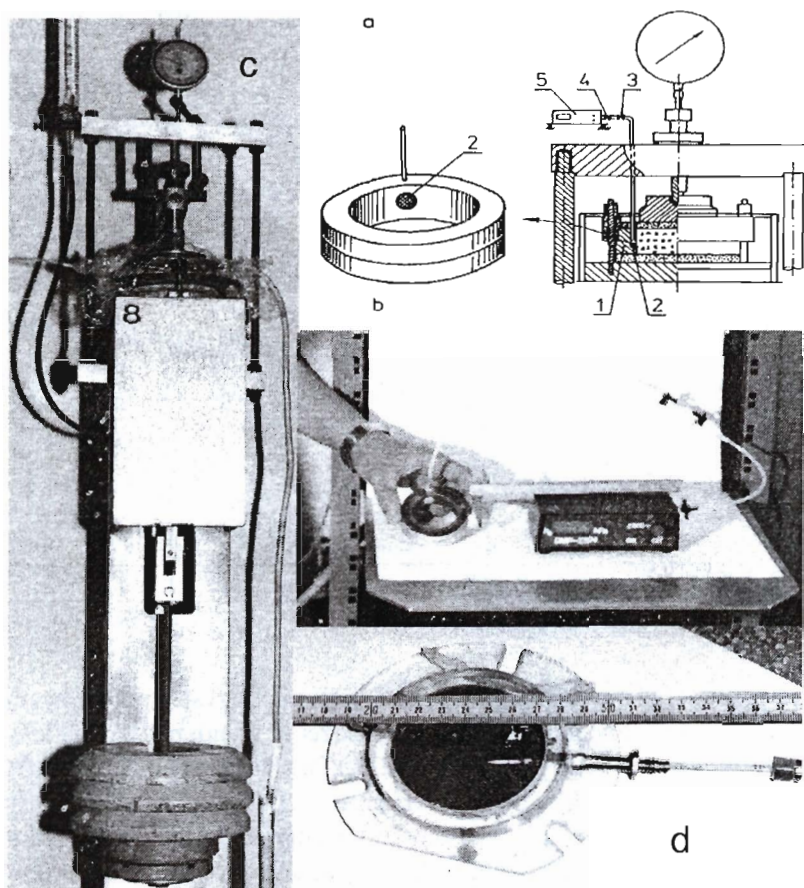
Modyfikacja edometru polegała (rys.3):

- wariant I: zainstalowanie w połowie wysokości pierścienia edometrycznego krążka o średnicy 6 mm, wykonanego z wysokiej jakości ceramiki mikroporowatej (pory od 1 do 5 mikronów), połączonego nieodkształcalnym układem hydraulicznym z miernikiem ciśnienia;
- wariant II: zainstalowanie wewnątrz próbki gruntu ceramiki szpilkowej o długości 21 mm i średnicy 2.2 mm, którą połączono nieodkształcalnymi przewodami z miernikiem ciśnienia.

Próbki badanych gruntów o nienaruszonej strukturze umieszczano w pierścieniu edometru (wariant I), instalowano na stanowisku pomiarowym, wypełniano układ hydrauliczny odpowietrzoną wodą i podłączano miernik elektroniczny. Przed przystąpieniem do zasadniczych pomiarów, natychmiast po podłączeniu miernika, odczytuje się bieżący potencjał ssania w próbce gruntu. Po wykonaniu tych czynności stanowisko pomiarowe jest przygotowane do zasadniczych pomiarów zmian objętości gruntu i objętości przepływającej wody. W wypadku wariantu II, ceramikę szpilkową zanurzoną w redestylowanej wodzie odpowietrzano wykorzystując do tego celu strzykawkę lekarską, i instalowano w centralnej części próbki przez otwór o średnicy 3,3 mm w obudowie pierścienia edometrycznego. Ceramika szpilkowa znajdowała się około 15 mm od górnej powierzchni próbek gruntu.



W badaniach zastosowano metodę zmiennego gradientu. Woda dopływała do podstawy próbek w pierścieniach o średnicy 65 mm i wysokości 30 mm rurkami piezometrycznymi o średnicy 0,62 cm. Pomiar objętości wody odpływającej z próbek przeprowadzano menzurką.

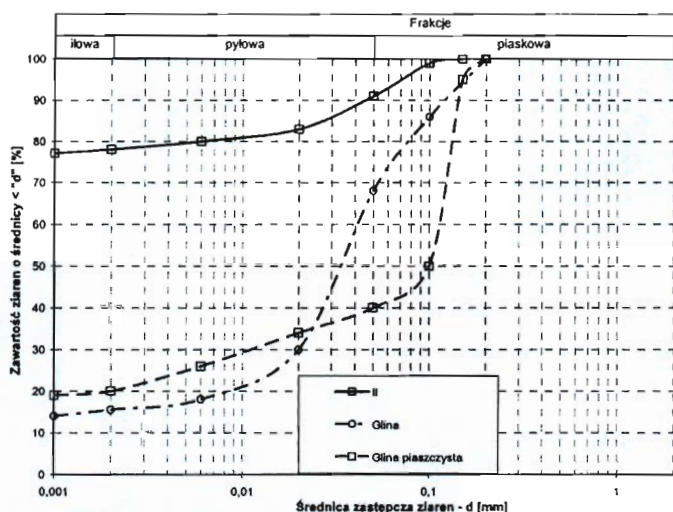


Rys. 3 Schemat edometru (a), widok zmodyfikowanych pierścieni – wariant I (b), wariant II (d) i ogólny widok stanowiska (c)

#### 4. Charakterystyka materiałów i zakres badań

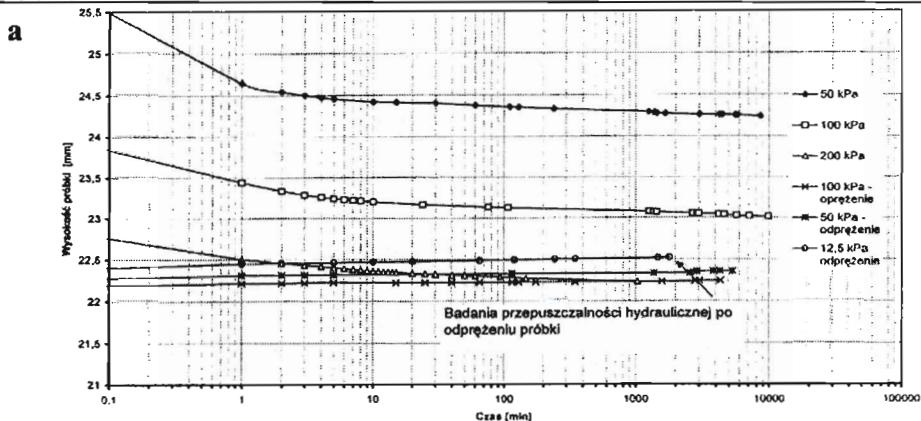
W badaniach wpływu zmian objętości gruntu na przepuszczalność hydrauliczną zastosowano trzy grunty: glinę piaszczystą, glinę i ił (rys.4). Badane próbki gliny piaszczystej charakteryzowały się wilgotnością około 9%. Gęstość

właściwa gliny wynosiła  $2,66 \text{ g/cm}^3$ , a początkowe wartości wskaźników porowatości badanych próbek w zakresie 0,55-0,60, natomiast wilgotności około 18%. Po zakończeniu badań pęcznienia wilgotność próbek gliny zwiększyła się do wartości ok. 23%. Gęstość właściwa iltu wynosiła  $2,75 \text{ g/cm}^3$ , wilgotność początkowa badanych próbek – ok.30% i wskaźnik porowatości w zakresie 0,34-0,37.



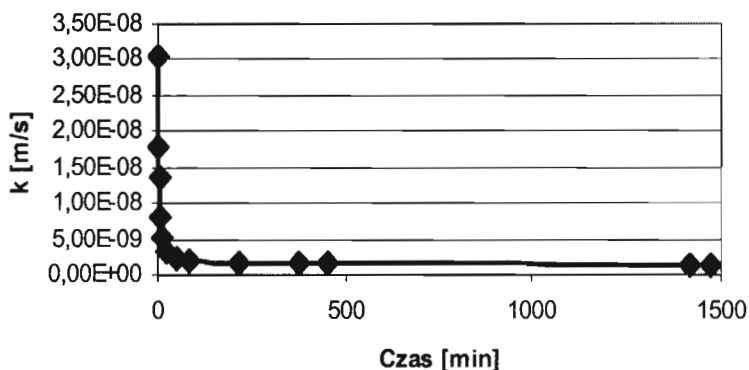
Rys. 4 Krzywe uziarnienia badanych gruntów

Badanie przepuszczalności hydraulicznej gliny piaszczystej przeprowadzono dwukrotnie podczas konsolidacji próbki przy obciążeniu wynoszącym 100 kPa i po odprężeniu próbki do wartości obciążenia 12,5 kPa. W przypadku gliny (rys.5) badano przepuszczalność hydrauliczną trzykrotnie podczas konsolidacji przy obciążeniach: 50 kPa, 100 kPa i 200 kPa oraz po odprężeniu próbki do wartości obciążenia 100, 50 i 12,5 kPa. Badanie przepuszczalności hydraulicznej próbek iltu (rys. 6) podzielono na dwa etapy. W pierwszym etapie przeprowadzono trzykrotne pomiary przepływu wody podczas pęcznienia próbki przy obciążeniu 12,5 kPa i dwukrotne pomiary przy obciążeniach wynoszących 50, 100 i 200 kPa. W drugim etapie określono w czterech seriach przepuszczalność hydrauliczną iltu po odprężeniu próbek do wartości obciążenia wynoszącego 100 kPa i 12,5 kPa.



$$k = 1,27 E-0,9 \text{ m/s}$$

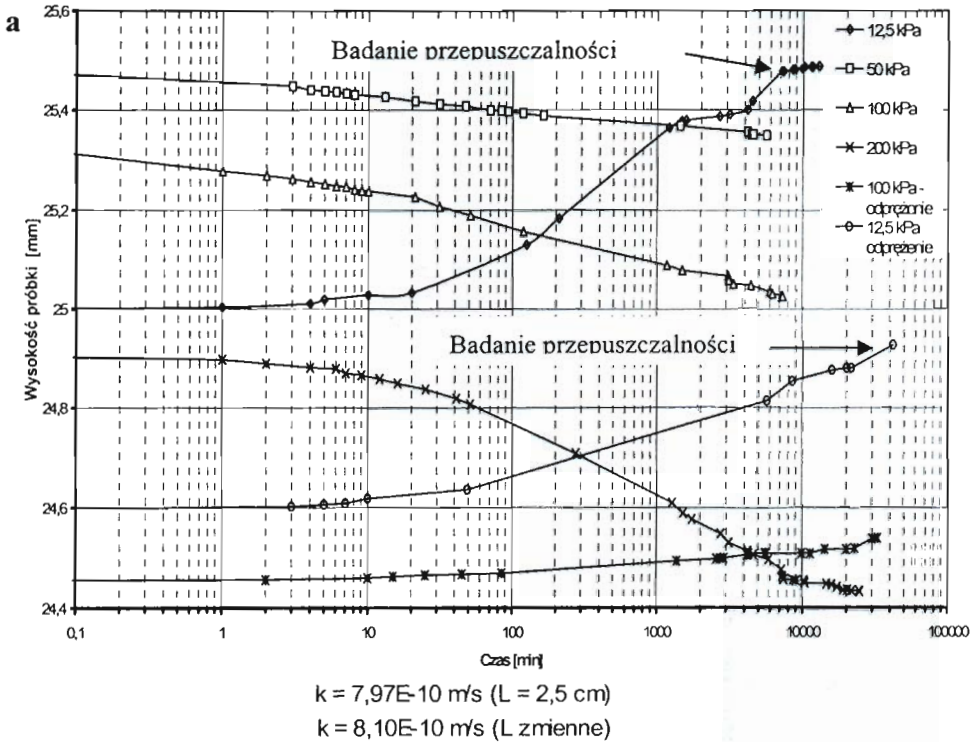
**b**



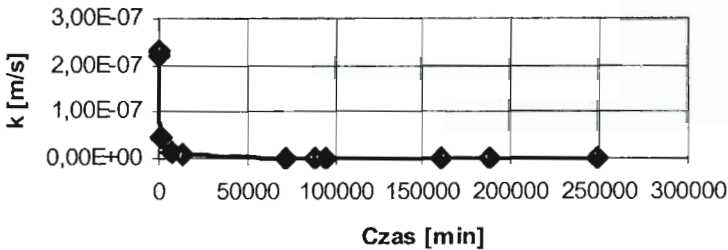
Rys. 5 Krzywe konsolidacji i odprężenia próbek gliny (a) i przykładowe wyniki badań nad przepuszczalnością hydrauliczną (b)

## 5. Analiza wyników badań

Przepuszczalność hydrauliczna próbek gliny piaszczystej przy obciążeniu 100 kPa wynosiła  $k = 1,2 \cdot 10^{-9}$  m/s, a po odprężeniu do 12,5 kPa zmniejszyła się i wynosiła  $k = 6,9 \cdot 10^{-10}$  m/s. Podczas obciążania próbki o początkowej wysokości 25,0 mm grunt osiadł o 0,66 mm, natomiast po odprężeniu zwiększył wysokość z wartości 24,34 mm do 24,41 mm, przy której przeprowadzono pomiary przepuszczalności hydraulicznej.



b



Rys.6 Krzywe konsolidacji i odprężenia próbek iltu (a) i przykładowe wyniki badań nad przepuszczalnością hydrauliczną (b)

Trzy serie pomiarów próbek gliny przy obciążeniu 50 kPa wykazały przepuszczalność hydrauliczną  $k = 7,7 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ , natomiast przy obciążeniu wynoszącym 100 kPa  $k = 2,1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ . Odprężenie próbki do wartości obciążenia, kolejno 50 i 12,5 kPa, nie wpłynęło w istotny sposób na wartości współczynników  $k$ , które wynosiły dla obu stopni odprężenia  $1,2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ . Badania w czasie pęcznienia próbek iltu wykazały wartości przepuszczalności hydraulicznej

$k = 8,1 \cdot 10^{-10}$  m/s i  $k = 1,7 \cdot 10^{-10}$  m/s, odpowiednio dla wskaźnika pęcznienia 1,6% (zmiana wysokości próbki z początkowej wartości wynoszącej 25,0 mm do wysokości 25,40 mm) i 1,9% (zwiększenie wysokości próbki do 25,49 mm). Przepuszczalność hydrauliczna iltu podczas obciążania spęczniałej próbki następującymi stopniami obciążenia: 50, 100 i 200 kPa wynosiła w zakresie od  $4,5 \cdot 10^{-10}$  m/s do  $2,5 \cdot 10^{-11}$  m/s. W czasie obciążania wysokość próbki iltu zmniejszyła się z wartości 25,4 mm do 24,4 mm. Po odprężeniu próbki do wartości obciążenia 100 kPa przepuszczalność hydrauliczna wynosiła  $7,2 \cdot 10^{-10}$  m/s, natomiast do 12,5 kPa wartość  $k = 9,8 \cdot 10^{-11}$  m/s. Wykorzystując zmiany wysokości próbki iltu po spęcznieniu określono na podstawie wzoru (3) wartości przepuszczalności hydraulicznej  $k = 2,5 \cdot 10^{-11}$  m/s dla obciążenia 50 kPa i  $k = 5,3 \cdot 10^{-11}$  m/s dla obciążenia 100 kPa.

## 6. Wnioski

Badanie wpływu pęcznienia/odprężenia na przepuszczalność hydrauliczną gruntów drobnoziarnistych przeprowadzono metodą zmiennego gradientu, stosując zmodyfikowany edometr, nazywany „sakedometrem”, który umożliwia kontrolę stopnia nasycenia gruntu. Początkowy gradient w badaniach trzech typów gruntów: glin piaszczystych, glin i iltów wynosił ponad 30. Z badań uzyskano wartości przepuszczalności hydraulicznej  $k$  w zakresie  $(0,7-1,2) \cdot 10^{-9}$  m/s dla glin i  $(0,2 - 8,1) \cdot 10^{-10}$  m/s dla iltów.

Wyniki badań pozwalają stwierdzić, że pęcznienie gruntów drobnoziarnistych w badanym zakresie odkształceń nie ma istotnego wpływu na wartości przepuszczalności hydraulicznej  $k$ . Zjawisko odwrotne do pęcznienia, mianowicie skurcz gruntu przy zmniejszaniu wysokości, będzie z pewnością czynnikiem ważniejszym, który należy wziąć pod uwagę w badaniach kontrolnych nad uszczelnieniami mineralnymi.

## Literatura

- [1] Al-Helo K.H.I.: *Geotechnical criteria for irrigation canals In Iraqi soils*. Ph.D. Dissertation, University of Technology, Warsaw, 1993.
- [2] Chen F.H.: *Foundations on expansive silos*. In: *Developments in geotechnical engineering*, Vol. 54. Elsevier, Amsterdam, 1988.
- [3] Domżałska M., Krawczyk M.: *Ocena wpływu zmian geometrii gruntów drobnoziarnistych na przewodność hydrauliczną w uszczelnieniach budowli inżynierii środowiska*. Praca magisterska, Wydział Melioracji i Inżynierii i Środowiska, Warszawa, 1997.
- [4] Garbulewski K., Żakowicz S., Al-Helo K.I.: *Badania zmian objętości gruntów drobnoziarnistych z kontrolowanym stanem nasycenia*. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 4/1994, 180-190.
- [5] Garbulewski K., Żakowicz S., Wolski W.: *Laboratory method for testing of the swelling soils permeability*, Proc. of the XI EC SMFE, Volume 3. Copenhagen (1995), 3.77- 3.82.
- [6] Garbulewski K.: *Dobór i badania gruntowych uszczelnień składowisk odpadów komunalnych*. Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 2000.

## EFFECT OF SWELLING ON THE HYDRAULIC CONDUCTIVITY OF FINE-GRAINED SOILS

**Summary:** The paper presents some results from a research program undertaken in the Department of Geotechnical Engineering, Warsaw Agricultural University in 2000-2005 to investigate the change of hydraulic conductivity due to swelling/unloading of fine-grained soils. Hydraulic conductivity tests were performed on undisturbed clay samples in a modified oedometer, called a "sucoedometer". Test results indicate that the effect of swelling/unloading on hydraulic conductivity of clays is not significant. After swelling of clay specimen the hydraulic conductivity values are the same order of magnitude as for initial conditions.



Piotr Gąska<sup>1</sup>

## **Badanie laboratoryjne wytrzymałości na ścinanie bezpośrednie utworów pokrywowych z poligonu na skarpie w Zabratówce, województwo podkarpackie**

**Streszczenie:** W Zakładzie Geotechniki i Hydrotechniki Politechniki Rzeszowskiej przeprowadzono badania ścinania bezpośredniego utworami pokrywowymi o zmiennym składzie ziarnowym, pobranymi z poligonu na skarpie w miejscowości Zabratówka (woj. podkarpackie). Badania przeprowadzono w aparacie bezpośredniego ścinania na próbkach o naturalnej strukturze i wilgotności. Otrzymane w wyniku badań wytrzymałości na ścinanie bezpośrednie próbek parametry wytrzymałościowe utworów powierzchniowych ze skarpy w miejscowości Zabratówka są niższe niż wynikające z ekstrapolacji zależności podanych w polskiej normie.

### **1. Wstęp**

Na terenie Podkarpacia mamy wiele osuwisk, które najczęściej występują w utworach powierzchniowych. Utwory powierzchniowe z osunięciami to najczęściej pyły lub gliny pylaste, bardzo wrażliwe na zawilgocenie.

W Zakładzie Geotechniki i Hydrotechniki Politechniki Rzeszowskiej przeprowadzono badania ścinania bezpośredniego utworami pokrywowymi o zmiennym składzie ziarnowym, pobranych z poligonu na skarpie w miejscowości Zabratówka (woj. podkarpackie). Badania przeprowadzono

---

<sup>1</sup> dr inż., Politechnika Rzeszowska

w aparacie bezpośredniego ścinania dla próbek o naturalnej strukturze i wilgotności.

## **2. Utwory powierzchniowe i głębsze w profilu skarpy – badania makroskopowe**

W trakcie prowadzonych badań makroskopowych stwierdzono, że w głębszych warstwach profilu skarpy występują utwory o bardzo zmiennym składzie ziarnowym (rys. 1., rys. 2.). Są to skały lite, piaskowce drobno-, średnio- i gruboziarniste ze żwirem i otoczkami. W górnej części utworów obserwowano głównie piaskowce drobnoziarniste. Są to skały bardzo miękkie; wytrzymałości skał na ściskanie nie oznaczono. Tak duża zmienność składu ziarnowego wskazuje na polodowcowy charakter utworów.

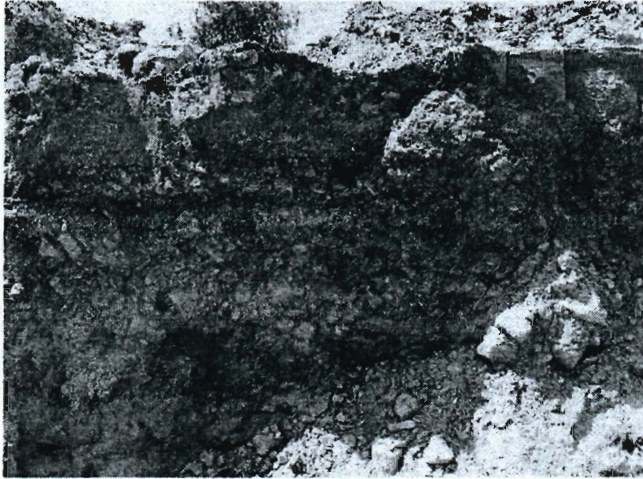
Na utworach głębszych zalegają gliny pylaste o nieco zmiennym składzie ziarnowym. W czasie wykonywania wykopu stwierdzono wyraźną granicę pomiędzy utworami pokrywowymi a głębszymi - polodowcowymi. Granica ta występuje na głębokości około 0,8 do 1,0 [m]. Z badań nad składem ziarnowym utworów z tej głębokości wynika, że to pyły piaszczyste. Warstwa ta ma odmienną od pozostałych barwę rdzawobrazową. Występowanie tej granicy oraz brak typowego profilu zwietrzelinowego wskazuje na pokrywowy (prawdopodobnie eoliczny charakter, biorąc pod uwagę sąsiedztwo obszarów z tego typu utworami powierzchniowymi) a nie zwietrzelinowy charakter utworów powierzchniowych.

## **3. Skład ziarnowy i wilgotność naturalna utworów – badania laboratoryjne**

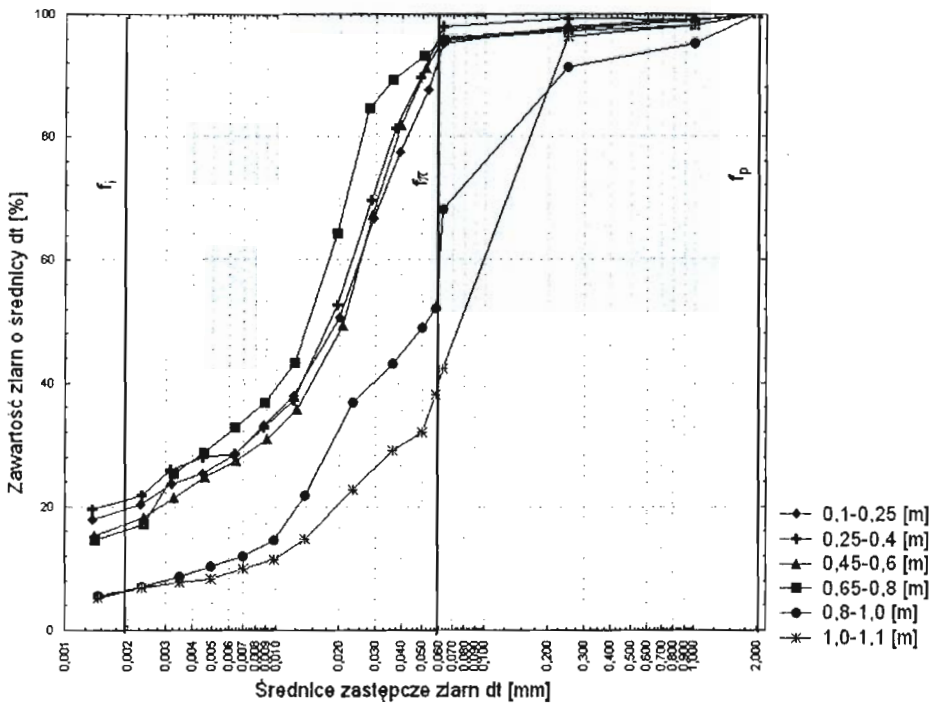
Do identyfikacyjnego badania laboratoryjnego utworów (między innymi składu ziarnowego oraz wilgotności naturalnej) pobrano próbki utworów powierzchniowych z głębokości 0,1-0,25 [m], 0,25-0,4 [m], 0,45-0,6[m], 0,8-1,0 [m] (strefa graniczna utworów powierzchniowych i głębszych) oraz próbkę górnej warstwy utworów głębszych (polodowcowych) 1,0-1,1 [m]. Krzywe uziarnienia badanych próbek, wyprowadzone na podstawie analizy areometrycznej [3], oraz wilgotność naturalną przedstawiono w formie graficznej (rys. 3., rys. 4.) i tabelarycznej (tabela 1.).



**Rys. 1.** Widok skarpy od frontu

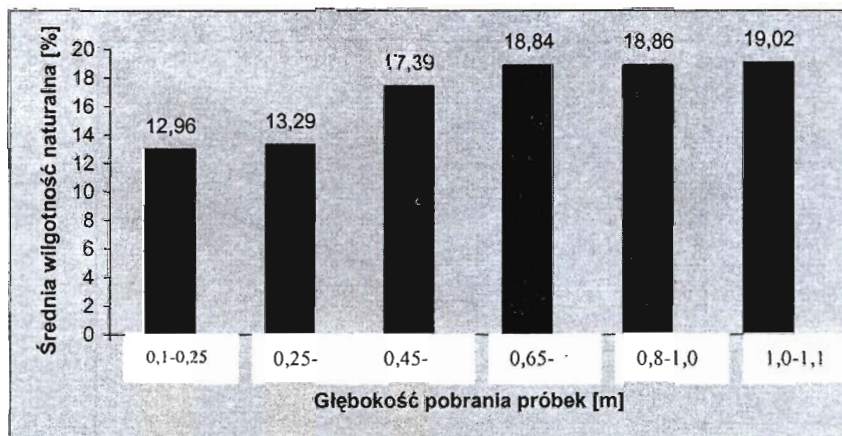


Rys. 2. Utwory skalne w głębszych warstwach



Rys. 3. Krzywe uziarnienia badanych próbek utworów powierzchniowych i głębszych



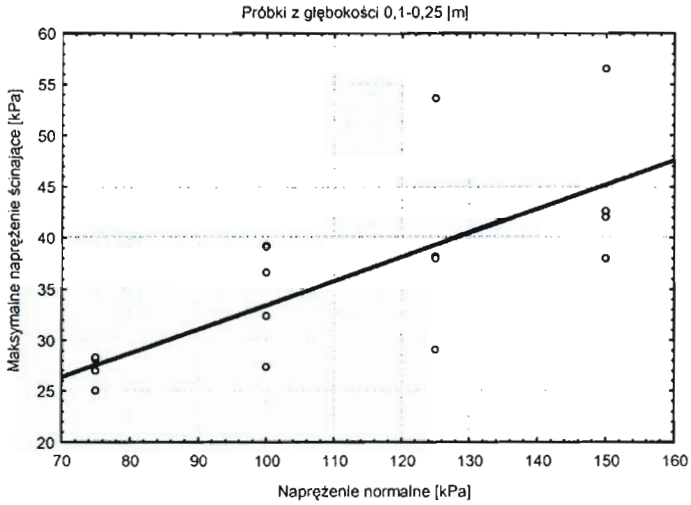


Rys. 4. Wilgotność naturalna badanych próbek utworów powierzchniowych i głębszych

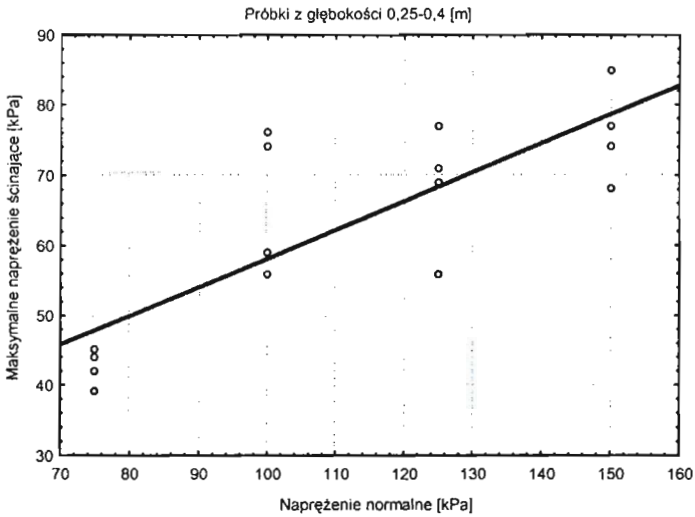
Na podstawie przeprowadzonego badania składu ziarnowego utworów powierzchniowych i głębszych stwierdzono [2], że utwory powierzchniowe z głębokości 0,1-0,8 [m] to gliny pylaste, utwory z warstwy granicznej (z głębokości 0,8-1,0 [m]) to pył piaszczysty, a górna warstwa utworów głębszych (polodowcowych), z głębokości 1,0-1,1 [m], to piaskowiec drobno- i średnioziarnisty.

#### 4. Badanie laboratoryjne wytrzymałości na ścinanie bezpośrednie utworów powierzchniowych

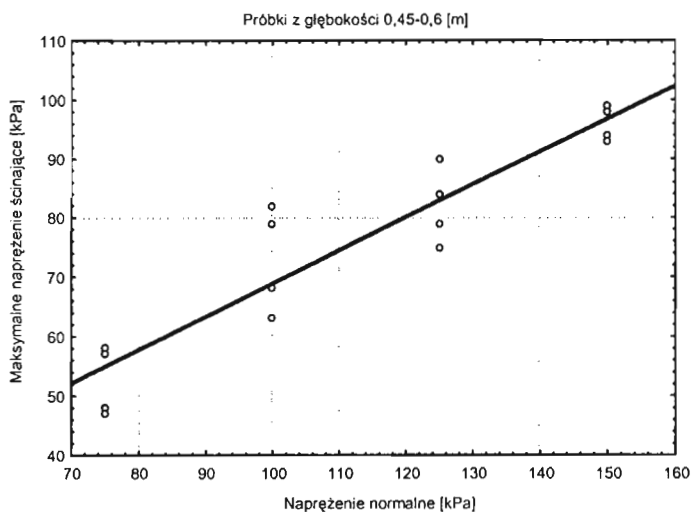
Do badań wytrzymałości na ścinanie bezpośrednie pobrano próbki glin pylastych, o naturalnej strukturze i wilgotności, z czterech poziomów: 0,1-0,25 [m], 0,25-0,4 [m], 0,45-0,6 [m] oraz 0,65-0,8 [m]. Ścinaniu poddano cztery serie próbek po cztery próbki w serii. Próbki były obciążane pionowo dla otrzymania naprężeń normalnych w płaszczyźnie ścięcia odpowiednio 75, 100, 125 i 150 [kPa]. Próbki ścinano w aparacie bezpośredniego ścinania typu AB2A z automatycznym systemem pomiaru odkształceń pierścieni dynamometrycznych, w skrzynkach o wymiarach 60 x 60 [mm], przy prędkości ścinania 1 [mm/min].



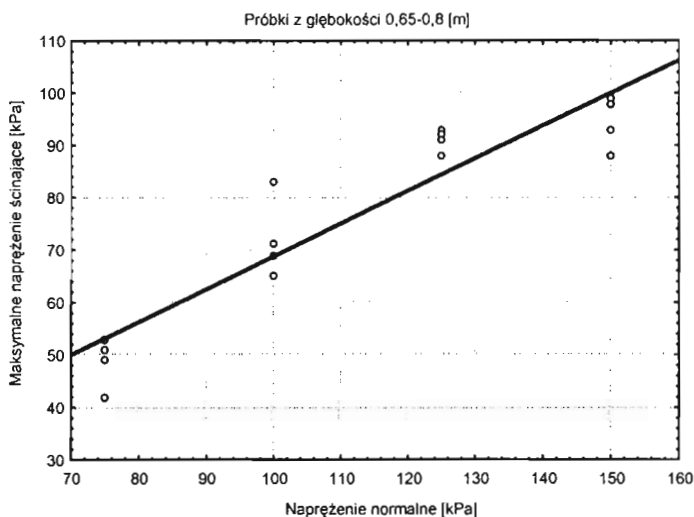
**Rys. 5.** Zależność maksymalnych naprężeń ścinających od naprężeń normalnych badanych próbek z głębokości 0,1-0,25 [m]



**Rys. 6.** Zależność maksymalnych naprężeń ścinających od naprężeń normalnych badanych próbek z głębokości 0,25-0,4 [m]



**Rys. 7.** Zależność maksymalnych naprężeń ścinających od naprężeń normalnych badanych próbek z głębokości 0,45-0,6 [m]



**Rys. 8.** Zależność maksymalnych naprężeń ścinających od naprężeń normalnych badanych próbek z głębokości 0,65-0,8 [m]

Wyniki badania przedstawiono w formie graficznej (rys. 5., rys. 6., rys. 7., rys. 8.).



Dla ekstremalnych wartości, wyprowadzono, metodą najmniejszych kwadratów w programie MS Excel [4] proste dla średnich wytrzymałości na ścinanie dla wybranego w badaniach zakresu naprężeń normalnych. Proste opisane są równaniami odpowiednio dla gruntów pobranych ze wzrastających głębokości:

$$\tau_{0,1-0,25}^{sr} = 0,2355\sigma + 9,8777 \quad (1)$$

(średnie wartości parametrów wytrzymałościowych wynoszą:  $\phi_u = 13,25$  [°],  $c_u = 9,88$  [kPa];

$$\tau_{0,25-0,4}^{sr} = 0,41\sigma + 17,125 \quad (2)$$

(średnie wartości parametrów wytrzymałościowych wynoszą:  $\phi_u = 22,29$  [°],  $c_u = 17,12$  [kPa];

$$\tau_{0,45-0,6}^{sr} = 0,558\sigma + 13,1 \quad (3)$$

(średnie wartości parametrów wytrzymałościowych wynoszą:  $\phi_u = 29,16$  [°],  $c_u = 13,1$  [kPa];

$$\tau_{0,65-0,8}^{sr} = 0,625\sigma + 6,25 \quad (4)$$

(średnie wartości parametrów wytrzymałościowych wynoszą:  $\phi_u = 32,00$  [°],  $c_u = 6,25$  [kPa].

Stopień plastyczności w zastanym stanie naturalnym badanych utworów powierzchniowych (glin pylastych) wynosi  $I_L = -0,11 \div -0,50$ . W wyniku badania wytrzymałości na ścinanie bezpośrednio otrzymano dla tych utworów ekstremalne średnie wartości parametrów wytrzymałościowych w granicach  $\phi_{\min} = 13,25$  [°],  $c_{\min} = 6,25$  [kPa],  $\phi_{\max} = 32,00$  [°],  $c_{\max} = 17,12$  [kPa]. W polskiej normie [1] nie podano parametrów wytrzymałościowych gruntów spoistych dla  $I_L < 0$ . Ekstrapolując zależności parametrów wytrzymałościowych dla „innych gruntów spoistych nieskonsolidowanych” podane w polskiej normie [1] dla wartości stopnia plastyczności  $I_L = -0,11$  otrzymuje się wartości  $\phi \approx 22$  [°] i  $c \approx 40$  [kPa]. Dla stopnia plastyczności  $I_L = -0,50$  parametry wytrzymałościowe powinny być znacznie wyższe.

## 5. Wnioski

Stosowana w praktyce inżynierskiej polska norma dotycząca posadowienia bezpośredniego obiektów budowlanych wyróżnia grupę spoistych gruntów morenowych skonsolidowanych, innych niż morenowe skonsolidowanych i morenowych nieskonsolidowanych, iłów - bez względu na genezę - oraz innych gruntów spoistych nieskonsolidowanych [1], do których należy zaliczyć większość utworów powierzchniowych Podkarpacia. Utwory te charakteryzują się zróżnicowanym składem ziarnowym i innymi właściwościami, w tym wytrzymałościowymi, co nie znajduje odzwierciedlenia w polskiej normie. Przeprowadzone badania potwierdzają to stwierdzenie, gdyż otrzymane w wyniku badania wytrzymałości na ścinanie bezpośrednie próbek o naturalnej strukturze i wilgotności parametry wytrzymałościowe utworów powierzchniowych (glin pylastych) ze skarpy w miejscowości Zabratówka są znacząco inne, niższe, niż wynikające z ekstrapolacji zależności podanych w polskiej normie.

Badania wytrzymałościowe nad utworami powierzchniowymi z okresu letniego wymagają uzupełnienia o badania w okresie wiosennym i jesiennym oraz uzupełnienia o badania in-situ.

## Literatura

- [1] PN-81/B-03020. *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [2] PN-86/B-02480. *Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.*
- [3] PN-88/B-04481. *Grunty budowlane. Badania laboratoryjne.*
- [4] Program komputerowy MS Exel.

## **LABORATORY INVESTIGATIONS OF THE DIRECT SHEAR STRENGTH FOR COVER FORMATION FROM TESTING GROUND ON THE SLOPE IN ZABRATOWKA, PODKARPACKIE PROVINCE**

**Summary:** Tests of the direct shear for cover formations with variable granulometrical composition have been carried out in Division of Geotechnics and Hydroengineering of Rzeszow Technical University. The samples were taken from testing ground on the slope in Zabratowka village (Podkarpackie province). Tests were conducted in the direct shear apparatus for samples of natural structure and natural water content. Received, as results of mentioned tests, strength parameters of cover formations from Zabratowka slope are lower than parameters result from ekstrapolation of dependences given by polish standard PN.

*Małgorzata Jadwiga Glinicka<sup>1</sup>*

## **Badanie laboratoryjne zagęszczalności gruntów antropogenicznych**

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono wyniki i analizę badania laboratoryjnego zagęszczalności odpadów komunalnych i gruntów wzmocnionych odpadami z tworzyw sztucznych. Badanie laboratoryjne zagęszczalności odpadów komunalnych wykonano metodą standardową Proctora dla różnych składów badanych próbek. Parametry zagęszczalności zależne są od składu odpadów komunalnych. Badanie laboratoryjne zagęszczalności gruntu wzmocnionego odpadami z tworzyw sztucznych wykonano metodą standardową Proctora. Przeprowadzono analizę badań w zależności od ilości i rodzaju dodatku z tworzyw sztucznych. Do badań użyto dwóch rodzajów elementów z tworzyw sztucznych: odpadów z butelek PET w kształcie półkola oraz pasków folii.

### **1. Wprowadzenie**

Składowanie odpadów komunalnych na składowiskach jest powszechną metodą ich zagospodarowania. Właściwe wykorzystanie terenu składowiska zależy głównie od zastosowania odpowiednich metod zagęszczania odpadów. Stan zagęszczania odpadów komunalnych na składowisku znacznie wpływa na stateczność stanowiska. Zagęszczając składowane odpady komunalne zwiększa się ich gęstość objętościową, a tym samym pojemność magazynową składowiska i czas jego użytkowania.

Odpady komunalne zawierają wszystkie te materiały, które z różnych przyczyn nie mogą być w sposób ekonomiczny wykorzystane do produkcji

---

<sup>1</sup> dr inż., Politechnika Białostocka

nowych wyrobów lub inaczej zagospodarowane [1]. Jednym z tych materiałów są tworzywa sztuczne. Wzrost zużycia tworzyw sztucznych w gospodarce krajów uprzemysłowionych wiąże się automatycznie ze wzrostem ilości odpadów z tworzyw sztucznych nierozkładalnych w środowisku. Około 70% zużytych odpadów trafia na wysypiska; taki sposób utylizacji jest zarówno nieekonomiczny jak i nieekologiczny [4]. Zastosowanie tworzyw sztucznych do wzmacniania budowanych nasypów drogowych może redukować problem składowania i zagospodarowania tych tworzyw [5]. W obu przypadkach ważnym zagadnieniem jest zagęszczalność gruntów antropogenicznych. Celem pracy jest przedstawienie i analiza wyników badania laboratoryjnego zagęszczalności odpadów komunalnych i gruntów z odpadami z tworzyw sztucznych.

## **2. Zagęszczalność odpadów komunalnych**

Do badań laboratoryjnych nad zagęszczalnością odpadów komunalnych stosuje się metodę Proctora [2]. Przedstawione badania laboratoryjne wykonano metodą standardową Proctora, stosując cylinder o objętości 2,2dm<sup>3</sup>. Materiał odpadowy zagęszczano w cylindrze w 3 warstwach - ubijakiem o masie 2,5 kg. Wykonano 55 uderzeń na warstwę.

Próbki do badań zagęszczalności przygotowywano podobnie jak dla gruntów. Do materiału suchego dodawano odpowiednią ilość wody i mieszano. Przygotowane próbki przechowywano w szczelnych workach przez około dobę. Następnie odpady ubijano w cylindrze. Po usunięciu próbki z cylindra wyznaczano wilgotność odpadów komunalnych metodą suszenia.

Skład odpadów komunalnych jest bardzo zróżnicowany, w zależności od miejsca powstania oraz okresu składowania.

Do badań zastosowano materiał rekonstruowany w laboratorium, który przygotowano na podstawie wybranych danych z literatury. Skład próbek przedstawiono w tabeli 1. Tabela 1 zawiera procentowy skład odpadów dowożonych na składowisko Hryniewiczze koło Białegostoku w 2004r. (skład I) oraz stanowiących balast po segregacji na tym wysypisku (skład II). W tabeli 1 przedstawiono także dane dotyczące składu odpadów komunalnych, na podstawie którego przygotowano próbki III i IV. Skład próbek odpadów III i IV ustalono na podstawie danych dotyczących składu morfologicznego odpadów komunalnych Białegostoku 1998 r. oraz Warszawy 2000 r. [3].

Tabela 1. Zawartość masowa poszczególnych składników w próbkach odpadów komunalnych (skład I, skład II, skład III, skład IV)

Lp.	Rodzaj składnika	Skład I [%]	Skład II [%]	Skład III [%]	Skład IV [%]
1	Substancje organiczne	23,1	-	47,46	37
2	Papier/tektura	19,6	27,3	13,19	18,6
3	Tworzywa sztuczne	43,0	59,9	14,76	14,0
4	Szkło	1,2	-	11,0	13,7
5	Metale	1,2	-	4,17	3,7
6	Tekstyliia	5,4	7,5	4,48	2,0
7	Opakowania Tetra-Pak	1,5	2,1	-	-
8	Drewno	2,3	3,2	-	-
9	Gruz	2,7	-	-	-
10	Fracje 0-10 mm	-	-	4,95	11,0

Wyniki badań nad zagęszczalnością odpadów komunalnych, których skład podano w tabeli 1, przedstawiono na rysunku 1 w postaci krzywych zagęszczalności.

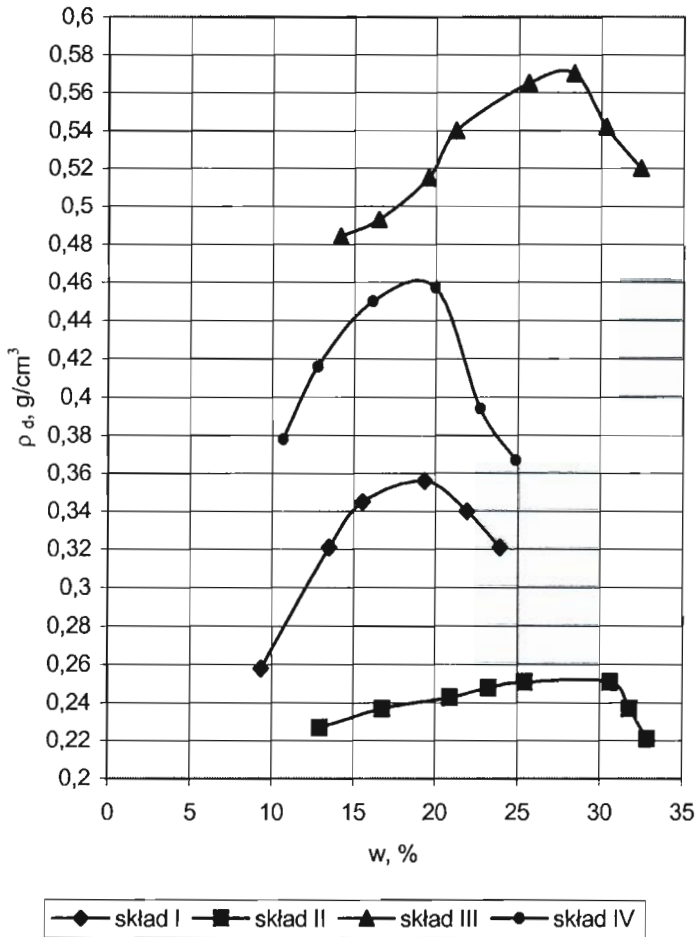
W przypadku zagęszczanych próbek odpadów komunalnych wartości maksymalnej gęstości objętościowej suchej masy odpadów i wilgotności optymalnej wynosiła:

- skład I -  $w_{opt} = 19,3 \%$ ,  $\rho_{ds.} = 0,356 \text{ g/cm}^3$ ;
- skład II -  $w_{opt} = 28,0 \%$ ,  $\rho_{ds.} = 0,251 \text{ g/cm}^3$ ;
- skład III -  $w_{opt} = 28,3 \%$ ,  $\rho_{ds.} = 0,570 \text{ g/cm}^3$ ;
- skład IV -  $w_{opt} = 19,0 \%$ ,  $\rho_{ds.} = 0,457 \text{ g/cm}^3$ .

Uzyskano różne parametry zagęszczalności w zależności od składu odpadów komunalnych, co zilustruje rysunek 1. Wykresy zależności gęstości objętościowej suchej masy odpadów od wilgotności mają kształt zbliżony do uzyskiwanego dla gruntów. Wpływ wilgotności na zagęszczenie odpadów komunalnych jest nieduży, w szczególności dla próbek – skład II. W przypadku składu II uzyskano najmniejszą wartość maksymalnej gęstości objętościowej suchej masy odpadów. Tworzywa sztuczne stanowiły około 60 %, a papier i tektura 27,3 % zawartości masowej w próbce; pozostałe składniki, tj. tekstyilia, opakowania Tetra-Pak i drewno 12,8 %. Największą wartość maksymalnej gęstości objętościowej suchej masy odpadów uzyskano w przypadku składu III. W próbce tej substancje organiczne stanowiły około 48 %, a tworzywa sztuczne oraz papier i tektura około 28 % zawartości masowej, ponadto szkło 11 % i pozostałe składniki jak tekstyilia, metale oraz fracje 0-10mm 13,6%. Największą wilgotność optymalną uzyskano

w przypadku odpadów mających skład II i III około 28 %. W próbkach o składach I i IV wilgotność optymalna wynosiła około 19 %.

Gęstość odpadów podczas składowania zależy od sposobu zagęszczania, zastosowania odpowiedniego sprzętu zagęszczającego oraz przestrzegania grubości warstw zagęszczanych. Parametr ten zależy również od składu grupowego, głębokości w składowisku, wilgotności, czasu.



Rys.1. Krzywe zagęszczalności odpadów komunalnych o różnym składzie

Do oceny procesu zagęszczenia konieczne jest prowadzenie badań laboratoryjnych, na podstawie których określa się maksymalną gęstość objętościową szkieletu  $\rho_{ds}$  i wilgotność optymalną  $w_{opt}$ . Znajac  $\rho_{ds}$ , można określić



wskaźnik zagęszczenia  $I_s$  [6]. Przy zagęszczaniu odpadów komunalnych o różnym składzie ( I, II, III, IV) możliwe było określenie parametrów zagęszczalności.

### **3. Zagęszczalność gruntów wzmocnionych odpadami z tworzyw sztucznych**

Tendencja światowa w kierunku racjonalnego gospodarowania odpadami z tworzyw sztucznych oraz narastające zanieczyszczenie środowiska naturalnego tymi odpadami zmuszają społeczeństwa do badań nad możliwościami ich utylizacji. Odpady z tworzyw sztucznych można wykorzystać do wzmocniania gruntów w nasypach komunikacyjnych. Badania nad zastosowaniem tworzyw sztucznych do wzmocniania gruntów niespoistych były prowadzone przez różnych badaczy [ 5, 8].

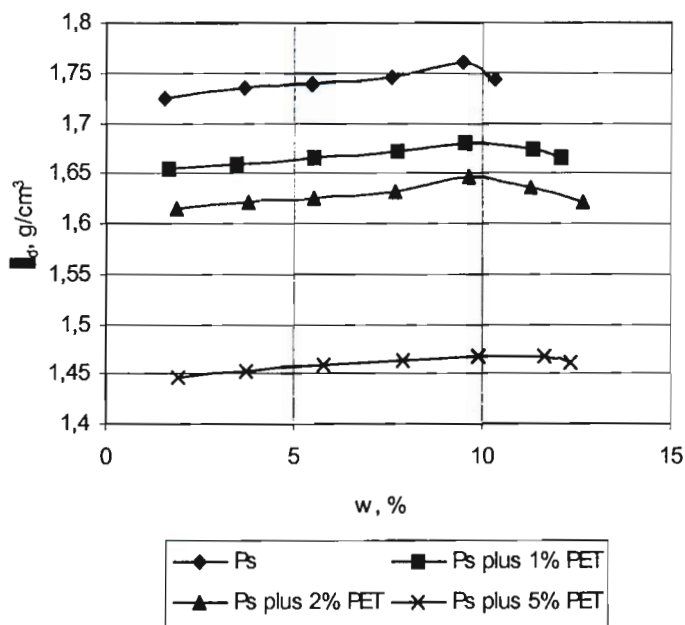
W badaniach nad zagęszczalnością mieszaniny gruntu niespoistego z odpadami z tworzyw sztucznych określano maksymalną gęstość objętościową szkieletu gruntowego oraz wilgotność optymalną. Do badań tych zastosowano dwa rodzaje elementów z tworzyw sztucznych:

- elementy w kształcie półkola, uzyskane z pocięcia butelek plastikowych PET,
- paski o wymiarach: grubość-0,12 mm, szerokość-10 mm, długość-40 mm, uzyskane z pocięcia płatów folii.

Elementy z tworzyw sztucznych dodawano do gruntu w następujących ilościach: 1 %, 2 %, 5 %. Rysunki 3 i 4 przedstawiają krzywe zagęszczalności w przypadku omawianych badań.

Parametry zastosowanego do badań piasku średniego są następujące:  $\rho_{dmax} = 1,738 \text{ g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmin} = 1,539 \text{ g/cm}^3$ ,  $w_{opt} = 9,5\%$ ,  $\rho_{ds} = 1,76 \text{ g/cm}^3$ ,  $U = 2$ .

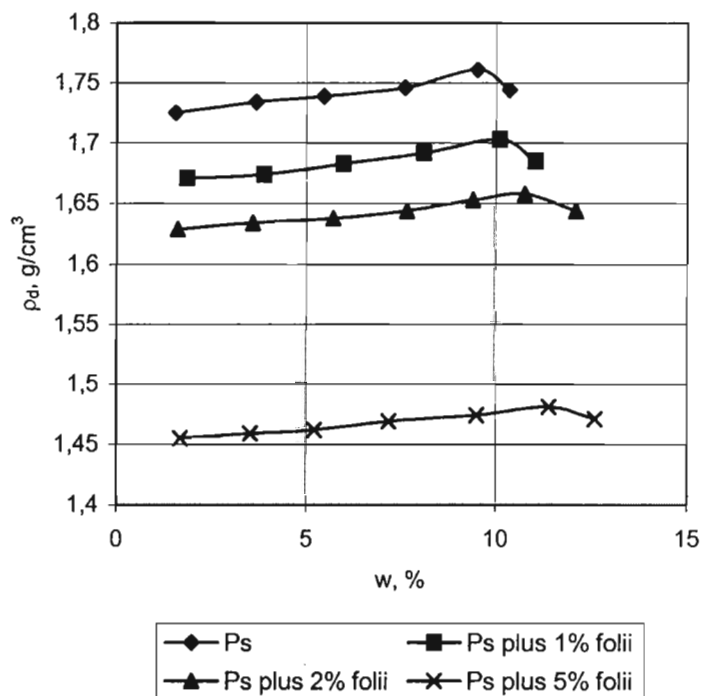
Próbki gruntu z elementami tworzyw sztucznych ubijane były w cylindrze Proctora. Badanie zagęszczalności wykonano metodą standardową Proctora – metoda II według normy [7]. Próbki mieszaniny piasku z odpadami do badań zagęszczalności przygotowano analogicznie jak dla samego gruntu. Suchy piasek mieszano z elementami z tworzyw sztucznych - w ilości ustalonej planem badań. Następnie do próbek dodawano wodę, zgodnie z normą [7], i mieszano. W tabeli 2 przedstawiono wyniki badania zagęszczalności gruntu wzmocnionego odpadami z pociętych płatów folii oraz w tabeli 3 wyniki badań w przypadku gruntu wzmocnionego odpadami z pociętych butelek PET. Badanie parametrów zagęszczalności dla każdej ilości dodanych odpadów wykonano trzykrotnie, natomiast w tabeli 2 i 3 przedstawiono średnie wartości  $\rho_{ds}$  i  $w_{opt}$ .



Rys. 2. Krzywe zagęszczalności piasku średniego z dodatkiem odpadów PET

Z przedstawionych danych wynika, że zależność  $\rho_d$  od wilgotności piasku średniego z odpadami ma przebieg podobny, jak dla samego piasku. Na podstawie analizy porównawczej wyników badania zagęszczalności piasku średniego i piasku średniego z odpadami stwierdzono, że:

- maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego  $\rho_{ds}$  dla piasku wynosi  $1,76 \text{ g/cm}^3$ , natomiast dla piasku z 1% dodatkiem odpadów folii  $\rho_{ds} = 1,70 \text{ g/cm}^3$ , a więc różnica jest niewielka,
- w przypadku piasku z 2% dodatkiem odpadów folii  $\rho_{ds} = 1,66 \text{ g/cm}^3$ , a dla piasku z 5% dodatkiem odpadów folii  $\rho_{ds} = 1,48 \text{ g/cm}^3$ ; Różnica pomiędzy  $\rho_{ds}$  dla piasku, a  $\rho_{ds}$  dla piasku z 2% dodatkiem folii wynosiła  $0,10 \text{ g/cm}^3$ , natomiast z 5% dodatkiem folii  $0,22 \text{ g/cm}^3$ ,
- wilgotność optymalna  $w_{opt} = 9,5 \%$  dla piasku i zwiększa się wraz ze wzrostem ilości dodanej folii:  $w_{opt} = 10 \%$  dla 1% dodatku folii,  $w_{opt} = 10,7 \%$  dla 2% dodatku folii i  $w_{opt} = 11,5 \%$  dla 5% dodatku folii.



Rys. 3. Krzywe zagęszczalności piasku średniego z dodatkiem folii

W przypadku próbek zagęszczanych z dodatkiem odpadów z butelek PET uzyskano nieco niższe wartości  $\rho_{ds}$  w porównaniu z wynikami  $\rho_{ds}$  z dodatkiem odpadów z folii. Różnica pomiędzy wartościami  $\rho_{ds}$  dla obu zastosowanych dodatków tworzyw sztucznych wynosiła: przy 1% dodatku PET 0,02 g/cm<sup>3</sup>, przy 2% dodatku PET 0,01 g/cm<sup>3</sup>, natomiast przy 5% dodatku PET 0,01 g/cm<sup>3</sup>.

Natomiast wilgotność optymalna była nieznacznie mniejsza w przypadku zastosowania odpadów z butelek PET.

Jak wynika z powyższych badań, wpływ rodzaju dodanych odpadów tworzyw sztucznych na parametry zagęszczalności jest nieznaczny.

**Tabela 2.** Wyniki badania zagęszczalności gruntu wzmocnionego odpadami z folii

Nr badania	Ilość dodatku	$w_{opt}$	$\rho_{ds}$
	[%]	[%]	[g/cm <sup>3</sup> ]
Piasek średni			
1	0	9,5	1,762
Piasek średni z dodatkiem 1% folii			
2	1	10,0	1,702
Piasek średni z dodatkiem 2% folii			
3	2	10,7	1,657
Piasek średni z dodatkiem 5% folii			
4	5	11,5	1,476

**Tabela 3.** Wyniki badań zagęszczalności gruntu wzmocnionego odpadami z butelek PET

Nr badania	Ilość dodatku	$w_{opt}$	$\rho_{ds}$
	[%]	[%]	[g/cm <sup>3</sup> ]
Piasek średni z dodatkiem 1 % PET			
1	1	9,5	1,678
Piasek średni z dodatkiem 2% PET			
2	2	9,7	1,646
Piasek średni z dodatkiem 5% PET			
3	5	9,9	1,466

## 4. Podsumowanie

Przedstawione badania laboratoryjne nad zagęszczalnością odpadów komunalnych pozwoliły ustalić maksymalną gęstość objętościową szkieletu i optymalną wilgotność badanych próbek odpadów o różnych składach. Krzywe zagęszczalności w przypadku odpadów komunalnych mają kształt zbliżony do krzywych uzyskiwanych dla gruntów. Parametry zagęszczalności zależą od składu badanych próbek odpadów komunalnych. Badanie laboratoryjne zagęszczalności może być przydatne do oceny stopnia zagęszczenia składowanych odpadów komunalnych na składowisku.

Z przeprowadzonych studiów literatury wynika, że odpady z tworzyw sztucznych można stosować do wzmocnienia gruntów nasypowych (niespoistych),

a wykonane laboratoryjne badania nad zagęszczalnością potwierdzają ich przydatność do budowy nasypów. Badania nad zagęszczalnością piasku z dodatkiem tworzyw sztucznych wykazały, że optymalna ilość dodatku powinna wynosić od 1% do 2%. Przy 1% dodatku tworzyw sztucznych uzyskano nieznacznie mniejsze wartości  $\rho_{ds}$  w stosunku do wartości  $\rho_{ds}$  dla piasku. Natomiast przy 5 % dodatku tworzyw sztucznych uzyskano najniższe wartości  $\rho_{ds}$ . Wartości parametrów zagęszczalności zależą od ilości dodanego materiału z tworzyw sztucznych. Badanie gruntów wzmocnionych odpadami z tworzyw sztucznych do budowy nasypów należy rozszerzyć o dodatkowe badania parametrów mechanicznych.

## Literatura

- [1] Garbulewski K.: *Geotechnika Środowiska*. Zeszyt I, Skład i geotechniczne właściwości odpadów komunalnych. Wydawnictwo SGGW. Warszawa 1999.
- [2] Glinicka M.J.: *Zagęszczalność odpadów komunalnych*. Theoretical Foundations of Civil Engineering Polish-Ukrainian Transactions. Warsaw University of Technology Faculty of Civil Engineering, Pridneprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture. Warsaw 2000.
- [3] Glinicka M.J.: *Charakterystyka odpadów komunalnych*. Theoretical Foundations of Civil Engineering Polish-Ukrainian Transactions. Warsaw University of Technology Faculty of Civil Engineering, Pridneprovsk State Academy of Civil Engineering and Architecture. Dniepropiertovsk-Warsaw, 2003.
- [4] Mucha M.: *Polimery i ekologia*. Politechnika Łódzka. Łódź, 2002.
- [5] Pisarczyk S.: *Badania laboratoryjne przydatności odpadów sztucznych i gumowych do gruntów w nasypach drogowych*. Drogi i Mosty IBDiM 2/2002.
- [6] Pisarczyk S.: *Grunty nasypowe. Właściwości geotechniczne i metody ich badania*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej. Warszawa 2004.
- [7] PN 88/B-04481 *Grunty budowlane. Badania próbek gruntu*.
- [8] Santoni R.L., Tingle J.S., Webster S.L.: *Engineering properties of sand-fiber mixtures for road construction*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering March 2001.

## **LABORATORY COMPACTION TESTS OF MADE GROUND**

**Summary:** In this paper laboratory tests for compactibility of made ground are described. The tests were made on municipal solid wastes and sand with additives of synthetic wastes. For laboratory compaction tests Standard Proctor Methods were used. Compactibility parameters of municipal solid wastes depend on composition of tested samples. In the case of sand with additives of synthetic material compactibility parameters depend on amount of additive and type of additive. The synthetic materials can be used for road embankments and reduce problems of their storage.

*Andrzej T. Gruchot<sup>1</sup>*

## **Wpływ stabilizacji wybranych popiołów na wartość wskaźnika nośności CBR**

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono wyniki badań dotyczących wskaźnika nośności CBR popiołów ze składowiska Elektrociepłowni „Kraków” (dawna EC „Łęg”). Badania przeprowadzono na próbach popiołu bez stabilizatora oraz z 3, 6 i 10% dodatkiem stabilizatora po 7 i 28 dobach pielęgnacji oraz dla tego samego czasu pielęgnacji, ale po 3 lub 14 cyklach zamrażania i odmrażania. Jako stabilizator wykorzystano spoiwo hydrauliczne Silment CQ-25. Wyniki badań wskazują na celowość stabilizacji wybranych popiołów – obserwuje się kilkakrotny wzrost wskaźnika nośności CBR. Należy jednak zauważyć istotny wpływ temperatur ujemnych, powodujący zmniejszenie wartości wskaźnika nośności. Ogólnie można stwierdzić przydatność badanej mieszanki popiół-stabilizator do celów budownictwa drogowego, pod warunkiem stosowania jej poniżej głębokości przemarzania.

### **1. Wstęp**

Nowoczesna podbudowa drogowa powinna spełniać wiele wymagań odnoszących się do wbudowywanych w nią gruntów mineralnych, jak również antropogenicznych, np. popiołów poenergetycznych. Stosowanie popiołów w budownictwie drogowym jest jedną z metod ich utylizacji, jak również zastąpienia dróg materiałów naturalnych odpadami ze spalania węgla kamiennego bądź brunatnego [1, 7].

Popioły poenergetyczne cechują się z reguły niskimi parametrami wytrzymałościowymi i dlatego dąży się do polepszenia ich cech geotechnicznych, np. przez ich stabilizację [2]. Do najczęściej stosowanych spoiw gruntowych

---

<sup>1</sup> dr inż., Akademia Rolnicza w Krakowie



zalicza się cement i wapno, a od kilku lat również nowe spoiwa hydrauliczne, np. Silment CQ-25.

Silment CQ-25 jest sproszkowanym drobnoziarnistym spoiwem hydraulicznym o właściwościach zbliżonych do cementu [4, 5], charakteryzującym się wysoką zawartością aktywnej krzemionki [6].

## 2. Cel i metody badań

Celem przeprowadzonych badań było określenie zmian wskaźnika nośności popiołów przy dodaniu stabilizatora Silment CQ-25 w ilości 3, 6 i 10% w stosunku do popiołów niestabilizowanych. Do badań wykorzystano popioły po spalaniu węgla kamiennego (PK) i około dziesięcioletnim okresie zalegania na składowisku Elektrociepłowni „Kraków” (dawna EC „Łęg”).

**Tabela 1.** Pielęgnacja prób popiołów do badań wskaźnika nośności CBR

Czas pielęgnacji [doby]	Dodatek stabilizatora	Pielęgnacja prób
	%	
0	0	bez pielęgnacji, próba poddana badaniu bezpośrednio po zagęszczeniu oraz po 4 dobach nasiąkliwości
7	3	3 doby w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem, następnie przez 1 dobę zanurzone 1 cm w wodzie i końcowe 3 doby zanurzone całkowicie w wodzie
	6	
	10	
28	3	13 dób w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem, następnie przez 1 dobę zanurzone 1cm w wodzie i końcowe 14 dób zanurzone całkowicie w wodzie
	6	
	10	
7 <sup>z-0</sup>	3	3 doby w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem, następnie 1 dobę zanurzone 1cm w wodzie i końcowe 3 doby w cyklu <sup>1)</sup> zamrażania i odmrężania
	6	
	10	
28 <sup>z-0</sup>	3	13 dób w temperaturze pokojowej z zabezpieczeniem przed wysychaniem, następnie 1 dobę zanurzone 1cm w wodzie i końcowe 14 dób w cyklu <sup>1)</sup> zamrażania i odmrężania
	6	
	10	

<sup>1)</sup> jeden cykl to 8-godzinne zamrażanie w temperaturze -23°C i 16-godzinne odmrężanie w wodzie w temperaturze pokojowej

Badania obejmowały określenie wskaźnika nośności CBR prób popiołów bez dodatku stabilizatora, o wilgotności wyznaczonej z krzywej Proctora, odpowiadającej 0,99 maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu. Badania przeprowadzono bezpośrednio po zagęszczeniu oraz na próbach po 4 dobach nasiąkliwości, a także po 7 i 28 dobach pielęgnacji prób z dodatkiem 3, 6, 10% stabilizatora (tab. 1).

Badano również wskaźnik nośności mieszanki popiołu i stabilizatora po 3 cyklach zamrażania i odmrażania (7 dób pielęgnacji) oraz po 14 cyklach zamrażania i odmrażania (28 dób pielęgnacji). Przeprowadzone badania posłużyły do określenia spadku wartości wskaźnika nośności w wyniku działania niskich temperatur.

Wskaźnik nośności określono zgodnie z normą PN-S-02205:1998 dla penetracji trzpienia o powierzchni  $20\text{ cm}^2$  na głębokości 2,5 i 5,0 mm. Jako miarodajną wartość wskaźnika nośności do dalszej analizy przyjęto jego wartość wyższą. Wszystkie próby w trakcie badania były obciążone siłą wynoszącą 22,0 N. W trakcie przyjętego czasu pielęgnacji były rejestrowane zmiany wysokości próby, mające na celu wyznaczenie wielkości pęcznienia liniowego.

### **3. Charakterystyka geotechniczna popiołów**

Badanie wskaźnika nośności CBR przeprowadzono na uśrednionej próbce popiołów po około 10 letnim okresie zalegania na zwałowisku Elektrociepłowni „Kraków”. Pod względem geotechnicznym uziarnienie badanych popiołów odpowiada bardzo różnoziarnistym pospółkom gliniastym (tab. 2).

W celu oznaczenia wilgotności optymalnej ( $w_{opt}$ ) i maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu ( $\rho_{ds}$ ) popiołów bez stabilizatora i z jego dodatkiem przeprowadzono badanie według normowej metody Proctora. Wilgotność optymalna z dodatkiem stabilizatora była nieznacznie niższa (o około 2%), a gęstość objętościowa większa (o około  $0,04\text{ g/cm}^3$ ) w stosunku do popiołów bez dodatków stabilizatora.

Tabela 2. Parametry geotechniczne badanych popiołów

Lp	Parametr	Symbol	Wartość
1	Zawartość frakcji [%]:		
	– zwirowa	$f_z$	14,8
	– piaskowa	$f_p$	48,7
	– pyłowa	$f_{\pi}$	34,1
	– ilowa	$f_i$	2,4
2	Wskaźnik różnoziarnistości [-]	U	18,8
3	Nazwa wg PN-86/B-02480		$P_{og}$
4	Wilgotność optymalna [%]:		
		0%	34,20
	dodatek Silment CQ-25	3%	33,85
		6%	32,85
		10%	31,85
		$w_{opt}$	
5	Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu [ $g/cm^3$ ]:		
		0%	1,115
	dodatek Silment CQ-25	3%	1,12
		6%	1,14
		10%	1,16
		$\rho_{ds}$	

## 4. Wyniki badań

Wyniki badań (tab. 3) wskazują, że badane popioły bez dodatku stabilizatora przy wilgotności zbliżonej do optymalnej charakteryzują się wysoką wartością wskaźnika nośności, wynoszącą bezpośrednio po zagęszczeniu ( $I_s = 0,98$ ) około 34%. Natomiast po 4 dobach nasiąkliwości nastąpił wzrost wilgotności o około 5% i spadek wskaźnika nośności do około 22%, przy jednoczesnym bardzo niewielkim pęcznieniu liniowym ( $p > 0,1\%$ ).

Modyfikowanie popiołów ze składowiska Elektrociepłowni „Kraków” przez dodatek stabilizatora Silment CQ-25 spowodowało znaczne zwiększenie wskaźnika nośności CBR [3]. Dla dodatku 3% stabilizatora po 7 dobach pielęgnacji uzyskano trzykrotny wzrost, a po 28 dobach – czterokrotny wzrost wartości – w stosunku do popiołu niestabilizowanego (rys. 1).

Tabela 3. Wyniki badania wskaźnika nośności CBR popiołów

Zawartość stabilizatora	Wilgotność prób w strefie penetracji trzpienia [%]						Wskaźnik nośności CBR $w_{nos}$ [%]					
							Czas pielęgnacji <sup>1)</sup> [doby]					
[%]	0	4	7	28	7 <sup>z-o</sup>	28 <sup>z-o</sup>	0	4	7	28	7 <sup>z-o</sup>	28 <sup>z-o</sup>
0	34,5	39,4			41,4	41,1	35,7	22,7			11,7	5,9
	34,2	38,7			40,7		36,9	22,2			15,7	
śr.	34,3	39,6			41,0		36,3	22,4			13,7	
3	32,5				37,3	42,3	42,4				66,9	29,2
	33,1		39,2	36,9	38,7		38,1		106,2	146,9	55,1	
śr.	32,8				38,0		40,3				61,0	
6	30,0				37,8	38,1	40,3				116,1	109,6
	30,9		38,5	35,0	36,4		34,6		161,4	228,0	128,9	
śr.	30,5				37,1		37,5				122,5	
10	29,6				36,7	37,6	43,2				152,7	174,5
	30,3		35,5	35,5	37,7		34,1		214,3	282,2	153,0	
śr.	30,0				37,2		38,7				152,9	

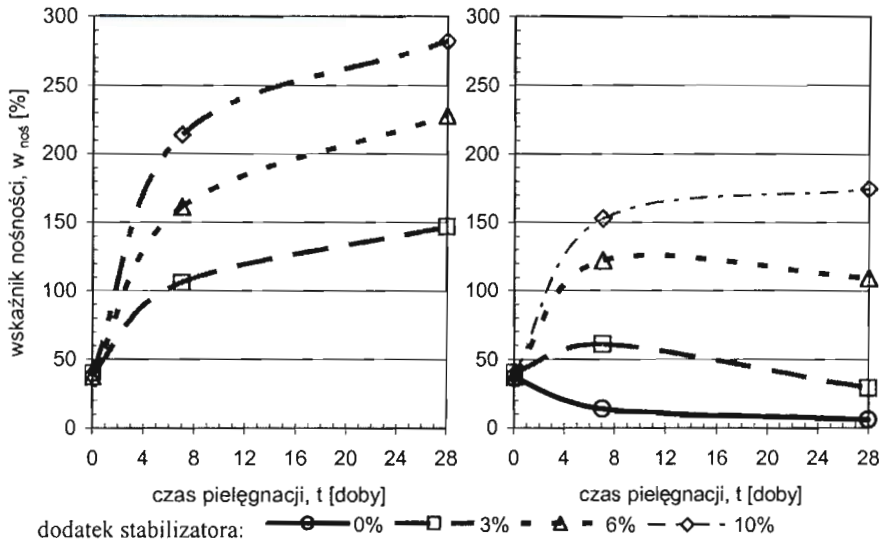
<sup>1)</sup> dokładna charakterystyka czasu pielęgnacji znajduje się w tabeli 1

Zwiększanie dodatku stabilizatora do 6%, a następnie do 10%, spowodowało dalszy wzrost wskaźnika nośności – odpowiednio – o 55 i 80%. Wydłużenie czasu pielęgnacji prób z 7 do 28 dób spowodowało również wzrost wskaźnika nośności o około 40% dla 3% dodatku i o około 70% dla 10% dodatku stabilizatora.

Analizując zmiany wskaźnika nośności prób popiołów poddanych cyklicznemu zamrażaniu i odmrażaniu, należy ogólnie stwierdzić zwiększenie jego wartości w stosunku do popiołów niestabilizowanych (rys. 1). Jedynie dla 28 dobowego czasu pielęgnacji i 3% dodatku stabilizatora zaznaczył się niewielki jego spadek.

a) pielęgnacja prób w wodzie

b) pielęgnacja prób z cyklami zamrażania i odmrażania



Rys. 1. Wpływ dodatku Silmentu CQ-25 i czasu pielęgnacji na wskaźnik nośności CBR

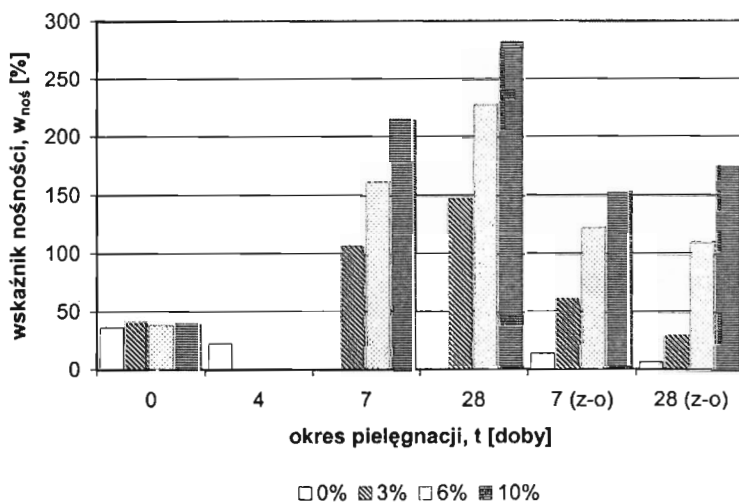
Porównując wyniki badania wskaźnika nośności prób popiołów poddanych cyklom zamrażania i odmrażania oraz nie poddanych takim cyklom stwierdzono występowanie istotnych różnic pomiędzy tymi wynikami. Na potrzeby prezentowanych badań, w celu określenia zmian wskaźnika nośności w wyniku procesu zamrażania i odmrażania, przyjęto wskaźnik mrozoodporności CBR ( $n_{CBR}^{7(28)}$ ), obliczony jako:

$$n_{CBR}^7 = \frac{W_{noś}^{7z-o}}{W_{noś}^7} [-] \text{ i } n_{CBR}^{28} = \frac{W_{noś}^{28z-o}}{W_{noś}^{28}} [-] \quad (1)$$

gdzie:

- $W_{noś}^{7(28)}$  – wskaźnik nośności CBR po 7 lub 28 dobach pielęgnacji,
- $W_{noś}^{7(28)z-o}$  – wskaźnik nośności CBR po 7 lub 28 dobach pielęgnacji, odpowiednio po 3 lub 14 cyklach zamrażania i odmrażania.

Uzyskane wyniki obliczeń wskazują na bardzo istotny wpływ temperatury ujemnej na wartości wskaźnika nośności prób popiołów modyfikowanych Silmentem CQ-25 (tab. 3). Najniższe wartości wskaźnika mrozoodporności CBR, świadczące o najniższej odporności, uzyskano dla najmniejszej (3%) zawartości stabilizatora (rys. 2). W przypadku 7 dobowego czasu pielęgnacji jest to prawie dwukrotny spadek wartości wskaźnika nośności, a dla 28 dobowego czasu pielęgnacji aż pięciokrotny.



Rys. 2. Zakres zmian wskaźnika nośności CBR dla zastosowanych typów pielęgnacji prób i dodatku stabilizatora Silment CQ-25

Zwiększanie zawartości Silmentu powoduje wzrost odporności mieszanki: popiół–stabilizator na niską temperaturę; wraz z jego zwiększaniem uzyskano wyższe wartości wskaźnika  $n_{CBR}$  (tab. 4). Jednak należy zauważyć, że wraz ze zwiększeniem liczby cykli zamrażania i odmrażania wartości wskaźnika nośności, nawet przy 10% zawartości stabilizatora, są prawie dwukrotnie mniejsze w stosunku do wartości dla mieszanki niepoddanej mrożeniu i odmrażaniu.

**Tabela 4.** Wartości wskaźnika mrozoodporności CBR ( $n_{CBR}$ ) badanych popiołów

Zawartość stabilizatora [%]	Wskaźnik nośności $w_{nos}$ [%]		Wskaźnik mrozoodporności $n_{CBR}^7$ [-]	Wskaźnik nośności $w_{nos}$ [%]		Wskaźnik mrozoodporności $n_{CBR}^{28}$ [-]
	Czas pielęgnacji [doby]			Czas pielęgnacji [doby]		
	7	7 <sup>z-o</sup>		28	28 <sup>z-o</sup>	
3	106,2	61,0	<b>0,57</b>	146,9	29,2	<b>0,20</b>
6	161,4	122,5	<b>0,76</b>	228,0	109,6	<b>0,48</b>
10	214,3	152,9	<b>0,71</b>	282,2	174,5	<b>0,62</b>

Należy podkreślić, że zaobserwowano, iż badane próby popiołu z dodatkiem stabilizatora charakteryzowały się silniejszym procesem pęcznienia niż próby popiołów bez stabilizatora. Wielkość pęcznienia liniowego nie przekroczyła jednak 0,5%.

## 5. Podsumowanie

Przeprowadzone badanie wskaźnika nośności CBR popiołów z Elektrociepłowni „Kraków” z dodatkiem Silmentu CQ-25 wykazało celowość modyfikowania popiołów w celu poprawienia ich nośności. Modyfikacja popiołów pozwala uzyskać wysokiej jakości materiał przydatny do celów budownictwa drogowego, np. do wykonywania warstw ulepszonego podłoża.

Należy jednak zaznaczyć, że przeprowadzone badania wskazują na podatność mieszanki popiół–Silment CQ-25 na niskie temperatury. Dlatego przy wbudowywaniu badanej mieszanki poniżej głębokości przemarzania proponuje się zastosowanie dodatku Silmentu CQ-25 w ilości 6%. Natomiast przy wbudowywaniu w warstwy leżące powyżej tej głębokości – 10% dodatku stabilizatora, ponieważ przy tej ilości mieszanka cechuje się znacznie większą odpornością na niskie temperatury.

Normy dotyczące robót ziemnych w budownictwie drogowym z wykorzystaniem gruntów stabilizowanych, nie podają, poza wielkością dodatków stabilizatora w zależności od kategorii ruchu, wartości minimalnych wskaźnika nośności. Tak więc w odniesieniu do Silmentu CQ-25, którego właściwości są zbliżone do właściwości cementu, wskaźnik nośności CBR powinien być traktowany jako cecha dodatkowa w stosunku do podstawowej cechy miarodajnej, to jest wytrzymałości na ściskanie.



## Literatura

- [1] Coufal R., Szczygielski T.: *Gospodarcze wykorzystanie w budownictwie ubocznych produktów spalania węgla kamiennego w elektrowniach*. Materiały z VI Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Popioły z energetyki”. Licheń Stary, 95–118. 1999.
- [2] Gruchot A.T.: *Badania wskaźnika nośności CBR popiołów Elektrociepłowni Łęg w Krakowie*. Materiały z XI Międzynarodowej Konferencji „Popioły z energetyki”. Zakopane, 267–276. 2004.
- [3] Krzysztoń W.: *Badania wskaźnika nośności CBR stabilizowanych popiołów lotnych*. Praca inżynierska. Zakład Mechaniki Gruntów i Budownictwa Ziarnego AR w Krakowie, maszynopis, 2005.
- [4] Laboratorium Inżynierii Lądowej Labotest Sp. z o.o.: *Badania porównawcze możliwości stabilizacyjnych spoiw CQ-25, CQP-15 w relacji możliwości stabilizacyjnych cementu i wapna*. Katowice, maszynopis, 2003.
- [5] Porszke A.: *Możliwości zastosowania spoiw cementowo-puculanowych SILMENT CQP-15 i CQ-25 jako stabilizatora gruntu*. Drogownictwo, 5, 159–164, 2004.
- [6] Rowis System. Silment. *Drogowe Spoiwo Stabilizacyjne*. Materiały informacyjne. Będzin, 2004.
- [7] Zawisza E., Gruchot A., Michalski P.: *Studium naukowo-badawcze w zakresie przydatności popiołów ze składowiska Elektrociepłowni „Łęg” w Krakowie do wznoszenia nasypów drogowych*. Katedra Mechaniki Gruntów i Budownictwa Ziarnego AR w Krakowie, maszynopis, 2004.
- [8] PN-S-02205:1998 *Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania*.
- [9] PN-S-96012:1997 *Drogi samochodowe. Podbudowa i ulepszone podłoże z gruntu stabilizowanego cementem*.

## THE INFLUENCE OF STABILISATION OF CHOSEN FUEL ASHES ON CBR RATIO

**Summary:** The results of the tests of CBR ratio of fuel ashes from the dumping site of the “Kraków” power station have been presented in the work. The tests were carried out on the samples of fuel ashes without stabilizer and with addition of 3%, 6% and 10% of stabilizer after 7 and 28 days of maturation as well as for the same time of maturation but after 3 and 14 cycles of freezing and thawing. The hydraulic binding agent, Silment CQ-

25, was used as a stabilizer. The test results revealed the advisability of stabilization of chosen fuel ashes – the multiple increase of CBR ratio. However, a significant influence of freezing on diminishing the CBR ratio should be noticed. In general, one can state the usability of the tested mixture of fuel ashes and stabilizer for the road engineering purposes, provided that it will be used below the freezing level.

*Ickiewicz Irena*<sup>1</sup>

## Rozkład temperatury w gruntach pod budynkami

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono analizę wpływu budynku na rozkład temperatury w gruncie, głównie w czasie temperatury ujemnej. Korzystając ze wspomaganie komputerowego, wykonano obliczenia rozkładu temperatury w gruntach pod budynkami niepodpiwniczonymi, ogrzewanymi i nie ogrzewanymi. Obliczenia wykonano korzystając z programów HEAT 2 i HEAT3.

### 1. Wprowadzenie

W wypadku bezpośrednich posadowień fundamentów, jeżeli jedynym kryterium głębokości jest przemarzanie gruntów, największe znaczenie ma fakt, aby wartość temperatury warstwy gruntu znajdującego się w otoczeniu fundamentu nie spadła poniżej zera stopnia Celsjusza. W Polsce problem zapobiegania przemarzania podłoża gruntowego sprowadza się do zapewnienia wymaganej głębokości posadowienia fundamentów, podanej w normie PN /B 03020. Norma ta dopuszcza posadowienie budowli już na 0,5m, jeżeli zastosowana zostanie odpowiednia izolacja termiczna zabezpieczająca fundament przed ewentualnym przemarzaniem. Aby optymalnie zaprojektować taką izolację termiczną, należałoby wcześniej oszacować wielkość wpływ samego budynku na położenie izotermy „0”. W tym celu wykonano obliczenia, korzystając z programów numerycznych HEAT 2 i HEAT 3.

---

<sup>1</sup> dr inż., Politechnika Białostocka

## 2. Dane wyjściowe do obliczeń numerycznych

Do obliczeń pola temperatury w gruntach pod budynkiem przyjęto następujące warunki brzegowe i początkowe;

- temperaturę powietrza w funkcji czasu (średnie dobowe),
- temperaturę w budynku  $+20^{\circ}\text{C}$ ,
- podano zasięg obszaru temperatury gruntu w kierunku pionowym, wyodrębniając następujące strefy: wahań dobowych do głębokości 1m, wahań sezonowych do głębokości 8m i wahań rocznych do głębokości 10m,
- na głębokości 10m przyjęto powierzchnię adiabatyczną.

Do zdefiniowania warunku brzegowego wykorzystano dane klimatyczne powietrza zewnętrznego dla zim z lat 1952 – 2005 dla Białegostoku. Wybrano zimy o najwyższych wskaźnikach stopniodni temperatury ujemnej. W tabeli 1 podano wskaźniki mrozowe  $F_d$  dla wybranych zim.

Tabela 1. Wybrane zimy z okresu 1952-2004 charakteryzujące się wysokim wskaźnikiem mrozowym  $F_d$ .

Zimy	$\Sigma$ stopniodni temperatury ujemnej	$\Sigma$ dni z temperaturą ujemną	Średnie miesięczne temperatury ujemnej				
			XI	XII	I	II	III
68-69	740x24 = 17 760	117	+	-4,2	-9,0	-6,6	-3,1
69-70	752 x24 = 18 048	110	+	-9,3	-7,7	-7,5	-0,4
80-81	413 x24 = 9 912	76	+	-1,7	-4,5	-2,5	+
85-86	622 x24 = 14 928	93	-0,2	-1,2	-2,5	-11,5	+
86-87	765 x24 16 200	99	+	-1,8	-15,1	-2,6	-4,3
95-96	787 x24 18 888	132	-1,0	-6,7	-8,2	-7,6	-3,5

Analizując zimy z 50-letniego okresu, stwierdzono, że najniższe wskaźniki stopniodni temperatury ujemnej w IV strefie klimatycznej (Białystok) nie przekraczają 800 stopniodni. Zimą charakteryzującą się najwyższym wskaźnikiem okazała się zima 1995/96, gdzie liczba dni z temperaturą ujemną wynosiła 132 dni, a wskaźnik mrozowy 878.

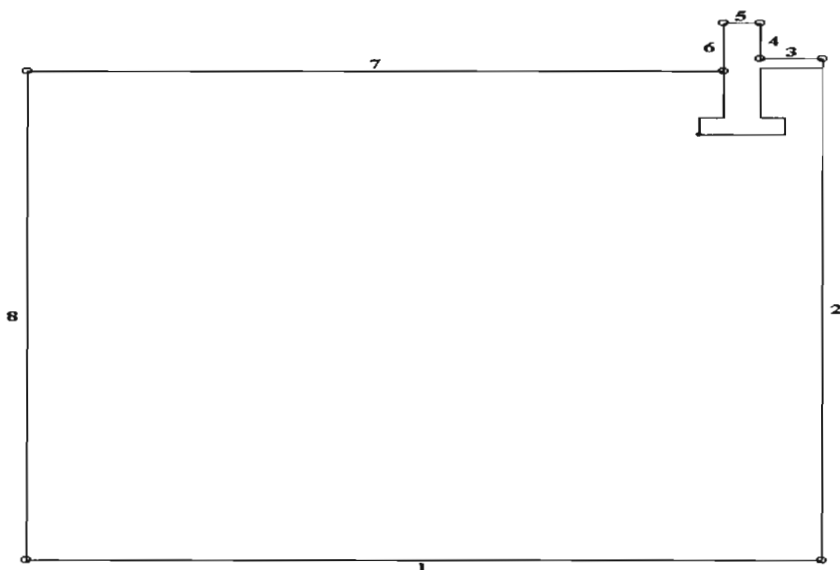
Do dalszych obliczeń przyjęto następujące dane:

- temperatura powietrza zewnętrznego dla zimy 1985/86 i 1986/87,
- grunt składający się z dwu warstw: warstwy próchnicy grubości 7cm o współczynniku przewodzenia ciepła  $\lambda = 0,45 \text{ W/mK}$  i pojemności cieplnej (objętościowej)  $1,60 \text{ MJ/m}^3\text{K}$ , oraz gliny piaszczystej o współczynniku

przewodzenia ciepła  $\lambda = 0,85$  i pojemności cieplnej (objętościowej)  $1,90 \text{ MJ/m}^3\text{K}$

- fundament nie ocieplony, zagłębiony na  $0,5\text{m}$

Model obliczeniowy z podaniem warunków brzegowych wyznaczonych odpowiednimi granicznymi segmentami o numerach 1-8 przyjęto jak na rysunku 1. np. płaszczyzna „1” siatki znajduje się na głębokości  $10\text{m}$  i wyznacza płaszczyznę adiabatyczną o stałej temperaturze  $8,6^\circ\text{C}$

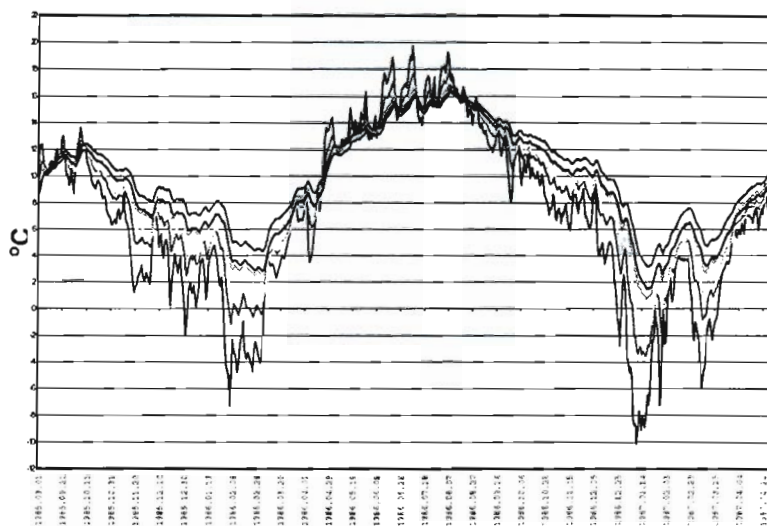


Rys.1. Model obliczeniowy; 1,2,3,4,5,6,7,8 – numery graniczne i długości wygenerowanej siatki

Wyniki obliczeń zaprezentowano w postaci wykresów (rys.2 i rys 3). Zamieszczone obliczenia dotyczyły rozkładu temperatury na 5 głębokościach: najniższy wykres na powierzchni gruntu, następnie w kolejności na głębokości  $5\text{cm}$ ,  $10\text{cm}$ ,  $20\text{cm}$ ,  $50\text{cm}$  i na  $1\text{m}$ .

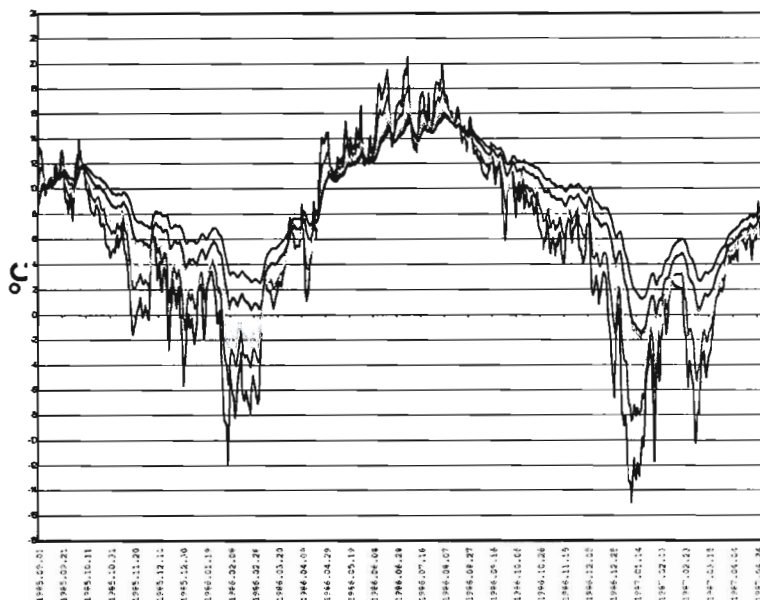
Zamieszczone wykresy dotyczą:

- budynku ogrzewanego; fundament posadowiony na glinie piaszczystej o współczynniku przywodzenia ciepła  $0,85 \text{ W/ m K}$ , fundament żelbetowy nie ocieplony (rys 2),
- budynku nie ogrzewanego; fundament posadowiony na glinie piaszczystej o współczynniku przywodzenia ciepła  $0,85 \text{ W/ m K}$ , fundament żelbetowy nie ocieplony (rys 3).



**Rys.2.** Rozkład temperatury w gruncie w otoczeniu budynku ogrzewanego dla zim 1985/86 i 1986/87 otrzymany z obliczeń numerycznych;

Wykres z najniższymi wartościami temperatury dotyczy temperatury na powierzchni gruntu, następnie „krzywe” w kolejności na głębokości 5cm, 10 cm, 20cm i 50 cm i 1m. Analizując wyniki zestawione na wykresie (rys.2), można stwierdzić, że temperatura ujemna utrzymuje się jeszcze na głębokości 20cm (trzeci od dołu wykres), natomiast na głębokości 50 cm (czwarty od dołu wykres) temperatura gruntu jest dodatnia; nie ma zatem zagrożenia zniszczenia fundamentu poprzez wysadzinę.



**Rys.3.** Rozkład temperatury w gruncie w otoczeniu budynku nie ogrzewanego dla zim 1985/86 i 1986/87 wg obliczeń numerycznych 1-temp.przy gruncie 2-na głębokości 10cm, 3-na głębokości 20cm , 4- na głębokości 50cm.

Z analizy wyników obliczeniowych budynku nie ogrzewanego, stwierdzono, że przez kilka dni, przy najniższych wartościach temperatury (18-23 stycznia 1987), istnieje niebezpieczeństwo ujemnej temperatury (do  $-1,0^{\circ}\text{C}$ ) na głębokości 0,50m. Z danych klimatycznych (pomiaru bezpośrednie) wynika, że takie niebezpieczeństwo nie istnieje (tablica 2).

Przy analizowaniu pól temperatury w gruntach wysadzinowych należy uwzględnić zjawisko sprzężonych procesów przepływu ciepła i wilgoci. Grunty wysadzinowe charakteryzują się dużą wartością powierzchni właściwej, dostępnej dla wody oraz związaną z tym aktywnością powierzchniową. Wpływa to znacząco na obniżenie punktu zamarzania wody w gruncie. W gruntach niespoistych wartości te są pomijalnie małe. W związku z powyższym, w wypadku gruntów wysadzinowych należy dodatkowo uwzględnić:

- temperaturę początku zamarzania  $T_0$  , która jest niższa od zera (w gruntach niespoistych  $0^{\circ}\text{C}$ ),
- zamarzanie wody następującej w szerokim zakresie wartości temperatury ujemnej  $T < T_0$  ,



- w dowolnej temperaturze  $T < T_0$  istnieje pewna ilość stabilnej termodynamicznie wody niezamarzniętej  $u$ .

Biorąc pod uwagę fakt, że temperatura ujemna na głębokości 50cm występowała tylko przez kilka dni, a wartość jej nie przekraczała  $-1^{\circ}\text{C}$ , już na tym etapie analizy można stwierdzić, że pod fundamentem nie nastąpi zamarznięcie gruntu wysadzinowego.

W tablicy 2 zestawiono wybrane dane z pomiarów bezpośrednich wykonanych na poletku w IMIGW-Białystok. Grunt w jakim wykonywano pomiary to: 7cm czarnoziem, poniżej glina piaszczysta. Ten sam grunt został przyjęty do obliczeń.

**Tablica 2** Temperatura gruntów na różnych głębokościach w czasie zim charakteryzujących wskaźnikiem mrozowym  $> 700$  stopniodni

Zimy	Najniższa temperatura na głębokości [ $^{\circ}\text{C}$ ]					Uwagi
	5cm	10cm	20cm	50cm	100cm	
85-86	-2,0 14.02	-1,8 03.03	-1,0 03.0.3	Temp. +	Temp.+	
86-87	-4,2 18.01	-4,3 18.01	-2,8 18.01	-0,5 22. 01	+2,4	Najniższa temperatura na 1m $+1,7^{\circ}\text{C}$ - 25.03.
95/96	-8,0 27.01.	-7,4	-6,4	-5,2 na 1m +0,6	- 0,5 ÷ - 0,1 11-17.02	Temperatura ujemna na głębokości 1m utrzymywała się przez 7 dni

Z analizy danych zestawionych w tablicy 2 wynika, że w czasie zimy 1995/96 nastąpiło przemarzanie gruntów na głębokości 0,5 m (temperatura ujemna utrzymywała się przez kilkanaście dni i wynosiła średnio  $-3,0^{\circ}\text{C}$ ).

Zestawione wartości dotyczą otwartej przestrzeni, brak natomiast danych z pomiarów w okolicy budynków, które bez wątpienia powinny obniżyć wartości ujemnej temperatury (zwłaszcza budynki ogrzewane).

### 3. Podsumowanie i wnioski

- Celem obliczeń była analiza możliwości posadowienia budynków na głębokości 0,5-0,6 m, jeżeli wartość ta zależy tylko od głębokości przemarzania gruntów. Analizę taką przeprowadzono dla budynków

ogrzewanych i nie ogrzewanych, których fundamenty posadowiono na głębokości 0,5 m.

- Na podstawie porównania wyników z obliczeń i badań bezpośrednich można stwierdzić, że poprawny jest model obliczeniowy, jak również przyjęte warunki brzegowe oraz początkowe.
- Otrzymane wyniki z obliczeń numerycznych są zadowalające w porównaniu z danymi klimatycznymi powietrza zewnętrznego oraz wartościami rozkładu temperatury in situ dla gliny piaszczystej, otrzymanych z IMiGW - Białystok.
- Zauważono regularny błąd pomiędzy danymi IMiGW, a wynikami otrzymanymi z obliczeń numerycznych. Wartości z obliczeń dają od 30 do 40% wyższe wartości niż dane z pomiarów bezpośrednich.
- Przyczyną błędu mogą być np. przyjęte zawyżone wartości cech termofizycznych gruntu (współczynnik przewodzenia ciepła oraz pojemność cieplna), izolacja „termiczna” gruntu, którą dają warstwa śniegu, warunki gruntowo-wodne.
- Dalsze prace obliczeniowe powinny się skupić na określeniu wpływu budynków na rozkład temperatury pod budynkiem, gdyż zaprezentowane przykłady nie wyczerpują całości problemu. Brakuje pomiarów bezpośrednich rozkładu temperatury w pobliżu budynków.
- Badanie rozkładu temperatury pod fundamentami budynków, zweryfikowane danymi doświadczalnymi, może być podstawą do opracowania nowych wytycznych dotyczących posadowień bezpośrednich (obniżenie głębokości posadowień, wynikających z głębokości przemarzania).

## Literatura

- [1] Ickiewicz I.: *Głębokość przemarzania gruntów wysadzinowych*. II Problemowa Konferencja Geotechniki. Współpraca Budowli z Podłożem Gruntowym. PB Białystok 2004.
- [2] Ickiewicz I.: *Izolacja termiczna fundamentów*. II Problemowa Konferencja Geotechniki. Współpraca Budowli z Podłożem Gruntowym. PB Białystok Czerwiec 2004.

## **TEMPERATURE DISTRIBUTION IN SOILS UNDER BUILDINGS**

**Summary:** This paper presents analysis of the influence of the building upon the temperature distribution in soil, mainly during negative temperatures. Calculations of the temperature distribution in soil under heated and unheated buildings without cellars were made with computer aid. Two programs were applied: HEAT2 and HEAT3.

Ryszard Izbicki<sup>1</sup>, Joanna Stróżyk<sup>2</sup>

## Stopień *YSR* miarą prekonsolidacji ilów formacji poznańskiej

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono wyniki badania prekonsolidacji części stropowej miopliocenijskich ilów formacji poznańskiej z rejonu Wrocławia. Wielkość prekonsolidacji określano poprzez wartość stopnia naprężenia uplastyczniającego *YSR* oraz naprężenia uplastyczniającego  $\sigma'_y$ . Naprężenie  $\sigma'_y$  należy uznać za główny parametr stanu gruntów spoistych. Stwierdzono, że naprężenie  $\sigma'_y$  przyjmuje wartości od 420 do 1100 kPa i rośnie wraz z głębokością zalegania gruntu, natomiast wyznaczona wartość stopnia *YSR* wykazuje duże zróżnicowanie od 3,7 do 6,5 i nie wykazuje związku z głębokością zalegania gruntu.

### 1. Wstęp

Ze względu na charakterystykę zachowania się masywu gruntowego wobec pojawiających się obciążeń zewnętrznych grunty spoiste ogólnie możemy podzielić na normalnie konsolidowane i prekonsolidowane.

Jako miarę prekonsolidacji przyjmujemy stopień naprężenia uplastyczniającego *YSR*, zdefiniowany jako [3]:

$$YSR = \frac{\sigma'_y}{\sigma'_{vo}} \quad (1)$$

---

<sup>1</sup> prof. dr hab. inż., Politechnika Wrocławska

<sup>2</sup> dr, Politechnika Wrocławska

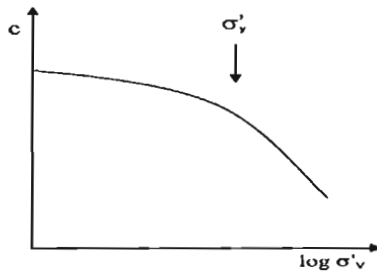
gdzie:

$\sigma'_y$  - naprężenie uplastyczniające - efektywne naprężenie graniczne, rozdzielające obszar występowania odkształceń w przewodzie sprężystych od obszaru występowania odkształceń w przewodzie plastycznych,

$\sigma'_{vo}$  - pionowe naprężenie efektywne *in situ* (stwierdzone obecnie).

Wartość  $YSR$  będzie decydowała czy dany grunt uznamy za prekonsolidowany ( $YSR > 1$ ), czy też normalnie konsolidowany ( $YSR = 1$ ) [3,4].

Wartość  $\sigma'_y$  określa się na podstawie badania ściśliwości gruntu. Utożsamia się wartość  $\sigma'_y$  z charakterystycznym załamaniem na edometrycznej krzywej ściśliwości (rys.1) [9,13].



**Rys.1.** Krzywa ściśliwości i naprężenie uplastyczniające  $\sigma'_y$

W takim ujęciu naprężenie  $\sigma'_y$ , należy uznać za jeden z najważniejszych parametrów stanów gruntów spoistych, decydujący o charakterystyce odkształceniowej masywu gruntowego [15], którego wartość oddziela obszar występowania odkształceń o charakterze głównie sprężystym od obszaru, gdzie dominują odkształcenia o charakterze plastycznym.

Do tej pory jako miarę prekonsolidacji przyjmowano stopień prekonsolidacji  $OCR$  zdefiniowany przez Casagrande'a jako (por.[9,13]):

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \quad (2)$$

gdzie:

$\sigma'_p$  - naprężenie prekonsolidacji – największe naprężenie efektywne, przy którym grunt konsolidował w przeszłości,

$\sigma'_{vo}$  - pionowe naprężenie efektywne *in situ* (stwierdzone obecnie).

Casagrande jednocześnie zaproponował metodę wyznaczania wartości  $\sigma'_p$  na podstawie badań edometrycznych (por. [9,13]). Wyznaczona zgodnie z propozycją Casagrande wartość  $\sigma'_p$ , jest w rzeczywistości naprężeniem uplastyczniającym  $\sigma'_y$ , które będzie odpowiadało wartości  $\sigma'_p$  tylko pod warunkiem, że grunt dokładnie „zapamiętał” wartość obciążenia od nadkładu.

Sposób zdefiniowania wartości naprężenia  $\sigma'_p$  i stopnia OCR (2) powoduje, że powinno się je szacować uwzględniając historię geologiczną masywu gruntowego (historię naprężeń efektywnych) [2,3]. Niestety, przy rozpatrywaniu gruntów naturalnych, często o złożonej i trudnej do odtworzenia historii geologicznej, nie ma możliwości dokładnego oszacowania historycznej wartości naprężeń pionowych ( $\sigma'_p$ ).

Należy więc [2,3,4] rozróżnić stopień prekonsolidacji OCR (1) - określony na podstawie znajomości historii geologicznej, i stopień naprężenia uplastyczniającego YSR – wyznaczany w badaniach, którego wartość będzie decydowała czy dany masyw gruntowy traktować będziemy w dalszych rozważaniach jako normalnie konsolidowany czy prekonsolidowany.

Uzyskane w badaniach wartość naprężenia uplastyczniającego  $\sigma'_y$  może znajdować swoje potwierdzenie w historii danego masywu gruntowego. Jego wartość odpowiada wtedy wartości naprężeń efektywnych, przy których grunt konsolidował w przeszłości -  $\sigma'_p$ . W tym szczególnym przypadku naprężenie uplastyczniające  $\sigma'_y = \sigma'_p$  oraz  $RYS = OCR$ . Prekonsolidację uznajemy wtedy za rzeczywistą (prawdziwą) - *sensu stricto*.

Jeżeli stwierdzonej w gruntach wartości naprężenia  $\sigma'_y$  nie można połączyć z mechanicznym przeciążeniem w przeszłości, oznacza to, że obserwujemy w gruntach „efekt prekonsolidacji” wynikający z procesów innych niż konsolidacja filtracyjna. Efekt ten może być wynikiem szeregu procesów geologicznych, które mogły wpłynąć na wzmocnienie struktury gruntu - np.: cementacja. W takim wypadku wartość naprężenia uplastyczniającego, wyznaczona w badaniach, będzie różna od wartości naprężenia prekonsolidacji  $\sigma'_y \neq \sigma'_p$  oraz  $OCR \neq YSR$ . Prekonsolidację uznajemy wtedy za pozorną - *quasi* prekonsolidację

Rozpoznanie charakteru prekonsolidacji w danym masywie gruntowym (rzeczywisty czy pozorny) jest zadaniem złożonym i trudnym, zwłaszcza, gdy analizowany masyw gruntowy doświadczył złożonej historii geologicznej, którą niełatwo odtworzyć. Na drodze teoretycznej możemy wnioskować [9], że, w zależności od mechanizmu wywołującego prekonsolidację, inaczej będzie wyglądał rozkład wartości naprężenia  $\sigma'_y$ , stopnia YSR oraz różnica pomiędzy naprężeniem uplastyczniającym a efektywnym naprężeniem pionowym *in situ*  $\sigma'_y - \sigma'_{vo}$  wraz z głębokością zalegania gruntu [16].

## 2. Charakterystyka analizowanych gruntów

Analizie poddano dolnopliocenijskie iły formacji poznańskiej z części stropowej formacji - poziomu *iłów płomienistych* (8 - 4 mln lat BP) [5, 14]. W pracy przedstawiono wyniki badań własnych przeprowadzonych dla gruntów z rejonu Wrocławia [5, 8, 16].

Analizowane grunty podlegały złożonej historii geologicznej. Sedymentacja poziomu iłów płomienistych zakończyła się ok. 5,4 - 4 mln lat BP [5, 14]. Po zakończeniu sedymentacji nastąpił okres intensywnej erozji i wietrzenia. W okresie plejstocenu na tak zerodowane osady nasunęły się łądolody, które uważa się za główną przyczynę prekonsolidacji iłów formacji poznańskiej. Okres zlodowaceń przypada na 0,95 - 0,11 mln lat BP. Przyjmuje się, że maksymalne obciążenia przekazywane przez łądolody mogły wynosić w rejonie Wrocławia do 8 MPa. Nie ma natomiast możliwości określenia stanu naprężeń efektywnych, jakie te obciążenia wywołały. Ze względu na znaczne miąższości formacji poznańskiej i znaczną zawartością frakcji iłowej (zwykle powyżej 50%) można zakładać, że naprężenia efektywne były znacząco mniejsze od 8 MPa.

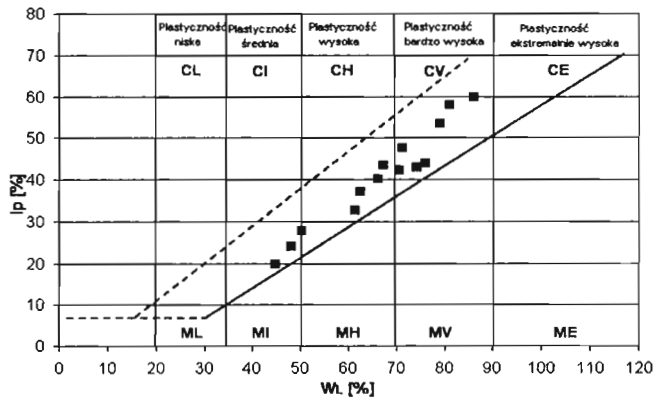
## 3. Wyniki badań

Badania przeprowadzono na próbach gruntów wycinanych ręcznie ze sztucznych odkrywek formacji poznańskiej w rejonie Wrocławia.

Analizowane grunty to głównie iły oraz, sporadycznie, iły pylaste charakteryzujące się wilgotnością naturalną  $w_n$  w przedziale 17,8 - 26,6%, gęstością objętościową  $\rho$  1,9 - 2,16 g/cm<sup>3</sup> i gęstością właściwą szkieletu gruntowego  $\rho_s$  2,61-2,75 g/cm<sup>3</sup>. Na rys.2 przedstawiono badane grunty na nomogramie Casagrande'a.



Stopień YSR miarą prekonsolidacji ilów formacji poznańskiej.



Rys.2. Nomogram Casagrande'a ilów formacji poznańskiej z rejonu Wrocławia [1,6]

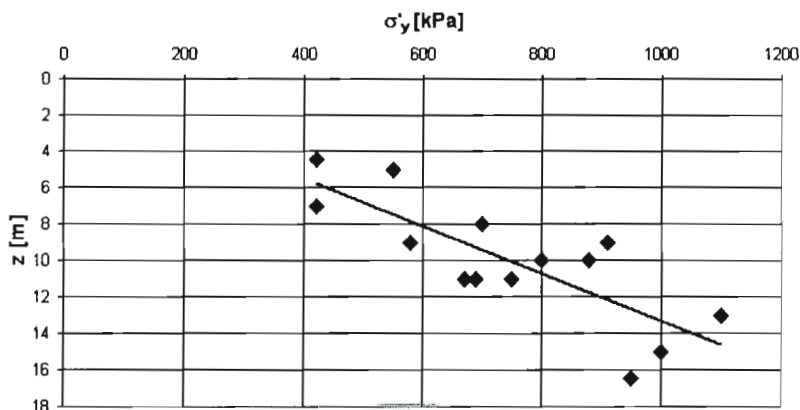
Tabela 1. Wartości naprężeń  $\sigma'_y$ , stopni YSR oraz różnic  $\sigma'_y - \sigma'_{vo}$  dla ilów formacji poznańskiej rejonu Wrocławia [16]

Lokalizacja	głębokość [m p.p.t]	$\sigma'_{vo}$ [kPa]	$\sigma'_y$ [kPa]	YSR [-]	$\sigma'_y - \sigma'_{vo}$ [kPa]
Brzeg Dolny	4,5	85	420	4,9	334
	10,0	190	880	4,6	690
	16,5	260	950	3,7	690
Pogolewo Małe	11,0	165	750	4,5	585
	15,0	200	1000	5,0	800
Pęgów	5,0	90	550	6,1	460
	8,0	120	700	5,8	580
	10,0	140	800	5,7	660
Czacz	7,0	110	420	3,8	310
	9,0	130	580	4,5	450
	11,0	150	690	4,6	540
Strzelin	9,0	140	910	6,5	770
	11,0	160	670	4,2	510
	13,0	180	1100	6,1	920

Wielkość prekonsolidacji analizowanych gruntów wyznaczono poprzez określenie wartości naprężenia uplastyczniającego  $\sigma'_y$  z badań edometrycznych a następnie obliczenie stopnia naprężenia uplastyczniającego YSR.

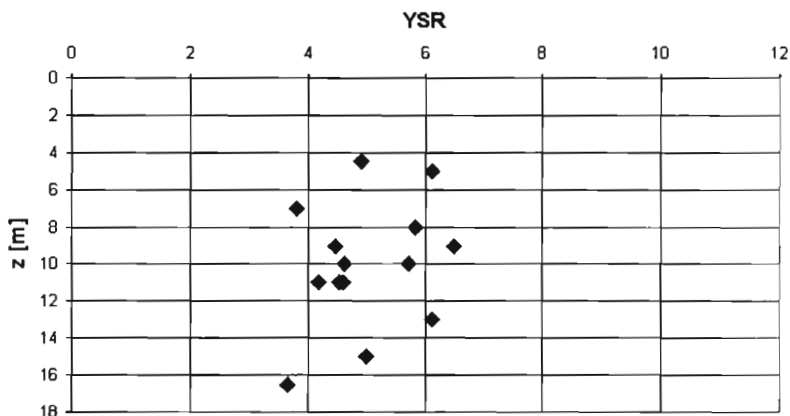
Badania przeprowadzono procedurą przyrostową  $IL$ , w edometrze ciężkim, wyposażonym w elektroniczne czujniki przemieszczenia i ciśnienia porowego, produkcji ELE Ltd. Wartość naprężenia  $\sigma'_y$  wyznaczano z krzywych ścisłości, wykorzystując konstrukcję Casagrande'a (por.[13]).

Badania wykazały, że wartości naprężeń  $\sigma'_y$  określone dla rejonu Wrocławia zmieniają się w zakresie od 420-1100 kPa (tab.1, rys.3), najniższe wartości zaobserwowano w próbach pobranych z głębokości 4,5 m – 420 kPa i 7 m – 420 kPa, najwyższą w próbie pobranej z 11 m p.p.t, wynoszącą 1100 kPa. Analizując uzyskane wartości naprężeń  $\sigma'_y$ , zauważyć należy, że rosną one na ogół wraz z głębokością zalegania gruntu z (rys.3, tab.2).

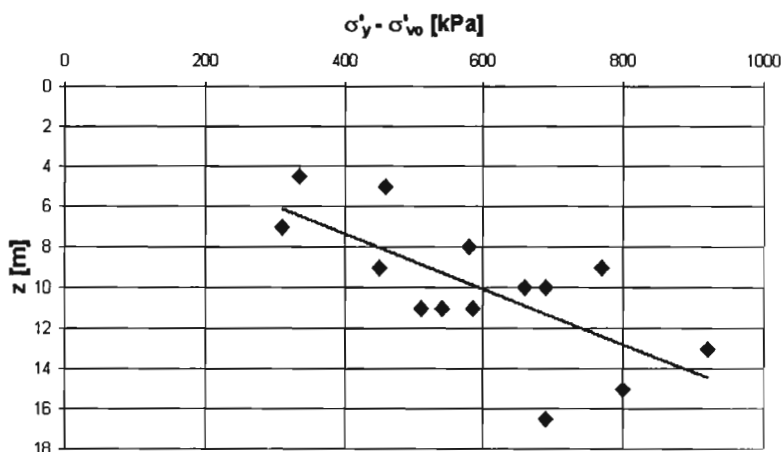


**Rys.3.** Zależność naprężenia uplastyczniającego  $\sigma'_y$  od głębokości zalegania gruntu  $z$  od powierzchni terenu

Wyznaczony na podstawie wzoru (2) stopień  $YSR$  zmienia się w przedziale 3,7 – 6,5 (tab.1, rys.4). Najniższą wartość wyznaczono dla próby pobranej z głębokości 16,5m p.p.t –  $YSR = 3,7$  i 7m –  $YSR = 3,8$ , najwyższą zaś dla próby pobranej z głębokości 9m –  $YSR = 6,5$ . Wartość  $YSR$  wskazuje, że wszystkie badane grunty należy zaliczyć do gruntów prekonsolidowanych. Stopień  $YSR$  charakteryzuje się dużą zmiennością i w przeciwieństwie do naprężenia  $\sigma'_y$ , nie wykazuje związku z głębokością zalegania gruntu (rys.4, tab.2).



Rys.4. Zależność stopnia naprężenia uplastyczniającego YSR od głębokości zalegania gruntu z od powierzchni terenu



Rys.5. Zależność różnicy  $\sigma'_y - \sigma'_{vo}$  od głębokości zalegania gruntu z od powierzchni terenu

W pracy nie określano wielkości stopnia prekonsolidacji  $OCR$  (1), gdyż wyznaczenie wartości efektywnego naprężenia prekonsolidacji w omawianych gruntach jest bardzo problematyczne.

Na rys. 5 przedstawiono zależność wartości różnicy pomiędzy naprężeniem uplastyczniającym  $\sigma'_y$  a efektywnym pionowym naprężeniem *in situ*  $\sigma'_{vo}$ , od głębokości zalegania gruntu  $z$ . Można zauważyć (rys. 5, tab. 2), że wartość  $\sigma'_y - \sigma'_{vo}$  wykazuje pewien związek z głębokością  $z$ .

Analizując zmienność prekonsolidacji ( $YSR$ ,  $\sigma'_y$ ,  $\sigma'_y - \sigma'_{vo}$ ) wraz z głębokością, można na drodze teoretycznej wnioskować o charakterze prekonsolidacji [9, 16]. W analizowanym przypadku wartość  $\sigma'_y - \sigma'_{vo}$  rośnie wraz z głębokością  $z$  (rys. 5, tab. 2). Taki rozkład wartości (por. [9]) może sugerować, że dominującym procesem, który wywołał prekonsolidację omawianych gruntów był proces wtórnej ściśliwości, a charakter prekonsolidacji (w stropowej części formacji) można określić jako pozorny.

**Tabela 2.** Zależność naprężenia  $\sigma'_y$ , stopnia  $YSR$  oraz różnicy  $\sigma'_y - \sigma'_{vo}$  dla ilów formacji poznańskiej z rejonu Wrocławia

Zależność	Równanie związku korelacyjnego dla zależności liniowej	Współczynnik determinacji Persona $R^2$
$\sigma'_y = f(z)$	$\sigma'_y = 49,33(z) + 250,97$	0,64
$YSR = f(z)$	$YSR = -0,0752z + 5,76$	0,08
$(\sigma'_y - \sigma'_{vo}) = f(z)$	$(\sigma'_y - \sigma'_{vo}) = 36,32z + 229,59$	0,49

## 4. Podsumowanie

W pracy przedstawiono wyniki badania prekonsolidacji ilów z formacji poznańskiej rejonu Wrocławia. Na podstawie laboratoryjnych badań ściśliwości określano wartość efektywnego naprężenia uplastyczniającego  $\sigma'_y$ , oraz obliczano wartości stopni naprężenia uplastyczniającego  $YSR$ .

Jak wykazały badania, wartość naprężenia  $\sigma'_y$  w ilów poznańskich w rejonie Wrocławia waha się w przedziale od 420 do 1100 kPa. Wielkość prekonsolidacji wyrażona stopniem naprężenia uplastyczniającego  $YSR$  omawianych gruntów wynosi od 3,7 – 6,5. Wartość stopnia  $YSR$  wskazuje, że omawiane grunty należy zaliczyć do gruntów prekonsolidowanych.

W pracy zauważono, że wartość naprężenia  $\sigma'_y$  rośnie wraz z głębokością zalegania gruntu, natomiast wartość stopnia  $YSR$  charakteryzuje się dużą zmiennością i nie wykazuje związku z głębokością zalegania gruntu.

Stwierdzono, że rosnąca wraz z głębokością wartość różnicy  $\sigma'_y - \sigma'_{vo}$  może sugerować, iż dominującym procesem, który wywołał prekonsolidację omawianych gruntów, był proces wtórnej ściśliwości, a charakter prekonsolidacji (w stropowej części formacji) określić można jako pozorny.

## Literatura

- [1] Bażyński J. i in.: *Zasady sporządzania dokumentacji geologiczno-inżynierskich*. Ministerstwo Środowiska, PIG, Warszawa, 1999.
- [2] Burland J. B.: *On the compressibility and shear strength of natural clay*. Geotechnique 40 (1990), 329 - 378.
- [3] Burland J. B. i in.: *A laboratory study of the strength of four stiff clays*. Geotechnique 46 (1996), 491-514.
- [4] Cotecchia F., Chandler R. J.: *A general framework for mechanical behaviour of clays*. Geotechnique 50 (2000), 431-447.
- [5] Dyjor S., Sadowska A.: *Próba korelacji wydzieleń stratygraficznych i litostratygraficznych trzeciorzędu zachodniej części Niżu polskiego i śląskiej części Paratetydy w nawiązaniu do projektu IGCP Nr 25*. Przegląd Geol. 7 (1986), 45-55.
- [6] Head K.H.: *Manual of soil laboratory testing*, v.1, Pentech Press, London, 1992.
- [7] Izbicki R. i in.: *Edometryczne badania ciśnienia prekonsolidacji trzeciorzędowych gruntów ilastych*. VIII-th Glacitectionics Symp., 1995, WSI Zielona Góra
- [8] Izbicki R. (red): *Wpływ historii geologiczno – inżynierskiej na własności mocno prekonsolidowanych maszywów gruntowych*. Raport SPR, P. Wr., Instytut Geotechniki i Hydrotechniki, Wrocław, 1996.
- [9] Jamiolkowski M. i in.: *New developments in field and laboratory testing of soils*. Proc. XI ICSMFE, San Francisco 1985, 57-153.
- [10] Kaczyński R.: *Engineering – geological evaluation of Mio-Pliocene clays in the Warsaw area, central Poland*. Acta Geol. Pol. 52 (2002), 437-448.
- [11] Kaczyński R.: *Overconsolidation and microstructures in Neogene clays from the Warsaw area*. Geol. Quart. 47 (2003), 43-54.
- [12] Kotowski J., Kraiński A.: *Analiza współczynnika prekonsolidacji w gruntach trzeciorzędowych zaburzonych glacitektonicznie w Łęknicy*. W: *Zagadnienia geotechniki środkowego Nadodrza*, Zesz. Nauk. 115 (1998), Politech. Zielonogórska.
- [13] Lambe T., Whitman R.: *Mechanika gruntów*. Arkady, Warszawa, 1977.
- [14] Piwocki M.: *An outline of the palaeogeographic and palaeoclimatic developments*. Pr. PIG 160 (1998), 8-12
- [15] Sivakumar V. i in.: *The effect of anisotropic elasticity on the yielding characteristics of overconsolidated natural clay*, Can. Geotech. J. 38 (2001), 125-137.

- [16] Stróżyk J.: *Przyczyny prekonsolidacji ilów serii poznańskiej z rejonu południowo-zachodniej Polski*, Raport PRE Nr 3/2004, P.Wr., Instytut Geotechniki i Hydrotechniki, Wrocław, 2004.

## THE YSR AS A MEASURE OF PRECONSOLIDATION OF POZNAŃ FORMATION CLAYS

**Summary:** In paper the results of examinations the preconsolidation of the Poznań formation clays from the region of Wrocław were presented. The preconsolidation was being determined through the value of Yield Stress Ratio *YSR* and yield stress  $\sigma'_y$ . Yield stress is one of the main parameter of the state of cohesive soils. The yield stress value for Poznań clays was from 420 for 1100 kPa and was growing along with depth, however the determined value of the *YSR* was showing big diversity from 3.7 for 6.5.

Jan Jaremski<sup>1</sup>

## Wpływ wędrującej warstwy sztywnej w masywie lessowym podkarpacia na parametry podłoża

**Streszczenie:** Przedstawione w pracy badania w sposób zasadniczy wpływają na obliczenia odkształceń podłoża budowlanego. Poznanie procesów odbudowy spójności i określenie spójności maksymalnej, prowadzącej do zeskalania pozwoli na wykorzystanie lessu jako materiału do wbudowywania w konstrukcje ziemne. Uzyskane dla zeskalonych lessów parametry wytrzymałościowe są porównywalne z parametrami skał litych.

### 1. Wprowadzenie

Na znacznym obszarze województwa podkarpackiego występują grunty pylaste. W środkowej jego części, od Ropczyc poprzez Rzeszów, Przeworsk, Przemyśl występują czwartorzędowe lessy [1], które mają tendencję utraty cechującej je makroporowatości. W masywie lessowym zachodzą w sposób ciągły zjawiska fizykochemiczne na poziomie mikrostrukturalnym i makrostrukturalnym. Grunty te cechuje wyjątkowa wrażliwość na działanie wody i zmiany zawilgocenia. Przy małej zawartości wody grunty te wykazują wysokie parametry wytrzymałościowe, natomiast przy zwiększeniu wilgotności i osiągnięciu pewnego progowego zawilgocenia, jak to wynika z wykonanych badań, tracą wytrzymałość [2], [5], [7]. Potwierdzają to też rezultaty badań „in situ”. Na zmiany te ma istotny wpływ zawartość minerałów ilastych, które

---

<sup>1</sup> dr hab. inż., prof. PRz Politechnika Rzeszowska



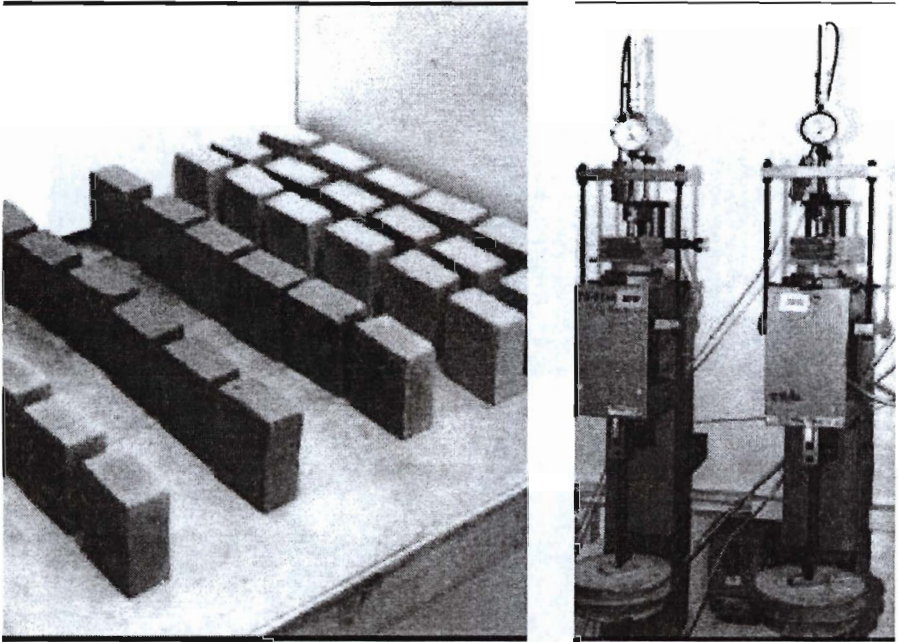
Obecnie skoncentrowano się na badaniach, które w maksymalnym stopniu odwzorowywałyby zawilgacanie wędrującej warstwy wzmocnienia, która spełnia zarazem rolę warstwy nieprzepuszczalnej. Poznanie tych procesów pozwoli wykorzystywać less jako materiał do wbudowania w nasypy, np. pod wiadukty, albo też, jak to się ostatnio analizuje, jako materiału do konstrukcji przypory pewnego osuwiska zagrażającego konstrukcji bardzo cennego obiektu zabytkowego na Podkarpaciu. W analizowanym przypadku proponuje się wykorzystanie gruntu z masywu lessowego, stanowiącego przedłużenie jaru (będącego główną przyczyną występujących tu ruchów masowych) do jego zniwelowania. Jest to rozwiązanie najmniej kosztowne, praktycznie najpewniejsze – ten sposób stabilizacji terenu osuwiskowego w warunkach Podkarpacia może być szeroko stosowany [10].

### 3. Sposób przygotowania próbek

Less do badań na próbkach preparowanych jest pobierany z odsłonięcia masywu lessowego z terenu miasta Rzeszowa.

Spreparowano kilkaset próbek, nadając im różną wilgotność początkową w zakresie od 10% do 26%. Różnica pomiędzy poszczególnymi seriami wilgotności początkowej wynosiła około 1%. Następnie umieszczano próbki w specjalne wykonanych skrzynkach o wymiarach odpowiadających skrzynce w aparacie bezpośredniego ścinania i poddawano obciążeniom, wykorzystując system obciążeniowy edometrów [rys. 1]. Uformowane w ten sposób kostki lessowe poddawano ciągłym obciążeniom o wartości 100, 200, 300 kPa, różnicując przy tym czas trwania tej konsolidacji od 24 godzin do ponad 300 dni. Po tym czasie poszczególne serie próbek przenoszono do aparatu skrzynkowego AB-2a i ścinano metodą normową. Wilgotność ścinania próbki wahała się w granicach od 0,66% do 19,73% - w zależności od ich wilgotności początkowej, czasu trwania konsolidacji i suszenia. Wykonano także serie próbek, nie poddając ich żadnemu obciążeniu, które ścinano po określonym czasie swobodnego suszenia.

Na uzyskiwane wyniki (wartości parametrów wytrzymałościowych) wpływa sposób preparowania (zawilgocenie, stopień rozdrobnienia itd.), sposób formowania próbek (obciążenia zbliżone do występujących w warunkach masywu lessowego) oraz inne czynniki - trudne do rozpoznania i określenia.

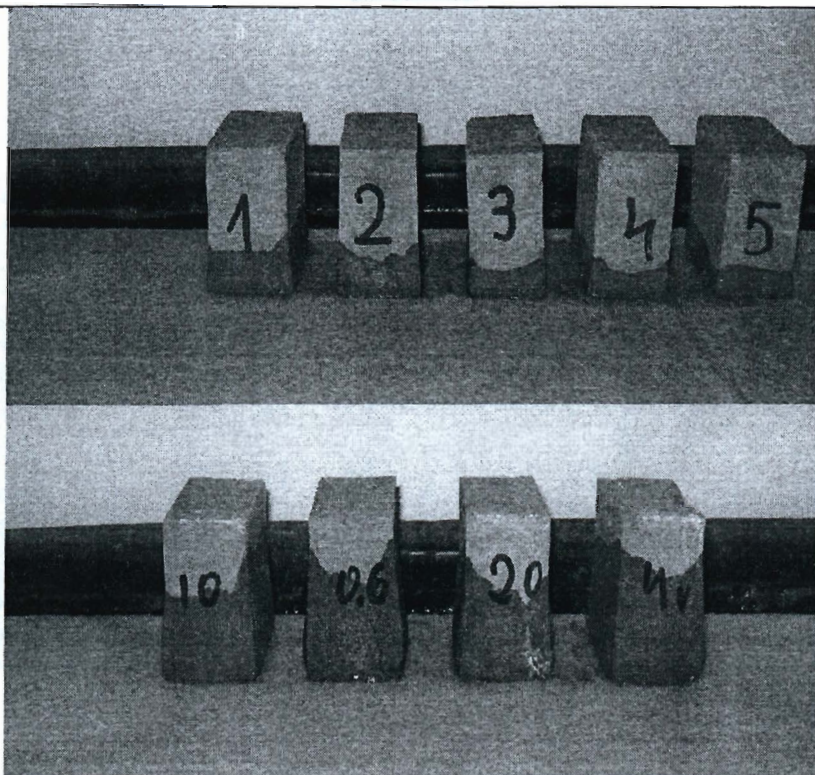


Rys. 1. Próbkki uformowane i poddawane obciążeniu w edometrach

Próbkki suszone są w laboratorium w warunkach powietrzno-suchych i są zależne od temperatury i wilgotności pomieszczenia, podobnie jak w warunkach masywu.

#### **4. Zawilgacanie próbek wysuszonych**

Dla potwierdzenia założonej hipotezy wpływu wędrującej warstwy sztywnej na parametry podłoża przeanalizowano bardzo istotną rolę procesów związanych z jej zawilgoceniem i zniszczeniem. Obecnie wykonywane są symulacje na próbkach uprzednio wysuszonych z uwzględnieniem ich wilgotności zarobowej i czasu suszenia a także wilgotności próbek w momencie rozpoczynania eksperymentu. Badane zeskalone próbkki były suszone w różnym okresie czasu, tj. od roku do kilku dni. Następnie próbkki poddano zawilgoceniu od dołu, jak pokazano na fotografiach (rys. 2). Wykonane badania pozwoliły stwierdzić, że czas zeskalania (nie należy utożsamiać z czasem suszenia) nie ma istotnego wpływu na fakt utraty wytrzymałości; próbkki po nasączeniu zachowują się w zasadzie podobnie.



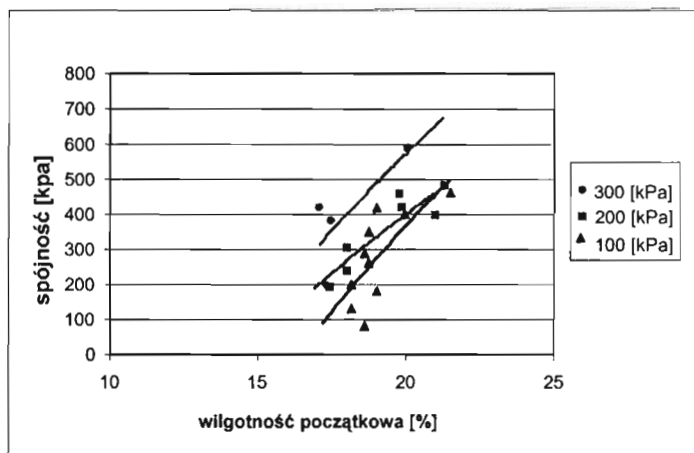
Rys. 2. Przykładowe serie zawilgaczanych próbek

## 5. Próba wyjaśnienia wpływu warstwy sztywnej na występujące w czasie odkształcenia podłoża

Analizowane badania dokumentują powstawanie warstwy sztywnej w masywie lessowym, a także w tych terasach rzeki Wisłok, które składają się z gruntów pylastych. Wskazują one, że główną przyczyną powstawania dosiadań, tj. dodatkowych odkształceń podłoża w czasie, jest powstawanie tej warstwy. Dosiadania te występują niekiedy w czasie odległym i trudnym do ustalenia, co potwierdzają zarysowania i spękania występujące na obiektach starówki rzeszowskiej. Autor w ramach działalności eksperckiej analizował przyczyny dodatkowych osiadań, jakie wystąpiły w części adaptowanego do reprezentacyjnej funkcji jednego z budynków, w której pojawiły się znaczne zarysowania ścian, a także uniemożliwiały otwieranie okien. Osiadania te wystąpiły po ok. 20 latach

od wybudowaniu obiektu. W strefie aktywnej zidentyfikowano warstwę sztywną jako pakiet gruntów pylastych w stanie półzartym. Powyżej występowały grunty spoiste w stanie twardoplastycznym.

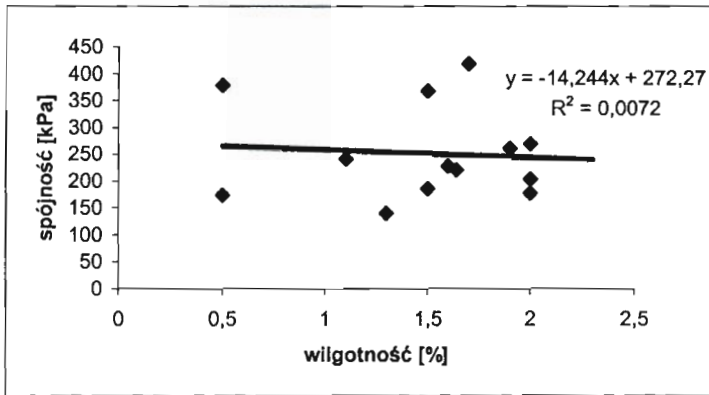
Wędrująca warstwa sztywna zmienia w sposób zasadniczy obliczenia osiadań podłoża pod fundamentami bezpośrednimi, ponieważ w obliczeniach przyjmuje się podłoże wielowarstwowe, dla którego oblicza się osiadania. Fakt tworzenia się wędrującej warstwy sztywnej w górnej części strefy aktywnej podłoża fundamentowego zmienia w sposób zasadniczy warunki pracy podłoża – powstaje klasyczne podłoże winklerowskie, gdzie odkształcenia powstają powyżej tej warstwy. Prowadzono badania, by uzyskać odpowiedź na pytanie: czy wędrujące wzmocnienie (będące zarazem warstwą nieprzepuszczalną) można określić jako warstwę sztywną. Dlatego też przeanalizowano wykonane badania w zakresie zależności spójności i kąta tarcia wewnętrznego od wpływu wilgotności początkowej (zarobowej) przy uwzględnienia czynnika czasu i obciążenia (rys. 3)



Rys. 3. Wykres zależności spójności od wilgotności zarobowej wybranych serii próbek

Z analizy przedstawionego wykresu (rys. 3) wynika, że największe spójności wykazywała grupa próbek poddawanych obciążeniu 300 kPa w warunkach pokojowych przez okres powyżej 50 dni. Po tym czasie wilgotność ściętych próbek wynosiła od 1% do 1,6%. Zauważono, że właśnie te serie próbek, pochodzące z przedziału wilgotności zarobowej od 17% do 22%, przybierały maksymalne wartości, zarówno kąta tarcia wewnętrznego jak i spójności.





**Rys. 4.** Relacja spójności do wilgotności ścinania dla serii próbek o wilgotności zarobowej 16,3%.

Na rysunku 4. przedstawiono przykładowy wykres zależności spójności od wilgotności ścinania dla grupy próbek obciążanych 100 kPa przez ponad 300 dni. Próbkę te miały wilgotność zarobową 16,3%. Wilgotność w granicach 16% jest najczęściej występującą wilgotnością naturalną badanego lessu w warunkach masywu. Wilgotność ścinania próbek wahała się w granicach od 0,5% do 2%, a spójność od 150 kPa do 400 kPa.

Za słuszością traktowania podłoża o takich parametrach jako warstwy sztywnej przemawia zaobserwowane kruche zniszczenie jakie wystąpiło w trakcie wykonywania badań, co potwierdza niewielkie odkształcenie podłużne, gwałtowny i duży spadek naprężenia po osiągnięciu granicy wytrzymałości, analiza powierzchni ścicia. Dodatkowo jeszcze potwierdza to fakt, że w trakcie ścinania momentowi zniszczenia próbki towarzyszy efekt akustyczny. Jest to nieodłączny atrybut kruchego zniszczenia. Dla niektórych prób płaszczyzny ścicia analizowane są za pomocą profilometru laserowego i ustalany jest na tym etapie ich wymiar fraktalny.

W lessach i lessopodobnych istnieje jeszcze dodatkowy problem określenia zawartości minerałów ilastych i oceny progowego zawilgocenia. Potwierdzają to: wykonywane badanie mikrostruktury lessów i lessopodobnych z użyciem mikroskopu skaningowego, badanie maksimów endotermicznych na derywatografie a także badanie składu chemicznego z wykorzystaniem fluorescencji, które wskazują na występowanie grup illitowych i smektytowych. Grunty lessowe i lessopodobne zachowują się w czasie bardzo różnie. Opisane zmiany zawilgocenia wywołują dodatkowe osiadania, które mogą wystąpić też w czasie odległym i trudnym do ustalenia (co potwierdzają zarysowania ścian

niektórych budynków starówki rzeszowskiej). Zachowania ekstremalne tego typu gruntów wymagają wielu badań i są one bardzo ważne dla aplikacji otrzymanych wartości liczbowych parametrów geotechnicznych.

## 6. Wnioski

Identyfikacja wędrującej warstwy sztywnej w obrębie strefy aktywnej pod fundamentem ma istotne znaczenie w przyjętych założeniach i w symulacjach przeprowadzonych przy zastosowaniu programów komputerowych. Stabilizacja warstwy sztywnej na danej głębokości jest bardzo ważna dla obliczanych odkształceń, co powinno być uwzględniane w zagospodarowaniu wód opadowych i ich odprowadzeniu poza obszar zabudowań.

Wykonywane badania prowadzą do stwierdzenia, że procesy zeskalania lessów skutkują przyrostem parametrów wytrzymałościowych do wartości porównywalnych z parametrami skał litych.

Prowadzone badania mogą być wykorzystywane do stabilizacji występujących na Podkarpaciu pyłów. Poznanie procesów odbudowy spójności, spójności maksymalnej, prowadzącej do zeskalenia pozwoli wykorzystać lessu jako materiał do wbudowywania w nasypy oraz jako materiał do konstrukcji przypory osuwiska.

## Literatura

- [1] Frankowski Z.: *Physico-mechanical properties of loess in Poland (studied in situ)*. Quarterly International 2, Pergamon, 1994.
- [2] Jaremski J.: *Badanie parametrów geotechnicznych gruntów lessowych z rejonu Rzeszowa*. Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna, Olsztyn-Łańsk, 2004, 51-56.
- [3] Jaremski J.: *Influence of physical and chemical processes occurring in eluvium of the Opole marls and their influence on the geotechnical parameters*. The 7th Int. Cong. IAEG, Lisboa. Balkema, 1994, 859-868.
- [4] Jaremski J.: *O konieczności prowadzenia badań gruntów lessowych i lessopodobnych rejonu Rzeszowa*. IV Konferencja Naukowo-Techniczna, Olsztyn-Łańsk, 2000, 201-206.
- [5] Jaremski J.: *O niektórych aspektach zmian parametrów geotechnicznych lessów i lessopodobnych rejonu Rzeszowa*. V Konferencja Naukowo-Techniczna, Olsztyn-Łańsk, 2002.

- [6] Jaremski J.: *Parametry geotechniczne lessów i lessopodobnych rejonu Rzeszowa*. VII Międzynarodowa Konferencja Naukowa Lwowsko-Koszycko-Rzeszowska, Koszyce, 2002.
- [7] Jaremski J.: *Parametry geotechniczne niektórych gruntów występujących na obszarze województwa podkarpackiego*. XIII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Szczyrk, 2003, 421-430.
- [8] Jaremski J.: *Propozycja badań zmiany parametrów geotechnicznych ze szczególnym uwzględnieniem zmian zawilgocenia w czasie*. VI Konferencja Naukowo-Techniczna, Olsztyn-Kortowo, 2003.
- [9] Jaremski J.: *Wandering attenuation zone of marl weathering on the basis of investigation on marl eluvium*. Int. Sym. on Geotech. Eng. of Hard Soils-Soft Rocks, Athens. Balkema, 1997, 1833-1835.
- [10] Jaremski J.: *Wpływ zmian zawilgocenia zwietrzelin na powstawanie osuwisk drogowych na terenie województwa podkarpackiego*. Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna Problemy Osuwisk w Budownictwie Komunikacyjnym, Zakopane, 2000, 207-218.

## THE INFLUENCE OF MIGRATING RIGID LAYER ON SUBSOIL PARAMETERS IN PODKARPACIE LOESS MASSIF

**Summary:** Represented in the work investigations fundamentally influence calculations of the subsoil deformations. Coming to know processes of reconstruction of cohesion and determination of the maximum cohesion, leading to the petrification, permit using of loess as material to ground constructions. The strength parameters results received for petrified loess are comparable to the parameters of solid rocks.



Jan Jaremski<sup>1</sup>, Grzegorz Straż<sup>2</sup>

## O możliwościach wykorzystania sondy PZO-1 w badaniu laboratoryjnym gruntów organicznych

**Streszczenie:** W pracy podano propozycję badań z użyciem sondy PZO-1. Praca wykorzystuje rezultaty podane w projekcie KBN [5]. Przedstawiona metoda badań gruntów organicznych umożliwia badanie prób pobranych z każdej głębokości otworów badawczych. Opisanie badania są kompatybilne ze standardowymi badaniami wykonywanymi dla pakietów występujących na terasach zalewowych.

### 1. Wprowadzenie

W występujących na obszarze Podkarpacia dolinach rzecznych bardzo często zalegają grunty wodno-zastoiskowe, reprezentowane przez torfy i torfy z przewarstwieniami namulów organicznych. Ponadto występują też grunty organiczne jako pakiety o małej miąższości w gruntach teras nadzalewowych i stanowią one poważny problem w wyborze sposobu posadowienia a niekiedy, jak to wynika z działalności eksperckiej, są przyczyną spękań istniejących konstrukcji. Część dolin jest położona w sąsiedztwie pleistocenijskiej wysoczyzny lessowej, w spągu której występują liczne doliny erozyjno-akumulacyjne, które powstały w dawnych korytach rzek. Ponadto, zalegające w obrębie wierzchowiny na piaskach i żwirach rzecznych, utwory eoliczne mają dobrze wykształcone drogi infiltracji dla wód przesiąkowych pochodzących z opadów atmosferycznych.

---

<sup>1</sup> dr hab. inż., prof. P.Rz., Politechnika Rzeszowska

<sup>2</sup> mgr inż., Politechnika Rzeszowska

Infiltrująca pionowo i filtrująca woda przeniosła kalcyt zespajający kwarcowe cząstki do gruntów zalegających niżej. Ma to istotne znaczenie dla występujących w dolinach rzek torfów. Zawartość węglanu wapnia w pionie i w poziomie tych torfów w rozpatrywanych przypadkach była jedną z przyczyn powstania zróżnicowanych osiadań posadowionych obiektów. Przyczyniła się do tego zmienna zdolność do pęcznienia i skurezu torfów w warunkach wywołanych ich przecięciem i połączeniem dwóch poziomów wodonośnych.

Analizowane na obszarze dolin rzek torfy występują bardzo często bezpośrednio pod warstwą gleby. Na jednym z poligonów ich miąższość waha się w granicach od 1,5 m do 2 m. Pod torfami zalega warstwa namulów organicznych o miąższości 0,5 ÷ 1m. Poniżej, niekiedy już od 2 m, występują utwory piaszczysto-żwirowe.

Standardowe badanie laboratoryjne gruntów zostało opracowane w zasadzie dla gruntów mineralnych i opiera się na założeniu, że badany ośrodek odpowiada w przybliżeniu modelowi ciała sprężystego, który nie opisuje zachowań gruntów organicznych. Model ten nie uwzględnia rzeczywistych złożonych procesów zachodzących np. w torfach.

W pracy podano propozycję badań przy pomocy sondy PZO-1. Praca wykorzystuje rezultaty badań podanych w projekcie KBN Nr T07E 01012 [5]. Badania wykonano przy pomocy opracowanej w ramach projektu sondy PZO-1. Obliczenia wykonano również w nawiązaniu do podanej tam metody, która jest kompendium wiedzy stosowanych metod [4, 5].

W pracy podano propozycję przeniesienia korzyści z badań *in situ* do badań wykonywanych w laboratorium na próbkach NNS, pobranych do typowych cylindrów.

## **2. Proponowany sposób badań**

Grunty organiczne zaliczane są do gruntów o małej nośności. Pobranie z nich próbek o nienaruszonej strukturze jest wyjątkowo trudne. Dlatego wartości wytrzymałości na ścinanie  $\tau_{fu}$  otrzymane przy zastosowaniu różnych metod badań laboratoryjnych różnią się od rezultatów badań uzyskanych z zastosowaniem pomocy metod badań w warunkach rzeczywistych.

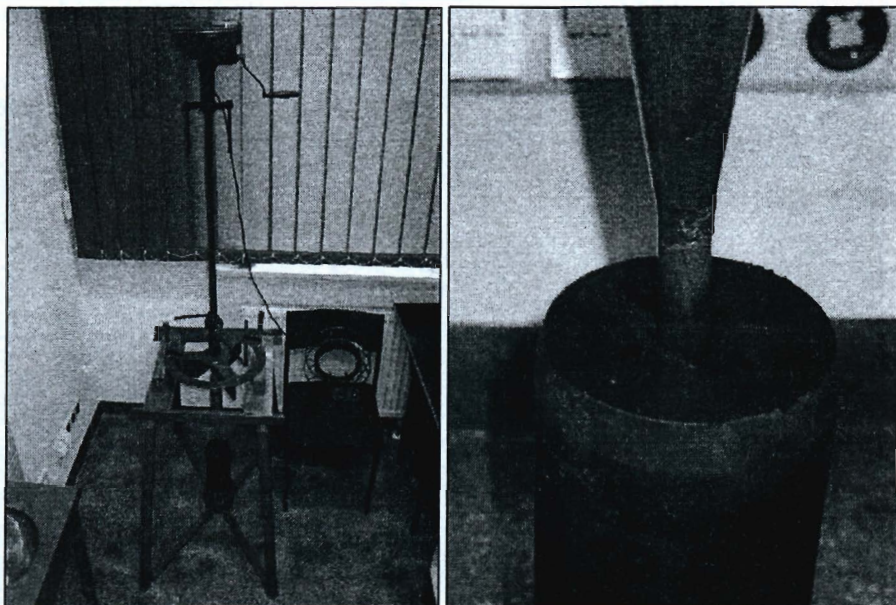
W pracy podano propozycję badań przy pomocy sondy PZO-1, których celem jest zwiększenie wiarygodności wyników otrzymywanych z innych badań [2]. Proponowana metoda polega na wykonywaniu badań tego samego gruntu w najbardziej porównywalnych warunkach, tj. na poligonie badawczym i w laboratorium na próbkach gruntu o nienaruszonej strukturze i tej samej

wilgotności, który pobierano przy pomocy próbników cylindrycznych o wymiarach  $\phi 100\text{mm}$  i wysokości 300mm.



**Rys. 1.** Końcówka sondy PZO-1

Z tak pobranego gruntu wycinano też próbki NNS do badań w aparacie trójosiowego ściskania i bezpośredniego ścinania. Planowane są również badania w komorze kalibracyjnej, jako czwarty pomiar parametrów dla tego samego gruntu. Prowadzone w ten sposób badania są możliwe ze względu na lokalizację poligonu badań w sąsiedztwie laboratorium. Badania są wykonywane dla pierwszego pakietu pyłów, najbardziej narażonego na zmienne warunki atmosferyczne. W realizowanym programie badań dla skomplikowanego podłoża, z uwzględnieniem również gruntów organicznych, wykonywane są badania z zastosowaniem sondy PZO-1 opisanej w pracy [1,4,5].



Rys. 2,3. Końcówka sondy PZO-1 podczas badania w laboratoryjnym zestawie badawczym

Sonda ta zapewnia wykonywanie unikalnych badań w warunkach rzeczywistych, umożliwia bowiem pomiar ciśnienia wody w porach w czasie ścinania gruntu. Innowacyjność rozwiązania w zakresie prototypu omawianej sondy polega na wprowadzeniu dwóch niezależnych układów tensjometrycznych z krążkami ceramicznymi, zainstalowanymi na przeciwległych powierzchniach skrzydełka krzyżaka sondy, które połączone są z piezoporowymi czujnikami ciśnienia. Dodatkowo zestaw ten umożliwia kontrolę stanu naprężenia efektywnego i umożliwia badanie gruntów organicznych.

Prowadzone badania mają na celu prześledzenie zmian wywołanych procesami mineralizacji zachodzącej w torfach na skutek obniżenia poziomu wody gruntowej. Dokonano porównania wyników uzyskanych z sondowań przeprowadzonych w warunkach terenowych z wynikami badań wykonanych na laboratoryjnym zestawie badawczym, tj. przy pomocy sondy z wykorzystaniem gruntów pobranych do cylindrów, i z rezultatami badań przeprowadzonych w aparacie trójosiowego ściskania oraz bezpośredniego ścinania. Na podkreślenie zasługuje fakt, że próbki do badań w aparacie trójosiowego ściskania były wycinane dla tego samego gruntu z dna wykopu. Za istotne należy uznać to, że w badaniach sondą obrotową mierzy się wytrzymałość na ścinanie w płaszczyźnie wymuszonej konstrukcją krzyżaka, tj. w płaszczyznach pionowych i poziomych.

Podobnie wymuszona jest płaszczyna ścinania w aparacie skrzynkowym, natomiast w aparacie trójosiowego ściskania wytrzymałość jest mierzona w różnych płaszczynach. W proponowanym rozwiązaniu, a mianowicie w badaniach przy pomocy sondy w warunkach laboratoryjnych, występuje ścinanie w wymuszonej płaszczynie pionowej i poziomej, częściowo tylko narażonej na przenoszenie siły ścinającej.

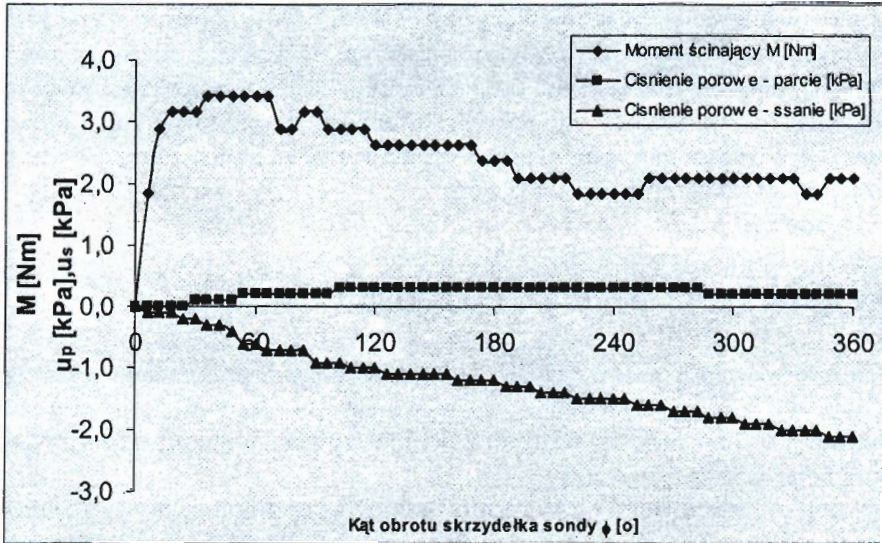
### **3. Przygotowanie materiału do badań**

Zaobserwowano, że torfy występujące na badanych poligonach są niezwykle wrażliwe na zmiany zawilgocenia, wywołane obniżeniem poziomu wody. Zachodzące w nich procesy prowadzą do intensywnej mineralizacji, zmieniając ich parametry wytrzymałościowe.

W celu odwzorowania tych zmian w warunkach laboratoryjnych, poddawano pobrane torfy rozdrobnieniu, a następnie suszono do stałej masy. Po wysuszeniu przygotowywany materiał poddawano dodatkowemu rozdrobnieniu i przesianiu przez sito o średnicy 0,5mm. Tak przygotowany materiał poddawano zawilgoceniu wodą destylowaną do wilgotności około 300%, 200%, 150% i po dokładnym wymieszaniu pozostawiano na okres około 24 godzin.

Z tak spreparowanego torfu przygotowywano próbki w cylindrach stalowych o wymiarach  $\phi 100\text{mm}$  i wysokości 300mm, które zagęszczano w cylindrach warstwami przy pomocy ubijaka Proctora. Gęstość objętościowa tak przygotowanych próbek oscylowała w zakresie od 1,07 do 1,29g/cm<sup>3</sup>. Średnia zawartość części organicznych, badanych metodą wyprażania, wynosiła 63,21% [3]. Tak przygotowane próbki w cylindrach podzielono na trzy grupy. Pierwszą stanowiły próbki do badań wytrzymałościowych z użyciem piezosondy PZO-1.



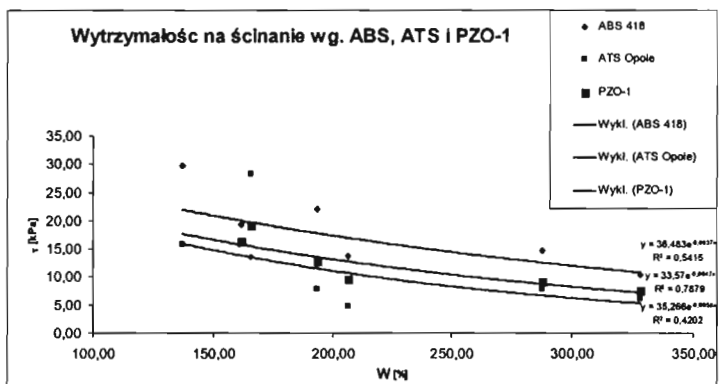
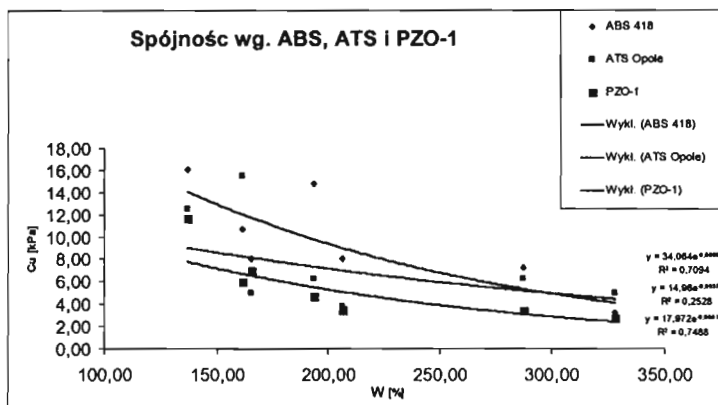
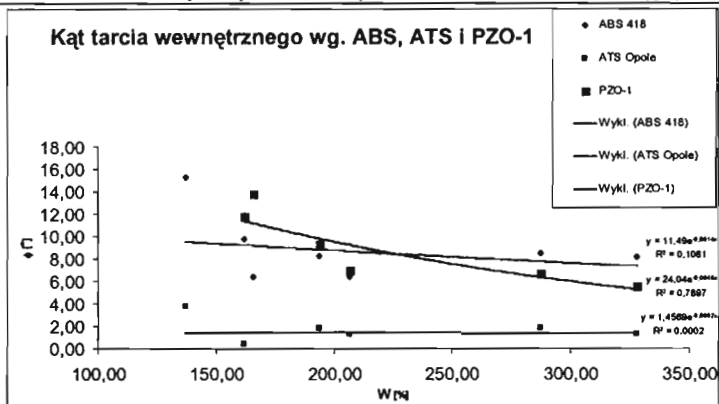


Rys. 4. Wykres zależności parametrów mierzonych z użyciem sondy PZO-1

Z pozostałych cylindrów pobrano przy pomocy próbników próbki o wymiarach  $\phi 38\text{mm}$  i wysokości 80mm do badań w aparacie trójosiowego ściskania oraz próbki o szerokości 60mm, długości 60mm i wysokości 25mm do badań w aparacie bezpośredniego ścinania.

## 4. Przedstawienie wyników

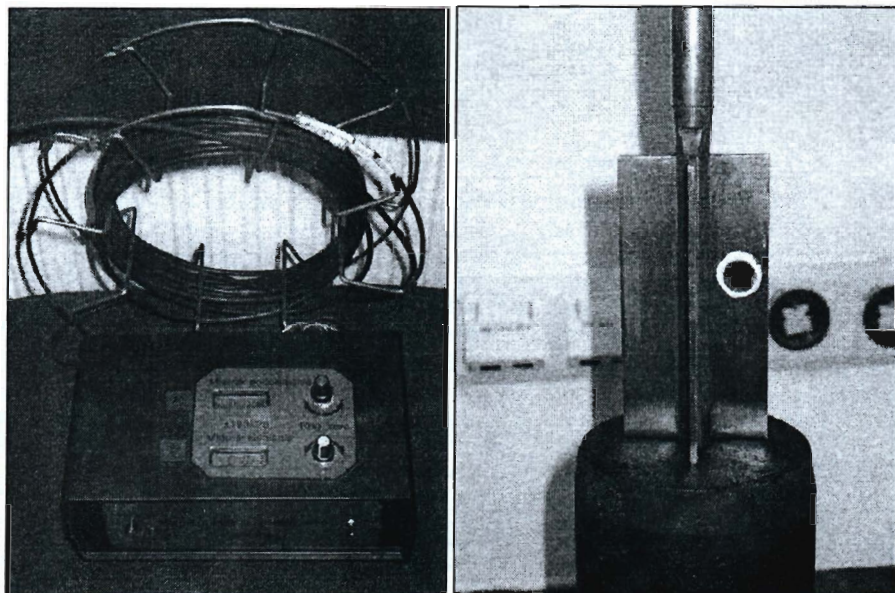
Poniższe wykresy przedstawiają zależności mechanicznych parametrów geotechnicznych od wilgotności preparowanego torfu dla jednej z serii testów.



Rys. 5. Wykresy zależności parametrów geotechnicznych



Porównano badania wykonane z użyciem aparatu bezpośredniego ścinania, trójosiowego ściskania i sondy. Z wykonanych dotąd analiz wynika, że parametry geotechniczne z badań sondą są korzystniejsze w porównaniu z badaniami tradycyjnymi, które wykonano dla wycinanych z cylindrów próbek.



Rys. 6,7. Miernik i czujnik ciśnień porowych sondy PZO-1

## 5. Podsumowanie

W pracy podano propozycję przeniesienia korzyści z symulowanych badań „in situ” do badań wykonywanych w laboratorium na próbkach preparowanych. Podana propozycja umożliwia badanie prób pobranych z każdej głębokości otworów badawczych. Badanie przy pomocy sondy we wszystkich opisywanych przypadkach i dla wszystkich rodzajów badanego podłoża umożliwi określenie wrażliwości strukturalnej badanego gruntu, przyjmowanej jako stosunek wytrzymałości na ścinanie gruntu nie naruszonego do wytrzymałości na ścinanie gruntu o naruszonej strukturze. Przedstawiony sposób badań umożliwia przeanalizowanie wpływu zmian zawilgocenia na parametry geotechniczne. Przygotowany materiał do badań może odwzorowywać zmiany wywołane przez procesy mineralizacji.

## Literatura

- [1] Jaremski J., Straż G.: *Wykorzystanie sondy PSO-1 w badaniach laboratoryjnych gruntów słabych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej nr 211. Budownictwo i Inżynieria Środowiska z.37, Rzeszów 3-4 września 2004.
- [2] Lechowicz Z., Szymański A.: *Odkształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych. Metodyka badań*. Wydawnictwo SGGW, Warszawa 2002.
- [3] Myślińska E.: *Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badania*. Wydawnictwo Naukowe PWN SA, Warszawa 2001.
- [4] Pisarczyk S., Chaciński Z., Garbulewski K., Żakowicz S., Steckiewicz R.: *Nowa sonda obrotowa – piezosonda PZO1 – do badań wytrzymałości gruntów słabych*. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Szczecin-Międzyzdroje 18-20 maja 2000.
- [5] Projekt badawczy KBN Nr T07E 01012. *Nowa metodyka oceny nośności nasypów budowlanych na silnie odkształcalnym podłożu*. Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Środowiska, Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Budownictwa Wodnego, Warszawa 1999.

## POSSIBILITIES OF APPLICATION OF PZO-1 PENETROMETER IN LABORATORY INVESTIGATIONS OF ORGANIC SOILS

**Summary:** Proposals of investigation by means of the PZO-1 penetrometer has been presented in the paper. The work takes advantage of results given in the KBN project [5] to a possible large extent. Given in the paper method of organic soils research make possible testing of samples taken from each depth of boreholes. Described investigations are unusually compatible with standard tests performed for packages occurring in flood terraces.



*Robert Kaczmarczyk<sup>1</sup>, Henryk Woźniak<sup>2</sup>, Aleksandra Borecka<sup>3</sup>*

## **Wytrzymałość na ścinanie stref kontaktów warstw w górotworze złóż węgla brunatnego**

**Streszczenie:** W polskich kopalniach węgla brunatnego, rejestruje się setki osuwisk, powstałych zarówno na zboczach stałych jak i eksploatowanych, które mają związek z powierzchniami strukturalnymi w górotworze. W artykule przedstawiono parametry wytrzymałości na ścinanie głównych powierzchni strukturalnych występujących w górotworze kopalń węgla brunatnego „Turów” i „Bełchatów” oraz charakterystykę czynników mających istotny wpływ na parametry geotechniczne stref kontaktów warstw występujących w górotworze złóż węgla brunatnego.

### **1. Wprowadzenie**

Projektowanie prac geologiczno-inżynierskich na potrzeby górnictwa odkrywkowego obejmuje badania pozwalające wyznaczyć parametry wytrzymałościowe i fizyczne skał i gruntów, w obrębie poszczególnych warstw górotworu. Na podstawie tych parametrów oraz oceny stateczności projektuje się nachylenie skarp odkrywek. Mimo znacznej ilości badań laboratoryjnych i zastosowania różnych metod obliczania stateczności, problem osuwisk w odkrywkowych kopalniach węgla brunatnego jest ciągle zagadnieniem trudnym; nadal bowiem dochodzi do częstego powstawania osuwisk.

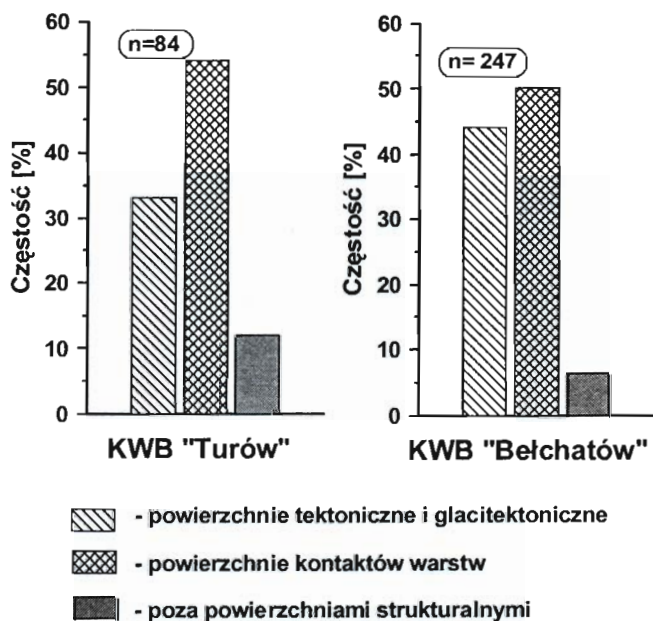
---

<sup>1</sup> dr inż., Akademia Górniczo-Hutnicza

<sup>2</sup> dr inż., Akademia Górniczo-Hutnicza

<sup>3</sup> mgr inż., Akademia Górniczo-Hutnicza

W dotychczasowym okresie eksploatacji kopalń węgla brunatnego „Turów” i „Bełchatów” w każdej z nich doszło do powstania kilkuset osuwisk. Analiza materiałów archiwalnych oraz wyniki badań i obserwacji prowadzonych na terenie odkrywek wskazują na istnienie silnych związków pomiędzy budową geologiczną nadkładu a procesami osuwiskowymi. Zaobserwowano, że osuwiska w zdecydowanej większości przypadków (rys.1.), jako powierzchnie poślizgu wykorzystują strefy osłabień strukturalnych w górotworze, powstałe na powierzchniach sedimentacyjnych, erozyjnych glacitektonicznych lub tektonicznych [6]. Są to więc typowe osuwiska strukturalne.



Rys. 1. Rola powierzchni strukturalnych w generowaniu ruchów osuwiskowych

Rozpoznanie parametrów geotechnicznych na powierzchniach strukturalnych (kontaktach warstw, powierzchniach uskoków i spękań masywu) jest uzasadnione tym bardziej, że osuwiska typu strukturalnego występują także poza obszarem kopalń odkrywkowych, np. zdecydowana większość ruchów masowych powstałych w Karpatach ma związek z powierzchniami strukturalnymi. Chociaż w geologii nie kwestionuje się związków pomiędzy budową strukturalną górotworu a osuwiskami, to jednak w zdecydowanej większości projektów

geologiczno-inżynierskich nadal nie uwzględnia się parametrów wytrzymałościowych na powierzchniach strukturalnych.

## 2. Zakres i metody badań

Celem prowadzonych prac było wyznaczenie parametrów wytrzymałościowych na powierzchniach strukturalnych oraz określenie czynników mających decydujący wpływ na ich wartość. Podstawową charakterystykę wytrzymałościową gruntów spoistych stanowi wytrzymałość na ścinanie, ponieważ jej parametry zależą nie tylko od rodzaju i właściwości fizykomechanicznych badanych gruntów lecz także od stosowanej metody badań [1, 2], która powinna być tak dobrana, by możliwie najlepiej odwzorować procesy zachodzące w masywie. Najbardziej uzasadnione jest więc stosowanie takich metod, które zapewniają maksymalne podobieństwo badań modelowych do stanów i procesów zachodzących obecnie oraz w historii naturalnego masywu gruntowego. Odtworzenie ścieżki obciążeń przy uwzględnieniu stanu naprężeń dla przewidywanej przyszłej pracy gruntu warunkuje prawidłowy wybór metody badania. Ma to szczególnie istotne znaczenie przy projektowaniu skarp i analizie stateczności istniejących zboczy. Oznaczenie wytrzymałości na ścinanie przeprowadzono w aparacie bezpośredniego ścinania. Przyjęto schemat badań, który pozwolił na oznaczenie wytrzymałości maksymalnej oraz wytrzymałości resztkowej (po ustabilizowaniu się oporów ścinania na długiej drodze odkształcenia). Zastosowany schemat na ścinanie pozwala możliwie dobrze odwzorować zachowanie się gruntu w warunkach naturalnych. Wartość wytrzymałości pierwotnej odpowiada maksymalnej wytrzymałości na powierzchni nieciągłości w masywie gruntowym przed jego ewentualnym naruszeniem w wyniku prowadzonych prac górniczych. Wytrzymałość resztkowa wskazuje natomiast wartości parametrów wytrzymałościowych, które zaistnieją po wtórnym naruszeniu kontaktu, w wyniku przemieszczenia się gruntu wzdłuż powierzchni nieciągłości.

Ogółem przebadano około 200 próbek z kilkunastu powierzchni strukturalnych z odkrywek kopalń Turów i Bełchatów.

Przed przystąpieniem do analizy wyników dokonano podziału badanych próbek na grupy o różnej charakterystyce powierzchni strukturalnych. Kryterium wydzielenia był: typ powierzchni strukturalnej, rodzaj kontaktujących się utworów, stan konsystencji gruntu na powierzchni strukturalnej i w jej otoczeniu oraz stopień naruszenia (przemieszczenia) powierzchni strukturalnej.

### **3. Analiza wyników badań**

Dotychczasowe wyniki badania powierzchni strukturalnych [3, 4, 5] wskazują, że wartości oporu ścinania są zdeterminowane całym szeregiem czynników, takich jak:

- rodzaj kontaktujących się utworów,
- wytrzymałość na ścinanie kontaktujących się utworów poza powierzchniami strukturalnymi (w caliznie),
- typ powierzchni strukturalnej,
- stopień naruszenia powierzchni strukturalnej,
- stopień plastyczności gruntu na kontakcie i w jego otoczeniu,
- zawodnienie powierzchni oddzielności,
- podatność gruntów na rozmakanie,
- historia ruchów masowych na starych powierzchniach osuwiskowych lub paleosuwiskowych,
- rodzaj materiału wypełniającego szczelinę,
- morfologia powierzchni strukturalnej,
- gęstość spękań i ich orientacja względem powierzchni strukturalnej.

Wykazanie znaczenia i wielkości każdego z wymienionych czynników z osobna nie jest łatwe, zwykle bowiem w warunkach rzeczywistych (terenowych) rezultat jest wypadkową poszczególnych czynników i ich wzajemnych relacji. Niemniej wyniki badań własnych oraz analiza danych archiwalnych pozwalają wysunąć pewne spostrzeżenia.

Wyniki badań laboratoryjnych i obserwacji terenowych wskazują, że czynnikiem odgrywającym najistotniejszą rolę w kształtowaniu wartości oporów ścinania na powierzchniach strukturalnych jest ich stopień naruszenia (przemieszczenia warstw). W analizowanych odkrywkach naruszenie powierzchni strukturalnych było wynikiem zarówno naturalnych procesów geologicznych takich jak: ruchy tektoniczne, glacitektoniczne, paleosuwiskowe, jak i procesów wtórnych (antropogenicznych), będących wynikiem prowadzonych prac górniczych. Odkrywkowy system eksploatacji złóż węgla brunatnego wiąże się z koniecznością wydobywania i przemieszczenia bardzo dużych mas gruntów. Zdejmowanie nadkładu złoża wpływa na zmianę istniejącego w górotworze stanu naprężeń wskutek ich odprężenia, czego rezultatem jest wzrost objętości gruntów i skał. Wzrost objętości gruntów powoduje zmniejszenie wytrzymałości na ścinanie w obrębie całego odprężonego górotworu, ale spadek ten zaznacza się w sposób szczególny na powierzchniach strukturalnych.



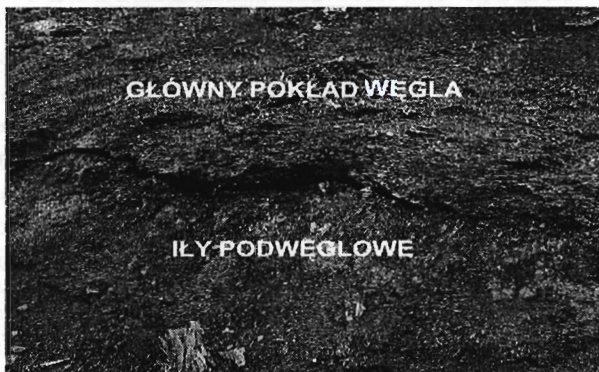
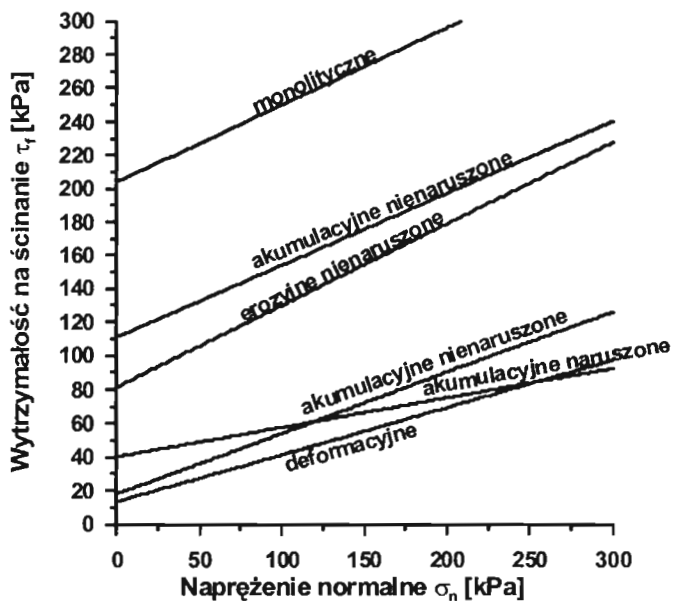


Foto.1. Przykład naruszenia powierzchni strukturalnej na kontakcie głównego pokładu węgla i ilów podwęglowych w KWB „Bełchatów”

Wyniki prowadzonych badań dowodzą jednoznacznie, że powierzchnie strukturalne stanowią osłabiony element budowy geologicznej w górotworze złóż węgla brunatnego. Wytrzymałość próbek monolitycznych pobranych z otoczenia powierzchni strukturalnych jest przeciętnie około dwukrotnie większa niż wytrzymałość próbek z nienaruszonych powierzchni strukturalnych (rys.2).

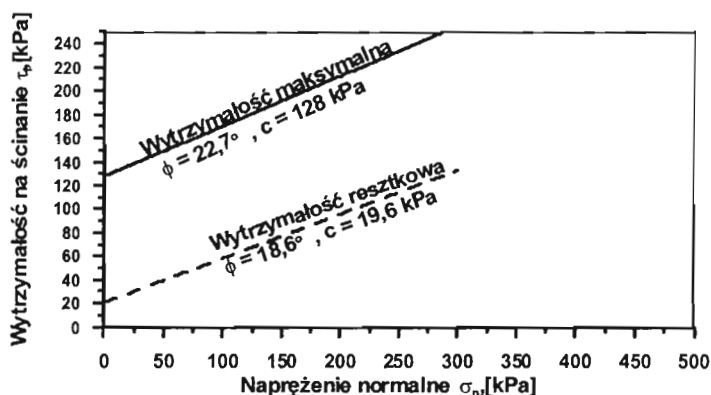


Rys. 2. Proste wytrzymałościowe na powierzchniach strukturalnych w KWB „Turów”

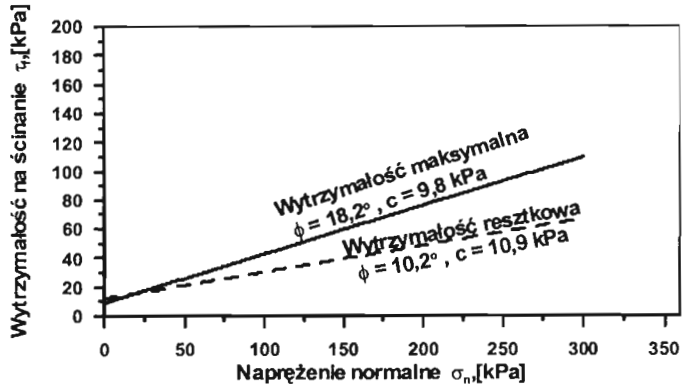
Próbki pobrane z naruszonych powierzchni miały jeszcze mniejsze parametry wytrzymałościowe, szczególnie wartość spójności była średnio 5-krotnie mniejsza niż próbki z powierzchni nie naruszonych, i około 10 razy mniejsza niż w próbkach monolitycznych (pobrane z otoczenia powierzchni strukturalnych).

Naruszenie powierzchni strukturalnych wpływa nie tylko na zmniejszenie spójności gruntów na danej powierzchni, lecz (jak wskazują obserwacje terenowe) często prowadzi do ich zawodnienia, a w konsekwencji do zmian stanu konsystencji gruntu. Przy dłuższych drogach odkształcenia (przemieszczenia) można było zaobserwować zmiany morfologii badanych powierzchni powstałe w skutek wygładzenia nierówności występujących na stykach warstw, co wpływało także na zmiany wartości kąta tarcia wewnętrznego.

Zaobserwowano, że zmiana wytrzymałości na powierzchniach naruszonych w stosunku do wytrzymałości masywu jest tym większa, im większa jest wytrzymałość utworów budujących masyw. Spadek wytrzymałości na ścinanie, zwłaszcza spójności, w gruntach o konsystencji zwartej i nienaruszonej strukturze jest znacznie większy niż w samych gruntach o konsystencji twaroplastycznej oraz plastycznej. Potwierdzają to również wyniki badań laboratoryjnych. Podczas oznaczania wytrzymałości na ścinanie na długiej drodze odkształcenia (wytrzymałość resztkowa), w próbkach o nienaruszonej strukturze, pozostających w półzwartym stanie konsystencji, zanotowano bardzo znaczący, bo ponad sześciokrotny spadek wartości spójności (rys.3), natomiast na powierzchniach naruszonych o konsystencji plastycznej gruntu zaobserwowano nawet niewielki wzrost spójności (rys.4). Zjawisko to można tłumaczyć procesem odbudowy spójności, który jest intensywniejszy w gruntach o większej plastyczności.



Rys. 3. Różnice wytrzymałości maksymalnej i resztkowej na nienaruszonych powierzchniach strukturalnych w zwartym stanie konsystencji gruntu na kontakcie warstw



Rys. 4. Różnice wytrzymałości maksymalnej i resztkowej na naruszonych powierzchniach strukturalnych w plastycznym stanie konsystencji gruntu na kontakcie warstw

Należy mieć jednak na uwadze, że wydzielenie i zbadanie najłabszych elementów budowy geologicznej górotworu i poznanie ich parametrów wytrzymałościowych nie jest wystarczające do oceny stateczności skarp kopalń węgla brunatnego, konieczne jest również uwzględnienie takich czynników geologicznych jak: rozległość powierzchni strukturalnej, kierunek i kąt zapadania warstw, zawodnienie górotworu itp. W kopalniach odkrywkowych ważną rolę odgrywają także czynniki antropogeniczne (techniczne), mające związek ze sposobem eksploatacji złoża, do których zaliczyć należy: wysokość skarp, ich pochylenie, postępowanie urabiania, skuteczność odwodnienia górotworu i wiele innych.

## Literatura

- [1] Bishop A., Henkel D.J.: *The measurement of soil properties in the triaxial test*. London. Fractured and Jointed Rock masses. Rotterdam, 1967.
- [2] Glazer Z.: Spójność i kąt tarcia wewnętrzne. Przegląd Geologiczny nr 2, 1966.
- [3] Marczak H.: *Modele wpływu spękań powstałych w wyniku wpływu eksploatacji górniczej w kopalniach węgla na pole sejsmiczne*. XXV Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu. Geotechnika i Budownictwo Specjalne. Zakopane, 2002.
- [4] Kaczmarczyk R., Rybicki S.: *Charakterystyka oraz cechy geotechniczne głównych powierzchni strukturalnych w górotworze niektórych kopalń węgla brunatnego*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej. Gliwice, 2003.

- [5] Kaczmarczyk R.: *Geotechniczne własności stref kontaktów ilasto-węglowych w górotworze niektórych kopalń węgla brunatnego*. Konferencja doktorantów. Szklarska Poręba, 2003.
- [6] Kaczmarczyk R.: *Geologiczno-inżynierska charakterystyka głównych powierzchni strukturalnych w górotworze złóż węgla brunatnego*. Rozprawa doktorska. Kraków, 2004.

## **SHEAR STRENGTH OF CONTACTS ZONE IN ROCK FORMATIONS OF BROWN-COAL DEPOSITS.**

**Summary:** In the Polish Open Pit Mine hundreds of landslides have been recorded from both the exploitation walls and the permanent slopes. These landslides are related to the presence of structural surfaces within the geological formations. The paper presents parameters of shear strength of main structural surfaces. There is also include characterization of factors having a essential influence of geotechnical parameters of contacts zone of strata occurring in geological formations of the "Turów" and "Bełchatów" brown-coal deposits.

*Ryszard Kaczyński<sup>1</sup>*

## Rola geologii inżynierskiej w badaniu podłoża gruntowego

**Streszczenie:** W pracy zostały przedstawione zadania geologii inżynierskiej w badaniu podłoża gruntowego, głównie wg statutu IAEG (Międzynarodowej Asocjacji Geologii Inżynierskiej – obecnie i Środowiska). Niektóre zadania geologii inżynierskiej są omówione na tle wyników badań uzyskanych w Zakładzie Geologii Inżynierskiej Uniwersytetu Warszawskiego.

W ostatnich latach obserwuje się coraz bliższą współpracę reprezentantów dyscyplin mających związek z geoinżynierią („geo-engineering”). W roku 2000 (na początku 3 milenium) w Melbourne (International Conference on Geotechnical & Geological Engineering) spotkali się przedstawiciele 3 międzynarodowych siostrzanych asocjacji:

- ISSMGE – International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
- ISRM – International Society for Rock Mechanics (Geomechanics)
- IAEG – International Association of Engineering Geology and the Environment.

Rozmowy o bardziej konkretnej współpracy są kontynuowane.

Międzynarodowa asocjacja geologii inżynierskiej i środowiska (IAEG) została powołana 15.12.1964 roku, podczas 22 Międzynarodowego Geologicznego Kongresu w New Delhi. Od tamtej pory odbyło się 9 światowych kongresów, dziesiąty będzie miał miejsce w roku 2006 w Nottingham. Obecnie (dane wg 2000

---

<sup>1</sup> prof. dr hab., Wydział Geologii Uniwersytetu Warszawskiego.

roku) IAEG liczy około 5200 członków, stowarzyszonych w 65 grupach narodowych.

Geologia jako samodzielna dyscyplina wyodrębniła się na przełomie XVIII i XIX wieku, natomiast geologia inżynierska swe początki wiąże z końcem XIX wieku (Van Dine D.F., Nasmith H.W. & Ripley C.F. podają, że pierwszy podręcznik z geologii inżynierskiej został wydany w 1881 roku przez Penning's Brithish Textbook) oraz pierwszym i drugim dziesięcioleciem XX wieku. W roku 1909, w Imperial College po raz pierwszy w sposób regularny – kursowy – odbywały się wykłady z geologii inżynierskiej – wykładowcą był Herbert Lapworth. W roku 1914 wydawnictwo John Wiley & Sons Inc. wydało pierwszy podręcznik „Engineering geology”, autorstwa Riesa i Watsona [22], który doczekał się 7 wydań.

W późniejszym okresie ukazały się następane podręczniki:

- w 1922 roku – Technische Geologie (J.Stiny) [28]
- w 1929 roku – Ingenieurgeologie (A.Redlich, K.Terzaghi, K.Kampe) [21].

Radziecką szkołę geologii inżynierskiej reprezentowały podręczniki geologii inżynierskiej, z których pierwszy, autorstwa Sawarenskiego, ukazał się w roku 1937 [24]; następne: Popowa – w 1951 [20] i Siergiejewa – w 1978 [26].

W Polsce, przed II wojną światową został wydany po raz pierwszy w roku 1927 podręcznik „Geologia inżynierska”, autorstwa profesora Wiśniewskiego z Politechniki Lwowskiej [30], a po wojnie, w roku 1949 ukazała się „Geologia inżynierska” autorstwa profesora Różyckiego z Uniwersytetu Warszawskiego [23]. Trzeba jeszcze tu wymienić podręczniki z geologii inżynierskiej Kleczkowskiego [14], Malinowskiego [18], Grubeckiego i Sysaka [8] oraz Kowalskiego [15].

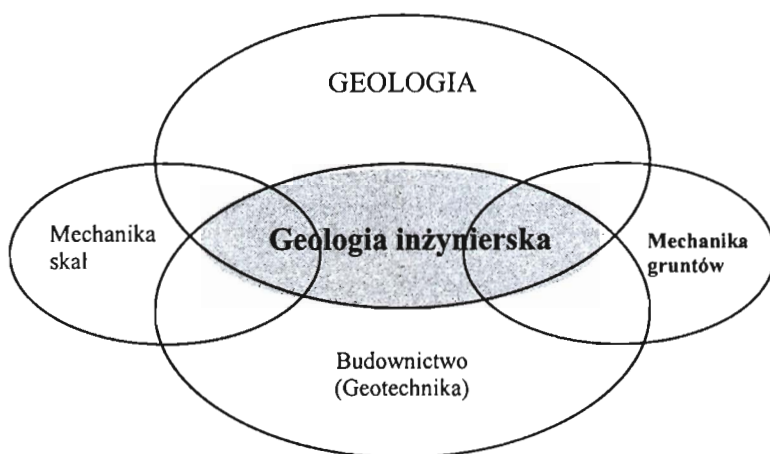
Do bardziej znanych podręczników z geologii inżynierskiej należy zaliczyć następujące pozycje: Bell [2], Bendel [3], Calambert [4], Keil [13], Legget [17], Müller [19], Schulze i Muhs [25], Zaruba i Mencil [32].

Geologia inżynierska, według statutu IAEG [27], zajmuje się badaniami, studiami i rozwiązaniami inżynierskimi i środowiskowymi zagadnień, które mogą powstać jako rezultat wzajemnego oddziaływania podłoża gruntowego i obiektu budowlanego, jak również przewidywaniem odpowiednich środków i sposobów zapobiegania zagrożeniom geologicznym. Geologia inżynierska obejmuje:

- ustalenie geomorfologicznych, strukturalnych, stratygraficznych, litologicznych i gruntowo-wodnych warunków różnych formacji geologicznych
- charakterystykę mineralogicznych, fizykogeomechanicznych, chemicznych i hydraulicznych właściwości wszystkich materiałów związanych z obiektem budowlanym, eksploatacją zasobów mineralnych oraz zmianami środowiska

- ocenę mechanicznego i hydrologicznego zachowania się gruntów i masywów skalnych
- przewidywanie zmian wyżej wymienionych właściwości
- wyznaczenie parametrów potrzebnych do analizy stateczności obiektów inżynierskich
- polepszanie i utrzymanie środowiskowych warunków i właściwości terenu .

Innymi słowy, geologia inżynierska zajmuje się stosowaniem geologii w praktyce inżynierskiej. Głównym zadaniem geologii inżynierskiej jest ocena stanu konkretnego środowiska geologicznego w określonym czasie oraz prognozowanie jego zmian, tzn. tej części środowiska, z którą współdziała obiekt inżynierski [6]. Pozycję geologii inżynierskiej na tle innych dyscyplin przedstawiono na rys. 1.



**Rys. 1.** Geologia inżynierska na tle innych dyscyplin (wg mat. 7 Kongresu IAEG, 1994)

Sytuacja polskiej geologii inżynierskiej zmieniła się po roku 1990. W systemie liberalnej wolnorynkowej gospodarki, w miarę postępującej prywatyzacji, znacznie wzrosła rola inwestora i właściciela. Obowiązujące ostatnio prawo geologiczno-górnictwa zacierza różnicę między dokumentacją geotechniczną a geologiczno-inżynierską. Obecnie, ryzyko dopuszcza się w znacznie większym stopniu niż w systemie gospodarki planowej. Decyduje czas i mniejsze koszty. Znajomość geologii, a szczególnie geologii inżynierskiej i ekogeologii, tak potrzebna do określenia warunków geologiczno-inżynierskich i wpływu tych obiektów na podłoże gruntowe, jest wśród specjalistów-geotechników jest zbyt mała. Również nie wszyscy geolodzy mają dostateczną wiedzę i doświadczenie w zakresie geologii inżynierskiej. Geolodzy inżynierscy to poniżej 10% geologów



zawodowej. Dyplom w zakresie geologii inżynierskiej można uzyskać w Polsce jedynie na 2 wydziałach:

- Geologii, Geofizyki i Ochrony Środowiska AGH
- Geologii Uniwersytetu Warszawskiego.

Należy wyraźnie zaznaczyć, że w procesie inwestycyjnym coraz większą rolę odgrywa wpływ obiektów budowlanych na środowisko geologiczne. Problemy ochrony środowiska stają się bieżącymi i ważnym zadaniem dla geologii inżynierskiej. Naprzeciw tym zagadnieniom wychodzi powstały Polski Komitet Geologii Inżynierskiej i Środowiska, który jako podkomitet rozpoczął działalność w ramach Polskiego Komitetu Geotechniki.

W krótkim referacie nie da się przedstawić wszystkich zagadnień (zadań), przedstawionych w definicji geologii inżynierskiej (wg statutu IAEG). Poniżej zostaną zasygnalizowane jedynie te zadania, które realizowano w ostatnich latach w Zakładzie Geologii Inżynierskiej Uniwersytetu Warszawskiego. Za główne zagadnienia, w których geologia inżynierska odgrywa zasadniczą rolę, uznano:

1. dokumentowanie geologiczno-inżynierskie z wykorzystaniem technik informatycznych
2. prognozę zmian właściwości fizyczno-mechanicznych gruntów (np. wietrzenie)
3. ilościowe badanie mikrostrukturalne
4. wpływ historii obciążeń na zachowanie się gruntów
5. właściwości hydrauliczne (przewodność hydrauliczna)
6. wpływ zanieczyszczenia substancjami ropopochodnymi na parametry sprężyste glin lodowcowych
7. przydatność gruntów do budowy warstw izolacyjnych.

#### **ad. 1**

Badania geologiczno-inżynierskie, zgodnie z prawem geologiczno-górnictwem, są wykorzystywane do rozwiązywania problemów dotyczących zagospodarowania przestrzennego, realizacji różnych inwestycji budowlanych, ochrony środowiska oraz eksploatacji złóż surowców mineralnych. Rozwój oprogramowania komputerowego umożliwił tworzenie dużych baz danych geologicznych i wykonywanie map (w tym geologiczno-inżynierskich) za pomocą techniki cyfrowej. Do tych celów wykorzystywany jest przede wszystkim GIS, który łatwo integruje się z innymi systemami kartograficznymi. W roku 1999 została wydana przez Państwowy Instytut Geologiczny, a finansowana przez Ministerstwo Środowiska, „Instrukcja sporządzania mapy warunków geologiczno-inżynierskich w skali 1:10000 i większej dla potrzeb planowania przestrzennego” [33]. Podstawę opracowania tej instrukcji stanowiły mapy geologiczno-inżynierskie, wykonane dla

trzech specjalnie wybranych – przykładowych gmin. Jedną z wytypowanych gmin była gmina Miłki, dla której mapę warunków geologiczno-inżynierskich opracował zespół Zakładu Geologii Inżynierskiej UW [12]. Ujednoczenie sporządzania map geologiczno-inżynierskich zapewnia stosowany współcześnie sposób modułowy w Tematycznym Systemie Informacji Regionalnej (TSIR). System ten składa się z kilku modułów (zarządzania, infrastruktury, geologiczno-inżynierskiego, wód powierzchniowych, atmosfery, itd). System jest otwarty. GIS jest obsługiwany przez programy różnych firm komputerowych, takie jak ARC/INFO, SURFER, częściowo INTERGRAPH, ARC/VIEW, GEOTECH, itp.

Gmina Miłki (koło Giżycka), o powierzchni ok. 170 km<sup>2</sup>, charakteryzuje się młodoglacjalną rzeźbą terenu i dość dużym zróżnicowaniem morfologicznym i litologicznym występujących tu gruntów. Podstawą opracowania warunków geologiczno-inżynierskich były dane archiwalne (wiercenia i dokumentacja), mapy geologiczne w skali 1:20000 i 1:50000 oraz przeprowadzone dodatkowe wiercenia, obserwacje i badania:

- kartowanie hydrogeologiczne i geologiczno-inżynierskie
- 227 wierceń do 10m, 834 wiercenia do 3m, 16 sondowań dynamicznych do głębokości 8m i 5 sondowań SPT
- badania laboratoryjne – głównie cech fizycznych (uziarnienie, konsystencja, części organiczne, skład chemiczny wód).

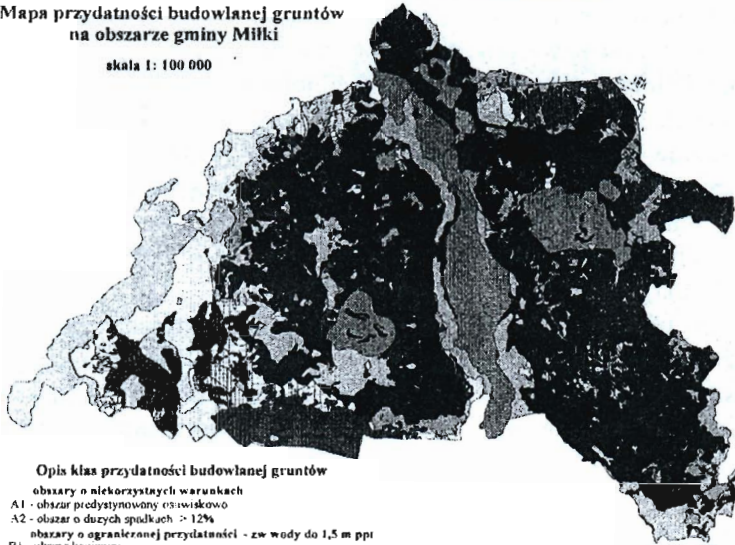
Moduł geologiczno-inżynierski składa się z 15 warstw tematycznych (C<sub>1</sub> do C<sub>15</sub>). C<sub>10</sub> stanowi syntetyczną mapę warunków geologiczno-inżynierskich (= mapa przydatności budowlanej gruntów), (rys. 2), zawiera ona 4 obszary o zróżnicowanych warunkach.

## **ad. 2**

Do zadań geologii inżynierskiej należy badanie procesów i zjawisk geodynamicznych i ich zmienności w czasie. Należą tutaj takie procesy, które albo powstały na skutek działalności ludzkiej, albo zostały zmienione w wyniku tej działalności. Do najważniejszych zjawisk geodynamicznych należą: wietrzenie, deformacje filtracyjne, stateczność zboczy, kras, przekształcanie zboczy zbiorników wodnych, sejsmiczność, itp.

Mapa przydatności budowlanej gruntów  
na obszarze gminy Miłki

skala 1: 100 000



Objaśnienia

jeziora  
cieki powierzchniowe

klasy przydatności budowlanej  
gruntów - obszary

o niekorzystnych warunkach

A1  
A2

o ograniczonej przydatności

B1  
B2  
B3  
B5  
B6

o przeciętnych warunkach

C1  
C2  
C3

o dobrych warunkach

D1  
D2  
D3

Opis klas przydatności budowlanej gruntów

obszary o niekorzystnych warunkach

A1 - obszar predystynowany osuwiskowo

A2 - obszar o dużych spódkach > 12%

obszary o ograniczonej przydatności - zw. wody do 1,5 m ppt

B1 - obszar bagienny

B2 - obszar prawdopodobnych deformacji glaukonitowych

B3 - obszar piasków deluwialnych, jeziornych, tarasów kermowych

B5 - obszar glin i piasków gliniastych zwalowych

B6 - obszar gruntów nasyconych

obszary o przeciętnych warunkach - zw. wody od 1,5 do 6 m ppt

C1 - obszar piasków tarasów kermowych, piasków i żwirów lodowcowych

C2 - obszar glin/łów i pyłów zastoinowych

C3 - obszar glin i piasków gliniastych zwalowych

obszary o dobrych warunkach - zw. wody poniżej 6 m ppt

D1 - obszar piasków tarasów kermowych, piasków i żwirów lodowcowych

D2 - obszar glin/łów i pyłów zastoinowych

D3 - obszar glin i piasków gliniastych zwalowych

Rys. 2. Komputerowa mapa warunków geologiczno-inżynierskich gminy Miłki.

W Polsce rozwój profilu wietrzeniowego dotyczy przede wszystkim skał. Zwietrzliny obserwujemy również w gruntach spoistych, głównie w ilach trzeciorzędowych (miocenijskich i pliocenijskich). Niedostateczna znajomość właściwości zwietrzelin prowadzi często do niewłaściwej ich oceny. W praktyce utrwalił się pogląd, że wszystkie zwietrzliny są gruntami słabymi i powinny być całkowicie usunięte spod fundamentu. W gruntach ilastych, przeważnie przekonsolidowanych, obserwuje się wyraźny profil wietrzeniowy o zmiennej, zwykle 2-3 m (skrajnie do 10 m) miąższości. Powstałe zwietrzliny w sposób zasadniczy zmieniają na niekorzyść swoje właściwości w stosunku do macierzystego podłoża. Dezintegracja gruntu następuje warstwowo-strefowo. Najczęściej wyróżnia się do 4 stref [9]. W stosunku do ilów niezwiertzalnych, zwietrzliny charakteryzują się wyższymi wartościami porowatości, wilgotności naturalnej, niższą gęstością objętościową, skonsolidowaniem, niższą wytrzymałością na ścinanie (tab. 1). Stwierdza się wyraźny proces zmortmorillonizowania w wyniku wietrzenia. Zachowanie się glin lodowcowych w procesach wietrzeniowych jest zasadniczo zbliżone do zachowania się gruntów ilastych.

Tabela 1. Właściwości ilów mioceńskich i plioceńskich

Właściwości	Iły mioceńskie Zapadliska Przedkarpackiego			Iły plioceńskie	
	STREFY WIETRZENIOWE				
	I	II i III	IV	I	II-IV
Gęstość objętościowa, [g/cm <sup>3</sup> ]	1,85-2,36	1,75-2,0	1,65-1,9	1,8-2,2	1,7-2,0
Porowatość, [%]	22-45	35-55	40-60	35-55	35-60
Wilgotność naturalna, [%]	9-37	20-35	25-45	15-35	30-45
Granica płynności, [%]	39-82	45-85	45-85	45-110	-
Granica plastyczności, [%]	22-39	20-35	20-35	20-40	-
Stopień plastyczności, [-]	-0,5-0,15	-0,1-0,25	0,9-0,0	-02-0,4	0,2-0,5
Zawartość frakcji ilowej, [%]	15-60	-	-	15-70	-
Aktywność Skempton, [-]	0,7-1,4	0,8-1,35	0,6-1,5	0,8-1,6	-
Powierzchnia właściwa, [m <sup>2</sup> /g]	70-260	200-300	50-250	-	-
Spójność, [kPa]	15-425	20-100	5-50	10-200	do 100
Kąt tarcia wewnętrznego, [°]	12-29	5-15	3-15	8-25	do 10
Rezydualny kąt tarcia, [°]	8	-	-	4-15	-
Moduł ściśliwości, [MPa]	6-150	5-20	1-10	5-20	1-10

### ad. 3

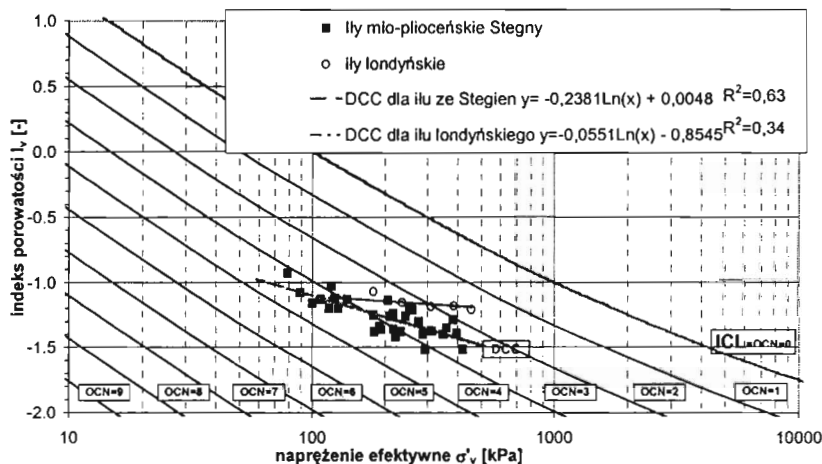
Po roku 1970 i później, w latach osiemdziesiątych, nastąpił dalszy postęp w rozwoju badań mikrostrukturalnych dzięki ilościowym, mikrostrukturalnym badaniom obrazów skaningowych. Badania te obejmują, poza jakościowym obrazem mikrostruktury, ilościową ocenę morfometryczną i geometryczną jej elementów. Możliwe jest to przy wykorzystaniu systemu SEM (komputer ze specjalistycznym oprogramowaniem), który rejestruje i analizuje obrazy. Jednym z takich programów jest STIMAN, opracowany i wdrożony w Uniwersytecie Moskiewskim, w zespole prof. Sokołowa. Od 1994 roku istnieje, w laboratorium Instytutu Hydrogeologii i Geologii Inżynierskiej UW, osobne stanowisko do badań mikrostrukturalnych, wykonywanych za pomocą licencjonowanego programu komputerowego. W ciągu ostatnich kilku lat skatalogowano ponad 300 ilościowych analiz gruntów Polski o różnej genezie i litologii. Duża liczba badań pozwoli w przyszłości opracować, na podstawie analiz ilościowych, atlas mikrostruktur oraz, być może, określić zależności pomiędzy parametrami mikrostrukturalnymi a właściwościami gruntu.

W wyniku analizy komputerowej otrzymujemy obiektywny, ilościowy obraz przestrzeni porowej gruntu w postaci:

**Tabela 2.** Charakterystyczne wyniki ilościowej analizy mikrostrukturalnej SEM dla typowych gruntów Polski

Parametry mikrostruktury	il miocieńs ki	il plicocieńs ki	glina zwalowa 1	glina zwalowa 2	glina zwalowa 3	il glaci-limniczny	less	piasek rzeiczny
Porowatość [%]	32,9	34,52	29,5	37,1	41,0	40,1	40,6	47,6
Liczba porów N [ $1 \times 10^4$ ]	5,9	30,0	8,7	125,4	313,4	36,7	7,7	0,2
Średnia średnica porów $P_1$ [ $1 \times 10^3 \mu\text{m}$ ]	1,01	1,53	2,43	0,21	0,12	0,3	2,23	30,14
Całkowity obwód porów $P_1$ [ $1 \times 10^3 \mu\text{m}$ ]	37,8	344,3	144,0	264,8	346,7	89,8	117,4	41,8
Średnica obwodów porów $P_{av}$ [ $\mu\text{m}$ ]	6,4	11,46	16,49	2,11	1,11	2,45	15,2	197,94
Całkowita powierzchnia porów $S_p$ [ $1 \times 10^3 \mu\text{m}^2$ ]	12,3	191,2	121,7	24,5	29,6	11,2	170,0	327,8
Średnia powierzchnia porów $S_{av}$ [ $\mu\text{m}^2$ ]	2,08	6,37	13,93	0,2	0,09	0,31	22,0	1553,74
Średni współczynnik formy porów $K_{fv}$ [-]	0,465	0,442	0,553	0,553	0,503	0,395	0,563	0,379
Stożenie anizotropii mikrostruktury $K_a$ [%]	56,1	24,1	17,9	16,6	4,8	45,0	10,9	27,0
Orientacja mikrostruktury alfa [ $^\circ$ ]	29,2	32,8	95,8	63,3	23,1	175,8	89,7	75,9
Współczynnik filtracji k [m $\ddot{o}$ ]	0,0247	0,3190	0,1876	0,0375	0,0556	0,0067	0,7883	0,9737
Parametry fizyczne w stanie naturalnym								
Wilgotność $w_n$ [%]	20,0	24,0	8,2	16,9	14,8	29,6	10,2	7,3
Gęstość objętościowa gruntu p [Mg/m $^3$ ]	2,16	2,05	2,13	2,06	1,8	1,9	1,8	1,63
Porowatość n [%]	33,4	38,5	26,4	38,2	41,1	47,0	38,0	42,6
Skład granulometryczny [%]								
frakcja piaskowa $f_b$	7	1	61	14	52	8	11	96
frakcja pyłowa $f_r$	54	48	23	57	29	42	77	4
frakcja ilowa $f_i$	39	51	16	29	19	50	12	-
Granica plastyczności $w_p$ [%]	28,5	32,5	13,7	16,6	14,1	26,5	11,0	-
Granica płynności $w_L$ [%]	65,0	61,0	25,4	29,4	29,0	64,4	18,7	-

Glina ablacynna z wytopienia: 1 – południowopolskie, 2 – środkowopolskie, 3 – północnopolskie



Rys. 3. Proponowana krzywa DCC, w przestrzeni  $I_v$  oraz przedstawienie graficzne parametru OCN – „liczba przekonsolidowania [29]

- parametrów morfometrycznych mikrostruktury porów (wielkość – średnica  $D$ , powierzchnia  $S$ , obwód  $P$ , współczynnik formy  $K_f$ )
  - parametrów geometrycznych mikrostruktury (stopień anizotropii, orientacja).
- W tabeli 2 zestawiono ilościowe wartości dla kilkunastu różnych rodzajów gruntów [10].

Uzyskane wyniki wskazują na wyraźne zróżnicowanie ilościowych parametrów przestrzeni porowej w zależności od środowiska sedymentacyjnego. Obserwuje się pewne zależności funkcyjne pomiędzy fizycznymi właściwościami gruntu a ilościowymi parametrami mikrostruktury.

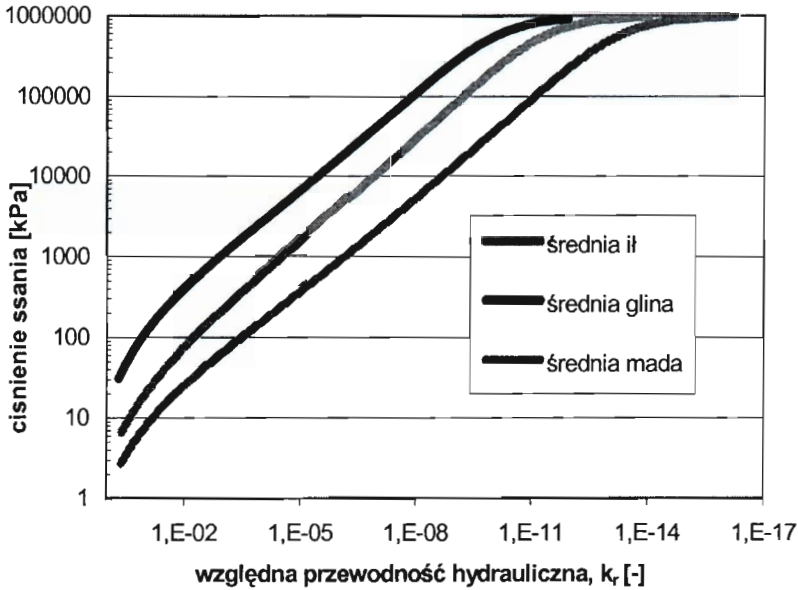
#### ad. 4-7

Bardzo istotnym w badaniu właściwości gruntów jest określenie ich stanu przekonsolidowania. Na rys. 3 w przestrzeni  $I_v - \sigma'_v$  (wskaźnik porowatości – naprężenie efektywne) przedstawiono diagenetyczną krzywą ściśliwości DCC oraz liczbę przekonsolidowania OCN dla łąk plioceńskich z Warszawy [29]. OCN określa stopień przekonsolidowania w stosunku do wrodzonych inherentnych właściwości gruntu (ICL). Dla badanych gruntów  $OCN = 2,05-3,52$ .

W zagadnieniach migracji zanieczyszczeń i uszczelnień podłoża gruntowego ważną rolę odgrywa badanie przewodności hydraulicznej gruntów spoistych, w szczególności gruntów występujących w strefie aeracji – czyli gruntów w stanie nienasyconym. Na rys. 4 dla łąk plioceńskich z Warszawy, glin lodowcowych i mad wiślanych naniesiono zależności ciśnienie ssania – względna przewodność



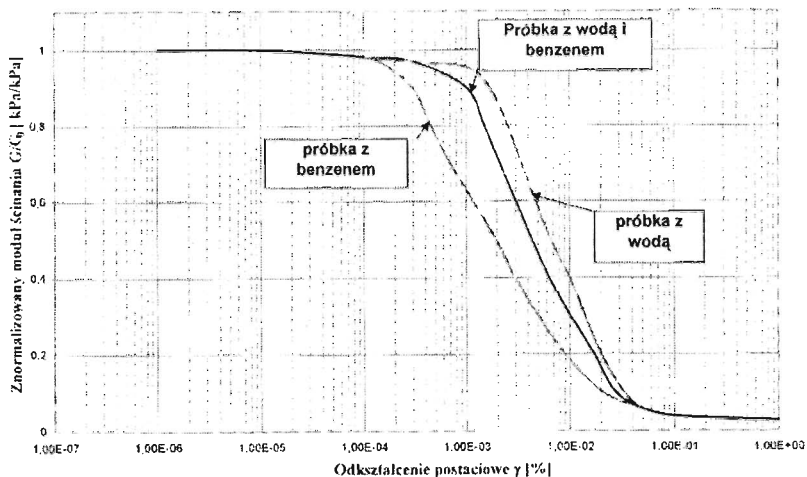
hydrauliczna. Po zbadaniu zależności ciśnienie ssania – wilgotność, wykorzystując aproksymację średniokwadratową powyższej zależności za pomocą specjalnego programu komputerowego, ustalono zależność  $K_r(\psi)$ , mogącą służyć do wyznaczenia współczynnika przewodności w stanie nienasyconym  $K(\psi)$  dla poszczególnych wartości ciśnienia ssania z formuły  $K(\psi) = K_r(\psi) \cdot k_s$ , gdzie  $k_s$  – współczynnik filtracji w stanie nasyconym [31]. Dla niskich ciśnień uzyskano eksperymentalnie potwierdzenie uzyskanej zależności.



Rys. 4. Względna przewodność hydrauliczna  $k_r$  dla iłów mio-plioceńskich, glin lodowcowych i mad wiślanych [31]

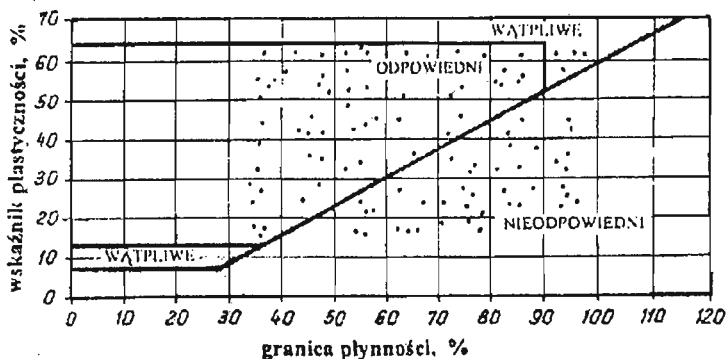
Rys. 5 określa wpływ substancji ropopochodnej na moduł odkształcenia postaciowego glin lodowcowych z Płocka [1].





Rys. 5. Zależność modułu odkształcenia postaciowego dla glin lodowcowych o różnym stopniu zanieczyszczenia benzenem [1]

Rys. 6 przedstawia przydatność iłłów plicieńskich do budowy warstw izolacyjnych [11].



Rys. 6. Iły plicieńskie z rejonu Warszawy na tle wykresu oceniającego przydatność gruntów do budowy warstw izolacyjnych (Jones et al. 1993, w: Garbulewski 2000)

W zakończeniu chciałbym podkreślić, że aparatura będąca w posiadaniu Instytutu Hydrogeologii i Geologii Inżynierskiej UW została wzbogacona o aparaturę zakupioną w ramach dotacji KBN na „Międzyinstytutowe Laboratorium Badań Właściwości i Mikrostruktur Geomateriałów”. W Instytucie,

poza istniejącym doskonale wyposażonym laboratorium badania skał, powstało reprezentujące dobry poziom laboratorium gruntowe. Podstawowa aparaturę do oznaczania właściwości fizycznomechanicznych, np. przepuszczalnomierze, pęcznieniomierze, termiczna DTA, aparaty trójosiowego ściskania, aparaty skrzynkowe, konsolidometry, edometry, itp., uzupełniona o nowe egzemplarze:

- skaningowy mikroskop elektronowy ze specjalistycznym oprogramowaniem do ilościowych badań mikrostrukturalnych w przestrzeni 2D/3D z mikrosondą + mikroskopy polaryzacyjne,
- piknometry (cieczowy i gazowy),
- aparat trójosiowego ściskania w warunkach obciążeń dynamicznych gruntów (również nienasyconych),
- porozymetry,
- analizatory uziarnienia,
- komory trójosiowe do anizotropii parametrów sprężystych za pomocą fal akustycznych (zestawy kontrolno-pomiarowe do zadawania różnych ścieżek obciążenia), komory wysokociśnieniowe,
- konsolidometr Rowe'a,
- aparat do ścinania typu ring shear,
- zestaw talerzy ciśnieniowych do oznaczania ciśnienia ssania.

Ponadto uzupełniono sprzęt do badań polowych. W laboratorium znalazła się:

- sonda CPT – 100 kN,
- aparatura geofizyczna CSWS i SASW.

Tylko nowoczesna aparatura laboratoryjna i polowa może zapewnić najbardziej prawdopodobną zgodność wyników uzyskiwanych w badaniach z rzeczywistością geologiczną. Za tę zgodność odpowiada geolog inżynierski.

## Literatura

- [1] Barański, M.: *Wytrzymałość i odkształcalność glin lodowcowych zanieczyszczonych ropopochodnym benzenem na terenie Petrochemii Płock S.A.* Wydział Geologii UW, Warszawa (2000).
- [2] Bell, F.G.: *Engineering Geology*. Blackwel Scientific Publication, London (1993).
- [3] Bendel, L.: *Ingenieurgeologie*, Wien (1944-1948).
- [4] Calambert, L.: *La géologie de l'ingénieur*, Liège (1974).
- [5] *Engineering Geology at Imperial* (<http://www.cv.ic.cc.uk>).
- [6] Freitas (de), M.H.: *Engineering Geology*, Geoscientist. Vol. 1(3) (1991), 9-13.

- [7] GeoEng: An International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Melbourne (2000), pp. 28.
- [8] Grubecki, J., Sysak J.: *Geologia inżynierska*. Warszawa (1960).
- [9] Kaczyński, R.: *Zwiertzeliny gruntów spoistych jako podłoże budowli. Opis i achowanie*. Mat. Konf. 50 Lat ITB, Warszawa (1995), 216-226.
- [10] Kaczyński, R.: *Metody badań laboratoryjnych i uogólniona geologiczno-inżynierska charakterystyka gruntów o specyficznych właściwościach*. Mat. II Ogólnopolskiego Symp. „Współczesne problemy geologii inżynierskiej w Polsce”, Poznań (1999), 15-34.
- [11] Kaczyński, R.: *Rola ilów pliczeńskich w budowie składowisk niebezpiecznych odpadów*. Zeszyty Nauk. Politechniki Śląskiej. Seria Górnictwo, z. 248 (2001), 61-67.
- [12] Kaczyński, R.: *Development of an engineering- geological map of a commune on a scale 1:10000 using GIS*. Proc. 9th Cong. IAEGaE, Durban (2003), 558-564.
- [13] Keil, K.: *Ingenieurgeologie und Geotechnik*, Halle (1951).
- [14] Kleczkowski, A.: *Zarys geologii inżynierskiej*, Warszawa (1956).
- [15] Kowalski, W.C.: *Regionalna geologia inżynierska Polski*, Warszawa (1978).
- [16] Kowalski, W.C.: *Geologia inżynierska*. Wyd. Geol., Warszawa (1988).
- [17] Legget, R.F.: *Geology and Engineering*, New York (1962).
- [18] Malinowski, J.: *Geologia inżynierska*, Warszawa (1967).
- [19] Müller, L.: *Geologia inżynierska*, Moskwa (1971) (w jęz. rosyjskim).
- [20] Popow, I.W.: *Geologia inżynierska*. Warszawa (1957) (w jęz. polskim).
- [21] Redlich, K.A., Terzaghi, K., Kampe, R.: *Ingenieurgeologie*, Wien (1929).
- [22] Ries, H., Watson, T.L.: *Engineering geology*. New York (1952) (7 wydań: 1914-1952).
- [23] Różycki, S.Z.: *Geologia inżynierska*. W: Podręcznik inżynierski. Warszawa (1949).
- [24] Sawareński, F.P.: *Geologia inżynierska*. Moskwa (1937) (w jęz. rosyjskim).
- [25] Schultze, E., Muhs, H.: *Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten*. Berlin (1950).
- [26] Siergiejew, J.M.: *Geologia inżynierska*. Moskwa (1978, 1981) (w jęz. rosyjskim).
- [27] Statut of the IAEG: Newsletter, Paris (1992).
- [28] Stini, J.: *Technische Geologie*. Stuttgart (1922).
- [29] Szczepański, T.: *Ocena stanu skonsolidowania wybranych ilów na podstawie analizy parametrów ściśliwości*. Wydział Geologii UW, Warszawa (2005).
- [30] Wiśniewski, T.: *Geologia inżynierska*. W: Podręcznik inżynierski. Lwów (1927).

- [31] Wójcik, E.: *Wpływ ciśnienia ssania na przepuszczalność wybranych gruntów spoistych Warszawy*. Wydział Geologii UW, Warszawa (2003).
- [32] Zaruba, Q., Mencl, V.: *Geologia inżynierska*. Praga (1957) (w jęz. czeskim).
- [33] *Instrukcja sporządzania mapy warunków geologiczno-inżynierskich w skali 1:10000 i większej dla potrzeb planowania przestrzennego w gminach*. PIG. Warszawa (1999).

## ROLE OF ENGINEERING GEOLOGY IN SUBSOIL TESTING

**Summary:** The paper presents the role of engineering geology in subsoil investigations according to the Statut of the International Association of Engineering Geology and the Environment (IAEGaE). On the ground of soil investigations carried out in Engineering Geology Department of Warsaw University some fundamental tasks of engineering geology are presented.

Przemysław Kościk<sup>1</sup>, Kazimierz Gwizdała<sup>2</sup>

## Badania nośności pali formowanych iniekcją strumieniową

**Streszczenie:** Referat prezentuje autorski projekt doświadczalny, przeprowadzony w pełnej skali technicznej, obejmujący terenowe badanie nośności pali formowanych iniekcją strumieniową. Badania przeprowadzono na specjalnie przygotowanym do tego celu poletku doświadczalnym. Celem doświadczenia była ocena jednostkowych oporów gruntu na poboczniczy badanych pali.

### 1. Wstęp

Metodę iniekcji strumieniowej stosuje się od wielu lat w różnych dziedzinach budownictwa oraz w ochronie środowiska [4, 5], i to nie tylko do wzmacniania i uszczelniania gruntów, ale również do wykonywania pali fundamentowych nowo wznoszonych obiektów [1, 6]. Praktyka zastępowania „klasycznych” pali fundamentowych palami typu *jet grouting* (w dalszej części referatu pale te będą nazywane palami iniekcyjnymi) wskazuje na potrzebę opisu współpracy tych pali z podłożem gruntowym ze szczególnym uwzględnieniem oceny ich nośności oraz osiadań.

O ile rola pali iniekcyjnych w realizacjach nowych konstrukcji budowlanych może wydawać się mało znacząca na tle innych technologii palowych, o tyle przy wzmacnianiu posadowień obiektów istniejących sprawdza się doskonale [3].

---

<sup>1</sup> mgr inż., TS Franki Sp. z o. o. Poznań

<sup>2</sup> dr hab. inż. prof. PG, Politechnika Gdańska

W każdym przypadku należy określić miarodajną zależność obciążenie – osiadanie oraz ocenić wpływ wykonanego wzmocnienia na konstrukcję.

Zawansowane badania terenowe, które umożliwiały ocenę oporów gruntu na pobocznicę i pod podstawą pali iniekcyjnych wykonywano między innymi we Francji [2]. W Polsce również od przeszło dziesięciu lat prowadzi się badania nad nośnością pali iniekcyjnych. Ze względu jednak na brak odpowiedniego oprzyrządowania wyniki tych doświadczeń nie pozwalały ocenić oporu gruntu mobilizowanego na pobocznicę badanych pali. W celu uzyskania wiarygodnych danych zaprojektowano specjalny program badania nośności pali iniekcyjnych, który przewidywał:

- a) ustalenie *in situ* miarodajnych warunków gruntowych w miejscu wykonywania pali iniekcyjnych przy użyciu sondy statycznej CPT,
- b) wykonanie pali iniekcyjnych o założonej długości i średnicy wraz z oprzyrządowaniem umożliwiającym pomiar odkształcenia trzonu pała wzdłuż jego pobocznicę,
- c) przeprowadzenie badania nośności z pomiarem odkształceń trzonu pała,
- d) pobranie próbek tworzywa gruntocementu dla określenia parametrów wytrzymałościowych oraz odkształceniowych (modułów sprężystości) materiału badanych pali.

W wyniku przeprowadzonych badań określono rozkład sił wzdłuż trzonów pali i mobilizację oporów gruntu w funkcji obciążenia głowicy.

Badania zrealizowano na poltku doświadczalnym „Zakopianka” w Krakowie.

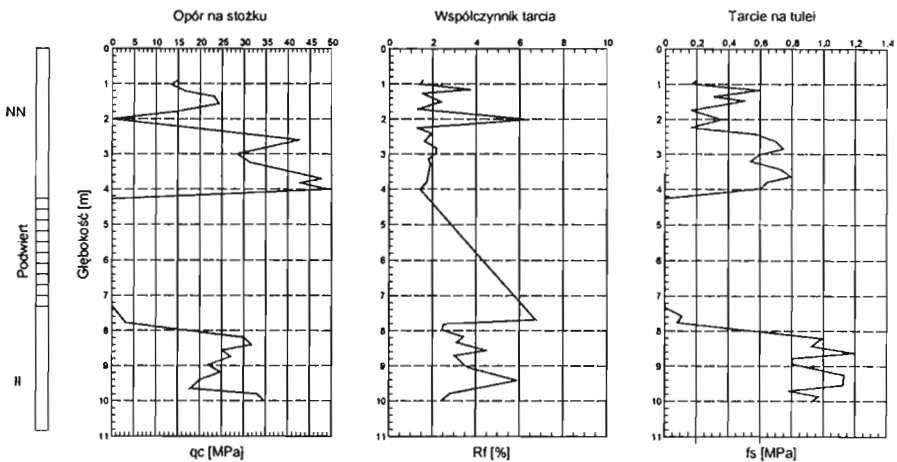
## **2. Przebieg badań**

Centrum Handlowo-Usługowe „Zakopianka” w Krakowie zostało wybudowane w roku 1997 w miejscu starych, wyburzonych zakładów przemysłowych. Posadowienie nowego obiektu poprzedzone zostało konsolidacją dynamiczną gruntu nasypowego o zmiennej miąższości. Na przygotowanym w ten sposób podłożu posadowiono fundamenty oraz wykonano nasyp budowlany pod płytę posadzki.

Na początku 2001 roku w rejonie jednego z budynków zaobserwowano nagle i znaczne osiadania słupów stalowej konstrukcji hali oraz spękania posadzki. Od tego czasu w rejonie tym prowadzono ciągłe obserwacje oraz przeprowadzono zabiegi techniczne mające na celu doraźne wzmocnienie gruntu pod istniejącymi fundamentami. Dla uzyskania kompleksowej poprawy warunków posadowienia konstrukcji obiektu oraz posadzki zaprojektowano i wykonano wzmocnienie

gruntu w postaci układu niezbrojonych pali iniekcyjnych o średnicy 600 mm i łącznej długości około 1700 m.

Przed rozpoczęciem robót przeprowadzono dodatkowe, szczegółowe badania geotechniczne przy użyciu sondy statycznej oraz wyznaczono rejon poletka doświadczalnego, gdzie wykonano sondowanie oznaczone jako CPT-2 (rys. 1). Poletko doświadczalne zlokalizowano w rejonie prowadzonych robót palowych, pomiędzy wykonanymi palami konstrukcyjnymi, które docelowo posłużyły do zakotwienia stanowiska badawczego.



Rys. 1. Wyniki sondowań – sonda CPT-2

Na podstawie istniejącej dokumentacji geotechnicznej oraz sondowania statycznego stwierdzono, że strop gruntów nośnych w postaci półzwartych, trzeciorzędowych iłów mioceńskich znajduje się na głębokości od  $-6,5$  m do  $-7,50$  m poniżej poziomu posadzki. Występujące powyżej stropu iłów grunty stanowią niejednorodny konglomerat nasypów gruzobetonowych (z licznymi pustkami) przemieszany z gruntami rodzimymi o bardzo zróżnicowanych cechach geotechnicznych. Profile geotechniczne w miejscu wykonania przeznaczonych do badań pali iniekcyjnych oraz ich charakterystykę zamieszczono w tabeli 1 i 2.

## 2.1. Stanowiska do badań i wykonanie pali badawczych

Badania wykonano na dwóch niezbrojonych palach iniekcyjnych  $\phi$  600 mm o długościach 9,5 m (pal A1) i 11,5 m (pal B1). Pale zaprojektowano w taki



sposób, aby umożliwić pomiar odkształceń trzonu pali na różnej głębokości. W tym celu, przed montażem stanowiska badawczego, przystąpiono do oprzyrządowania pali. Po wykonaniu pala, w niezwiązane jeszcze tworzywo gruntowo-cementowe wprowadzono, zaślepione z jednej strony, stalowe rury osłonowe o średnicy 50 mm. W każdym palu badawczym planowano obsadzić po cztery rury o różnej długości, z których najdłuższa miała sięgać podstawy pala. Bezpośredni pomiar odkształceń trzonu pala miał zostać przeprowadzony poprzez stalowe pręty pomiarowe  $\phi 20$  mm wprowadzone do rur osłonowych. Pręty zakończone zostały stalowymi płytkami, o które opierały się czujniki zegarowe o dokładności pomiaru 0,01 mm.

W trakcie robót okazało się, że ze względu na liczne przeszkody występujące w gruncie nasypowym udało się oprzyrządować tylko pal B1. Rury osłonowe oznaczone symbolami A, B, i C wprowadzono na głębokość -8,00 m, -6,50 m oraz -4,40 m (rys. 2). Najdłuższej rury, która miała sięgać podstawy pala ostatecznie nie udało się obsadzić.

Tabela 1. Profil geotechniczny wraz z charakterystyką pala A1

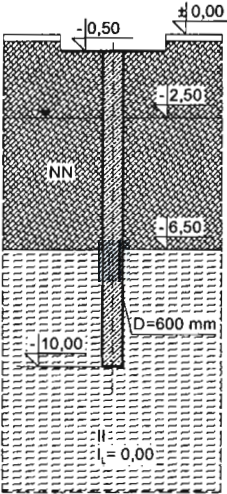
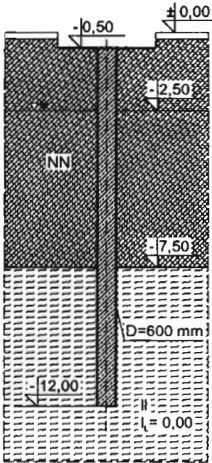
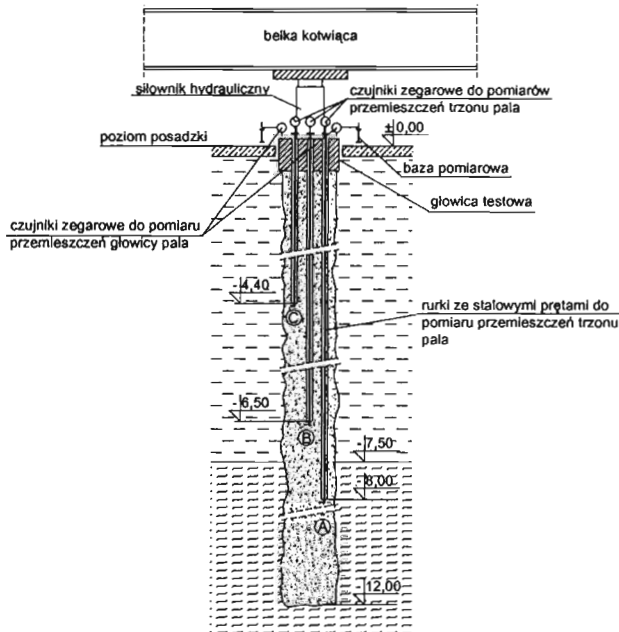
Pal A1 – profil geotechniczny	Charakterystyka badanego pala
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- pal iniekcyjny <math>\phi 600</math> mm;</li> <li>- długość <math>L = 9,5</math> m;</li> <li>- bez zbrojenia;</li> </ul> <p><u>Parametry procesu iniekcji:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- system iniekcji: jednomedioowy;</li> <li>- ciśnienie iniekcji, 40-45 MPa;</li> <li>- zaczyn z cementu hutniczego CEM III/B 32,5 przy <math>c/w = 2/1</math>;</li> <li>- prędkość obrotowa żerdzi iniekcyjnej 20 obr./min.;</li> <li>- prędkość posuwu żerdzi iniekcyjnej 4 cm/10s.</li> </ul>

Tabela 2. Profil geotechniczny wraz z charakterystyką pala B1

Pal B1 – profil geotechniczny	Charakterystyka badanego pala
	<ul style="list-style-type: none"> <li>– pal iniekcyjny <math>\phi</math> 600 mm;</li> <li>– długość <math>L = 11,5</math> m;</li> <li>– bez zbrojenia;</li> </ul> <p><b>Parametry procesu iniekcji:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– system iniekcji: jednomediowy;</li> <li>– ciśnienie iniekcji, 40-45 MPa;</li> <li>– zaczyn z cementu hutniczego CEM III/B 32,5 przy <math>c/w = 2/1</math>;</li> <li>– prędkość obrotowa żerdzi iniekcyjnej 20 obr./min.;</li> <li>– prędkość posuwu żerdzi iniekcyjnej 4 cm/10s.</li> </ul>



Rys. 2. Schemat oprzyrządowania pala iniecyjnego B1

Z pala badawczego B1 (po zakończeniu próbnego obciążenia) pobrano rdzenie tworzywa gruntowo-cementowego w celu określenia jego właściwości wytrzymałościowych oraz odkształceniowych (tabela 3).

**Tabela 3.** Wyniki badania tworzywa pala B1.

Głębokość zalegania	Nr próbki	Średnia gęstość objętościowa $\rho$	Wytrzymałość na ściskanie $R_c$	Moduł sprężystości $E_c$
[m]		[kg/dm <sup>3</sup> ]	[MPa]	[GPa]
-	1	1,905	6,3	-
-	2		8,3	-
-	3		5,6	6,6
-	4		6,2	-
-	5		5,8	-
-3,00	6		-	5,7
-5,50	7		-	8,4
-7,00	8		-	6,9
-8,50	9		-	8,5

## 2.2. Przebieg próbnego obciążenia

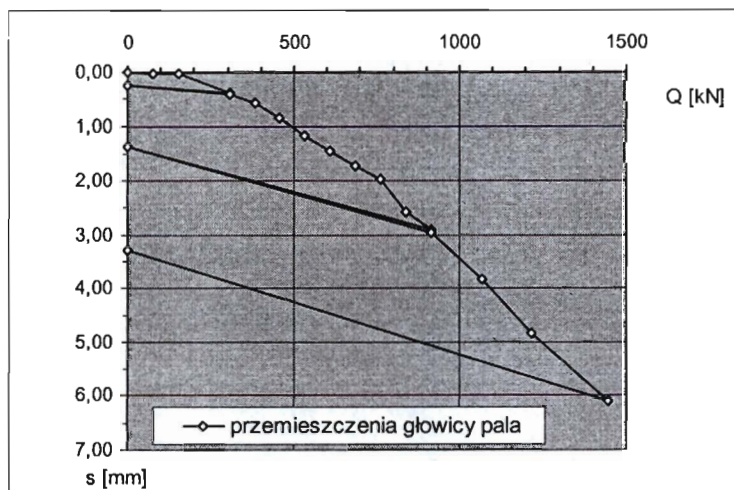
Stacyczne badanie nośności przeprowadzono na obydwu palach. Pal A1 obciążono maksymalną siłą  $Q_i = 1447$  kN, rejestrując przy tym osiadania około 6,0 mm (rys. 3). Przy obciążeniu obliczeniowym równym 251 kN zanotowano osiadanie o wartości zaledwie 0,3 mm. Projektowaną nośność pala określono na poziomie 637 kN. Warto zwrócić uwagę na wielkość osiadania sprężystego, która kształtuje się w granicach 50 % całkowitego osiadania badanego pala, patrz rys. 3 – dla trzech różnych pomiarów obciążenia.

W przypadku pala B1 podczas badania osiągnięto wartość obciążenia  $Q_i = 1472$  kN, co oznaczało trzykrotne przeciążenie pala w stosunku do obciążenia projektowego  $Q_r = 465,0$  kN. Projektowaną nośność pala określono na poziomie 794 kN.

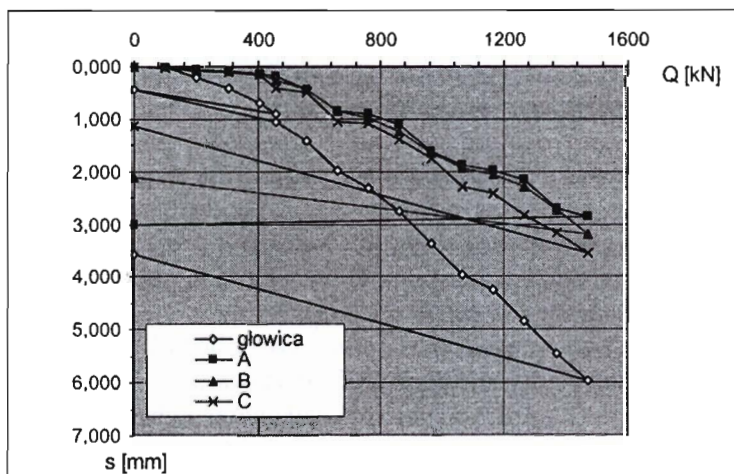
Uzyskane w trakcie próbnego obciążenia przemieszczenia głowicy oraz trzonu (rys. 4) posłużyły do wyznaczenia krzywych rozkładu obciążeń wzdłuż badanego pala B1. Uzyskano również informacje na temat odkształceń własnych trzonu pala. Odkształcenia na odcinku 8,0 m (od głowicy pala do punktu pomiarowego A) osiągnęły wartość 0,9 mm przy obciążeniu 465,0 kN oraz 3,1 mm pod obciążeniem maksymalnym.

Przy porównaniu tego z przemieszczeniami pomierzonymi w głowicy (odpowiednio 1,1 mm i 6,0 mm) okazuje się, że w zakresie obciążeń, którym

poddany zostanie pal w trakcie eksploatacji odkształcenia własne trzonu osiągają wartość aż 80 % osiadań całkowitych.



Rys. 3. Próbné obciążenie pala A1



Rys. 4. Próbné obciążenie pala B1

Krzywe rozkładu obciążeń wzdłuż badanego pala (rys. 5) wyznaczono stosując o wzór:

$$Q_i = (2A_{pi}E_{ci}\Delta_i)/l_i - Q \quad (1)$$

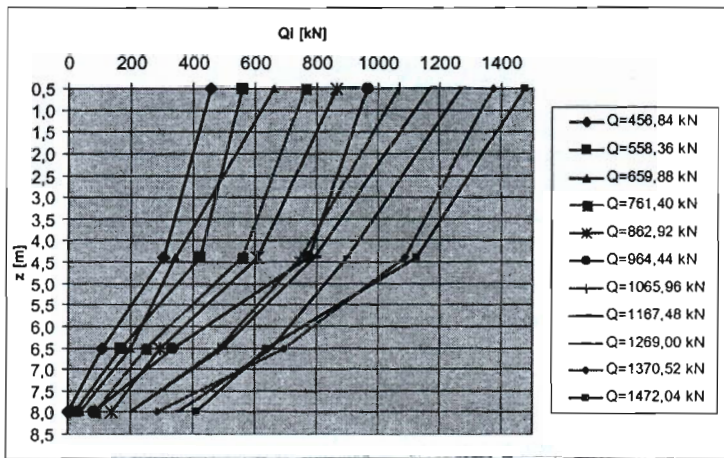
gdzie:

$A_{pi}$  – pole przekroju poprzecznego pala;

$E_{ci}$  – moduł sprężystości materiału pala na odcinku  $l_i$ ;

$\Delta_i$  – skrócenie sprężyste odcinka  $l_i$  pala;

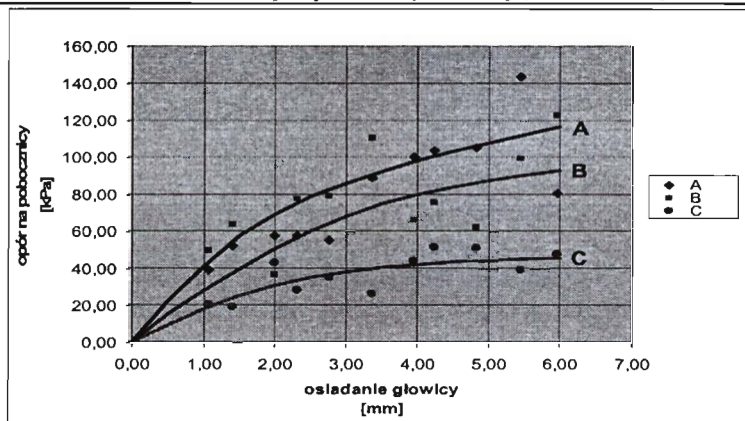
$l_i$  – odcinek pomiędzy głowicą a poziomem, w którym wyznaczamy siłę  $Q_i$ .



Rys. 5. Krzywe rozkładu obciążeń wzdłuż pala B1

Analizując rozkład obciążeń wzdłuż długości pala można stwierdzić szybką mobilizację oporów tarcia na pobocznicę. Z rozkładu obciążeń (nachylenia krzywych) można również oszacować wartość obciążeń, jakie przejmuje podstawa, mimo, że ostatni punkt pomiarowy (punkt A) oddalony jest od stopy pala o 4,0 m. W zakresie obciążeń eksploatacyjnych całość obciążeń została przejęta praktycznie przez pobocznicę. Dopiero przy obciążeniach około 1000 kN i więcej do współpracy zaczyna się włączać podstawa pala, która przy obciążeniu maksymalnym przejmuje jedynie około 10% całkowitego obciążenia pala.

Ostatecznym wynikiem przeprowadzonego doświadczenia, wyznaczonym na podstawie znajomości rozkładu obciążeń, jest wartość oporów gruntu na pobocznicę badanego pala.



Rys. 6. Krzywe mobilizacji oporu gruntu na pobocznicę pala B1

Rysunek 6 przedstawia opory na pobocznicę w funkcji osiadania głowicy pala. W przypowierzchniowej części pala, pomiędzy głowicą a punktem pomiarowym C (w rejonie nasypów), gdzie wystąpiły największe przemieszczenia, opory gruntu osiągają wartość graniczną na poziomie 50 kPa. W rejonie gruntów rodzimych opory zbliżyły się do wartości 120 kPa, nie osiągnąwszy wartości granicznej. Ma to z pewnością związek ze znacznym odkształceniem własnym i spowodowanym tym niewielkim przemieszczeniem trzonu pala na tej głębokości. Przemieszczenia pala na głębokości - 8,0 m nie przekraczają 3,0 mm (0,5% średnicy pala). Dla pełnej mobilizacji oporu gruntu przemieszczenia te powinny osiągnąć wartość rzędu 5,0 ÷ 6,0 mm.

## 4. Podsumowanie

1. Badanie nośności z możliwością pomiaru odkształceń trzonu pala można przeprowadzać we względnie prosty sposób, uzyskując zbiór danych w postaci krzywych rozkładu obciążeń wzdłuż długości pala.
2. Na podstawie krzywych rozkładu obciążeń można oszacować nie tylko opór gruntu na pobocznicę, ale także wartości oporów gruntu pod podstawą pali.
3. Należy zwrócić uwagę na znaczne odkształcenia własne trzonu pali iniekcyjnych, które wynoszą od 80 % do 50 % całkowitego osiadania pomierzonego w głowicy (w zakresie obciążeń projektowych).



4. Oporo na poboczniczy pali iniekcyjnych są wysokie i znacznie przekraczają wartości normowe dla pali wierconych, osiągając poziom zbliżony do oporów obserwowanych np. w mikropalach iniekcyjnych.

## Literatura

- [1] Bustamante M., Gianceselli L.: *Nośność pionowa wiązki słupów formowanych w gruncie metodą iniekcji strumieniowej*. Inżynieria i Budownictwo, nr 8/1994.
- [2] Bustamante M, Gouvenot D.: *Dimensionnement des colonnes de jet grouting comme element porteur et d'ancrage*. XV Conference Intern. MSF. Istambul 2002, vol. 4.
- [3] Gwizdała K., Kościk P.: *Zastosowanie iniekcji strumieniowej do wzmacniania istniejących obiektów*. International Workshop. City of tomorrow and cultural heritage – Pomerania Outlook. Gdańsk 2005.
- [4] Lunardi P.: *Ground Improvement by means of jet grouting*. Ground Improvement, nr 1/1997.
- [5] Motak E.: *Ekologiczna metoda wzmacniania podłoża i fundamentów budowli*. Inżynieria i Budownictwo, nr 11/1998.
- [6] Noga L., Kościk P.: *Zastosowanie wysokociśnieniowej iniekcji strumieniowej do wzmacniania podłoża gruntowego i fundamentów*. XVI Ogólnopolska Konferencja: Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Ustroń 2001.

## AXIAL LOAD TESTS OF JET GROUTING PILES

**Summary:** In the paper the axial load tests of jet grouting piles are presented. The tests were conducted in a full technical scale on instrumented grout piles. The purpose of experiment was to evaluate the unit shaft friction of testing piles.



*Maciej Kordian Kumor<sup>1</sup>*

## **Badanie fazy skurcz-pęcznienie iltu jako możliwość przewidywania przemieszczeń podłoża ekspansywnego**

**Streszczenie:** W referacie omówiono przebieg fazy pęcznienia i skurczu iltu ekspansywnego z Bydgoszczy. Badania wykazały, że ekspansywność iltu odniesiona do wilgotności początkowej umożliwia określenie dla danego iltu charakterystycznej zależności, tj. fazy pęcznienia i fazy skurczu. Znajomość zakresu zmian wilgotności (+/- $\Delta w$ ), odniesiona do wilgotności początkowej, pozwala prognozować przyrost odkształceń (-/+ $\Delta V_p$ ) podłoża ekspansywnego w wyniku skurczu lub pęcznienia.

### **1. Wstęp**

Niezbędnym elementem poprawnej geotechnicznej oceny przydatności podłoża, we wszystkich przypadkach posadowień, jest określenie rodzaju i stanu gruntu oraz prognoza zmian wartości liczbowych parametrów w wyniku zmiany obciążeń.

Podłoża zbudowane z gruntów bardzo spoistych wykazują, w każdych warunkach użytkowania, zmiany zawilgocenia, odkształcenia i deformacje, np. [4]. Uwzględnienie tych zachowań w projektowaniu kończy się zwykle na odczytaniu ogólnikowego zapisu z dokumentacji geologiczno-inżynierskiej lub geotechnicznej, że podłożo ekspansywne może pęcznieć lub (przypadek rzadki) się kurczyć. Parametrem zauważalnym przy pęcznieniu jest najczęściej wskaźnik pęcznienia; rzadziej - ciśnienie pęcznienia. Na etapie projektowania, analiza

---

<sup>1</sup> dr hab. inż. prof. ATR, Akademia Techniczno-Rolnicza w Bydgoszczy

długotrwałej pracy układu konstrukcja-fundament-podłoże ekspansywne, zajmuje się zwykle dopuszczalnym osiadaniem w wyniku ściśliwości. Prognozy nie obejmują osiadania skurczowego lub przemieszczeń pokonsolidacyjnych, które uaktywniają się w trakcie normalnej eksploatacji obiektów i użytkowania otoczenia budowli. Dotyczy to szczególnie pomijania, w prognozowaniu stanów użytkowych, genetycznych zmian wilgotnościowych iltów ekspansywnych, np. w wielokrotnym cyklu pęcznienie-skurcz-pęcznienie-skurcz.

Projektowanie posadowienia fundamentów z uwzględnieniem warunków powodujących pęcznienie lub skurcz podłoża jest u nas spotykane dość rzadko i zalicza się je do zadań specjalnych.

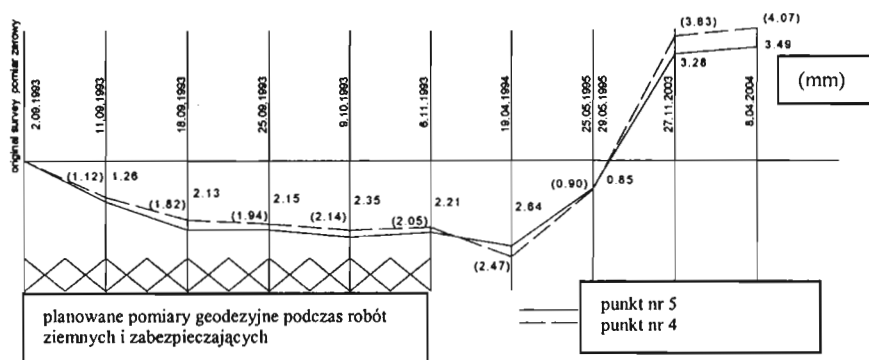
W niniejszym artykule będzie przedstawiony opis zachowania podłoża ekspansywnego, w którym wilgotność może się zmieniać, zarówno w kierunku wywołania skurczu jak i pęcznienia.

## **2. Zmiany wilgotności i odkształceń podłoża ekspansywnego**

Gdy podłoża są zbudowane z gruntów ekspansywnych, należy, z punktu widzenia mechaniki gruntów, uwzględnić przede wszystkim, wg Instrukcji ITB, stopień ekspansywności gruntu. Cechą charakterystyczną podłoży ekspansywnych w stanie naturalnym jest duża spójność (wytrzymałość) i mała ściśliwość. Są to podłoża półzwarne i co najwyżej twar doplastyczne. Względy techniczne i ekonomiczne przemawiają za stosowaniem bezpośrednich posadowień fundamentów z odpowiednią ochroną podłoża przed zmianami zawilgocenia.

W rozwiązywaniu tych zadań należy brać pod uwagę przede wszystkim wyniki z doświadczeń posadowień i monitoringu obiektów. Wiele różnych przypadków praktycznych dowodzi, że dobrze zaprojektowane i wykonane budowle po kilkunastu latach użytkowania uległy poważnej awarii, [3, 4]. Z analizy przypadków wynika, że posadowienie na specjalnie przygotowanych podłożach kończyło się uszkodzeniem konstrukcji. W niniejszej pracy przedstawiono przykładowo obiekt sakralny w Bydgoszczy, zbudowany w latach trzydziestych ubiegłego wieku, który uległ awarii po około pięćdziesięciu latach użytkowania [4].

Analizując monitorowany obiekt jako przykład współpracy układu fundament-ilt ekspansywny w kilkunastoletnim okresie, zauważono, że przemieszczenia fundamentów wskazują na przemianą fazę występowania pęcznienia lub skurczu iltów podłoża, (rys.1).



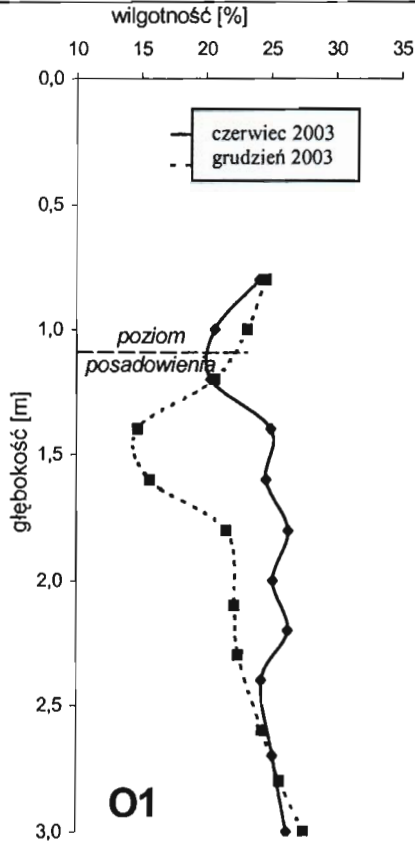
Rys. 1. Przemieszczenia pionowe wybranych punktów budowli [3]

W okresie monitorowania nastąpił wielokrotny zwrot kierunku przemieszczeń pionowych z osiadania ku podnoszeniu. Tendencja ta utrzymuje się do ostatnich pomiarów wykonanych latem 1994 roku (rys. 1). Stwierdzono, że przemieszczenia te były następstwem zmian wilgotności iltu podłoża. Wystąpił spadek wilgotności podłoża, (rys. 2), i skurcz iltu.

Nastąpiło podniesienie całej północnej ściany, a szczególnie narożnika, na którym pojawiły się największe uszkodzenia. Ściana praktycznie powróciła do położenia „zerowego”, natomiast narożnik przemieścił się ku górze ponad 3 mm w stosunku do pomiaru „zerowego”. Można wnioskować, że spowodowane to jest pęcznieniem iltu trzeciorzędowych w podłożu. W 2003 roku stwierdzono nowe zarysowania ścian.

Przedstawiony przykładowo fragment problemu zmian charakterystyki odkształceń podłoża obejmuje typowy przypadek nieuwzględnienia zachowania się podłoża ekspansywnego podczas kilkudziesięcioletniej eksploatacji.

W niniejszej pracy przedstawiono wyniki badań nad przebiegiem odkształceń iltu ekspansywnych poddanych zmiennemu procesowi nawodniania-przesuszenia w celu określenia charakterystyki odkształceń w fazie pęcznienia i skurczu.



Rys. 2. Przykładowy rozkład zmian wilgotności w podłożu ilastym, w ciągu pół roku, otwór O1, [3].

### 3. Badanie ekspansywności iłóv

Badanie ekspansywności wykonano na próbkach łu poznańskiego serii trzeciorzędowej, pobranych z podłoża budowlanego uszkodzonych budowli. Właściwości iłóv ekspansywnych podłoża w rejonie miasta Bydgoszczy są dobrze znane z wielu publikacji [2]. Poniżej zestawiono w tabelach wybrane cechy identyfikacyjne, które są istotne w omawianym przypadku charakterystyki ekspansywności.

### 3.1 Właściwości fizyczne

W tabeli nr 1 przedstawiono wartości liczbowe parametrów fizycznych analizowanych naturalnych iłów. Badane iły charakteryzują się zmiennością uziarnienia i barwy. W składzie mineralnym przeważa minerał z grupy smektytów, o silnych właściwościach ekspansywnych – *beidelit około 70 do 80 %*, [4]. Towarzyszą mu, w zmiennych proporcjach, *kaolinit, kilka do 18% i akcesorycznie illit*. Iły serii poznańskiej charakteryzują się lokalną zmiennością właściwości fizyczno-mechanicznych oraz wysoką wartością wskaźników ekspansywnych, jest to typowe dla genetycznie podobnych iłów w obszarze Polski.

Tabela 1. Wartości wybranych parametrów geotechnicznych

Parametry geotechniczne	Zakres wartości	
	Poziom I 3,0 -3,5 m p.p.t.	Poziom II 6,0-6,5 m p.p.t.
$w_p$ [%]	37,1	38,1
$w_L$ [%]	104,3	107,9
$w_s$ [%]	18,18	18,94
$f_i$ [%]	91	73
$f_{\pi}$ [%]	2	20
$\rho_s$ [ $Mg \cdot m^{-3}$ ]	2,69	2,73

Przedstawione dane liczbowych wartości parametrów geotechnicznych są charakterystyczne dla iłów serii poznańskiej z rejonu basenu zachodniego zbiornika sedymentacyjnego.

### 3.2 Właściwości ekspansywne

Iły serii poznańskiej w Bydgoszczy charakteryzują, w porównaniu do innych iłów rejonu Polski, właściwościami ekspansywnymi nietypowymi [2]. W analizie wzięto pod uwagę, jako cechy ekspansywne, pęcznienie i skurcz. Wynika to z praktycznych potrzeb analizy działania czynników uaktywniających ekspansywność np: klimat, antropopresję, które mogą kształtować zmiany wilgotności, cyklicznie przesuwając równowagę termo-wilgotnościową podłoża.

### 3.2.1. Pęcznienie

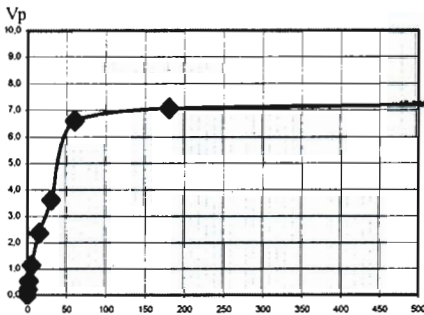
Parametry pęcznienia określono metodami powszechnie stosowanymi w laboratoriach mechaniki gruntów, [1], wyznaczając wilgotność pęcznienia –  $w_c$ , wskaźnik pęcznienia –  $V_p$ , wg Wasiliewa, ciśnienie pęcznienia –  $p_c$ , w konsolidometrze, czas pęcznienia –  $t_p$ . Wyniki przedstawiono w tabeli nr 2 i na rysunkach 3a i 3b.

Tabela 2. Wartości wskaźników pęcznienia

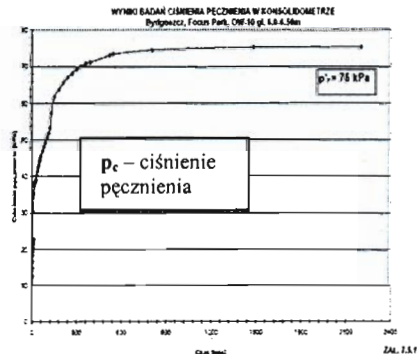
Wskaźnik pęcznienia wg Wasiliewa $v_p$ [%]	Czas pęcznienia $t_p$ h	Ciśnienie pęcznienia $p_c$ kPa	Wilgotność pęcznienia $w_c$ [%]	Ciśnienie pęcznienia* $p_c$ kPa
9,0 – 10,4	24	75 - 80	42,4 – 44,5	1790 -1980

\*) wartości wyznaczone w aparacie GEONOR dla próbek sproszkowanych w stanie powietrzno- suchym

a)



b)



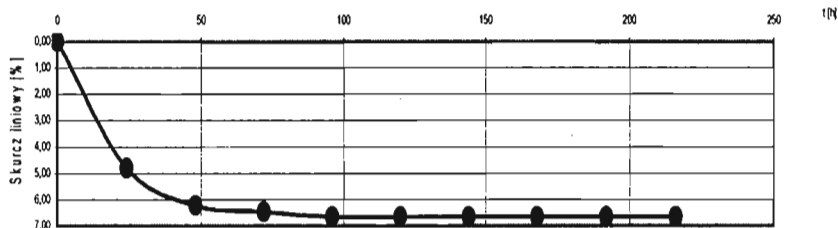
Rys. 3. Wykresy badań: a – wskaźnik pęcznienia, b - ciśnienie pęcznienia, wg [4].

### 3.2.2. Skurcz

Badanie skurczalności gruntu jest badaniem nietypowym i rzadko wykonywanym na potrzeby praktyki. Oznaczenia przeprowadzono wg metodyki podanej w pracy [1], dla skurczu liniowego i objętościowego oraz oznaczeń granicy skurczalności. Wyniki przedstawiono w tabeli 3 i na rys.4.

Tabela 3. Wyniki badań skurczalności

Granica skurczalności $w_s$ [%]	Czas skurczu $t_s$ $h$	Skurcz objętościowy $v_{s0}$ [%]	Skurcz liniowy $v_{sd}$ [%]
18,2 – 18,9	96	23-24	9,0 – 10,4



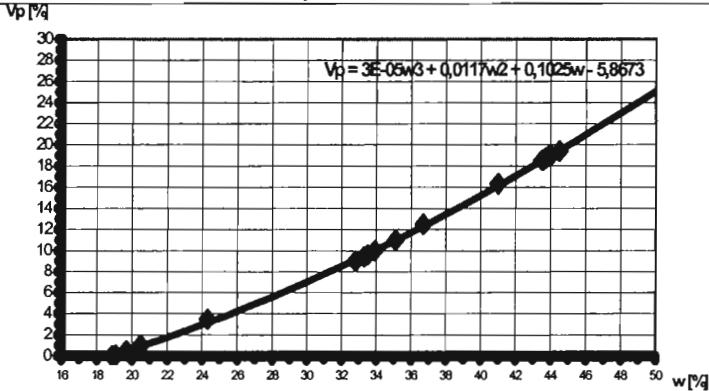
R  
Rys. 4. Wyniki badania skurczu liniowego

Analizując wyniki otrzymanych wartości liczbowych parametrów ekspansywności iłów trzeciorzędowych z Bydgoszczy, należy te iły określać jako grunty bardzo spoiste o bardzo wysokiej i ekstremalnie wysokiej plastyczności oraz bardzo wysokim i ekstremalnie wysokim pęcznieniu, [1, 5]. Wskazują one na konieczność ostrożnego prognozowania przemieszczeń budowli przy posadowieniu w iłach serii poznańskiej.

## 4. Omówienie wyników badań

Określenie faz przemieszczeń podłoża pod wpływem zmian wilgotnościowych wymaga indywidualnego badania dla danego gruntu ekspansywnego i powinno być to traktowane jako wyznaczenie *stałej materiałowej*.





Rys. 5. Charakterystyka zależności wskaźnika pęcznienia od wilgotności

Powyżej podano otrzymaną charakterystykę przebiegu potencjalnych zmian objętościowych badanych iłów w relacji do stanu wilgotnościowego, (rys. 5). Zakłada się, że potencjalna charakterystyka dla iłów serii poznańskiej, o różniących się właściwościach mineralogiczno-litologicznych i strukturalnych, będzie jakościowo podobna. Zależność pomiędzy wskaźnikiem pęcznienia a wilgotnością możemy zapisać w postaci ogólnej:

$$V_p = f(w) \quad (1)$$

gdzie:  $V_p$  – wskaźnik pęcznienia,  $V_p = (h_k - h_o) : h_o$   
 $w$  – wilgotność.

Postać funkcji charakterystyki potencjalnej zmiany ekspansywności dla badanego iłu, przy najwyższej statystycznej istotności  $R_{xy} = 0,912$ , jest następująca:

$$V_p = 3E-05w^3 + 0,0117w^2 + 0,1025w - 5,8673 \quad (2)$$

Przedstawiona na rys. 5 charakterystyka zależności wskaźnika pęcznienia w relacji do wilgotności, pozwala określić fazy ekspansywności i zmiany zakresu wartości odkształceń ekspansywnych iłów. Znając bieżącą wilgotność danego iłu  $w_k$ , oraz przyjmując kierunek zmiany wilgotności od wilgotności  $w_o$ , wiemy, że rozwinie się charakterystyczna faza ekspansywności, tj.  $(+\Delta w)$  - wzrost wilgotności – faza pęcznienia, przesuszanie  $(-\Delta w)$  - faza skurczu.

Mając określoną dla danego typu iltu charakterystykę potencjalnych zmian objętościowych, w relacji do wilgotności, można prognozować zakres przemieszczeń podłoża, (rys.5).

Zmianę potencjalnej ekspansywności można wyliczyć z otrzymanej zależności w postaci:

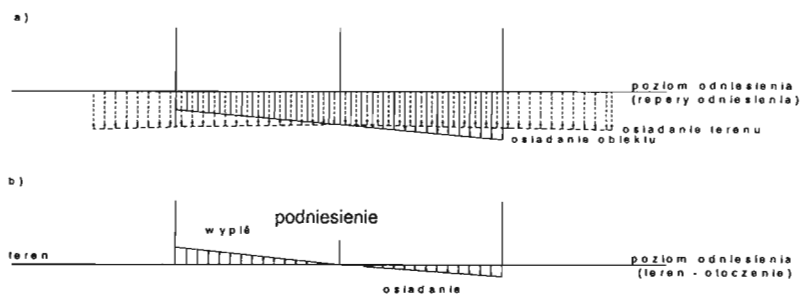
$$\Delta V_p = V_p(w_o) - V_p(w_k) \quad (3)$$

Dla przypadku wzrostu wilgotności o wartość  $\Delta w = (w_o - w_k)$  można określić z charakterystyki odpowiadający fazie pęcznienia, dodatni przyrost wskaźnika pęcznienia –  $(+\Delta V_p)$  w stosunku do stanu początkowego.

W fazie skurczu, przy przesuszaniu masywu, z charakterystyki i obliczeń wg wzoru (3) otrzymujemy ujemną wartość  $(-\Delta V_p)$  – skurcz, w odniesieniu do stanu wyjściowego przy wilgotności  $w_o$ .

Z praktycznego punktu widzenia dane te mają istotne znaczenie w interpretacji awarii obiektów z przyczyn ekspansywności, i w okresie użytkowania. Analizy przemieszczeń budynku, w wypadku uwzględnienia faz ekspansywności w podłożu pod fundamentami, sugerują, że mamy do czynienia z nierównomiernymi osiadaniami. Można przyjąć też, że w części obiektu osiadania są wolniejsze, niż osiadania otoczenia, a w części są szybsze. Jeżeli przyjmiemy za odniesienie powierzchnię terenu, to można dojść do innych wniosków. Wyodrębniając różne przemieszczenia pionowe w stosunku do powierzchni terenu, otrzymujemy w części budynku osiadanie, a w części wypiętrzanie, (rys. 6). Analiza łączna przemieszczeń powierzchni terenu i obiektu jest zgodna z rzeczywistymi analizami geotechnicznymi [3], na podstawie, których wyodrębniono w podłożu:

- strefę o podwyższonej wilgotności, faza pęcznienia i podniesienie,
- strefę przesuszoną, gdzie zaszła faza skurczu i osiadanie.



**Rys. 6.** Przemieszczenia ściany w stosunku do geodezyjnego układu odniesienia (a) i otoczenia (b).

Określenie charakterystyki potencjalnej ekspansywności w zależności od wilgotności iltu można ująć również i w innych relacjach parametrów ekspansywności, np.: ciśnienia pęcznienia, czasu. Postać funkcji charakterystyki potencjalnych zmian ekspansywności iltów jest złożona i zapewne wymaga jeszcze dalszych badań. Badania wieloaspektowe procesów ekspansywnych i ich zależności przeprowadza się w Katedrze Geotechniki ATR.

## 5. Zakończenie i wnioski

Wyniki przedstawionych badań nad fazami ekspansywności dotyczą obecnego etapu badań nad przemieszczeniami przy pęcznieniu swobodnym. Prezentowane wyniki wskazują na potrzebę określenia charakterystyk potencjalnej ekspansywności dla różnych typów iltów w zależności od wilgotności, ciśnienia pęcznienia oraz czasu i chemizmu środowiska.

Otrzymane rezultaty umożliwiają prognozowanie zachowań obiektu w relacji do użytkowych wahań wilgotności podłoża ekspansywnego. Mogą być również przydatne do właściwej interpretacji awarii budowli posadowionych na iltach ekspansywnych, z przyczyn geotechnicznych.

Można przypuszczać, na podstawie już przeprowadzonych badań nad ekspansywnością (25 przypadków), że dla innych iltów, różnice dotyczą zakresu wartości granicznych, tj. granicy skurczalności i wilgotności pęcznienia ( $R$  – rozstęp) wskaźnika pęcznienia lub ciśnienia pęcznienia, [4].

## Literatura

- [1] Grabowska-Olszewska B.: (redaktor) *Właściwości gruntów nienasyconych*. Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa 1998.
- [2] Kumor MK.: *Reperowe właściwości geotechniczne iltów ekspansywnych z podłoża budowlanego Bydgoszczy*, XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Szczyrk-Gliwice 2003.
- [3] Kumor M.K., Gadomski J.: *Wybrane problemy identyfikacji przemieszczeń fundamentów na podłożu ekspansywnym*, VII Konferencja Rzeczoznawstwa Budowlanego ITB, Cedzyna k. Kielc 2004.
- [4] *Raport z badań ekspansywności iltów serii poznańskiej z Bydgoszczy*, Katedra Geotechniki Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, arch. Bydgoszcz, 2005.

- [5] Niedzielski A.: *Czynniki kształtujące ciśnienie pęcznienia oraz swobodne pęcznienie iltów poznańskich i warwowych*. Rozprawy A.R. Poznań 1993.

## **INVESTIGATION OF SHRINKAGE-SWELLING OF CLAYS AS THE POTENTIAL TOOL TO PREDICT DEFORMATION OF EXPANSIVE SUBSOIL**

**Summary:** In report the course of swelling and shrinkage stage of expansive clays from Bydgoszcz was presented over. Investigations showed, that the expansiveness of clays referred to the initial humidity makes possible to qualify the characteristic dependence i.e. stage of swelling and stages of drying shrinkage for given clay. The knowledge about the range of changes concerning the initial moisture ( $+\Delta w$ ), referred to initial one, permits prediction of the increase of shrinkage deformations ( $-/+ \Delta V_p$ ) of expansive subsoil, or triggered by swelling.



Miroslaw J. Lipiński<sup>1</sup>

## Małe ... ale jak bardzo istotne

**Streszczenie:** Artykuł dotyczy istotności rozpoznania zachowania się charakterystyk naprężenie-odkształcenie w zakresie małych odkształceń gruntu, w którym nieliniowość fizyczna ośrodka jest największa. W pracy skoncentrowano się na najważniejszych aspektach wyznaczania mechanicznych właściwości gruntu w laboratorium w stanach przedniszczeniowych. Przedstawiono przykładowe wyniki badań przeprowadzonych przy wykorzystaniu metod charakteryzujących się największym i najbardziej uniwersalnym potencjałem badawczym w określaniu zachowania się gruntu w warunkach obciążania.

### 1. Wstęp

Bezpieczne projektowanie stanów użytkowania powinno opierać się na wiarygodnym oszacowaniu związków pomiędzy naprężeniem i odkształceniem. W celu określenia tych związków dla gruntu wykonuje się badania laboratoryjne, które z założenia powinny umożliwić pełną kontrolę warunków brzegowych ze względu na stan naprężenia, stan odkształcenia oraz warunki odpływu wody z porów. Dynamiczny rozwój, jaki się nastąpił w ostatnich latach (w szczególności od połowy lat osiemdziesiątych) w zakresie laboratoryjnych metod badania związku pomiędzy naprężeniem a odkształceniem pozwolił na stwierdzenie silnej nieliniowości fizycznej ośrodka gruntowego w zakresie małych i średnich odkształceń, tj. mniejszych niż 0.1% [5]. Podstawowe czynniki określające tę nieliniowość związane są z wielkościami naprężeń i odkształceń. Inne czynniki (jak historia stanu naprężenia, struktura, prędkość obciążania itp.), chociaż istotne,

---

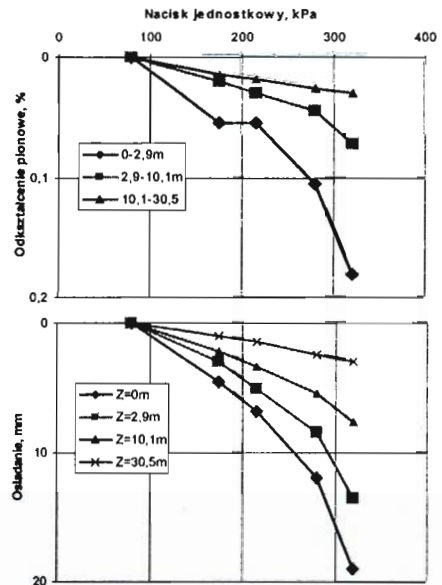
<sup>1</sup> dr inż., Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego

w mniejszym stopniu określają przebieg charakterystyk sztywności w zakresie małych odkształceń. W artykule zostały przedstawione przyczyny, które wskazują jak ważne jest zajęcie się tą tematyką. Przedstawiono również wybrane techniki laboratoryjne służące do określania sztywności gruntu w zakresie małych odkształceń i podano przykładowe rozkłady parametrów pseudosprężystych określone na podstawie badań wykonanych przy wykorzystaniu takiej aparatury.

## 2. Dlaczego małe jest ważne

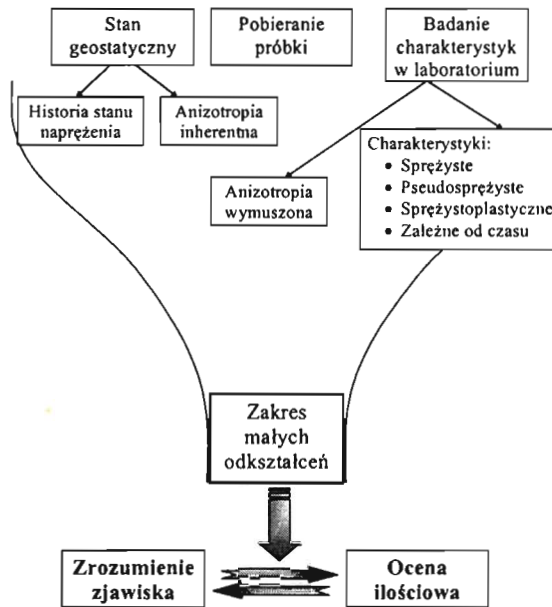
Punktem wyjścia dla docenienia tej problematyki są obserwacje terenowe. Na rysunku 1 przedstawiono przebieg zmienności odkształceń i osiadań gliny zwałowej w zależności od nacisku jednostkowego wywieranego przez wysoki budynek mieszkalny [8]. Zarówno konstrukcja jak i budowa podłoża są reprezentatywne dla wielu przykładów spotykanych w praktyce inżynierskiej, o czym świadczą najczęściej spotykane wartości nacisków jednostkowych i wielkości osiadań. Pomiar osiadań na różnych głębokościach wskazują, że typowe zakresy odkształceń podłoża są wyraźnie mniejsze niż 0.1%. Większe wartości dla górnej strefy podłoża (2.9 m na rysunku) wskazują jedynie na zmniejszenie sztywności w wyniku odciażenia.

Powyższy przykład wyraźnie wskazuje na praktyczny aspekt istotności rozpoznania sztywności gruntu w zakresie małych odkształceń. Należy również podkreślić znaczenie tej tematyki dla zrozumienia i oceny ilościowej większości zagadnień związanych z badaniem natury związków konstytutywnych w gruncie. Na rysunku 2 przedstawiono schematycznie, w formie zamkniętej butelki odwróconej do góry dnem, niektóre z tych zagadnień. Korkiem w tej butelce, czyli kluczem do zrozumienia tych zjawisk, jest ich rozpoznanie na poziomie małych odkształceń. Nie można bez tego zrozumieć i ująć ilościowo naruszenia struktury gruntu, określić historii stanu



Rys. 1. Osiadanie i odkształcenie pod wysokim budynkiem mieszkalnym posadowionym na glinie zwałowej (Kriegel i Weisner, 1973)

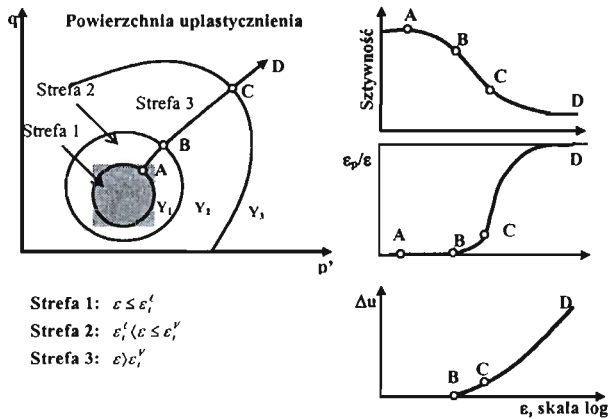




Rys. 2. Znaczenie rozpoznania związku: naprężenie-odkształcenie w zakresie małych odkształceń dla analizy ilościowej geostatycznych i przedniszczeniowych stanów gruntu

naprężenia i jego anizotropii czy rozpoznać sprężysto-lepko-plastycznego charakteru odkształceń.

Spójna hipoteza (wytrzymująca próbę czasu) dotycząca fizycznej nieliniowości związku: naprężenie-odkształcenie w gruncie, w zakresie małych odkształceń, została przedstawiona w pracy [6]. Znaczące rozwinięcia tej tematyki można również znaleźć w pracach [1] i [2]. Istotę tej koncepcji przedstawiono na rysunku 3, na którym pokazano jak charakterystyczne zmiany sztywności dzielą przestrzeń naprężeń na strefy odpowiadające „prawdziwej” liniowej sprężystości ( $Y_1$ ), nieliniowej, lecz odwracalnej, charakterystyce: naprężenie-odkształcenie ( $Y_2$ ) oraz strefę występowania odkształceń plastycznych ( $Y_3$ ). Jak przedstawiono na rysunku 3, identyfikacja tych obszarów opiera się na precyzyjnym pomiarze odkształceń liniowych i objętościowych. Wyodrębnienie tych stref jest dużym krokiem w kierunku wyjaśnienia „dyżurnego tematu” niespójności dotychczasowych prognoz przemieszczeń gruntu, opartych na wynikach badań laboratoryjnych, z wynikami obserwacji terenowych prowadzonych w trakcie budowy.



**Rys.3.** Schemat wielostrefowego sposobu odkształcania się gruntu i degradacji sztywności pod obciążeniem (Jardine i inni 1991, z późniejszymi modyfikacjami)

Uogólnione wnioski dotyczące charakterystyk odkształceniowych odniesionych do zakresu odkształceń, któremu odpowiadają, można (za [4]) sformułować następująco:

- W większości zagadnień praktycznych dotyczących fundamentowania zakres odkształceń gruntu powstały wskutek zadawanych naprężeń odnosi się do zakresu 0.001%÷ 0.5 %. Jest zatem szczególnie ważne, aby śledzić i modelować zachowanie się gruntu w środkowej części tego zakresu – czyli 0.01%÷0.1%.
- Zarówno dewiatorowe jak i aksjatorowe charakterystyki odkształceniowe są wysoce nieliniowe w tym zakresie odkształceń.
- Z analizy wstecznej badań terenowych a także z prognoz przemieszczeń gruntu wynika, że sposób i efekt odkształcania się gruntu może znacznie się różnić od tego, jaki wynikałby z teorii sprężystości.

Stwierdzenie, na drodze doświadczalnej, silnej nieliniowości charakterystyki konstytutywnej gruntu ma niezwykle istotny wymiar praktyczny oraz stanowi zasadniczą przesłankę dla rozwoju w następujących kierunkach aktywności badawczej i inżynierskiej:

- o Wyjaśnienie przyczyn niezgodności wyników badań laboratoryjnych i terenowych

Wyniki badań sztywności otrzymywane na podstawie standardowych badań laboratoryjnych (edometr, aparat trójosiowego ściskania) wykazują znacznie niższe wartości modułu aniżeli uzyskiwane podczas badań terenowych, np. takich jak badania mikrosejsmiczne, obciążanie płytą, badanie presjometryczne. Istnieje też

pilna potrzeba określenia wartości odkształceń, do których odnoszone są parametry „wyprowadzone” (termin występujący w Eurokodzie) na podstawie różnego rodzaju badań terenowych. Pod tym względem, zwłaszcza u nas w kraju, jest bardzo dużo do zrobienia.

o *Określenie reprezentatywnych dla warunków pracy konstrukcji wartości sztywności i wielkości odkształceń*

Wielkości odkształceń gruntów podłoża o dużej sztywności nie przekraczają zwykle 0.5% [14]. W naszych krajowych laboratoriach miarodajne wyniki badań uzyskuje się natomiast dla wartości większych od 0.5% odkształcenia. Wynika stąd pilna potrzeba rozwoju technik badawczych umożliwiających określenie rozkładu sztywności w przedzniszczeniowym zakresie odkształceń.

o *Potrzeba tworzenia bardziej realistycznych modeli gruntu*

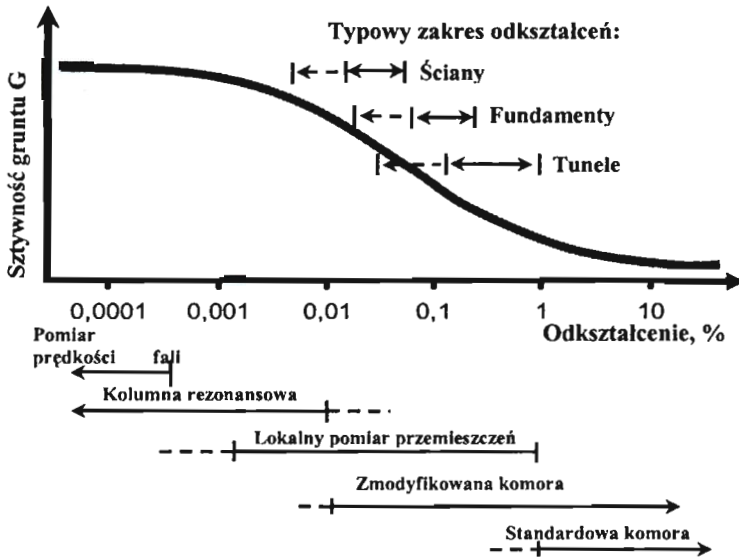
Rozwój technik komputerowych spowodował nadreprezentacje modelowania numerycznego zachowania się podłoża gruntowego przy wykorzystaniu związków fizycznych znacząco różnych od rzeczywistych. Zastosowanie technik badawczych umożliwiających określenie charakterystyki: naprężenie-odkształcenie w jej najbardziej nieliniowym zakresie stworzy warunki tworzenia modeli gruntowych znacznie lepiej odzwierciedlających rzeczywiste zachowanie się gruntu pod obciążeniem.

Biorąc powyższe pod uwagę, w dalszej części artykułu przedstawiono najważniejsze czynniki określające miarodajność danych otrzymywanych z badań charakterystyk naprężenie-odkształcenie. Podano przykład doboru techniki badania umożliwiający uzyskanie znaczącego postępu w rozpoznaniu rozkładu sztywności przy minimalizacji kosztów poniesionych na aparaturę. Podano również przykładowe wyniki badań.

### **3. Nieliniowość charakterystyk a dobór metody badania**

Zgodnie z wiedzą autora, opartą na działalności w Komitecie Technicznym TC29 Międzynarodowego Stowarzyszenia Mechaniki Gruntów i Geoinżynierii ISSMGE, najczęściej wykorzystywanym laboratoryjnym urządzeniem do określania charakterystyki: naprężenie-odkształcenie jest aparat trójosiowego ściskania. W polskich laboratoriach geotechnicznych, w sytuacji braku bardziej zaawansowanej aparatury do zadawania naprężeń ścinających, aparat trójosiowy jest urządzeniem również najczęściej wykorzystywanym do tych celów. Niestety, standardowe wersje tych urządzeń nadają się głównie do określania maksymalnej wytrzymałości gruntu. Dokładność wyznaczenia odkształceń, ze względów konstrukcyjnych komory aparatu, nie jest większa niż  $0.1 \div 0.5$  %. Taka dokładność nie

pozwała na wyznaczenie sztywności gruntu w zakresie najczęściej mobilizowanym w terenie, przy którym rozkład sztywności jest najbardziej nieliniowy tj.  $10^{-3} - 10^{-1}$  %. Zakres „roboczych” odkształceń odpowiadających różnym konstrukcjom oraz różnemu rodzajowi aparatury do pomiaru sztywności przedstawiono na rysunku 4 [13].



Rys. 4. Zakresy rzeczywistych odkształceń typowych dla konstrukcji inżynierskich oraz możliwości ich odtworzenia przy wykorzystaniu różnej aparatury (Mair, 1993)

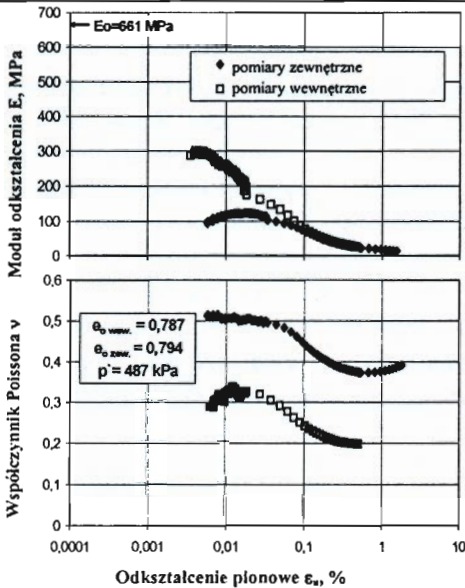
Charakterystykę: naprężenie-odkształcenie można wiarygodnie określić przy wykorzystaniu kolumny rezonansowej, jednakże bardzo wysoki koszt tego urządzenia sprawia, że tylko nieliczne laboratoria badawcze i komercyjne na świecie dysponują takim sprzętem. W Polsce nie ma takiego urządzenia. Rozwiązaniem znacznie tańszym jest zastosowanie zmodyfikowanego systemu do badań trójosiowych opartego na komorze z wewnętrznymi prętami łączącymi (co jest bardzo istotne) oraz lokalnym (wewnątrz komory, bezpośrednio na próbce) pomiarze przemieszczeń. Porównania charakterystyk określonych z badań w kolumnie rezonansowej oraz określonych przy wykorzystaniu pomiaru mikroprzemieszczeń dają bardzo zbieżne wyniki [3] i stanowią podstawę do traktowania tych technik jako porównywalnych z punktu widzenia określania rozkładu sztywności. Taki system, oparty na czujnikach zbliżeniowych, został zaprojektowany i jest wykorzystywany w Katedrze Geoinżynierii (dawniej Geotechniki) SGGW od 1996. W podobny system, wyposażona jest Politechnika

Śląska i IBW PAN w Gdańsku, a jego bardziej szczegółowy opis można znaleźć w pracach [9] i [7].

Wysoka precyzja mierzonych wartości przemieszczeń (1 mikron) umożliwia określenie rozkładu sztywności (modułów oraz współczynnika Poissona) dla stanów przedniszczeniowych, w których nieliniowość charakterystyki: naprężenie-odkształcenie jest największa, a grunt przestaje odkształcać się sprężysto i przechodzi w fazę odkształceń sprężysto-plastycznych ( $10^{-5} \div 10^{-4}$  czyli  $10^{-3} \div 10^{-2} \%$ ). Po osiągnięciu  $2 \div 3 \%$  wielkości odkształcenia pionowego system przełączany jest na standardowy (zewnętrzny) pomiar przemieszczeń, który umożliwia rejestrację deformacji w fazie zniszczenia próbki gruntu i w stanach pozniszczeniowych. Oprócz wspomnianej możliwości wyznaczenia parametrów pseudosprężystych oraz określenia pełnego rozkładu sztywności system może być wykorzystany do innych celów, np. do określenia zmian objętości gruntu dla ośrodka trójfazowego lub określenia efektywności lubryfikacji zmniejszającej tarcie na końcach próbki [9] i [12].

Następnym urządzeniem, które stanowi znakomite uzupełnienie przedstawionego powyżej systemu, jest układ do pomiaru prędkości fal akustycznych (poprzecznych i podłużnych) w gruntach. Urządzenie to zostało zaprojektowane w Katedrze Geotechniki i jest wykorzystywane od 1991 roku. Pozwala ono wyznaczać „prawdziwe” parametry sprężyste ( $E$ ,  $\nu$  lub  $K$ ,  $G$ ) na podstawie pomierzonych prędkości fali poprzecznej i podłużnej. Parametry te (często nazywane również początkowymi) odnoszą się do zakresu odkształceń  $10^{-6} \div 10^{-5}$ . Ze względu na fakt, że prędkość fali poprzecznej dobrze odzwierciedla stan naprężenia i porowatość, do tej pory układ ten był z powodzeniem wykorzystywany do wyznaczania stanu gruntów niespoistych zawierających frakcję drobną. Więcej informacji na temat aparatury i możliwości wykorzystania można znaleźć w pracach [9], [10] i [11].

Oba hasłowo przedstawione powyżej urządzenia stanowią solidną bazę do badania charakterystyk: naprężenie-odkształcenie w stanach „przedniszczeniowych”. Ich przydatność na tle innych technik dogodnie jest zilustrować na wykresie zmienności sztywności reprezentowanej przez moduł odkształcenia oraz współczynnik Poissona w funkcji odkształcenia. Z wykresu przedstawionego na rysunku 5 wynika, że połączenie dwóch rodzajów technik podczas jednego badania pozwala na wyznaczyć zmiany sztywności gruntu w bardzo szerokim zakresie odkształceń, znacznie przekraczającym ten uzyskiwany na podstawie badań w kolumnie rezonansowej. Na uwagę zasługuje znacząca różnica pomiędzy zakresem odkształceń, w którym miarodajnie można wyznaczyć sztywność gruntu w zmodyfikowanej i standardowej komorze aparatu trójosiowego ściskania.



Rys. 5. Rozkład pseudosprężystego modułu odkształcenia i współczynnika Poissona na podstawie pomiarów zewnętrznych i wewnętrznych dla piasku drobnego ZM1

Dodatkowo, różnica w wartościach parametrów określonych na podstawie pomiarów zewnętrznych i wewnątrzkomorowych pokazuje jak duże błędy popełnia się przy stosowaniu sprzętu standardowego. Z przykładu pokazanego na rysunku 5 wynika, że moduł odkształcenia dla zakresu odkształceń nieznacznie mniejszych niż  $10^{-2}$  % jest zaniżany co najmniej trzykrotnie a współczynnik Poissona zawyża się o 60 %. Wnioski płynące z tego rodzaju porównań stanowiły zasadniczą przesłankę do dynamicznego rozwoju prac badawczych w tym kierunku, co zaowocowało powołaniem w 1994 przez prezydium ISSMGE specjalnego komitetu technicznego TC 29. Aktywność tego komitetu, w którym dominują przedstawiciele Japońskiej Geotechniki, uzasadnia porównanie z aktywnością sejsmiczną w tym rejonie.

## 4. Podsumowanie

Wiarygodne rozpoznanie związku pomiędzy naprężeniem a odkształceniem w gruncie ma kluczowe znaczenie dla realistycznej prognozy przemieszczeń konstrukcji inżynierskich. W artykule przedstawiono znaczenie rozpoznania tego związku dla zakresu małych odkształceń, opierając się na najbardziej aktualnych wynikach badań cytowanych w literaturze zagranicznej jak również na badaniach własnych. Zwiększenie dokładności rozpoznania charakterystyk sztywności o dwa – trzy rzędy wielkości (z  $10^{-1}$  do  $10^{-4}$  %) stanowi podstawę do przewartościowania sposobu podejścia do rozwiązywania zagadnień geotechnicznych związanych ze stanami geostatycznymi i przedniszczeniowymi. Znaczenia tej tematyki nie sposób przecenić zarówno ze względu na jej wymiar praktyczny jak również znaczenie dla rozwoju badań podstawowych w geotechnice.



Badania wykonane na potrzeby niniejszej pracy były dofinansowane przez Ministerstwo Nauki i Informatyzacji w ramach projektu badawczego 5T07E03824.

## Literatura

- [1] Hight D.W., Higgins K.G.: *An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: Background and application*. Proc. of Int. Symp. Pre-Failure Deformation of Geomaterials. IS-Hokkaido, Balkema, 2 (1995), 909-945
- [2] Hight D.W., Leroueil S.: *Characterisation of soils for engineering purposes*. Charact. and Engng. Properties of Natural Soils, Balkema Publishers, 1 (2003), 543-598.
- [3] Jamiolkowski M., Lancellotta R., Lo Presti D.C.F., Pallara O.: *Stiffness of Toyoura sand at small and intermediate strain*. Proc. XIII ICSMFE, New Delhi. Oxford & IBH Publishing Co.PVT.Ltd, vol.1 (1994), 169-172.
- [4] Jardine R.J.: *One perspective of the pre-failure deformation characteristics of some geomaterials*. Proc. of Int. Symposium on Pre-Failure Deformation of Geomaterials (Shibuya et al. , eds) A. A. Balkema Rotterdam, Vol.2 (1995), 855-885.
- [5] Jardine R.J., Symes M.J., Burland J.B.: *The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus*. Geotechnique 34, No. 3 (1984), 323-340.
- [6] Jardine R.J., St John H.D., Hight D.W., Potts D.M.: *Some practical application of a nonlinear ground model*. Proc. X<sup>th</sup> ECSMFE, Florenc, Vol 1 (1991), 223-228.
- [7] Jastrzębska M.: *Pomiar małych odkształceń w laboratorium Geotechniki na tle osiągnięć światowych*. Zeszyty naukowe Politechniki Śląskiej. Seria Budownictwo, Z. 97 (2003), 13-22.
- [8] Kriegel H.J., Weisner H.H.: *Problems of stress strain conditions in subsoil*. Proceedings 8<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Moscow, Vol.1.3 (1973), 133-141.
- [9] Lipiński M.J.: *Undrained response of cohesionless soils to monotonic loading*. Rozprawa doktorska. Politechnika Gdańska (2000a)
- [10] Lipiński M.J.: *Laboratoryjne pomiary prędkości fal akustycznych dla określenia parametrów geotechnicznych*. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Szczecin – Międzyzdroje, Vol.1b (2000b), 39-48.



- [11] Lipiński M.J.: *Ocena stanu gruntów niespoistych na podstawie prędkości fali poprzecznej*. IV Konferencja Naukowo – Techniczna „Aktualne problemy naukowo – badawcze budownictwa” Olsztyn –Łańsk (2000c), 285-294
- [12] Lipiński M.J., Wdowska M.K.: *Influence of end restraint on stiffness distribution determined in triaxial tests*. Annals of Warsaw Agricultural University-SGGW, Land Reclamation, 35a (2004), 193-202
- [13] Mair R.J.: *Development in geotechnical engineering research: application to tunnels and deep excavations*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Unwin Memorial Lecture 1992. Civil Engineering (1993), 27-41
- [14] Tatsuoka F., Kohata Y.: *Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications*, Keynote Lecture, Proc. of Int. Symposium on Pre-Failure Deformation of Geomaterials (Shibuya et al. , eds) A. A. Balkema Rotterdam, Vol.2 (1995) 947-1063.

## SMALL ... BUT SO MUCH IMPORTANT

**Summary:** The paper aims to emphasize the significance of stress strain behaviour of soil in small strain range, which is characterised by highly nonlinear distribution of stiffness. Some of the key issues controlling any reliably determination of pre failure behaviour of soil are envisage. Examples of some test results are given, which are to illustrate an universal potential of the two laboratory methods capable to trace stress strain response of soil in a reliable way.

Beata Łuczak-Wilamowska<sup>1</sup>

## Wytrzymałość na ścinanie mieszanek gruntowych: il - piasek

**Streszczenie:** Jedną z metod polepszenia właściwości gruntu jest uzupełnienie, dodanie innego gruntu o odpowiednio dobranym uziarnieniu. Dobór uziarnienia zależy od celu tworzenia mieszanki gruntowej (do celów konstrukcji dróg, składowisk odpadów itp.). Dodatek innego gruntu zmienia strukturę uziarnienia, a tym samym ma wpływ na właściwości fizyczne i mechaniczne, które mogą być znacznie lepsze od pierwotnych właściwości każdego z gruntów – składników mieszanki gruntowej. Niniejszy artykuł prezentuje szereg mieszanek gruntowych, sporządzonych na bazie ilu (mio-plioceńskiego) z różną zawartością procentową piasku (wydmowego). Przeanalizowano właściwości wytrzymałościowe: kąt tarcia wewnętrznego, spójność utworzonych gruntów, a także wilgotność optymalną.

### 1. Materiał badawczy

Do badań wykorzystano il brązowy z kopalni w Budach Mszczonowskich. Il ten jest jednym z wielu typów wydzielonych w tym złożu [9] (rys. 1) i dominuje ilościowo. Iły mszczonowskie są mioplioceniowe, należą do dużej jednostki facjalnej – serii poznańskiej – obejmującej swym zasięgiem więcej niż połowę terytorium Polski.

Główne minerały ilaste, składające się na frakcję ilową, należą do grupy montmorillonitu (beidellit 54-67 %), a następnie kaolinitu, illitu. Domieszki w niewielkich ilościach stanowią: kwarc, getyt i substancja organiczna [8].

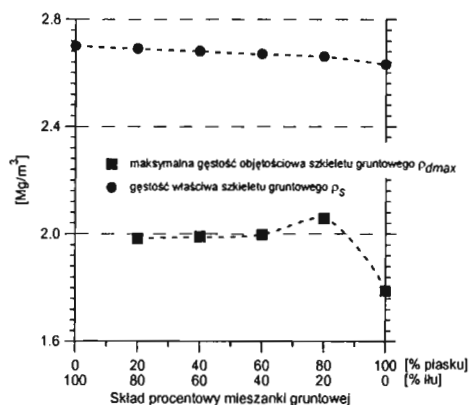
---

<sup>1</sup> dr, Uniwersytet Warszawski

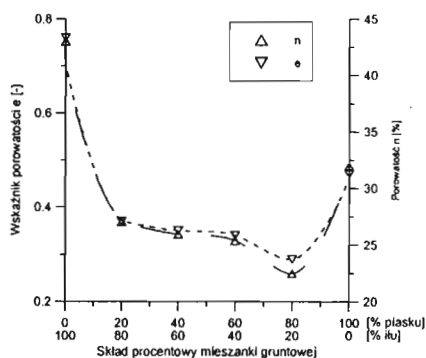


## 2. Zagęszczalność maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego, wilgotność optymalna

Wartości maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego uzyskano, badając zagęszczalność w aparacie Proctora [10]. Wartości tego parametru (rys. 2) rosną wraz ze wzrostem zawartości piasku w mieszance do osiągnięcia maksimum dla mieszanki gruntowej M80p20i, a następnie  $\rho_{dmax}$  piasku gwałtownie maleje. Próba wykonania oznaczenia maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego i wilgotności optymalnej iltu brązowego - składnika mieszanek gruntowych - w aparacie Proctora nie powiodła się ze względu na to, że w przedziale niskich wilgotności materiał nie podlegał homogenizacji; występowały makropory. Przy wysokiej wilgotności ilt miał dużą przyczepność do ubijaka. Przy kolejnym dodawaniu wody, grunt nierównomiernie ją chłoniął, a więc nie można było doprowadzić do ujednoczenia wilgotności gruntu w całej masie próbki. Doświadczenia te wskazują na problemy, jakie mogą wystąpić przy formowaniu i wbudowywaniu gruntów ilastych.



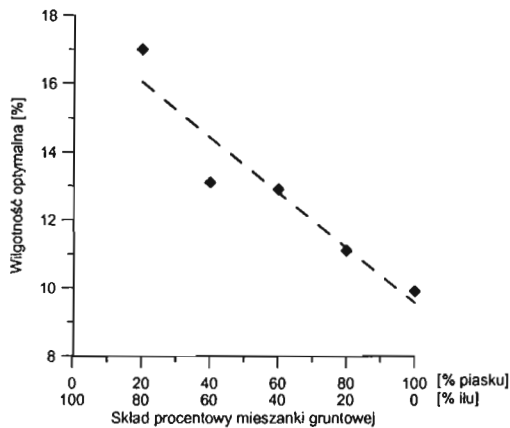
**Rys.2.** Zmienność maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego i gęstości właściwej szkieletu gruntowego przy różnych proporcjach składu mieszanki gruntowej



**Rys.3.** Zależność wartości porowatości i wskaźnika porowatości od składu mieszanki gruntowej (przy maksymalnym zagęszczeniu)

Na podstawie określonych wyżej parametrów  $\rho_{dmax}$  i  $\rho_s$  gruntów obliczono wartości minimalnej porowatości i minimalnego wskaźnika porowatości (rys. 3). Wartości tych parametrów maleją wraz ze wzrostem zawartości piasku w mieszance - aż do osiągnięcia minimum dla mieszanki o zawartości 20 % iltu i 80 % piasku - i wynoszą odpowiednio:  $n = 22\%$ ;  $e = 0,29$ . Dla porównania

porowatość i wskaźnik porowatości iłu brązowego, dla próbki o nienaruszonej strukturze, wynoszą:  $n = 43\%$  i  $e = 0,76$ .



**Rys. 4.** Zależność wilgotności optymalnej od składu mieszanek gruntowych.

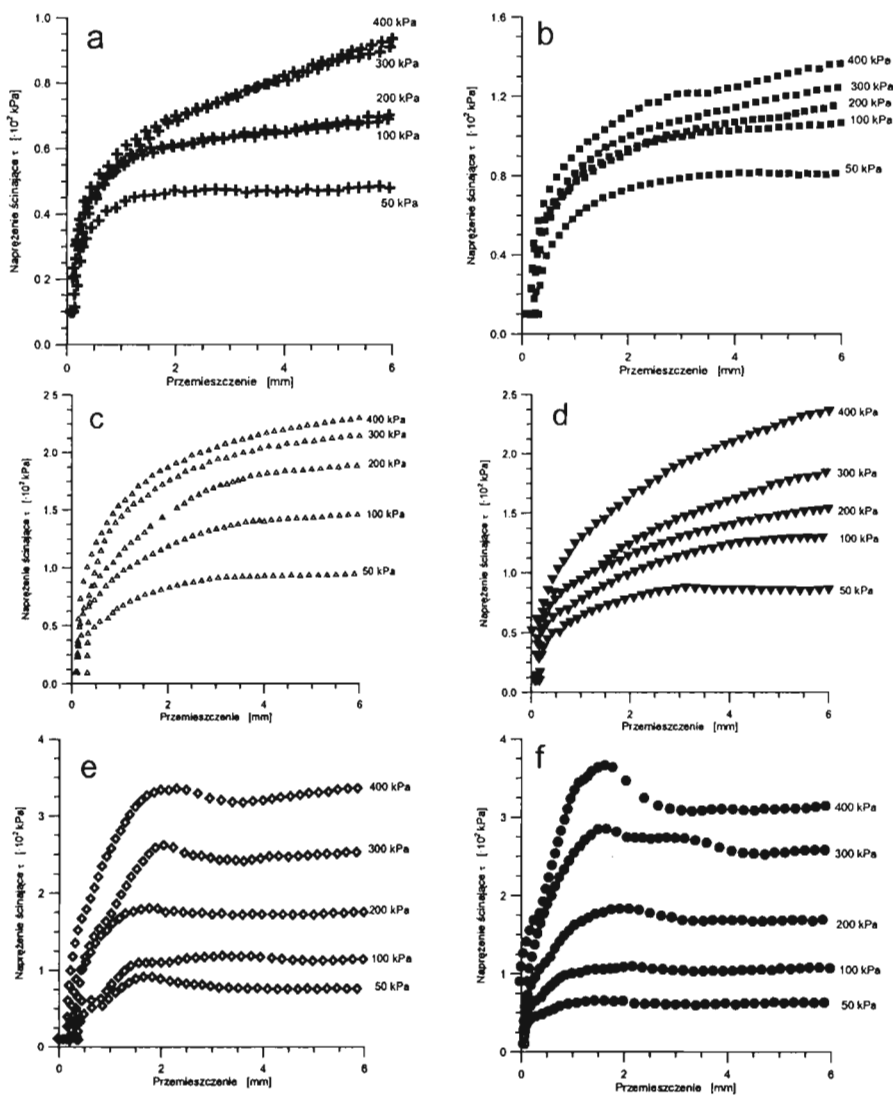
Jak wynika z przedstawionej analizy, dodatek piasku do iłu powoduje: lepsze zagęszczenie gruntu, tzn. osiągnięcie wyższych wartości gęstości objętościowej szkieletu gruntowego, oraz spadek wartości porowatości i wskaźnika porowatości, co może pociągać za sobą zmniejszenie wartości porowatości efektywnej i współczynnika filtracji; większa gęstość objętościowa szkieletu gruntowego wpływa na wartości parametrów wytrzymałościowych. Wraz ze wzrostem zawartości piasku w mieszance gruntowej zmniejsza się liniowo wartość gęstości właściwej szkieletu gruntowego (rys. 2). Piasek wydmy i łu brązowy, w porównaniu z mieszankami gruntowymi, nie zagęszczają się dobrze.

Parametrem ściśle związanym z maksymalną gęstością objętościową szkieletu gruntowego jest wilgotność optymalna. Im więcej piasku znajduje się w mieszance gruntowej, tym mniej potrzebna wody do maksymalnego zagęszczenia szkieletu gruntowego mieszanki. Wartości wilgotności optymalnej w zależności od składu mieszanek gruntowych przedstawione na rys. 4 aproksymowano linią prostą, uzyskując współczynnik korelacji  $r = 0,95$ .

### 3. Wytrzymałość na ścinanie mieszanek gruntowych

Dla mieszanek gruntowych i ich składników wyznaczono wartości parametrów wytrzymałości wzdłuż wymuszonych powierzchni ścinania,

przeprowadzając badania w aparacie skrzynkowym. Badane próbki gruntów i mieszanek gruntowych charakteryzowały się maksymalną gęstością objętościową szkieletu gruntowego i wilgotnością początkową nieznacznie wyższą od optymalnej, ale nieprzekraczającą wartości, przy której wskaźnik zagęszczenia gruntu  $I_s$  byłyby mniejszy niż 0,95.



Rys. 5. Zależność: naprężenie ścinające - odkształcenie. a - il brązowy; b - M20p80i; c - M40p60i; d - M60p40i; e - M80p20i; f - piasek.

Taka wartość  $I_s$  i wilgotności gruntu zalecana jest przez różne źródła [2, 3, 12] jako właściwa przy formowaniu przesłon.

Badanie wytrzymałości na ścinanie wykonywano bez wstępnej konsolidacji, na próbkach wymiarach 60 x 60 mm, przy prędkości przesuwu części ruchomej skrzynki 0,1 mm/min. Stosowano obciążenia normalne o wartości 50; 100; 200; 300; 400 kPa. Aparat skrzynkowy, wyposażony w odpowiednie czujniki, był zespolony z komputerem typu PC, wyposażonym w oprogramowanie „Virgo” [11]. Pozwalało to na rejestrację wskazań czujników. Co dwie minuty dokonywano zapisu wartości obciążenia pionowego, wartości odkształcenia i siły ścinającej. Jako kryterium zniszczenia przyjęto maksymalną wartość siły ścinającej lub wartość siły ścinającej odpowiadającej przemieszczeniu równemu 10 % [4, 5, 7, 13, 14]. Dokonano obliczenia aktualnej wielkości powierzchni, na jaką działają siły naprężenia normalnego i naprężenia ścinającego.

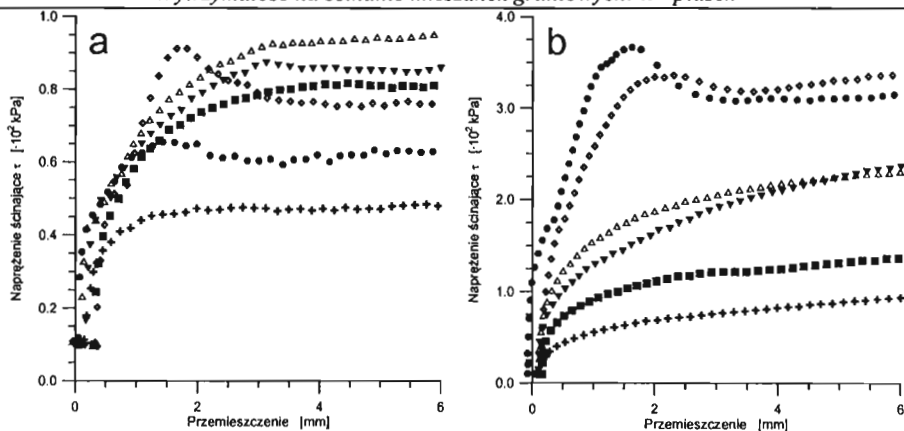
Wykreślono charakterystyki: naprężenie-odkształcenie przy zastosowanych obciążeniach normalnych (rys. 5). W przyjętym odwzorowaniu nawiązano do sposobu przedstawiania zależności: naprężenie - odkształcenie w modelach teorii sprężystości i plastyczności. Konsekwencją takiego odwzorowania jest zamiana osi współrzędnych zmiennej zależnej i niezależnej.

W sposób wyraźny zaznacza się (rys. 5 i rys. 6) znaczny przyrost naprężeń ścinających przed powstaniem powierzchni ścięcia, a następnie niewielkich zmian naprężeń ścinających i znacznych przemieszczeń po zniszczeniu pierwotnych wiązań i utworzeniu powierzchni poślizgu. Świadczy to o małej roli pełzania w procesie zniszczenia struktury.

Efekt „quasi - kruchego” zniszczenia próbki wyrażony osiągnięciem maksymalnego naprężenia ścinającego, po którym następuje poślizg wzdłuż wytworzonej powierzchni zniszczenia, zaznacza się jedynie dla gruntów ze znaczną zawartością frakcji piaskowej. Obserwowany jest on dla piasku wydłmowego oraz mieszanki gruntowej, zawierającej 80 % piasku i 20 % iltu przy wyższych wartościach zastosowanego naprężenia normalnego (300 - 400 kPa). Dla pozostałych stanów naprężenia oraz typów mieszanek gruntowych, przemieszczenia wzdłuż powierzchni poślizgu mają charakter lepko-sprężysty.

Przy niskich wartościach naprężenia normalnego (50 kPa) zróżnicowanie wartości naprężenia ścinającego  $\tau$  dla badanych próbek gruntów jest niewielkie (rys. 6). Przemieszczenie  $\varepsilon$  próbek gruntów wynosi od 0 do 1,5 mm. Przy wyższych naprężeniach ścinających  $\tau$  od 40 do 90 kPa wartości przemieszczenia  $\varepsilon$  wykazują większe zróżnicowanie, ale nie można wskazać wyraźnych zależności wartości  $\tau$  od składu mieszanki gruntowej.



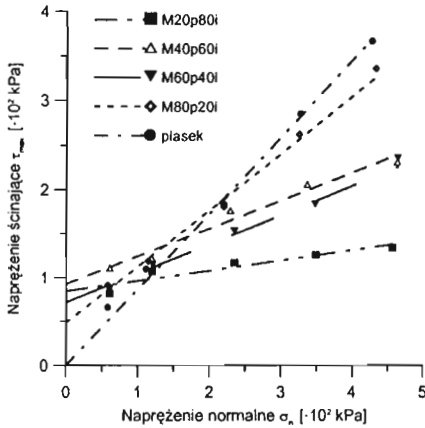


Rys. 6. Zależność: naprężenie ścinające - odkształcenie przy naprężeniu normalnym. a - 50 kPa; b - 400 kPa.

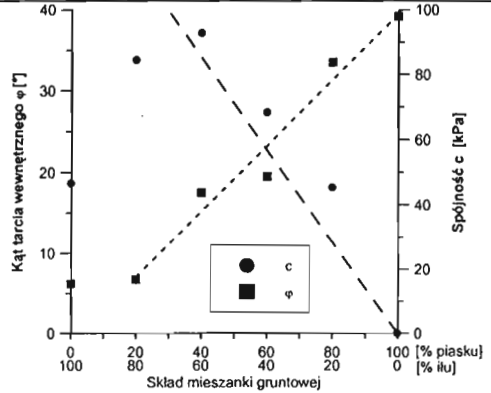
Tymczasem przy wysokich naprężeniach normalnych (400 kPa) wartości naprężenia ścinającego  $\tau$  i ich zróżnicowanie wzrastają i zawierają się w przedziale od 100 do 375 kPa, przy czym w mieszanekach gruntowych o dużej zawartości piasku naprężenia ścinające osiągają wartości najwyższe (dla iltu brązowego - 100 kPa dla M80p20i - 350 kPa i dla piasku 375 kPa).

Zależności maksymalnego naprężenia ścinającego  $\tau_{max}$  od wartości naprężenia normalnego  $\sigma_n$  dla wszystkich badanych gruntów (rys. 7) aproksymowano prostymi uzyskując współczynnik korelacji  $r$  z przedziału (0,93; 0,99). W zakresie niższych wartości naprężenia normalnego (od 0 do 70 kPa) obserwuje się spadek wartości maksymalnej siły ścinającej  $\tau_{max}$  gruntów wraz ze wzrostem zawartości piasku w mieszance gruntowej. Jest to spowodowane niskimi wartościami spójności gruntów uboższych w cząstki frakcji iltowej. W przedziale wartości naprężeń normalnych od 70 do ok. 150 kPa wartości maksymalnego naprężenia ścinającego dla wszystkich badanych gruntów mieszczą się w przedziale 80 do 130 kPa. Dla naprężeń normalnych od 150 do około 500 kPa wartości maksymalnego naprężenia ścinającego wzrastają wraz ze wzrostem zawartości piasku w mieszance gruntowej (rys. 7).

Wartości coulombowskich parametrów wytrzymałościowych - kąta tarcia wewnętrznego  $\varphi$  i spójności  $c$  ustalono według zaleceń normy [10] oraz wytycznych ITB [6], przy wykorzystaniu programu komputerowej archiwizacji danych pomiarowych [1]. W tabeli 1 przedstawiono wartości parametrów wytrzymałościowych uzyskanych z badań w aparacie skrzynekowym.



**Rys. 7.** Zależność wartości naprężenia ścinającego  $\tau_{max}$  od naprężenia normalnego  $\sigma_n$  badanych gruntów



**Rys. 8.** Zależność kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$  i spójności  $c$  od składu mieszanki gruntowej

Zależność wartości kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$  od ilości dodanego piasku do ilu (rys. 8) aproksymowano linią prostą uzyskując współczynnik korelacji  $r = 0,93$ . Wzrost wartości  $\phi$  ma związek ze wzrostem zawartości piasku w mieszance, przeciwnie do wartości spójności  $c$  (rys. 8). Analiza zależności pomiędzy składem mieszanki gruntowej a parametrami wytrzymałości ( $\phi$  i  $c$ ) pokazuje, że korelacja w odniesieniu do wartości  $\phi$  wynosi  $r = 0,98$ , a dla  $c$  wynosi  $r = 0,95$  (Rys. 8). Współczynnik kierunkowy prostej aproksymującej wartości  $\phi$  wynosi  $a = 0,35$ , a prostej aproksymującej  $c$  –  $a = -1,33$ . Uzyskane w badaniach jednoosiowego ścinania wartości parametrów wytrzymałości na ścinanie wykazują tendencję wzrostową wartości wytrzymałości wraz ze wzrostem procentowej zawartości piasku w mieszance gruntowej, ale dopiero przy naprężeniach normalnych, przekraczających 150 kPa. Próbkki mieszanek gruntowych o zawartości piasku 60% i poniżej wykazują plastyczny charakter deformacji w całym zakresie stosowanego naprężenia normalnego. Pozostałe próbki wykazują tzw. „kruche” zniszczenie przy wysokich wartościach naprężenia normalnego.

Tab. 1. Wyniki badań wytrzymałości na ścinanie mieszanek gruntowych i ich składników. Badania w aparacie skrzyńkowym

Grunt	Wilgotność początkowa $w_0$ [%]	Gęstość objętościowa $\rho$ [Mg/m <sup>3</sup> ]	Parametry badania Naprężenie [kG/cm <sup>2</sup> ]; $\cdot 10^2$ [kPa]		Wilgotność po badaniu w [%]	Kąt tarcia wewnętrz- nego $\varphi$ [°] odchylenie standardo- we	Spójność $c$ [kG/cm <sup>2</sup> ]; $\cdot 10^2$ [kPa] odchylenie standardowe
			normalne $\sigma_n$	ścinające $\tau_f$			
ił brązowy	26,8	2,09	0,59	0,48	24,6	6,2 ± 1,5	0,466 ± 0,075
			1,20	0,69	23,0		
			2,21	0,63	23,0		
			3,47	0,91	23,3		
			4,62	0,93	22,4		
M20p80i	17,7	2,32	0,61	0,82	16,9	6,7 ± 1,4	0,844 ± 0,072
			1,20	1,07	16,9		
			2,35	1,17	17,0		
			3,49	1,26	16,4		
			4,57	1,34	16,9		
M40p60i	15,2	2,25	0,61	1,11	12,6	17,5 ± 1,6	0,927 ± 0,088
			1,19	1,22	13,8		
			2,29	1,76	13,3		
			3,36	2,06	13,1		
			4,63	2,31	12,8		
M60p40i	13,4	2,27	0,60	0,87	13,0	19,5 ± 0,9	0,683 ± 0,050
			1,21	1,15	13,3		
			2,35	1,54	12,6		
			3,48	1,84	12,9		
			4,62	2,36	12,6		
M80p20i	11,8	2,30	0,58	0,91	10,5	33,5 ± 1,0	0,435 ± 0,068
			1,15	1,19	10,4		
			2,20	1,81	10,6		
			3,25	2,62	10,5		
			4,33	3,36	10,2		
piasek	10,0	1,97	0,59	0,65	9,4	39,2 ± 0,8	0
			1,12	1,09	9,2		
			2,20	1,83	9,2		
			3,27	2,85	9,1		
			4,28	3,66	9,1		

## 4. Wnioski

1. Iły, po naruszeniu ich struktury w wyniku urabiania, charakteryzują się niskimi wartościami parametrów wytrzymałościowych. Przy wilgotnościach umożliwiających formowanie ich i wbudowywanie stwarzają trudności w procesie zagęszczania. Może to powodować nierównomierne nawilgocenie gruntu oraz tworzenie powierzchni o osłabionej wytrzymałości.
2. W badaniach wykorzystano ił brązowy pochodzący z wyrobiska w Budach Mszczonowskich. Z iłu tego oraz wydmowego piasku drobnego sporządzono mieszanki gruntowe o różnej zawartości składników.

3. W miarę przyrostu zawartości piasku w mieszance gruntowej, wyraźnie wzrastają wartości kąta tarcia wewnętrznego, od  $6^\circ$  dla iltu brązowego do  $33^\circ$  dla M80p20i, przy stosunkowo wysokiej wartości spójności - 43,5 kPa dla tej mieszanki. Dla mieszanki gruntowej M40p60i kąt tarcia wewnętrznego wynosi  $17,5^\circ$  i spójność - 92,7 kPa, co wskazuje na korzystne wartości parametrów wytrzymałościowych tej mieszanki gruntowej.
4. Korzystne wartości parametrów wytrzymałościowych (kąt tarcia wewnętrznego, maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego i wskaźnik porowatości) mieszanki M80p20i stwarzają przesłanki do rozważenia możliwości stosowania gruntów o tego rodzaju składzie granulometrycznym przy formowaniu przesłon o korzystnych właściwościach izolacyjnych. Tak zoptymalizowany skład spełni jednocześnie wymagania w zakresie parametrów wytrzymałościowych sztucznej bariery geologicznej.

## Literatura

- [1] „Skrzynka”. Program komputerowy do obliczeń kąta tarcia wewnętrznego i spójności oraz odchyłeń kwadratowych tych parametrów. Instytut Hydrogeologii i Geologii Inżynierskiej Wydziału Geologii UW.
- [2] Barański T., Skutnik Z., Sorbjan P., Wolski W.: *Behaviour of the core of Czorsztyn dam during construction*. [w:] XIII ICSMFE New Delhi, India, (1994), 983-986.
- [3] Brandl H.: *Mineral liners for hazardous waste containment*. Geotechnique 42, No 1., 1992.
- [4] Dobak P.: *Problemy oceny jednorodności ośrodka gruntowego na podstawie zmienności wybranych parametrów geotechnicznych*. Prace Naukowe Instytutu Geotechniki Politechniki Wrocławskiej nr 44. Wrocław, (1984), 23-30.
- [5] Glazer Z.: *Prawo Coulomba do wyznaczania parametrów wytrzymałości gruntów*. Materiały Sesji nt. „Mechanika gruntów w zastosowaniach inżynierskich”. NOT Warszawa, (1984), 192-203.
- [6] ITB 225: *Wytyczne oznaczania spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntów budowlanych*. Instytut Techniki Budowlanej. Warszawa, 1979.
- [7] Kaczyński R.: *Badania wytrzymałości na ścinanie wybranych gruntów spoistych*. Mat. Sesji „Mechanika gruntów w zastosowaniach inżynierskich”. NOT. Warszawa, (1984), 203-232.

- [8] Łuczak-Wilamowska B.: *Modelowanie właściwości ilów neogeńskich z Mszczonowa jako warstw izolacyjnych*. Nie publ. praca doktorska. Biblioteka Wydziału Geologii UW. Warszawa, 1997.
- [9] Łuczak-Wilamowska B.: *Pliocene clays of the Polish Lowland: The perspective insulating material of waste deposits*. [w:] Proceedings International Symposium on Engineering Geology and the Environment, organized by the Greek National Group of IAEG, Athens, Greece, 23-27 June. Balkema, Rotterdam, (1997), 1983-1988.
- [10] PN-88/B-04481: *Grunty budowlane - badania próbek gruntu*.
- [11] Porzeżyński K.: *Virgo. Program komputerowy do gromadzenia danych z aparatu skrzynkowego*. Instytut Hydrogeologii i Geologii Inżynierskiej Wydziału Geologii UW, 1996.
- [12] Prühs H., Kowalov M.: *Kierunki rozwoju w budownictwie składowisk odpadów*. Inżynieria morska i geotechnika nr 2 (1992), 74-76.
- [13] Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*. WKiŁ, Warszawa, 1987.
- [14] Wolski W.: *Modele charakterystyki gruntów*. Materiały Konferencji PAN nt.: „Badania i dobór parametrów geotechnicznych”. Jabłonna, 1985.

## SHEARING RESISTANCE OF THE SOIL MIXTURES: CLAY – SAND

**Summary:** One of the methods of improving the characteristics of soils is by the addition of another soil characterized by complementary granulation. The choice of granulation depends on the purpose for which the specific soil mixture is prepared (construction of roads, landfills etc.). The addition of another soil changes the granulation structure of the resultant soil and therefore affects many physical and mechanical properties which can differ greatly from the primary properties of both soils – the soil mixture components. The present paper shows a series of soil mixtures comprising Mio-Pliocene clay and dune sand in varying proportions. The strength properties of the newly-formed soils were analyzed; the angle of internal friction, and the cohesion. The optimum moisture content was also discussed.



Zbigniew Młynarek<sup>1</sup>, Wojciech Tschuschke<sup>2</sup>, Jędrzej Wierzbicki<sup>3</sup>

## Ocena współczynnika parcia spoczynkowego gruntów na podstawie testów DMT i CPTU

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono wyniki analizy dotyczącej oceny współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$ , zarówno w gruntach spoistych jak i niespoistych. Do wyznaczenia współczynnika  $K_0$  wykorzystano dwie obecnie najpopularniejsze metody badań in situ; test dylatometrem Marchettiego (DMT) oraz sondowanie statyczne (CPTU). Wyniki każdego z testów zinterpretowano na podstawie różnych, spotykanych w literaturze procedur badawczych. Uzyskane rezultaty przeanalizowano uwzględniając możliwe modele geologiczne, które zakładały podobny lub odmienny przebieg konsolidacji poszczególnych partii podłoża na badanym terenie.

### 1. Wstęp

Współczynnik parcia spoczynkowego  $K_0$  jest parametrem, którym - niezależnie od innych cech - opisuje się ośrodek gruntowy. W prostych rozwiązaniach geotechnicznych jest on często pomijany, choć stan naprężenia w podłożu ma oczywisty wpływ na wartości parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych gruntu w warunkach in situ. Znajomość współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$  jest jednak nieodzowna przy przeprowadzaniu nowoczesnych laboratoryjnych badań wytrzymałościowych oraz w bardziej złożonych projektach

---

<sup>1</sup>prof. dr hab. inż., Katedra Geotechniki Akademii Rolniczej im. A. Cieszkowskiego w Poznaniu

<sup>2</sup>dr inż., Katedra Geotechniki Akademii Rolniczej im. A. Cieszkowskiego w Poznaniu

<sup>3</sup>dr, Katedra Geotechniki Akademii Rolniczej im. A. Cieszkowskiego w Poznaniu



inżynierskich. Trudności w wyznaczeniu współczynnika parcia spoczynkowego są dobrze sformułowane w samej definicji tego współczynnika, bowiem współczynnik jest jednoznacznie związany ze składowymi stanu naprężenia w podłożu in situ. Składowa pionowa stanu naprężenia jest przyjmowana jako iloczyn ciężaru objętościowego gruntu i głębokości, na której przeprowadza się analizę stanu naprężenia. Składowej poziomej, nie można oszacować prostą metodą analityczną. Do dyspozycji badacza pozostają wówczas testy, które w mniej lub bardziej bezpośredni sposób pozwalają ocenić składową poziomą stanu naprężenia. Ze względu na bardzo wyraźną i trudną do sprecyzowania zmianę stanu naprężenia próbki gruntu, w związku z jej pobieraniem, a następnie transportem i umieszczaniem w przyrządzie laboratoryjnym, do oceny  $K_0$  wykorzystuje się powszechnie terenowe techniki badawcze.

Głównym ograniczeniem metod terenowych są jednak trudności ze zidentyfikowaniem ścieżek naprężeń i odkształceń powstałych podczas penetracji podłoża końcówką pomiarową. Z tego powodu bezpośrednich rezultatów pomiarów in situ nie można traktować jako rzeczywistych wartości współczynnika  $K_0$ , lecz, poprzez zindywidualizowane procedury interpretacyjne oraz porównanie i analizę rezultatów otrzymanych kilkoma metodami, należy je dostosować do określonego modelu geologicznego podłoża. Za nowoczesne podejście do wyznaczania współczynnika  $K_0$  uznaje się takie, które w ocenie współczynnika  $K_0$  jest silnie związane z obciążeniami historycznymi podłoża. Taką możliwość daje ocena współczynnika  $K_0$  przeprowadzona z uwzględnieniem współczynnika OCR. W niniejszym artykule przedstawia się próbę dokonania takiej oceny na przykładzie podłoża o różnym stopniu przekonsolidowania OCR.

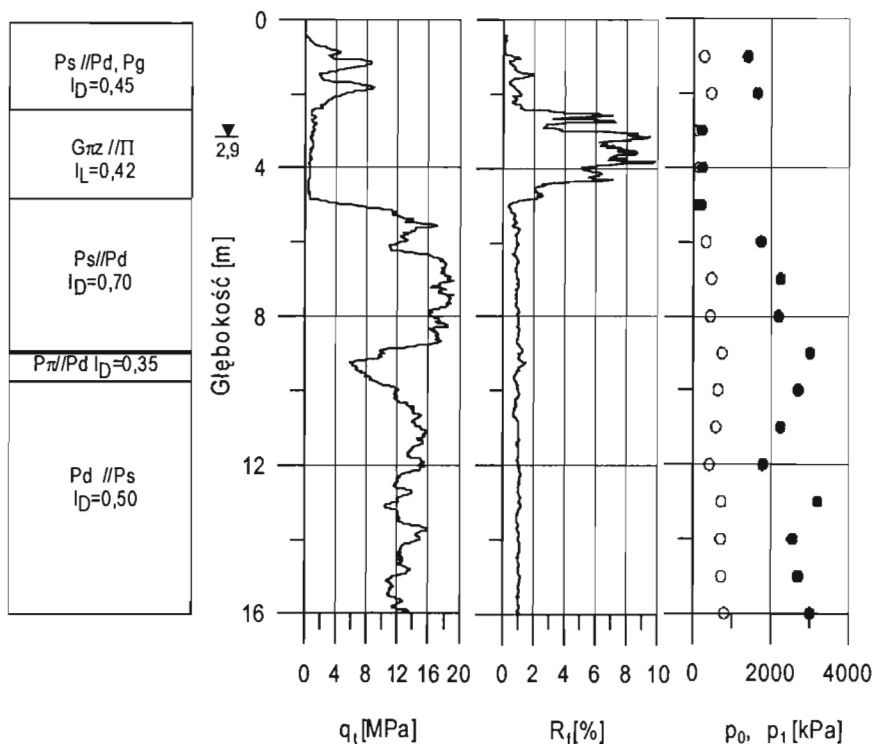
## 2. Zakres badań i geologiczna charakterystyka miejsca badań

Analizę współczynnika parcia spoczynkowego przeprowadzono na podstawie badań terenowych, wykonanych na potrzeb projektu tuneli drogowych we Włocławku. W ramach prac, w wytypowanych przez projektanta punktach, wykonano parami testy dylatometrem Marchettiego (DMT) oraz sondowania statyczne (CPTU).

Według danych zamieszczonych na mapie geologicznej Polski typu A, teren objęty badaniami znajduje się w obrębie wychodni piasków wodnolodowcowych, fazy pomorskiej zlodowacenia Wisły. Utwory te, o miąższości nieprzekraczającej kilku metrów, wypełniają obniżenia, werodowane w starszych osadach lodowcowych i wodnolodowcowych, związanych genetycznie ze zlodowaczeniami środkowopolskimi. Kompleks utworów zlodowaceń środkowopolskich składa się

w tym rejonie z kilkunastometrowej warstwy gliny zwałowej, zalegającej na dwu – trzy metrowej warstwie zastoiskowych glin pylastych oraz podścielających całość niespoistych osadów wodnolodowcowych. Młodsze osady wodnolodowcowe, w zależności od rejonu, mogą występować bezpośrednio, zarówno na utworach zwałowych jak i zastoiskowych i wodnolodowcowych starszych. Na powierzchni terenu, w sąsiedztwie miejsca badań zaobserwowano również występowanie licznych, unieruchomionych obecnie wydm.

Badania wykonane na analizowanym terenie wykazały, że w miejscu testów podłoże zbudowane jest z warstwy piasków średnich, spoczywających na warstwie glin pylastych, które z kolei zalegają na przewarstwiających się piaskach średnich i drobnych (rys. 1).



Rys. 1. Profil geotechniczny podłoża w miejscu badań wraz z przebiegiem podstawowych charakterystyk testów CPTU i DMT

### 3. Procedury wyznaczania współczynnika parcia spoczynkowego

Przy zastosowanych metodach badawczych (CPTU i DMT) sposób oceny współczynnika parcia spoczynkowego jest zdeterminowany przez rodzaj badanego gruntu. Metoda wyznaczania  $K_0$  zakłada rozpatrywanie, praktycznie całkowicie odrębnie, warstw spoistych i niespoistych [10] [13].

Interpretacja wyników testu DMT opiera się przede wszystkim na wartościach współczynnika naprężenia poziomego  $K_D$ , wyznaczonego na podstawie równania 1.

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (1)$$

gdzie:  $p_0$  – skorygowana wartość pierwszego odczytu DMT,  
 $u_0$  – ciśnienie wody w porach gruntu,  
 $\sigma'_{v0}$  – składowa pionowa naprężenia geostatycznego.

Opierając się na wieloletnich doświadczeniach Lacasse i Lunne [8], Kulhawy i Mayne [7] wykazali, że w wypadku gruntów spoistych współczynnik  $K_D$  jest powiązany bezpośrednią funkcyjną zależnością z wartościami współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$ . Dokładny przebieg tej zależności, opisaney pierwotnie przez Marchettiego (2) [12], był na przestrzeni lat wielokrotnie modyfikowany.

$$K_0 = \left( \frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad (2)$$

Autorzy kolejnych adaptacji tej zależności zwracali uwagę na to, że o ile korelacja pomiędzy  $K_D$  i  $K_0$  jest powszechnie obserwowana, o tyle jej dokładny przebieg wynika również z historii geologicznej osadów, ich struktury oraz składu granulometrycznego [8], [15]. Do wyznaczania współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$  w gruntach spoistych stosuje się, obok oryginalnej formuły Marchettiego, również często zależności (3) i (4), opracowane przez Lunne i innych [9].

$$K_0 = 0,34 \cdot K_D^{0,54} \quad (3)$$

$$K_0 = 0,68 \cdot K_D^{0,54} \quad (4)$$

Zależności te uwzględniają różnicę w interpretacji, która wynika z odmiennej historii geologicznej osadu. Lunne i inni [9], oraz późniejsi autorzy (m. in. Briaud i Miran [2]), zalecają, aby równanie (3) stosować w stosunku do normalnie konsolidowanych osadów, nieprzejawiających efektów „starzenia” czy cementacji. Drugie równanie odnosi się natomiast do sytuacji, kiedy osady wykazują oznaki przekonsolidowania, niezależnie od prowadzącego do tego mechanizmu.

Wykorzystanie rezultatów testu DMT do oceny współczynnika parcia spoczynkowego podłoża niespoistego, wymaga zdaniem wielu badaczy, uwzględnienia wartości kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$  badanego gruntu [14]. Takie rozwiązanie przedstawił Schmertmann [16], wiążąc zmiany  $K_0$  ze zmianami  $K_D$  i  $\phi_{ax}$  (wartości kąta tarcia wewnętrznego wynikające podczas penetracji łopatki dylatometru w grunt). Wyznaczenie  $\phi_{ax}$  jest możliwe z zastosowaniem złożonej procedury interpretacji testów DMT i testów laboratoryjnych. Wielu badaczy zwraca jednak uwagę, że z równym skutkiem można do interpretacji przyjąć wartości kąta tarcia wewnętrznego, wyznaczone na podstawie sondowania statycznego [14]. Opierając się na tym założeniu Baldi i inni [1] opracowali prostą zależność, pozwalającą ocenić współczynnik parcia spoczynkowego z wykorzystaniem wyników zarówno testów DMT jak i CPTU:

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - 0,0017 \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \quad (5)$$

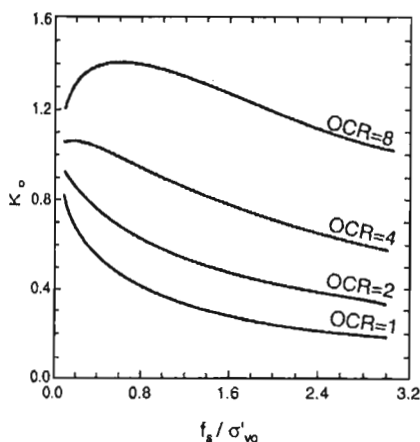
Równanie 5 powstało wyłącznie na podstawie danych z komory kalibracyjnej i wymaga pewnej korekty w odniesieniu do osadów występujących w stanie naturalnym. Korekta ta sprowadza się do zmiany współczynnika kierunkowego przy wyrażeniu  $(q_c/\sigma'_{v0})$ . Zdaniem Marchettiego [11] wartość tego współczynnika dla różnych osadów może się zmieniać w granicach od 0,002 do 0,005, i tak np. dla osadów rzeki Pad równanie (5) przybiera następującą postać:

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - 0,0046 \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \quad (6)$$

gdzie:  $q_c$  – opór stożka w metodzie CPTU.

Innym rozwiązaniem, wykorzystującym koncepcję wspólnego wykorzystania wyników różnych testów jest metoda przedstawiona przez Massoda i Mitchella [13]. Sprowadza się ona do diagramu obrazującego współzależność pomiędzy współczynnikiem parcia spoczynkowego  $K_0$ , stopniem przekonsolidowania OCR i tarcieniem na poboczniczy ( $f_s$ ) z badania CPTU, znormalizowanym o składową pionową geostaticznego stanu naprężenia (rys. 2). Zależność ta może być wykorzystywana zarówno w gruntach spoistych jak i niespoistych.

Chociaż wpływ składowej poziomej stanu naprężenia na wyniki testu CPTU [6], wydaje się oczywisty, nie ma do tej pory rozwiązań pozwalających ocenić współczynnik parcia spoczynkowego gruntów spoistych jedynie przy pomocy wyników testów CPTU. Zalecaną przez Lunne i innych [10] metodą interpretacji jest właśnie wspomniany diagram Massoda i Mitchella. Wymaga on jednak przeprowadzenia dodatkowych badań terenowych (DMT) lub laboratoryjnych (testy trójosiowego ściskania czy testy edometryczne).



Rys. 2. Diagram Massoda i Mitchella [13]

W odniesieniu do gruntów niespoistych pewne rozwiązania, pozwalające wykorzystać test CPTU do oceny  $K_0$ , zaproponował Wierzbicki [20], [21]. Polecane przez autora rozwiązania wymagają jednak przeprowadzenia testu statycznego sondowania zmodyfikowaną końcówką typu „dilatocone” oraz znajomości takich cech badanych gruntów, jak kąt tarcia wewnętrzznego, stopień zagęszczenia i stosunek procentowej zawartości poszczególnych frakcji. Jeden z empirycznych modeli opracowanych przez Wierzbickiego [19] [20] zakłada jednak wykorzystanie, zamiast oporu stożka dylatometrycznego  $q_d$ , oporu stożka

$q_c$ , a więc parametru mierzonego również tradycyjną końcówką do badań CPTU (7).

$$K_0 = 3,45 + 0,00215Q_t + 3,1814f_s - 0,342 \frac{f_{Pr}}{f_{Ps}} + 0,088\phi + 1,486I_D \quad (7)$$

gdzie:  $Q_t$  – znormalizowany opór stożka ( $Q_t = (q_c - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$ ),  
 $f_s$  – tarcie na poboczniczy,  
 $f_{Pr}$  – procentowa zawartość frakcji piasku grubego,  
 $f_{Ps}$  – procentowa zawartość frakcji piasku średniego,  
 $f$  – kąt tarcia wewnętrznego,  
 $I_D$  – stopień zagęszczenia.

Formuła ta daje co prawda zdecydowanie mniej dokładne rezultaty w porównaniu z formułami uwzględniającymi wyniki badania końcówką typu „dilatocone”, ale nadal współczynnik dopasowania dla tej zależności ma satysfakcjonującą wartość ( $R^2_{popr} = 0,65$ ).

## 4. Ocena związku pomiędzy współczynnikiem $K_0$ a obciążeniem historycznym

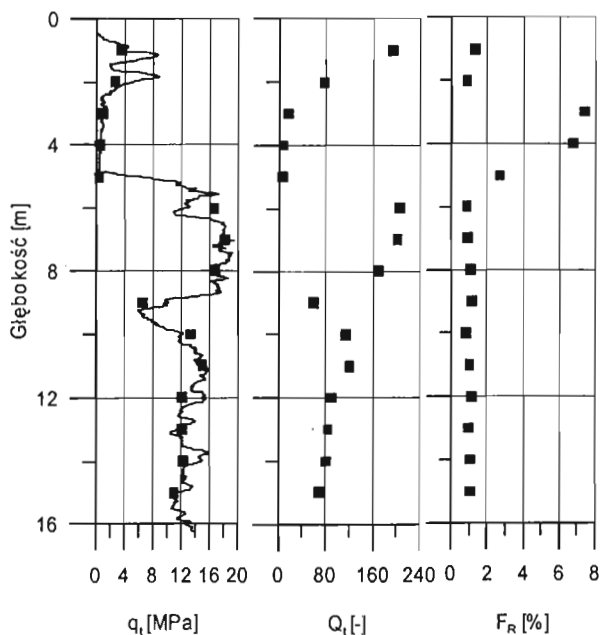
### 4.1 Analiza $K_0$ na podstawie parametrów testów CPTU i DMT

Metodę wyznaczenia współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$  pokazano na przykładzie jednego z punktów badawczych, w którym wykonano testy CPTU i DMT. Uzupełnienie wyników tych testów stanowiły dane dotyczące budowy geologicznej podłoża, na które składały się wyniki analiz składu granulometrycznego oraz stopnia zagęszczenia gruntów niespoistych.

Testy DMT wykonano w profilu, w odstępach co 1 m głębokości, zgodnie z procedurą zalecaną przez Monaco i innych [14]. Test sondowania statycznego był przeprowadzony zgodnie z International Reference Test Procedure for CPT and CPTU tests (TC-16 ISSMGE), zakładającą rejestrację podstawowych charakterystyk sondowania co 2 cm profilu. Do celów analizy wyniki CPTU przyjęto z głębokości, na której wykonano test DMT, uśredniając je w przedziale o szerokości  $\pm 0,1$  m (rys. 3). Na tych poziomach ustalono następnie wartości

pionowej składowej stanu naprężenia, kąta tarcia wewnętrznego, stopnia zagęszczenia gruntów niespoistych oraz skład granulometryczny. Ze względu na brak wystarczająco dokładnych informacji, dotyczących składu granulometrycznego gruntu na poszczególnych głębokościach testów, na podstawie danych archiwalnych przyjęto uogólnioną proporcję zawartości frakcji piasku grubego do zawartości frakcji piasku średniego, wynoszącą w gruntach z przewagą piasku średniego 70%, a w gruntach z przewagą piasku drobnego 40%. Wartości kąta tarcia wewnętrznego ustalono na podstawie wyników testu CPTU, wykorzystując w tym celu procedurę Senneseta [18].

Wartości współczynnika parcia spoczynkowego obliczono na podstawie formuł: Marchettiego [12], Lunne i innych [9], Schmertmanna [16], Baldiego i innych [1], Massoda i Mitchella [13] (rys. 2) oraz Wierzbickiego [19].



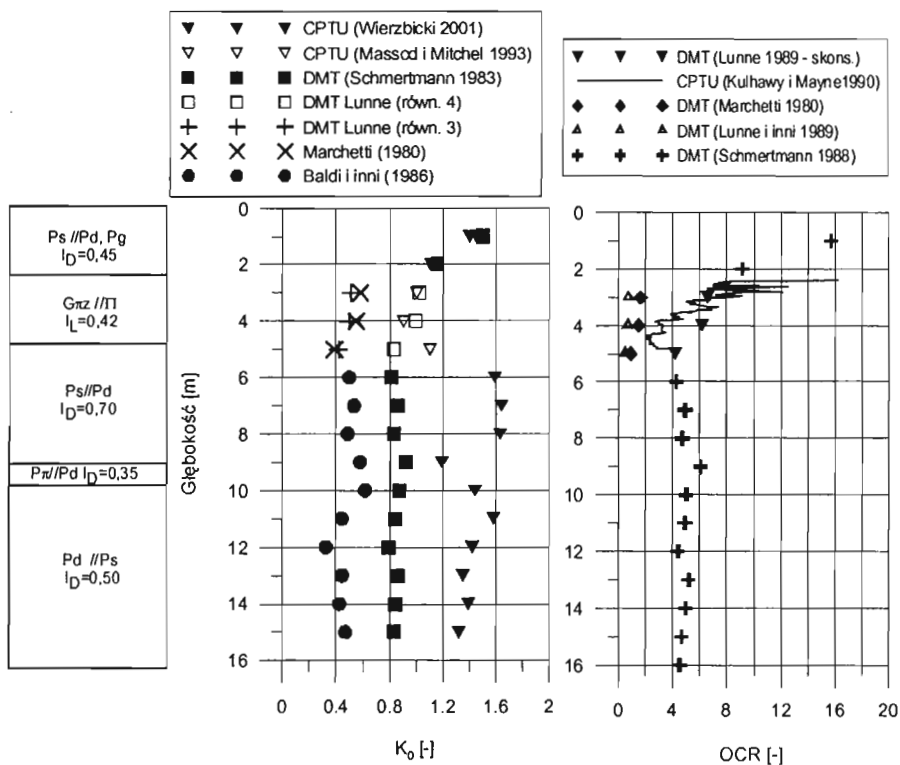
Rys. 3. Przyjęte do analizy średnie wartości oporu stożka  $q_t$  oraz znormalizowane wartości oporu stożka  $Q_t$  i współczynnika tarcia  $F_R$

Wartość OCR osadów spoistych, niezbędną do wyznaczenia  $K_0$  zgodnie z procedurą Massoda i Mitchella [13], obliczono korzystając z formuły Kulhawy'ego i Mayne'a [7]. Uzyskane rezultaty, na tle zmian litologicznych, przedstawiono na rysunku 4.



## 4.2 Analiza związków pomiędzy $K_0$ i OCR

W analizie uzyskanych wartości współczynnika  $K_0$  pomocna może być ocena wskaźnika przekonsolidowania OCR. Wskaźnik ten, zdefiniowany jako iloraz  $\sigma'_p$  (naprężenia prekonsolidacyjnego) i  $\sigma_{v0}$  (obecnej wartości składowej pionowej stanu naprężenia), w pewnym stopniu odzwierciedla przebieg historycznego obciążenia gruntu [3] [4]. Wartości wskaźnika OCR badanych osadów, wyznaczone na podstawie testów CPTU i DMT, przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 4. Wartości współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$  oraz stopnia przekonsolidowania OCR, wyznaczone różnymi metodami, na tle profilu geologicznego

Obserwacja wyników pozwala stwierdzić, że w górnej partii profilu, do spągu glin pylistych, niezależnie od zastosowanej metody interpretacyjnej, uzyskuje się wyniki bardzo zbliżone. Wyjątek stanowią wartości  $K_0$ , obliczone na podstawie formuły Marchettiego [12] oraz Lunne i innych [9], przy założeniu, że osady spoisłe są normalnie konsolidowane. Założenie takie jest o tyle wątpliwe, że osady

niespoiste, zalegające zarówno powyżej jak i poniżej warstwy spoistej, wykazują wyraźne oznaki przekonsolidowania.

Istotne zróżnicowanie, obserwowane w wartościach współczynnika  $K_0$  uzyskanych poniżej spągu glin pylastych, sprowadza się w istocie do trzech możliwych modeli historii geologicznej podłoża. Traktując jako wiążące wartości  $K_0$ , uzyskane metodą Baldi'ego i innych [1], należałoby przyjąć, że starsze podłoże niespoiste nie wykazuje efektu przekonsolidowania. Takie stwierdzenie wymagałoby jednak wyjaśnienia, czy obciążenie górnej partii profilu nie spowodowałoby również w bezpośrednio do niej przylegającej dolnej części podłoża wzrostu składowej poziomej stanu naprężenia (przyjęcie takiego założenia wydaje się problematyczne [5]). Jednocześnie można stwierdzić, na podstawie większości wyników OCR, że zarówno warstwa spoista jak i niżej ległe osady niespoiste wykazują oznaki przekonsolidowania. Drugi skrajny model, oparty na  $K_0$  wyznaczonym wg formuły Wierzbickiego [19], zakłada sytuację przeciwną, że podłoże glin pylastych wykazuje oznaki silnego przekonsolidowania (choć, jak zauważa Crawford [4], efekt ten może wywoływać nie tylko konsolidacja mechaniczna). Taki schemat jest prostszy do wytłumaczenia i łatwiejszy do przyjęcia, podobnie jak model trzeci, oparty na formule Schmertmanna [16]. Wykorzystanie formuły Schmertmanna narzuca przyjęcie, że podłoże stanowi kompleks warstw, o jednakowej historii konsolidacji. Model geologiczny zakłada w tym wypadku jeden epizod przekonsolidowania, związany najprawdopodobniej z obciążeniem powierzchni terenu.

Bardzo ograniczone możliwości niezależnej oceny stopnia przekonsolidowania w gruntach niespoistych (spowodowane bezpośrednim łączeniem wartości OCR z przyjętymi wartościami  $K_0$ ) powodują, że w świetle dostępnych wyników obydwie ostatnie modele mogą być przyjęte za wiarygodne.

## 5. Wnioski

Przeprowadzone badania potwierdziły, że interpretacja wyników geotechnicznych badań in situ wymaga złożonej analizy, uwzględniającej elementy geologii badanego obszaru. Stosując różne metody (a nawet w obrębie jednej metody, różne techniki interpretacyjne), otrzymuje się wyniki często wzajemnie się wykluczające.

Właściwa interpretacja warunków geotechnicznych w przedstawionym przykładzie wymaga od badacza przyjęcia jednego z trzech modeli historii geologicznej rejonu badań. Jeden z modeli, zakładający, że zarówno spoiste osady zastoiskowe jak i zalegające w niższej partii profilu osady wodnolodowcowe są

normalnie konsolidowane, w świetle dostępnej wiedzy geologicznej oraz stwierdzonych wartości OCR wydaje się najmniej prawdopodobny.

Pozostałe dwa modele różnią się oceną stopnia przekonsolidowania dolnej serii wodnolodowcowej. Kierując się zależnością Schmertmanna, należałoby przyjąć, że podłoże doświadczyło jednego, wspólnego epizodu przekonsolidowania. Taki model zakładać może np. konsolidację mechaniczną, na skutek przemieszczania się wydmy po powierzchni terenu. Pośrednio jednak, poprzez stosunkowo wysokie i utrzymujące się na jednakowym poziomie wartości OCR w dolnych warstwach niespoistych, można domniemywać, że warstwy te uległy także wcześniejszemu przekonsolidowaniu. Drugi z możliwych modeli, oparty na zależności Wierzbickiego, wyraźnie wskazuje na przynajmniej dwa etapy konsolidacji. Pierwszy etap to silne przekonsolidowanie starszych osadów wodnolodowcowych. Drugi etap wiąże się natomiast z konsolidacją zdeponowanych później warstw przypowierzchniowych. Taki model znajduje uzasadnienie, gdy przyjmiemy, że górne piaski wodnolodowcowe są związane z fazą pomorską zlodowacenia Wisły, natomiast dolne piaski wodnolodowcowe są utworami zlodowaceń środkowopolskich, zalegającymi pierwotnie pod warstwą gliny zwałowej.

## Literatura

- [1] Baldi G., Belotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Marchetti S, Pasqualini E.: *Flat dilatometer test in calibration chambers*. Proc. In Situ '86 ASCE Spec. Conf. on Use of In Situ Tests in Geotechn. Engineering. Virginia Tech, Blacksburg. ASCE Geotechn. Special Publ. No 6 (1986): 431
- [2] Briaud, J.L., Miran, J.: *The flat dilatometer test*; U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Adm. 1992, Publ. No. FHWA-SA-91-044
- [3] Casagrande A.: *The Determination of the Preconsolidation Load and its Practice Significance*. Proc. 1<sup>st</sup> ICSMFE, vol. 3, Cambridge, Mass. (1936): 60-64
- [4] Crawford C.B.: *State of the Art.: Evaluation and Interpretation of Soil Consolidation Tests. Consolidation of Soils: Testing and Evaluation* ASTM STP 892. Philadelphia (1986)
- [5] Dahlberg R.: *Penetration pressuremeter and screw plate in a preloaded natural sand deposit*, Proc. ESOPT Stockholm (1974): 68-87
- [6] Jamiolkowski M.: *Evaluation of Relative Density and Shear Strength of Sands from CPT and DMT*. Proc. of C.C. Ladd Symposium, October 2001, M.I.T., Cambridge, Mass. (2001)

- [7] Kulhawy F.H., Mayne P.W.: *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Report No. EL – 6800, Electric Power Research Institute: 306 (1990)
- [8] Lacasse S., Lunne T.: *Calibration of Dilatometer Correlations*. Proc. ISOPT-1, Orlando, FL, Vol. 1, (1988): 539-548
- [9] Lunne T., Lacasse S., Rad N.S.: *State of the Art Report on In Situ Testing of Soils*. Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 4, (1989): 2339-2403
- [10] Lunne, T., Robertson, P.K., Powell, J.: *Cone penetration testing in geotechnical practice*; E & FN Spon, London (1997)
- [11] Marchetti S.: *The Flat Dilatometer Design Applications*. Proc. 3<sup>rd</sup> International Geotechnical Engineering Conference, Keynote Lecture, Cairo University, 5-8 January (1997): 421-448
- [12] Marchetti, S.: *In situ tests by flat dilatometer*; ASCE Publ. 1980, JGED, v.106, No. GT3, 299-321
- [13] Masood T., Mitchell J.K.: *Estimation of in situ lateral stresses in soils by cone penetration tests*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119(10), 1993: 1624-1639
- [14] Monaco P., Marchetti S., Calabrese M., Totani G.: *The Flat Dilatometer Test*. Draft of the Report to the ISSMGE Committee TC-16, (1999)
- [15] Powell J.J.M., Uglow I.M.: *The Interpretation of the Marchetti Dilatometer Test in UK Clays*. ICE Proc. Penetration Testing in the UK, Univ. of Birmingham, Paper 34 (1986): 121-125
- [16] Schmertmann J.H.: *Revised Procedure for Calculating  $K_0$  and OCR from DMT's with  $I_D > 1,2$  and Which Incorporates the Penetration Measurement to Permit Calculating the Plane Strain Friction Angle*. DMT Digest No.1, GPE INC., Gainesville, FL, USA (1983)
- [17] Schmertmann J.H.: *Guidelines for Using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Design*. U.S. Department of Transportation, FHWA, Office of Research and Special Studies, Report No. FHWA-PA-87-023+24, Vol. 3-4 (1988)
- [18] Senneset K., R. Sandven, T. Lunne, T. By, T. Amundsen: *Piezocone tests in silty soils*. Proc. ISOPT-1, Orlando, 2, Balkema Pub., Rotterdam (1988)
- [19] Wierzbicki, J.: *Wykorzystanie techniki statycznego sondowania do oceny wskaźnika przekonsolidowania niektórych osadów plejstocenijskich*; Rozprawa Doktorska Uniw. im. A. Mickiewicza w Poznaniu (2001)
- [20] Wierzbicki J.: *Wykorzystanie techniki statycznego sondowania do oceny wskaźnika przekonsolidowania niektórych osadów plejstocenijskich*. Acta Scientiarum Polonorum, Formatio Circumietus; v. 1-2, Kraków (2002): 35-48

- [21] Wierzbicki J.: *Wykorzystanie metod in situ do wyznaczania współczynnika parcia spoczynkowego gruntów niespoistych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej; seria: Budownictwo z. 98 (2003): 113-124

## **ASSESSMENT OF COEFFICIENT OF EARTH PRESSURE AT REST BASED ON DMT AND CPTU**

**Summary:** The study presents the results of analysis concerning coefficient of earth pressure at rest  $K_0$ , both in cohesive and non-cohesive soils. In order to determine coefficient  $K_0$  two methods of in situ testing, currently the most commonly applied, were used: a test using the Marchetti dilatometer (DMT) and the cone penetration test (CPTU). The results of each of these tests were interpreted on the basis of different testing procedures reported in literature sources. The obtained results were analyzed taking into consideration possible geological models, which assumed a similar or different course of consolidation for individual section of soils in the investigated area.



*Adam Niedzielski<sup>1</sup>, Wojciech Tschuschke<sup>2</sup>, Jędrzej Wierzbicki<sup>3</sup>*

## **Wpływ niektórych czynników na ocenę stopnia plastyczności glin morenowych i zastoiskowych**

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono wyniki analizy wpływu na granice konsystencji, takich czynników jak: zmiana chemizmu medium, czyli wody gruntowej, zmiana operatora wykonującego oznaczenie granic konsystencji, upływ czasu (tzw. efektu Dawsona) oraz skład granulometryczny gruntu. W generalnej ocenie zmienności granic Atterberga przedstawiono spodziewany wpływ podanych wyżej czynników na wskaźnik plastyczności i ocenę stopnia plastyczności podłoża, zbudowanego z wytypowanych gruntów. Do opracowania wyników i wnioskowania zastosowano metody statystyczne; wielozmienną analizę wariancji oraz analizę kowariancji.

### **1. Wstęp**

Stopień plastyczności -  $I_L$ , jest podstawową cechą charakteryzującą stan gruntu spoistego. Jego wyraźne korelacje z parametrami wytrzymałościowymi podłoża powodują, że od wielu lat stopień plastyczności jest często wykorzystany jako szczególny parametr analizy geotechnicznej czy geologiczno-inżynierskiej. Rozważając krytycznie zasadność takiego podejścia, należy również zwrócić

---

<sup>1</sup> dr hab. inż., prof. AR, Katedra Geotechniki Akademii Rolniczej im. A. Cieszkowskiego w Poznaniu

<sup>2</sup> dr inż., Katedra Geotechniki Akademii Rolniczej im. A. Cieszkowskiego w Poznaniu

<sup>3</sup> dr, Katedra Geotechniki Akademii Rolniczej im. A. Cieszkowskiego w Poznaniu



uwagę na dokumentowaną w wielu badaniach możliwość rozbieżności w otrzymywanych wynikach, wynikającą z wpływu czynników związanych z metodą wykonywanych badań. Do tej pory jednak niewiele prac poruszało zagadnienie wpływu zmian chemizmu środowiska wodnego na uzyskiwane wartości granic Atterberga i w konsekwencji na ocenę stopnia plastyczności gruntu.

## **2. Czynniki wpływające na granice Atterberga**

Badaniom związanym z identyfikacją czynników, które wpływają na granice Atterberga poświęcono wiele publikacji (np. Seed i inni [9], Piaskowski [8], Młynarek [6], Dawson [2], Bauer [1], Lumb [5], Norman [7], Esrig i inni [3]). Na podstawie tych publikacji można w zależności funkcyjnej uwzględnić czynniki, które wpływają na uzyskiwane wyniki badania granicy płynności.

$$F_1 ( Y_1, X_1, X_2, X_3, X_4, X_5, X_6, X_7, X_8 ) = O \quad (1)$$

Odrębny jest sens fizyczny analizowanych czynników, a funkcja ta jest wymiarowo, fizycznie i strukturalnie niejednorodna. Zmienne w równaniu (1) oznaczają:  $Y_1$  – granicę płynności ( %);  $X_1$  – rodzaj gruntu opisany przez proporcje frakcji iłowej ( $f_i$ ) pyłowej ( $f_\pi$ ), piaskowej ( $f_p$ );  $X_2$  – typ mineralogiczny frakcji ilastej;  $X_3$  – temperaturę wody ( ° );  $X_4$  – zawartość  $\text{CaCO}_3$  ( % ) w gruncie;  $X_5$  – czas trwania leżakowania pasty gruntowej (min., godz., doby);  $X_6$  – skład chemiczny wody, np. wody nadosadowej (mg/l);  $X_7$  – tzw. efekt aparatu (związany z niedokładnościami wykorzystywanego urządzenia);  $X_8$  – tzw. efekt operatora (wynikający m.in. z większej lub mniejszej wprawy osoby wykonującej badanie).

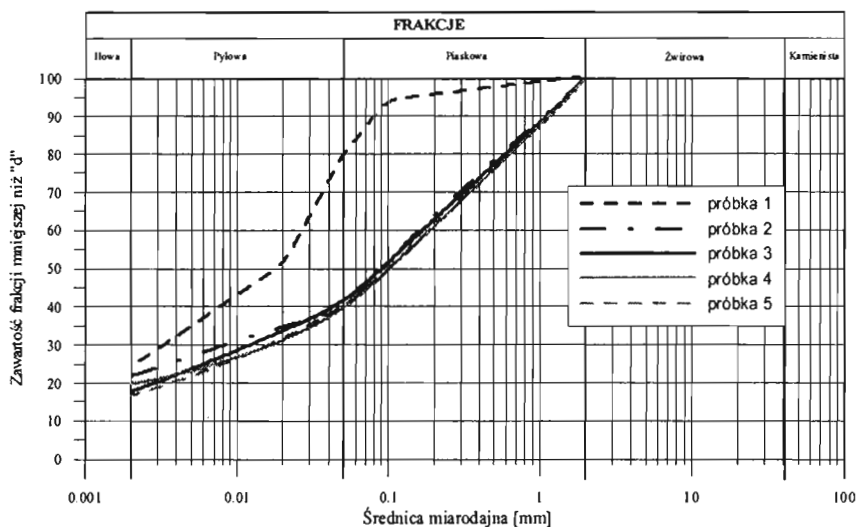
Funkcja opisująca proces badania granicy plastyczności ogranicza się do postaci:

$$F_2 ( Y_2, X_1, X_2, X_3, X_4, X_5, X_6, X_8 ) \quad (2)$$

gdzie:  $Y_2$  – granica plastyczności ( %).

### 3. Metoda i program badań

Część zmiennych, zdefiniowanych w zapisie funkcyjnym przyporządkowano w analizowanych badaniach granic Atterberga wartości stałe, a mianowicie zastosowano jeden aparat Casagrande'a do oznaczenia granicy płynności, a próbki charakteryzowały się ujednoczonym składem mineralogicznym frakcji iłowej. Temperatura wody była także w czasie badania stała. W analizie uwzględniono wpływ składu chemicznego wody, efektu czasu i operatora oraz składu granulometrycznego na granice płynności i plastyczności.



Rys. 1. Krzywe uziarnienia badanych próbek gruntów

Do badań wytypowano 5 próbek gruntów średniospoistych i spoistych zwięzłych, sklasyfikowanych jako gliny piaszczyste, gliny piaszczyste zwięzłe oraz gliny pylaste zwięzłe, przy czym zawartość frakcji iłowej nie przekraczała w tych gruntach 25% (ryc. 1). Makrostruktura pobranych glin była jednorodna, poza próbką nr 1, w której stwierdzono charakterystyczne dla czwartorzędowych glin polodowcowych konkracje węglanowe. Grunty pobrano z przedpola składowiska Żelazny Most w Rudnej.

Podczas badań użyto dwóch rodzajów wody: o obniżonej mineralizacji oraz silnie zmineralizowanej wody nadosadowej ze składowiska Żelazny Most (tab. 1). Badania wykonywali dwaj laboranci, na jednym aparacie Casagrande'a, w 4-ch replikacjach. Oznaczenia przeprowadzono bezpośrednio po przygotowaniu pasty gruntowej (granica płynności), a następnie po 1 i 4 tygodniach. Równolegle

wykonano oznaczenia na paście gruntowej, przygotowanej z wody nisko zmineralizowanej oraz wody nadosadowej. Po każdym zwiększeniu wilgotności pasty, próbkę pozostawiono na 24 godziny w eksykatorze odpowiednio nad wodą nisko lub silnie zmineralizowaną.

**Tabela 1.** Skład chemiczny zastosowanej wody nisko zmineralizowanej i wody nadosadowej, na przykładzie próbki nr 1 (analizę wykonano odpowiednio po 1 tygodniu i 4 tygodniach leżakowania).

Czynnik	Woda nisko zmineralizowana [mg/kg s.m.]		Woda wysoko zmineralizowana [mg/kg s.m.]	
	1 tydzień	4 tygodnie	1 tydzień	4 tygodnie
chlorki	1150	1130	3400	9000
siarczany	600	500	800	1800
węglowodany	350	300	300	300
sód	1300	1300	2400	6200
potas	500	500	1200	850
wapń	3800	3300	6100	9100

Dla zbadania wpływu na granice płynności efektu operatora, tj. osoby wykonującej badanie granicy płynności i aparatu przyjęto za Lumbem [5] następujący, ogólny model teoretyczny.

$$Y_{ijk} = \xi + \alpha_1 + \beta_j + \gamma_{ij} + \delta_{ijk} \quad (3)$$

$i = 1 \quad j = \text{od } 1 \text{ do } 2, \quad k = \text{od } 1 \text{ do } n$

gdzie :  $n$  - liczba replikacji oznaczania granicy płynności ( $Y_1$ ) lub plastyczności ( $Y_2$ ) przez jednego operatora;

$\xi$  - wartość badanego parametru nieobciążona „szumem”; składniki wpływające na „szum”:

$\alpha_1$ - reprezentuje efekt wpływu aparatu na granicę płynności, przy wartości oczekiwanej  $E(\alpha_1) = 0$  i stałej wartości wariancji;

$\beta_j$  - reprezentuje efekt operatora, przy wartości oczekiwanej  $E(\beta_j) = 0$  i wariancji  $E(\beta)$ ;

$\gamma_{ij}$  - reprezentuje interakcję pomiędzy aparatem i operatorem, z wartością oczekiwaną  $E(\gamma_{ij}) = 0$ , przyjęto, że dla obydwu operatorów wartość  $\gamma_{ij}$  jest stała (w przypadku granicy plastyczności ten parametr nie występuje w teście replikacyjnym);

$\delta_{ijk}$  - zmienna losowa o średniej równej zeru i wariancji  $V(\delta)$ .

Przedstawiony model wskazuje, że w ocenie zmienności granicy płynności i plastyczności badanych gruntów należy uwzględnić wariancje związane z efektem operatorów.

Analizę istotności różnic pomiędzy oznaczeniem granic Atterberga, uzyskanych przez dwóch operatorów oraz analizę składu chemicznego wody i efektu czasu (tzw. efektu Dawsona) na granice Atterberga wykonano w dwóch etapach. W pierwszym etapie wyniki porównano w parach w układzie operator Nr 1 - operator Nr 2.

W drugim etapie przeprowadzono analizę całościową wpływu wszystkich wymienionych wyżej czynników na granice Atterberga danej próbki. Do analizy statystycznej uzyskanych wyników wykorzystano wielozmienną analizę wariancji oraz jednoczynnikową analizę kowariancji.

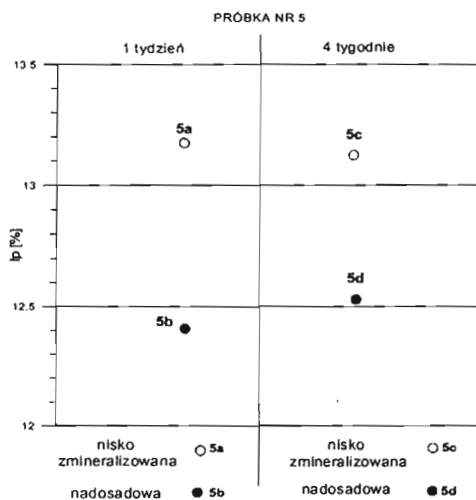
## **4. Analiza wyników**

Wpływ poszczególnych czynników na wyznaczone granice Atterberga przeanalizowano wykorzystując wielozmienną analizę wariancji [4]. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń ustalono wartość  $p$ , opisującą prawdopodobieństwo popełnienia błędu przy przyjęciu hipotezy o istnieniu różnic pomiędzy otrzymanymi wynikami, ze względu na dany czynnik. Uzyskane rezultaty wskazują, że w przypadku różnych próbek, wpływ poszczególnych czynników, zarówno na granicę plastyczności jak i płynności, jest niejednorodny (tabela 2). Zdecydowanie najmniejsze wartości  $p$ , świadczące o istotnym wpływie danego czynnika na różnice pomiędzy wynikami, obserwuje się jednak w wypadku silnej mineralizacji wody. Charakterystyczne jest, że nawet, jeżeli czynnik ten w sposób mało istotny wpływa na wartości samych granic Atterberga (próbka 5), to istotną rolę odgrywa w przypadku wskaźnika plastyczności (rys. 2).

Pozostałe czynniki nie mają tak jednoznacznego wpływu na rezultaty badań, choć, zgodnie z przypuszczeniami, istotniejszą rolę odgrywa operator przy badaniu granicy plastyczności niż przy badaniu granicy płynności.

Tabela 2. Wartości p dla poszczególnych czynników wyznaczone podczas analizy wariancji granic Atterberga oraz wskaźnika plastyczności  $I_p$ 

Numer próby	Czynnik	Wartość p		
		Granice Atterberga		Wskaźnik plastyczności $I_p$
		$w_p$	$w_L$	
1	Czas	0,60	0,86	0,84
	Operator	0,02	0,33	0,00
	Zmineralizowanie	0,08	0,09	0,02
2	Czas	0,49	0,56	0,14
	Operator	0,84	0,88	0,67
	Zmineralizowanie	0,08	0,13	0,27
3	Czas	0,18	0,69	0,36
	Operator	0,09	0,92	0,43
	Zmineralizowanie	0,03	0,07	0,26
4	Czas	0,04	0,75	0,15
	Zmineralizowanie	0,27	0,36	0,18
5	Czas	0,57	0,66	0,70
	Zmineralizowanie	0,51	0,20	0,07



Rys. 2. Przykład zmian wskaźnika plastyczności w zależności od czasu leżakowania pasty gruntowej oraz rodzaju wody zastosowanej do oznaczania granic Atterberga

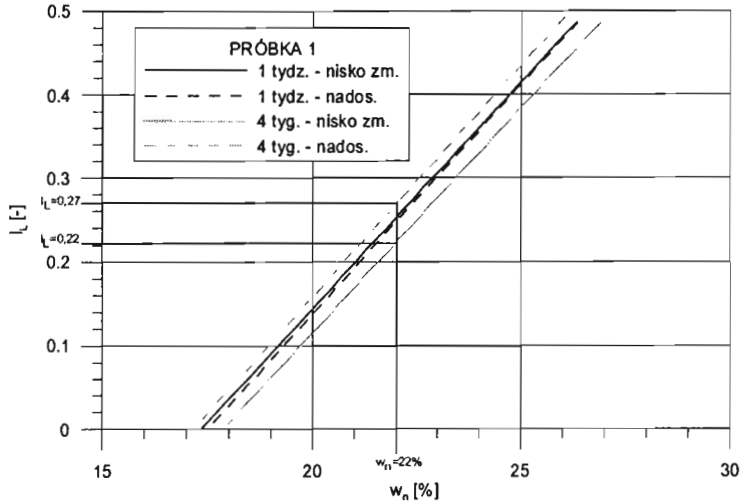
Wpływ poszczególnych czynników na wskaźnik plastyczności  $I_p$  przeanalizowano również za pomocą analizy kowariancji. Zastosowanie tej metody statystycznej umożliwiło równoczesną obserwację wpływu zmiennych dyskretnych (jak operator i czas) oraz ciągłych, którymi były stężenia 6 wybranych składników wpływających na skażenia medium oraz procentowe stosunki głównych frakcji gruntu. Wyniki analizy zestawiono w tabeli 3, przy czym wartości  $p$  mniejsze od przyjętego poziomu istotności  $\alpha = 0,05$  świadczą o istotnym wpływie danego czynnika.

**Tabela 3.** Wartości  $p$  poszczególnych czynników wyznaczone podczas analizy kowariancji w celu prognozowania wskaźnika plastyczności  $I_p$ .

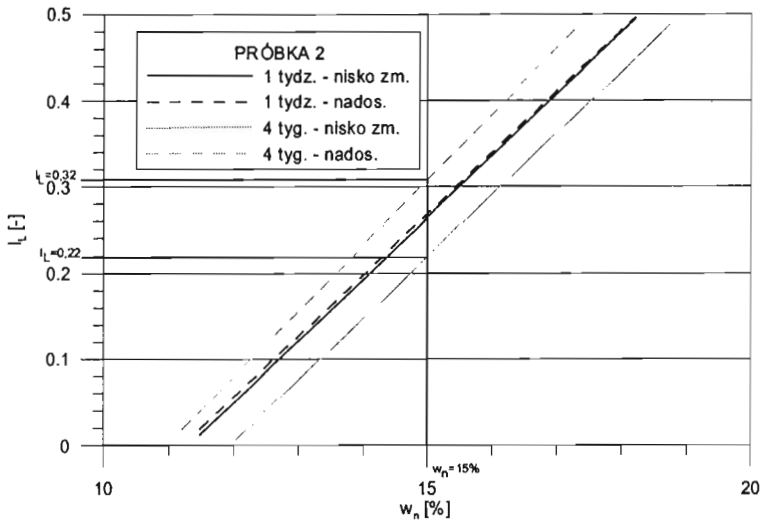
Czynnik	Wartość $p$	Czynnik	Wartość $p$
chlorki	0,004	magnez	0,309
siarczany	0,001	$f_p/f_{pyl}$	0,736
węglowodany	0,159	$f_p/f_i$	0,002
sód	0,007	$f_{pyl}/f_i$	0,439
potas	0,009	czas	0,488
wapń	0,006	operator	0,003

Jak można zaobserwować, spośród czynników związanych ze składem wody główny wpływ na wskaźnik plastyczności ma zawartość chlorków, siarczanów, sodu, potasu i wapnia. Decydujący wpływ na wyznaczone wartości  $I_p$  ma również stosunek zawartości frakcji piaskowej do ilowej. Z dwóch analizowanych zmiennych dyskretnych, także czynnik operatora wykazuje wyraźny związek ze zmianami analizowanego parametru.

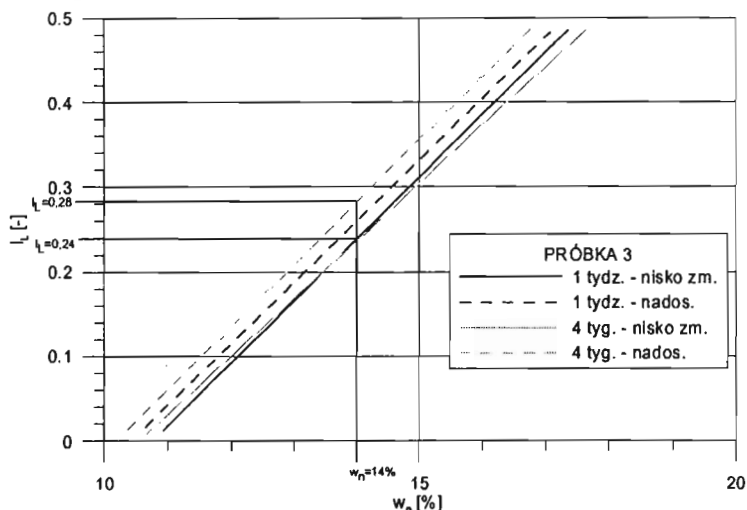
Kierując się stwierdzonymi zależnościami, w dalszej kolejności dokonano oceny praktycznego wpływu omawianych czynników na podstawowy parametr stosowany w praktyce inżynierskiej – stopień plastyczności  $I_L$ . Do obliczeń stopnia plastyczności wykorzystano średnie wartości granicy płynności i plastyczności z badania przy użyciu wody nisko zmineralizowanej oraz oddzielnie z badania przy użyciu wody wysoko zmineralizowanej, a także odpowiednie dla tych badań średnie wartości wskaźników plastyczności. Ze względu na wykazany wpływ uziarnienia na granice Atterberga i wskaźnik plastyczności, w interpretacji pogrupowano próbki w ten sposób, aby reprezentowały fragmenty podłoża o zbliżonym uziarnieniu. Według tej zasady na rys. 3 przedstawiono prognozę i ocenę zmiany stopnia plastyczności dla próbki nr 1, tj. gliny pylastej zwięzłej, na rys. 4, próbki nr 2 - gliny piaszczystej zwięzłej i na rys. 5 próbki 3 - gliny piaszczystej.



Rys. 3. Prognoza i ocena zmiany stopnia plastyczności gliny pylastej zwięzłej.



Rys. 4. Prognoza i ocena zmiany stopnia plastyczności gliny piaszczystej zwięzłej.



Rys. 5. Prognoza i ocena zmiany stopnia plastyczności gliny piaszczystej.

Na podstawie rys. 3, 4, 5 można sformułować poniższe, istotne dla oceny stopnia plastyczności gruntów w podłożu, spostrzeżenia.

- Ocena zmian stopnia plastyczności gruntów w podłożu, przy braku ingerencji wody o wysokiej mineralizacji, co odpowiada wyznaczeniu granic konsystencji i wskaźnika plastyczności z zastosowaniem wody niskozmierzalowanej, nie wykazuje zmian w czasie, jeśli zawartość frakcji iłowej nie przekracza 20%. Wniosek ten dotyczy badanych próbek glin piaszczystych nr 3,4,5. W przypadku gliny piaszczystej zwięzłej i gliny pylastej zwięzłej ( $f_i > 20\%$ ) zauważono efekt czasu, lecz jest on nieznaczny. Przykładową ocenę stopnia plastyczności podano dla wilgotności naturalnej równej 13%, 14%, 15%, i 22%.
- Gdy w podłożu ingeruje woda skażona o wysokim mineralizacji, ocena i prognoza zmiany stopnia plastyczności jest odmienna, niż podczas badania w sytuacji braku ingerencji wody skażonej w podłożu. Jeśli ingerencja wody ma miejsce, to ważnym czynnikiem jest czas. Różnica w ocenie stopnia plastyczności jest istotna, zarówno w odniesieniu do glin o zawartości powyżej i poniżej 20% frakcji iłowej. Zmienność uzyskiwanych wartości w czasie może być znaczna. Na rys. 4 można zauważyć, że różnica w oszacowaniu stopnia plastyczności dla próbki nr 2 po okresie 4 tygodni wyniosła ok. 30%.



## 5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań można sformułować kilka uogólnień, które przedstawiają się następująco:

- uzyskane wyniki w całej rozciągłości potwierdziły dane literaturowe o wpływie zmian uziarnienia, czasu i efektu operatora, na granice konsystencji, wyznaczone według metody Atterberga,
- wnioski z analizy statystycznej, którą przeprowadzono poprzez porównanie w parach oraz metodą kowariancji, były bardzo zbliżone. Za mało istotny statystycznie wpływ na granice konsystencji, a przede wszystkim wskaźnik plastyczności, okazał się być efekt operatora. Analiza porównawcza w parach jednoznacznie wykazała zróżnicowany w zależności od uziarnienia wpływ czasu i skażenia na zmienność granic konsystencji i wskaźnika konsystencji. Natomiast analiza kowariancji udokumentowała wpływ poszczególnych elementów (zmiennych zależnych i niezależnych), to jest zmian składu chemicznego gruntów oraz czasu na granice konsystencji, wskaźnik plastyczności i wskaźnik konsystencji. Za bardzo istotny i nowy element badawczy należy uznać to, że wykazano zróżnicowany wpływ wody wysoko zmineralizowanej na granice konsystencji i wskaźnik plastyczności.
- wpływ wody skażonej, która może ingerować w podłoże powoduje istotne reperkusje w prognozie oceny zmian stopnia plastyczności w podłożu. Mechanizm tych zmian należy uznać za bardzo skomplikowany i do tej pory nie został on wyjaśniony w literaturze naukowej. W tej sytuacji za celowe należy uznać kontynuowanie badań w tym zakresie.

## Literatura

- [1] Bauer E.: *History and development of the Atterberg limit tests*. Papers on Soils 1959 Meetings. A.S.T.M. Publication No 254 (1959).
- [2] Dawson R.: *Investigation of the Liquid Limit Tests of Soils*. Papers on Soils 1959 Meetings. A.S.T.M. Publication No 254 (1959)
- [3] Esrig M., Kezdi A., Liu T., Schmidt N. Thornburn T.: *Fundamental Aspects of the Atterberg Limits*. Discussion Journal of Soil Mechanics and Foundation. Proceedings of A.S.C.E. vol. 91 SM4 (1965)
- [4] Kala R.: *Elementy wnioskowania parametrycznego dla przyrodników*. Wyd. A. R. w Poznaniu (1999)

- [5] Lumb P.: *Application of statistics in Soil Mechanics*. Soil Mechanics New Horizons. Butterworths (1974)
- [6] Młynarek Z.: *Wpływ właściwości gliny zwałowej zlodowacenia środkowopolskiego (Riss) na granicę płynności*. Archiwum Hydrotechniki T.XVI. z.1 . (1969)
- [7] Norman L.: *Comparison of Values of Liquid Limit determined with Apparatus heaving bases of different hardness*. Geotechnique. Vol.8 (1958)
- [8] Piaskowski A.: *Fizyczne, fizykochemiczne i chemiczne właściwości budowlanych gruntów spoistych*. Arkady (1963)
- [9] Seed B., Woodward R., Lundgren R.: *Fundamental Aspects of Atterberg Limits*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Discussion. Proceedings of A.S.C.E. SM6 (1964)

## **THE EFFECT OF SELECTED FACTORS ON ASSESSMENT OF PLASTICITY OF MORAINÉ AND MARGINAL LAKE CLAYS**

**Summary:** The article presents the results of analysis of the effect on Atterberg limits in selected soils of such factors as changes in the chemism of the medium, i.e. ground water, change of the operator determining Atterberg limits, time (the so-called Dawson effect) and granulometric composition of soil. In the general assessment of Atterberg limit variation the expected effect of the above mentioned factors on the plasticity index and the assessment of plasticity was presented in case of subsoil formed from the selected soils. Statistical methods (multivariate analysis of variance, analysis of covariance) were applied to process the results and draw conclusions.



*Piotr Ostrowski<sup>1</sup>*

## **Wykorzystanie GIS i GPS w badaniach hydrograficznych prowadzonych w celu dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich (na przykładzie koryta dużej rzeki nizinnej i sztucznego zbiornika)**

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono możliwość zastosowania technologii GIS i GPS w badaniach hydrograficznych w celu dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich w dwu odmiennych od siebie środowiskach – rzeczonym i jeziornym, różniących się także skalą obiektów. Na przykładzie wyników badania strefy korytowej Wisły środkowej i małego zbiornika wodnego w Sierpcu podjęto próbę oceny przydatności zintegrowanego zestawu echosonda-GPS do badania procesów geodynamicznych przebiegających w tych środowiskach. Określenie charakteru i dynamiki procesów jest niezbędne przy formułowaniu prognoz geologiczno-inżynierskich.

### **1. Wstęp**

Olbrzymi rozwój technologii informatycznych spowodował, że GIS stał się uniwersalną platformą gromadzenia i wymiany informacji, a także potężnym narzędziem analitycznym w wielu gałęziach gospodarki i nauki. Ponieważ istotą systemu GIS jest gromadzenie danych odniesionych przestrzennie do powierzchni Ziemi jego naturalnym uzupełnieniem jest GPS, który pięć lat temu został w pełni

---

<sup>1</sup> mgr inż., Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego

udostępniony cywilnym użytkownikom. Stworzyło to nowe możliwości prowadzenia badań i ich dokumentowania.

W artykule przedstawiono niektóre wyniki badania strefy korytowej rzeki oraz sztucznego zbiornika, prowadzonego pod kątem określenia charakteru i skali procesów geodynamicznych przebiegających w tych środowiskach. Wiedza taka jest kluczowym materiałem do konstruowania prognozy geologiczno-inżynierskiej [2]. Jest ona istotnym elementem w procedurze dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich, zarówno na potrzeby planowania przestrzennego jak i warunków lokalizacji i posadowienia obiektów inżynierskich.

W wypadku tych dwóch środowisk przestrzenne orientowanie form morfologicznych, lokalizacja stref prowadzonych badań (określanie profilu litologicznego, poboru prób do analiz), czy rejestracja procesów geodynamicznych, przy zastosowaniu tradycyjnych metod geodezyjnych są bardzo czasochłonne. Wykorzystanie technologii GIS i GPS umożliwia precyzyjne prowadzenie, dokumentowanie i analizę wyników tego typu prac terenowych.

## **2. Cel badań**

Celem badań było określenie przydatności pomiarów batymetrycznych, z zastosowaniem zintegrowanego zestawu echosonda – GPS, do oceny dynamiki środowiska rzeczno-jeziornego, na obiektach o różnej wielkości i charakterze, w zróżnicowanych warunkach hydrologicznych. Różna skala prowadzonych badań pozwoliła z jednej strony zweryfikować dokładność pomiarów prowadzonych przy użyciu zestawu odbiornik DGPS i echosonda, z drugiej strony umożliwiła ocenę jego przydatności do analizy form geomorfologicznych (rynnny erozyjne przepływów wezbraniowych, odsypy i inne) oraz morfologii dna obu odmiennych środowisk.

## **3. Metodyka**

Prace prowadzono w obrębie wybranych odcinków Wisły środkowej, a także sztucznego jeziora zlokalizowanego w centrum Sierpca.

Analizowane odcinki koryta Wisły miały od 3 do 9 kilometrów długości. Znajdowały się one w obrębie dwóch różnych pod względem budowy geologicznej i morfologii obszarów. Na obszarze Przełomu Wisły [5] dolina uformowana jest w litych skałach mezozoiku (głównie górnej kredy). Poniżej Przełomu szerokość

doliny zwiększa się. W podłożu występują różnorodne osady glacialne oraz skały luźne trzeciorzędu – piaski i gliny oligocenu, piaski i mułki miocenu oraz plioceńskie osady ilaste – ility pstry.

Analizowane jezioro jest formą sztuczną, położoną na obszarze, który zbudowany jest z osadów morenowych stadiała leszczyńsko-poznańskiego zlodowacenia Wisły. Występowanie w profilu tych osadów nieciągłych drobnych przewarstwień wodonośnych przemawia za brakiem kontaktu wód wypełniających sztuczną misę z lokalnymi i regionalnymi poziomami wodonośnymi. Jezioro zasilane jest przede wszystkim spływem powierzchniowym [4]. Wymiary jeziora wynoszą 150x180 metrów.

Pomiary batymetryczne koryta Wisły i zbiornika w Sierpcu wykonano tym samym zestawem pomiarowym, składającym się z echosondy i odbiornika DGPS działającego w systemie EGNOS (wykorzystującym do korekcji różnicowej satelity geostacjonarne Europejskiej Agencji Kosmicznej) o dokładności poziomej ok. 0,5m. W pamięci wewnętrznej echosondy zapisywane były punktowe pomiary głębokości (wykonywane z częstotliwością 1 pomiar na sekundę) i przyporządkowane im współrzędne geograficzne. Dane te zostały poddane interpretacji przez specjalistyczne oprogramowanie, w wyniku czego powstały mapy batymetryczne i hipsometryczne, umieszczone następnie w bazie danych GIS.

Wiercenia, odsonięcia, miejsca poboru próbek, położenie rozpoznanych form geomorfologicznych czy ważnych, wpływających na dynamikę procesów korytowych, elementów zabudowy hydrotechnicznej, lokalizowano przy pomocy ręcznego odbiornika DGPS o dokładności poziomej ok. 2 metry [6]. Wszystkie wyniki zostały umieszczone w bazie danych GIS, której podkład rastrowy stanowiły „skalibrowane” mapy topograficzne, wykonane w układzie Pułkowo 42 i skali 1:25000. W wypadku zbiornika w Sierpcu, dla podniesienia dokładności podkładu rastrowego „wkalibrowano” jego mapę dokumentacyjną w skali 1:1000.

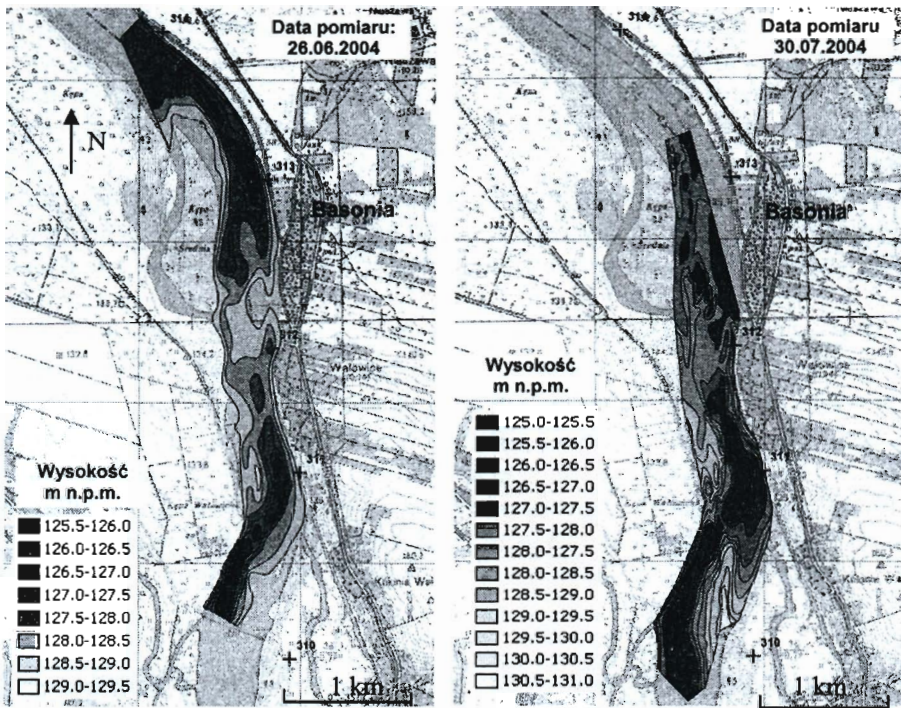
## **Trzy przykłady uzyskanych wyników i ich znaczenie dla konstrukcji prognozy geologiczno-inżynierskiej**

### Wisła

#### **Rejon Basonii (km 310-314 biegu rzeki):**

W rejonie Basonii przeprowadzono dwie serie pomiarów hydrograficznych przy różnym napełnieniu koryta (rys.1.). Pierwsza została wykonana podczas stanów średnich, druga zaś podczas letniego wezbrania. Echosondaż wykonany

w warunkach stanów średnich wykazał występowanie prawie ciągłej strefy przegłębień. Jej przebieg związany był z oddziaływaniem budowli hydrotechnicznych, w warunkach niewielkiej głębokości przeróbki aluwiów. Pomiarzy wykonane w czasie wezbrania, kiedy głębokość przeróbki była większa, wykazały powstawanie, szczególnie w dolnej części analizowanego odcinka, licznych kotłów eworsyjnych. Miało to związek z występującymi w obrębie serii współczesnych aluwiów korytowych warstw żwirowych oraz gruzu ze zniszczonych budowli regulacyjnych, które stwierdzono wierząc i sondując koryto. Zjawisko eworsji - erozji wirowej jest częstą przyczyną awarii urządzeń zabudowy hydrotechnicznej koryta.

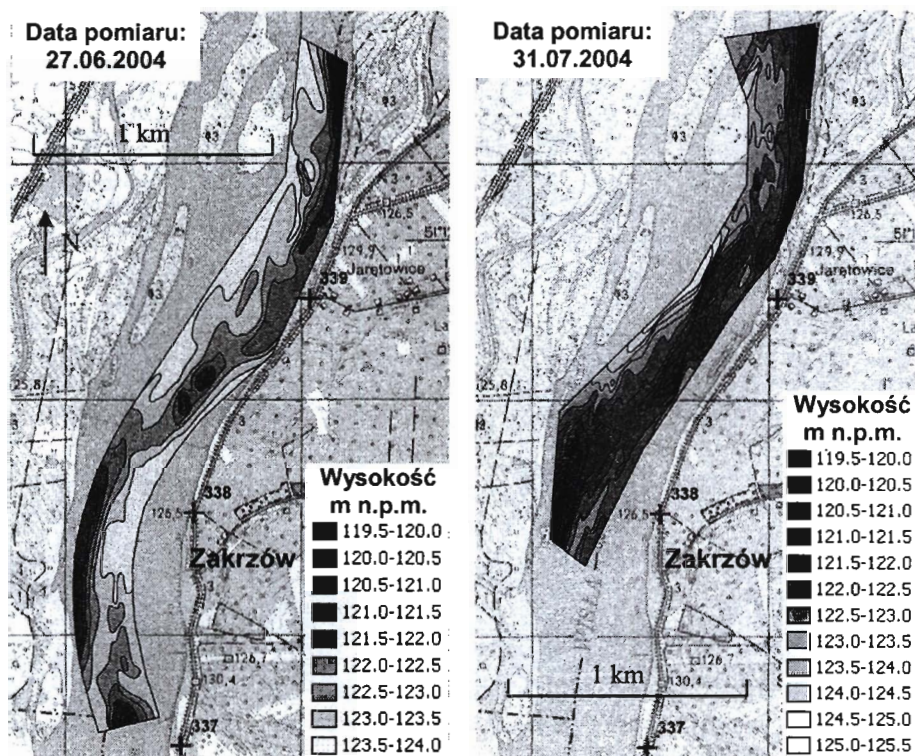


**Rys.1.** Zmiany morfologii dna koryta Wisły w rejonie Basonii na podstawie echosondażu wykonanego przy średnim i wysokim stanie wody



### Rejon Zakrzowa (km 337-340 biegu rzeki):

W rejonie Zakrzowa badania przeprowadzono w tych samych warunkach hydrologicznych co w rejonie Basonii (rys.2.). W czasie trwania stanów średnich przebieg głównego nurtu był w zasadzie zgodny z przebiegiem trasy regulacyjnej. W czasie wezbrania, kiedy przeróbka aluwiów dotarła do żwirowych przewarstwień, których istnienie stwierdzono w profilu współczesnych aluwiów korytowych w trakcie przeprowadzonego sondowania [1], powierzchnia dna wykazywała znacznie bardziej skomplikowaną morfologię. Zaobserwowano, że, podobnie jak w rejonie Basonii, wody wezbraniowe rozmyły współczesne aluvia korytowe jedynie do poziomu żwirowych przewarstwień, które stabilizowały powierzchnię dna w warunkach tego wezbrania.

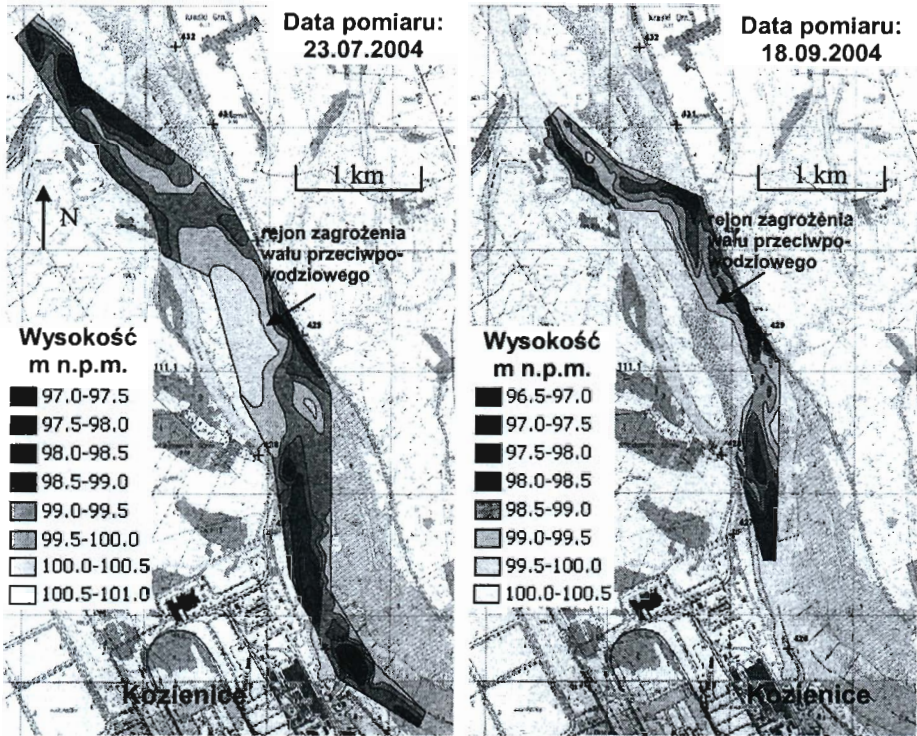


**Rys.2.** Porównanie zmian morfologii dna koryta Wisły w rejonie Zakrzowa na podstawie echosondażu wykonanego przy średnim i wysokim stanie wody



**Rejon Kozienic (km 426-432 biegu rzeki):**

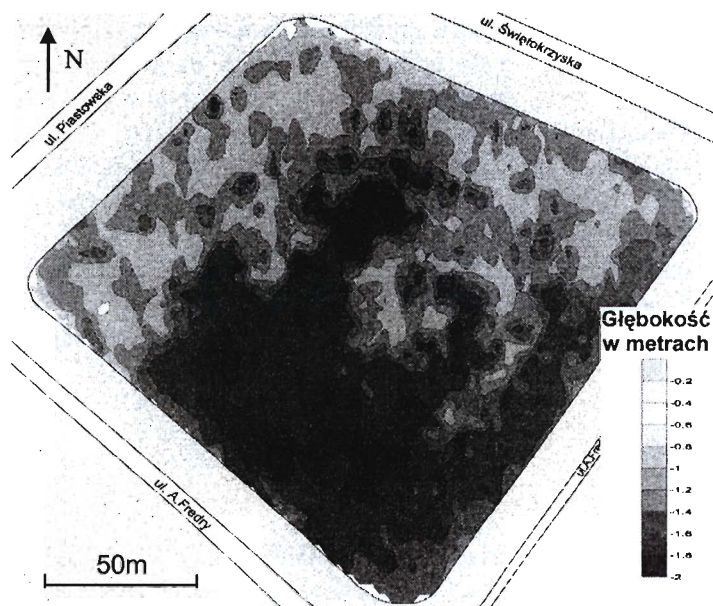
W rejonie Kozienic badania wykonano przy wysokim i niskim stanie wody (rys.3.). Zarówno podczas niżówki, jak i podczas przepływu pełnokorytowego zarejestrowano trwałą tendencję do kierowania głównego nurtu zgodnie z przebiegiem rynien przepływów wezbraniowych znajdujących się na północny wschód od współczesnego, uregulowanego koryta, poza wałem przeciwpowodziowym (km 429). Jedna z rynien wykorzystywana jest obecnie przez rzekę Okrzejkę. Tendencja ta ma związek z ukształtowaniem powierzchni podłoża holocenijskich aluwów i jest zagrożeniem dla trwałości i bezpieczeństwa wałów przeciwpowodziowych.



**Rys.3.** Zmiany morfologii dna koryta Wisły w rejonie Kozienic na podstawie echosondażu wykonanego przy wysokim i niskim stanie wody

### Zbiornik wodny w Sierpcu

Wynikiem przeprowadzonych pomiarów jest opracowana mapa batymetryczną jeziora (rys.4.). Mimo niewielkiej głębokości i niewielkich rozmiarów obiektu, wykonane badania wykazały zróżnicowanie morfologii dna. Głębokość zbiornika waha się w przedziale od 0.8 metra w północnym narożniku do 2 metrów w jego środkowej i południowej części. Wykonane badanie osadów pobranych z dna wykazało, że ze sływem powierzchniowym dociera do zbiornika znikoma ilość materiału mineralnego. Pod warstwą namulów organicznych występują tu przeważnie gliny piaszczyste, przykryte warstwą piasków gliniastych kilkucentymetrowej miąższości. Stwierdzona zróżnicowana morfologia jest następstwem nierównomiernego rozkładu substancji organicznej, wynikającego z charakterystycznego dla zbiornika mechanizmu jej agradacji. Na podstawie wyników badań osadów dennych [3] można przypuszczać, że płytsze miejsca zbudowane są z substancji torfowej powstającej z kęp roślinności dennej, pomiędzy którymi deponowane są luźne namuły. Przyrost substancji organicznej ze względu na ekspozycję jest intensywniejszy w bardziej nasłonecznionej części jeziora.



Rys.4. Mapa batymetryczna zbiornika wodnego w Sierpcu wykonana na podstawie echosondażu z dnia 15.04.2005r

## 4. Wnioski

1. Wykonane badania wykazały przydatność echosondy zintegrowanej z odbiornikiem GPS do celów dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich, zarówno w środowisku rzeczonym jak i jeziornym. Określenie zmian dynamiki procesów erozyjno-akumulacyjnych z wykorzystaniem przedstawionej metody umożliwia formułowanie bardziej wiarygodnych prognoz geologiczno-inżynierskich, dotyczących posadawiania, użytkowania i bezpieczeństwa elementów zabudowy hydrotechnicznej koryt.
2. Stosowanie zintegrowanego zestawu pomiarowego w badaniu koryt rzek umożliwia dokładne odzwierciedlenie morfologii dna przy różnych stanach, co pozwala określić tendencję procesów korytowych, mających znaczenie dla przewidywania zagrożeń budowli hydrotechnicznych. Umieszczenie wielu serii pomiarowych w bazie danych GIS ułatwia ich szczegółową analizę porównawczą.
3. Otrzymany w wyniku przeprowadzonych badań przestrzenny model powierzchni dna zbiornika umożliwia, w połączeniu z wynikami sondowań geologicznych i analizy próbek gruntów, dokonanie precyzyjnych wydzieleni środowisk sedimentacyjnych pod względem ich dynamiki. Zagadnienie to jest szczególnie ważne przy wyznaczaniu miejsc poboru prób osadów do badań geochemicznych.
4. Deklarowana przez producentów dokładność zestawu echosonda – GPS okazała się wystarczająca do określenia prawidłowości procesów depozycyjnych w niewielkim i płytkim zbiorniku.
5. Zastosowana technologia charakteryzuje się dużą uniwersalnością. Wyniki badań echosondażowych, prowadzonych w różnej skali i na różnych poligonach badawczych, można umieścić i analizować w tej samej bazie danych GIS.

## Literatura

- [1] Falkowski T. (kier.), Złotoszewska-Niedziałek, Popek Z., Wilk E., Ostrowski P., Falkowska E., Górka M., Ostrowska A.: *Związek dynamiki wybranych procesów korytowych, ze zróżnicowaniem rzeźby i litologii podłoża aluwiiów na przykładzie doliny Wisły Środkowej od Annapola do Modlina*; sprawozdanie z realizacji projektu badawczego KBN nr 8T07G 020 21, Katedra Geoinżynierii SGGW, Warszawa, 2004.

- [2] Kowalski W.C., 1985: *Geologia inżynierska*; Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa.
- [3] Król P. i inni, 2005: *Zbiornik wodny „Jeziorko”. Oczyszczanie i utrzymanie zbiornika oraz przywrócenie właściwych stosunków wodnych*. Ekspertyza na zlecenie Burmistrz Miasta Sierpca.
- [4] Pajnowska H., Sieradz A.: *Wstępna charakterystyka warunków hydrogeologicznych zbiornika wodnego w Sierpcu*. Ekspertyza na zlecenie Burmistrza Miasta Sierpca, Warszawa, 2002.
- [5] Pożaryski Wł., Maruszczak H., Lindner L.: *Chronostratygrafia osadów plejstocenijskich i rozwój doliny Wisły środkowej ze szczególnym uwzględnieniem przełomu przez wyżyny południowopolskie*; Prace Państwowego Instytutu Geologicznego CXLVII, pp. 57., 1994.
- [6] Walawski M., Oszczak S., Bakula M.: *Integracja pozycji satelitarnej z numerycznymi modelami terenu*, Konferencja nt.: Satelitarne metody wyznaczania pozycji we współczesnej geodezji i nawigacji, Dęblin 22-23.05.2001, Zeszyty Naukowe WSOSP w Dęblinie, 2, Dodatek: 102-109, Dęblin, 2001.

## **GIS AND GPS APPLICATION FOR HYDROGRAPHIC RESEARCH CARRIED OUT FOR ENGINEERING-GEOLOGICAL DOCUMENTATION PURPOSES (IN EXAMPLE OF LARGE LOWLAND RIVER CHANNEL AND ARTIFICIAL POND)**

**Summary:** The paper presents possibility of GIS and GPS application for hydrographic research aimed at evaluation of engineering geology conditions at two various sites representing river and lake environments. On the basis of the data collected at the middle Vistula river bad zone and small water storage reservoir in Sierpc, some efforts were undertaken aimed at evaluation of usefulness of integrated Echo Sounder GPS in tracing geodynamic processes taking place in those environments. The collecting data consists input parameters for prediction of engineering geology characteristics.



Krzysztof Parylak<sup>1</sup>

## Normowe wartości kąta tarcia gruntów niespoistych w świetle badań

**Streszczenie:** W pracy przeanalizowano różnice wartości kąta tarcia wewnętrznego trzech drobnoziarnistych niespoistych jednakowo uziarnionych piasków pylastych, uzyskane w badaniach trójosiowego ściskania, które porównano z wartościami  $\Phi$  podanymi w normie B - 03020. Jednakowo uziarnione grunty o szeroko zróżnicowanych cechach kształtu cząstek badano w stanie suchym przy 4 jednakowych stopniach zagęszczenia. Każdą serię próbek ścinano w aparacie trójosiowego ściskania przy naprężeniach  $\sigma_3$  10, 25, 50, 100 i 200 kPa. Dla uzyskanych obwiedni zinterpretowano wartości  $\Phi$  metodą stycznych. Uzyskane wartości porównano z kątami tarcia wewnętrznego piasku pylastego i drobnego podanymi w normie. Wykazano, że normowe wartości  $\Phi$  w przybliżeniu odpowiadają  $\Phi_{ev}$  gruntu skomponowanego z kulek szklanych, a więc niewystępującego w naturze gruntu o idealnie gładkich i okrągłych ziarnach. Stąd dalsze zmniejszanie wartości tego parametru przy wymiarowaniu o 10 % wartość  $\gamma_m$  dodatkowo zaniża go do nierealnych wartości. W przypadku naturalnego pyłu piaszczystego wartości  $\Phi$  są większe od normowych od 7 do 11°. Prowadzi to do niepotrzebnego przewymiarowywania budowli.

### 1. Znaczenie badań

Powszechnie panującą dotychczas w Polsce zasadą w doborze parametrów do wymiarowania konstrukcji geotechnicznych jest korzystanie z wartości podawanych w normie fundamentowej [7], określającej parametry techniczne gruntów na podstawie ich współzależności z  $I_D$ , lub  $I_L$ . Zależności te, podane na 5

---

<sup>1</sup> dr hab. inż. prof. ndzw., Akademia Rolnicza we Wrocławiu



wykresach i w 2 tabelach, stały się podstawą do projektowania większości fundamentów i innych konstrukcji geotechnicznych. W światowych podręcznikach i opracowywanych eurokodach trudno doszukać się zestawień podobnych zależności, a parametry zaleca się ustalać na podstawie badań [1,3].

To rozpowszechnione uproszczenie niejednokrotnie dodatkowo obarczane jest dalszymi błędami, wynikającymi z określania wartości  $I_D$  i  $I_L$  jedynie makroskopowo w czasie na ogół mało dokładnych badań terenowych. Do niedawna formalnie uprawnionymi do określania warunków posadowienia były niemal jedynie osoby mogące wykonywać roboty geologiczne. Na ogół nie byli to więc geotechnicy, rozumiejący zagadnienia mechaniki gruntów, lecz absolwenci geologii, uzyskujący uprawnienia geologiczne wydawane przez Departament Geologii. Działania te są nadal powszechne. W jednym ze znanych autorowi przypadków jednoosobowa firma nieposiadająca sprzętu i laboratorium tylko w 2005 roku wykonała ponad 30 dokumentacji geologiczno – inżynierskich, będących podstawą do projektowania obiektów różnej rangi. Wobec tego zjawiska nie może dziwić upowszechniona wśród inwestorów, konstruktorów, czy architektów opinia, że ocenę właściwości technicznych gruntu (*skądinąd najtrudniejszego materiału budowlanego*) można sprowadzać do prostych badań oraz oznaczeń w terenie i interpolacji pozostałych parametrów z kilku normowych wykresów. Nie służy to ani poprawnemu ustaleniu technicznych właściwości gruntów, ani postępowi w zakresie geotechniki. W badaniu innych materiałów budowlanych, o znacznie mniejszej zmienności cech, jak np. betonu, byłoby to nie do pomyślenia. Nie można także wykluczyć, że tolerowanie i rozpowszechnienie tak uproszczonego podejścia było, w standardach kształcenia inżynierów, przyczyną połączenia budownictwa mechaniki gruntów i fundamentowania w jeden przedmiot.

Dla wykazania niedokładności związku pomiędzy  $I_D$  a  $\Phi$  w niniejszym pracy dokonano porównania zmienności kątów tarcia wewnętrznego dla piasku drobnego i pylastego, podanych w normie [4], z wynikami badań trójosiowego ściskania przy 4 zmiennych zagęszczeniach dla 3 materiałów gruntowych o uziarnieniu niespoistego pyłu piaszczystego.

## 2. Charakterystyka badanych gruntów

Do badań użyto 3 naturalnych i sztucznych gruntów droбноziarnistych niezawierających frakcji ilowej, o uziarnieniu pyłu piaszczystego, ale różniących się kształtem i stopniem skonfigurowania powierzchni cząstek. Ponieważ równoległym celem badań była ocena wpływu kształtu cząstek na parametry tarcia

przy różnych stopniach zagęszczenia, wyeliminowano pozostałe czynniki wpływające na wartości oporu ścinania. Z tych względów badane pyły były jednakowo uziarnione, pozbawione wilgotności i miały zbliżony skład mineralny; zawartość krzemionki przekraczała w nich 90%. Stanowiły je kwarcowe kulki szklane, eoliczny pył piaszczysty z Krakowian i popiół lotny z węgla kamiennego z mokrego składowiska elektrowni w Łaziskach. Niektóre cechy podano w tabeli 1.

Tabela 1. Podstawowe właściwości gruntów

Rodzaj pyłu piaszczystego	$d_{60}$	$d_{10}$	U	$\rho_s$ [t/m <sup>3</sup> ]	S [m <sup>2</sup> /g]	Wskaźnik cech kształtu $\zeta_c$
Kulki szklane	0,071	0,021	3,4	2,453	0,268	1,00
Pył piaszczysty z Krakowian	0,080	0,021	4,0	2,667	0,395	0,67
Popiół lotny	0,080	0,019	4,2	2100	1,340	0,48

Istotny dla rozpatrywanego zagadnienia wskaźnik cech kształtu cząstek zdefiniowano i obliczono w pracy [8], badając kulistość, stopień ostrokrawędzistości naroży i wskaźnik szorstkości powierzchni, które to cechy ujęto w jeden zsumowany wskaźnik  $\zeta_c$ . Badania wykonano na seriach mikroskopowych zdjęć cząstek, dokonując pomiarów i obliczeń potrzebnych do określenia każdej z cech kształtu metodami zaproponowanymi przez Wadella i Leesa [6, 8].

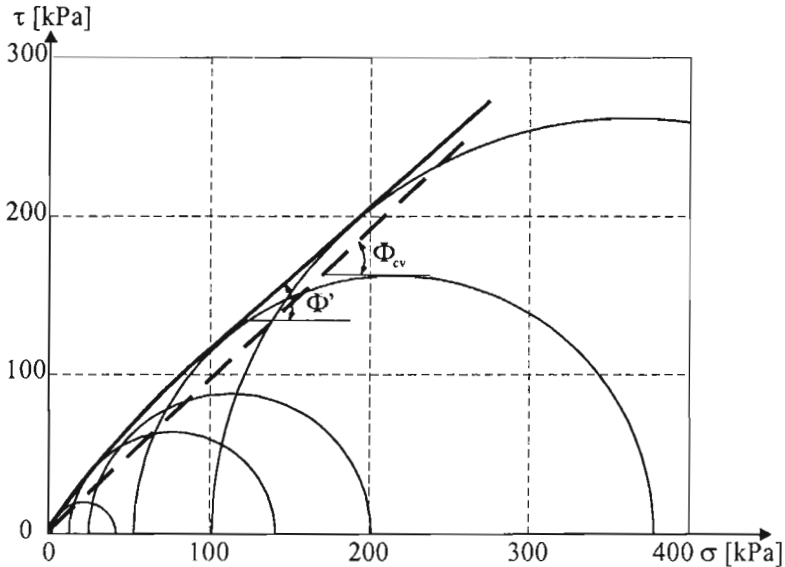
Badania zagęszczalności wykonano w aparacie wibracyjnym określając  $e_{max}$  i  $e_{min}$ , w przedziale których określono gęstości objętościowe szkieletu  $\rho_d$ , odpowiadające porównywalnym dla każdego gruntu stopniom zagęszczenia  $I_D$  o jednakowych wartościach 0,1, 0,3, 0,6, i 0,8. Zagęszczone do tych stopni próbki badano w aparacie trójosiowego ściskania.

### 3. Badanie wytrzymałości na ścinanie

Badanie suchych próbek formowanych w dwudzielnym cylindrze mocowanym w podstawie komory aparatu trójosiowego ściskania wykonano metodą UU z pomiarem ciśnienia powietrza w porach, zgodnie z zasadami procedury badania wytrzymałości na ścinanie [3]. Badania wykonano przy naprężeniach komorowych 10, 25, 50, 100 i 200 kPa, rejestrując m.in. zmiany

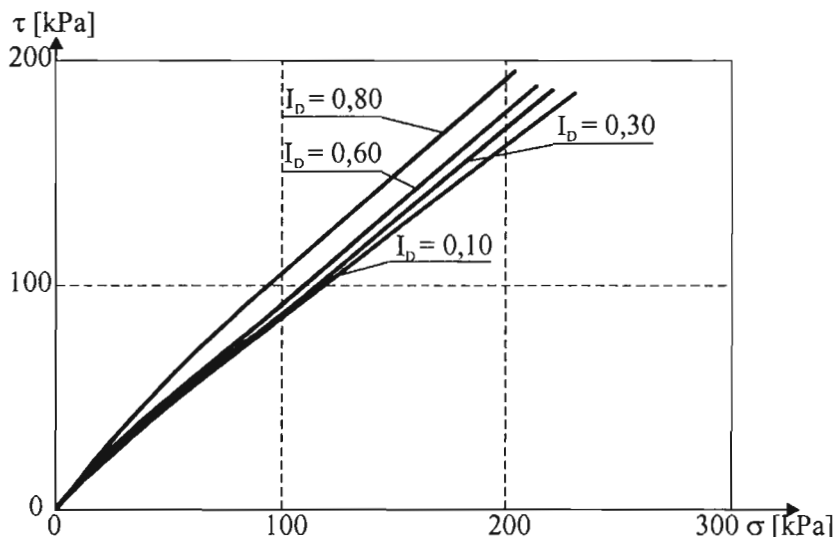


rozszerzalności bocznej próbek w procesie ścinania prowadzonego do odkształceń osiowych około 10 – 12 %. Pomiaru te pozwoliły określać zmiany porowatości na każdym etapie ścinania. Obwiednie kół Mohra wykreślono dla dewiatorów naprężeń, a także dla naprężeń odpowiadających długiej drodze ścinania, co w przybliżeniu można uznać jako wytrzymałość odpowiadającą wartości kąta  $\Phi_{cv}$ .



Rys. 1. Obwiednia kół Mohra z badań popiołu lotnego o zagęszczeniu próbek do  $I_D = 0,80$

Uzyskane obwiednie kół w przedziale mniejszych naprężeń normalnych wykazywały znaczące krzywizny, które w celu interpretacji wartości kąta tarcia wewnętrznego zinterpretowano metodą stycznych do obwiedni, wyznaczonych dla danego naprężenia  $\sigma_n$ . Przykład interpretacji podano na rys. 1, wykazując, że styczna wykazuje wyraźną krzywiznę różnicującą wartości szczególnie w zakresie naprężeń normalnych od 0 do 100 kPa [5, 8, 9]. Wykreślona na podstawie wyników badań obwiednia dla naprężeń ustabilizowanych na długiej drodze ścinania okazała się linią prostą, co tłumaczą mechanizmy tarcia dominujące na tym etapie odkształcenia [11]. Przykładowe zróżnicowanie obwiedni dla naturalnego pyłu piaszczystego przy różnych zagęszczeniach podano na rysunku 2.



Rys. 2. Zmienność obwiedni kół Mohra naturalnego pyłu piaszczystego przy różnych stopniach zagęszczenia

## 4. Zależność kąta tarcia wewnętrznego od zmian zagęszczenia gruntów

Interpretacja obwiedni kół Mohra metodą stycznych pozwoliła ustalić zależność kąta tarcia wewnętrznego od zmian porowatości. Na rysunkach 3 i 4 przedstawiono wartości kąta tarcia wewnętrznego  $\Phi'$  uzyskane dla serii badania 5 próbek każdego z materiałów o założonym zagęszczeniu. Wykazują one wyraźne wzrosty  $\Phi'$ , przyrastające w różnym stopniu w zależności od zakresu naprężeń normalnych. W zależnościach tych należy zwrócić uwagę na pomijaną w dotychczasowych interpretacjach dominująca rolę cech kształtu cząstek.

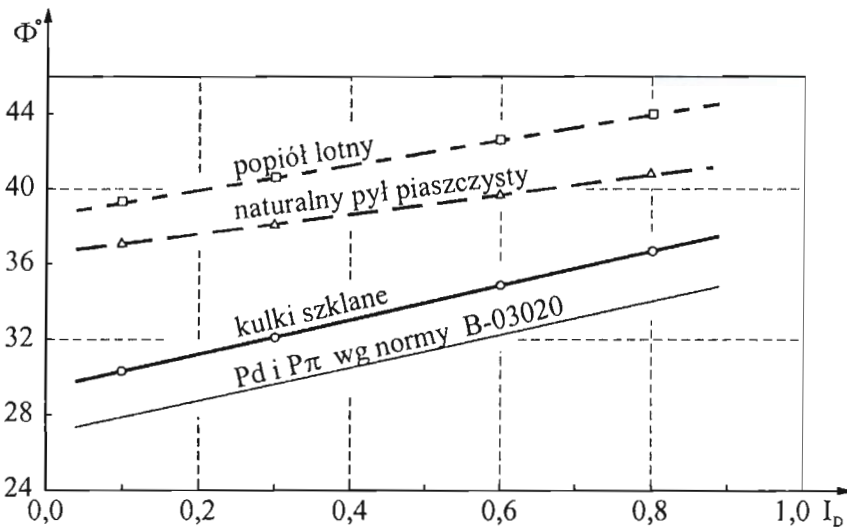
Przy małych naprężeniach normalnych uzyskiwane wraz ze wzrostem zagęszczenia w przedziale  $I_D$  od 0,1 – 0,8 przyrosty kąta tarcia wewnętrznego w przypadku badań kulek szklanych wynoszą od  $30^\circ$  do  $39^\circ$ . W badaniu gruntów o naturalnych nieregularnościach cząstek, zdefiniowanych przez  $\zeta_c$  (tab.1), kąty te wzrastają od  $40$  do  $47^\circ$ , a w przypadku bardzo nieregularnych ziaren popiołów – od  $42$  –  $50^\circ$ .

Przy naprężeniach  $\sigma_n = 100$  kPa uzyskane zróżnicowania i wartości są nieco mniejsze. Dla kulek szklanych kąt tarcia wewnętrznego wzrasta od  $30$  do  $36^\circ$ , dla eolicznego pyłu piaszczystego od  $37$  –  $41^\circ$ , a w badaniach popiołu od  $38$  do  $44^\circ$ .

Zróznicowania te wskazują na niedocenianą i rzadko uwzględnianą rolę cech kształtu cząstek, która w tych zagadnieniach mechaniki gruntów okazuje się dominująca. Opinie takie formułowane są także w znaczących podręcznikach. Omawiający to zagadnienie Bell [1] stwierdza na przykład, że „kształt jest prawdopodobnie najbardziej podstawową właściwością cząstek, ale niestety jest on bardzo trudny do określenia”.

## 5. Porównanie wyników badań i wartości podanych w normie B – 03020

Na tle tych wyników istotnym praktycznym problemem jest stosowanie zależności podawanych w normie [7], wg której w zakresie stopnia zagęszczenia od 0,10 do 0,80 wartość  $\Phi$  wzrasta od 26 – 34 °. Są to zatem kąty tarcia znacznie mniejsze od wartości  $\Phi'$  uzyskanych w badaniach identycznie zagęszczonych gładkich kulek szklanych od 2 – 4 ° i aż od 8° – 10° od kątów uzyskanych dla identycznie uziarnionego i zagęszczonego popiołu. Wartości z normy pokrywają się w przybliżeniu z kątami  $\Phi_{cv}$  otrzymanymi dla kulek szklanych, które wyniosły od 26 do 30 °. Tych niezgodności nie pomniejsza także fakt, że badane grunty były w stanie suchym, gdyż w gruntach niespoistych wilgotność nie obniża oporów tarcia, a przy małej zawartości wody powoduje wzrost tarcia [4].



Rys. 3. Porównanie zmienności kąta tarcia wewnętrznego pyłów piaszczystych, badanych przy naprężeniu  $\sigma_n = 100$  kPa z wartościami  $\Phi$  podanymi w normie

Drugim merytorycznym problemem jest podawanie dla gruntów niespoistych w zależnościach normowych wartości  $\Phi_u$  zamiast  $\Phi'$ , co jest sprzeczne z ideą istniejącej od 1924 roku teorii naprężeń efektywnych Terzaghiego. Norma [7] nie uwzględnia tego, że naprężenia całkowite w procesie ścinania, a tym samym przy obciążaniu podłoża, występują wówczas, gdy obciążenie przykładane jest tak szybko, że woda znajdująca się w kontaktach międzycząstkowych nie zdąży odpłynąć, co jak wiadomo w gruntach niespoistych nie ma miejsca. Bishop i Bjerrum [2], ujmując zagadnienie, różnicy w wytrzymałości w naprężeniach całkowitych i efektywnych, stwierdzają, że różnica w charakterystyce wytrzymałościowej piasku i iltu leży nie tyle w różnicy cech tarcia cząstek wchodzących w skład tych gruntów, ile w różnicy wodoprzepuszczalności tych materiałów. Wbrew tym zasadom w większości dokumentacji geologiczno-inżynierskich ich autorzy, stosując bezkrytycznie zapisy normy, podają dla żwirów, pospółek, czy piasków ich parametry w naprężeniach całkowitych, a co gorsza błędy te przenoszone są przez inżynierów do dokumentacji projektowych.

## 6. Wnioski

1. Jak wykazano w badaniach, bardzo duży wpływ na wartości kąta tarcia ma pomijany w interpretacjach normowych kształt cząstek. Spadek wskaźnika nieregularności  $\zeta_c$  od 1,00 do 0,48 powoduje wzrost kąta tarcia  $\Phi'$  od  $12^\circ$  w gruntach luźnych do  $10^\circ$  w gruntach zagęszczonych.
2. Podawane w normie kąty tarcia wewnętrznego  $P_\pi$  i  $P_d$  odpowiadają wartości kąta tarcia  $\Phi_{cv}$  kulek szklanych, a więc nieistniejącego w naturze gruntu o niemal idealnie gładkich i kulistych ziarnach. Dla naturalnego pyłu piaszczystego uzyskane przy  $\sigma_n = 100$  kPa wartości  $\Phi'$  są większe od normowych od  $7^\circ$  do  $11^\circ$ .
3. Norma błędnie określa kąt tarcia wewnętrznego, podając zamiast  $\Phi'$  parametr  $\Phi_u$ , który odpowiada warunkom uniemożliwionego odpływu wody ze strefy ścicia, co w wypadku gruntów niespoistych nie ma miejsca. W ślad za tym parametry  $\Phi_u$  powszechnie podawane są w większości dokumentacji z badań i w projektach.

## Literatura

- [1] Bell F. and contributors: *Ground Engineer's Reference Book*, Butterwords, London, Boston, Durbon, Singapore, Sydney, Toronto, Wellington, 1987.
- [2] Bishop A., Bjerrum L.: *The Relevance of the Triaxial test to the Solution of Stability*, Norwegian Geotechnical Institute, Nr. 34, 1960.
- [3] Head K.: *Manual of soil laboratory testing*, Vol. 3, Pentech Press, London, 1986
- [4] Horn H, Deere M.: *Frictional characteristics of minerals*, Geotechnique 12, no 4, (1962), p. 319- 335.
- [5] Griffiths D.: *Failure criteria interpretation bases on Mohr-Coulomb friction*, Journal of Geotechnical Engineering, no 6, 1990, p. 986-999.
- [6] Lees G.: *New method for determining the angularity of particles*, Sedymetology, no. 3, 1964, p. 2-21.
- [7] Norma PN/81/B-03020 *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli*.
- [8] Parylak K.: *Charakterystyka kształtu cząstek drobnodziarnistych gruntów niespoistych i jej znaczenie w ocenie wytrzymałości*, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej w Gliwicach, Zeszyt nr 90, (2000), Gliwice, (praca habilitacyjna).
- [9] Parylak K.: *Wpływ kształtu cząstek gruntów niespoistych na zmienność obwiedni krzywizny Mohra*, Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 2, (2003), s.82 – 86.
- [10] Parylak K.: *Problemy interpretacji kąta tarcia wewnętrznego w badaniach trójosiowego ściskania gruntów niespoistych*, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej w Gliwicach, z. 93, Gliwice, 2003, s. 23 -30.
- [11] Rothenburg R, Bathurst R, Matyas E.: *Mechanism of fabric evolution in granular media*, XII ICSMFI, Rio do Janeiro, vol. 1, 1989, p. 753 -756.

## **VALUES OF TANGENT ANGLE OF SHEAR RESISTANCE OF COHESIONLESS SOIL FROM TRAXIAL TEST COMPARED TO VALUES IN POLISCH STANDARD**

**Summary:** The difference between values of tangent angle of shear resistance and values proposed in polish standard PN-81/B-03020 were analyzed. The series of three silty - sand mixture about the same grain size distribution were tested in traxial test. The series of dry samples were compacted to different initial relative density  $D_r$  0,10 – 0,30, and tested in stress range from 10 to 200 kPa. The values proposed by polish standard are approximated to  $\Phi_{cv}$  obtained in glass ballotini, and are smaller from natural silty - sand mixture about  $5^\circ$  to  $12^\circ$ .





*Andrzej Pawłowski<sup>1</sup>*

## Możliwości wykorzystania stłuczki szklanej w inżynierii geotechnicznej

**Streszczenie:** Stłuczka szklana, która nie może być użyta w hutach do produkcji szkła, nadaje się do wykorzystania w inżynierii geotechnicznej. Jako substytut gruntów naturalnych jest ona stosowana w budownictwie ziemnym, m.in. w Stanach Zjednoczonych. W zależności od rodzaju konstrukcji może występować jako samodzielny materiał lub w mieszankach z gruntami naturalnymi. Odpowiednią granulację i kształt ziaren uzyskuje się poprzez obróbkę technologiczną. Badania opisane w artykule dotyczyły stłuczki otrzymanej poprzez najprostsze, mechaniczne rozdrobnienie. Wprawdzie materiał charakteryzował się dobrymi parametrami wytrzymałościowymi, ale małe zróżnicowanie uziarnienia, skomplikowany kształt i ostre krawędzie cząstek utrudniały zagęszczenie. W takiej postaci stłuczka mogłaby być zatem stosowana w mieszankach z gruntami naturalnymi, ale nie samodzielnie.

### 1. Wstęp

Podstawowym kierunkiem zagospodarowania stłuczki szklanej jest i powinno być wykorzystanie w hutach do produkcji opakowań szklanych. Wynika to z uwagi korzyści zarówno ekonomicznych, jak też ma związek z ochroną środowiska poprzez zmniejszenia zużycia surowców pierwotnych i energii w procesach technologicznych. Jednak rosnąca podaż stłuczki szklanej, dzięki intensyfikacji selektywnej zbiórki odpadów, może utrudniać pełne wykorzystanie zebranego materiału w ramach istniejącego systemu recyklingu. Szczególnie materiał zanieczyszczony, np.. kawałkami ceramiki, porcelany, metalu, zawierający grunt i kamienie, który nie spełnia szczegółowych standardów jakości akceptowanych

---

<sup>1</sup> dr inż., Instytut Inżynierii Środowiska Akademii Rolniczej we Wrocławiu

przez huty, będzie wymagać innych kierunków zagospodarowania [9]. Huty produkujące opakowania szklane nie przyjmują stłuczki, która pochodzi z szyb okiennych, z szyb samochodowych, ze szkła „bezpiecznego”, szkła kryształowego, luster itp., gdyż różni się ona właściwościami i nie może być przetwarzana razem ze szkłem z opakowań. Niezbyt duże ilości tego typu odpadów i rozproszenie źródeł powoduje, że znajdują się one zwykle poza systemem zbiórki z gospodarstw domowych. Nic nie stoi jednak na przeszkodzie, żeby materiał ten wykorzystać w geotechnice, jako substytut gruntów naturalnych. W tym zastosowaniu wymagania, jakim stłuczka powinna odpowiadać, wiąże się bardziej z uziarnieniem niż z konkretnym kolorem, czy rodzajem szkła, a zanieczyszczenia typu mineralnego również nie stanowią przeszkody do ewentualnego zastosowania w budownictwie ziemnym. W różnych krajach prowadzi się badania w celu określenia właściwości uzyskanego ze szkła materiału gruntowego, szuka się także innych możliwości zastosowania [10]. W artykule, oprócz przeglądu wymagań dla różnych aplikacji w inżynierii geotechnicznej, przedstawiono badanie stłuczki szklanej otrzymanej w wyniku najprostszego mechanicznego rozdrobnienia (szkło butelkowe) lub w wyniku destrukcji szyb bezpiecznych. Wydaje się, że zastosowanie przemysłowych technologii rozdrabniania pozwoliłoby uzyskać bardziej korzystny kształt ziaren i lepszy rozkład granulometryczny, niż ten jaki otrzymujemy w wyniku manualnego kruszenia szkła w laboratorium.

## **2. Dzisiejsze zastosowanie stłuczki szklanej w geotechnice**

Odpowiednio przygotowana stłuczka szklana przypomina swoimi właściwościami grunty niespoiste. Tam, gdzie występuje w nadmiarze i wskutek tego jest trudno zbywalna, jej zastosowanie przynosi wymierne korzyści ekonomiczne, a równocześnie przyczynia się do ochrony środowiska, oszczędzając zasoby naturalne i pozwalając uniknąć dewastacji terenu, bogatego w tezasoby. Uzyskane kruszywo jest trwałe, wytrzymałe, łatwe do wbudowania i zagęszczenia [2]. Korzystne właściwości stwarzają szerokie możliwości wykorzystania stłuczki szklanej, jako substytutu gruntów naturalnych.

Główne kierunki zastosowań to:

- zasypki konstrukcyjne,
- wypełnienia, np. wykopów,
- podbudowy drogowe,
- drenaże,
- nasypy budowlane.

W zależności od rodzaju zastosowania stłuczka szklana może być używana oddzielnie lub jako dodatek do gruntów naturalnych. Dopuszczalną procentową zawartość stłuczki w materiale gruntowym, w zależności od przeznaczenia, przedstawiono w tabeli 1 [8]. Podano tam również poziom zanieczyszczeń, takich jak etykiety (papierowe, z tworzyw sztucznych), nakrętki (z plastiku i metalowe), korek, torby papierowe, drewno, resztki produktów spożywczych, itp., który nie ma zasadniczego wpływu na geotechniczne właściwości stłuczki szklanej.

**Tabela 1** Wymagania dotyczące stłuczki szklanej stosowanej w inżynierii [8]

Zastosowanie	Zawartość stłuczki [%]	Poziom zanieczyszczeń [%]
Ściany oporowe (zasyпка konstrukcyjna)	20 - 30	5
Ściany oporowe (zasyпка)	100	10
Podbudowa np. pod rurociągi	100	5
Nasypy	20 – 30	5
Drenaż fundamentów	100	5
Podbudowa nawierzchni	20	5
Wypełnienie wykopów i zasyпка fundamentów	100	5 – 10

Jak wynika z tabeli, im ważniejszą funkcję spełnia grunt w konstrukcji, tym mniej stłuczki szklanej można stosować. Całkowite zastąpienie gruntu stłuczka jest możliwe tylko wtedy, gdy teren będzie pełnił mniej odpowiedzialne funkcje. Niektórzy autorzy podają, że na podbudowy drogowe, nie powinno się stosować stłuczki w ilości większej niż 10 % wagowych całości materiału gruntowego. Wytyczne i opracowywane na ich podstawie szczegółowe zalecenia z dużą ostrożnością podchodzą do zagadnienia ilości stłuczki szklanej i ilości zanieczyszczeń, dlatego podawane wartości mieszczą się po bezpiecznej stronie. Przykładowa specyfikacja CWC [2] podaje osobno wymagania dotyczące zasypek i wymagania do zastosowań w budownictwie drogowym (tabela 2). Brana jest pod uwagę wielkość obciążeń, jak też statyczny lub dynamiczny charakter oddziaływań.

Niekiedy stłuczka szklana tworzy wraz z gruntem jedną konstrukcję, ale jest stosowana nie w formie domieszki. Warstwy składające się w 100 % ze stłuczki mogą być przedzielane lub pokrywane warstwami z gruntów naturalnych. Przykład nasypu o takiej konstrukcji pokazano na rys. 1 [7].

**Tabela 2.** Wymagania dotyczące stłuczki szklanej do zasypek i warstw konstrukcyjnych nawierzchni drogowych [2], [3]

	Zawartość stłuczki [%]	Poziom zanieczyszczeń [%]	Minimalny wskaźnik zagęszczenia [%]
<b>ZASYPKI</b> – zasypki obciążone dużym obciążeniem statycznym (np. pod fundamentami), obciążenia dynamiczne (np. pod pompami i kompresorami), zasypki nieobciążone lub mało obciążone (np. przy kształtowaniu krajobrazu lub pod chodnikami)			
Duże obciążenia statyczne	30	5	95
Małe obciążenia statyczne	100	10	95
Obciążenia dynamiczne	15	5	95
Obciążenia boczne	100	10	95
Zasypki nieobciążone	100	10	85
<b>DROGI</b> -			
Podbudowa	15	5	95
Warstwa nośna dolna	30	5	95
Nasypy	30	5	90

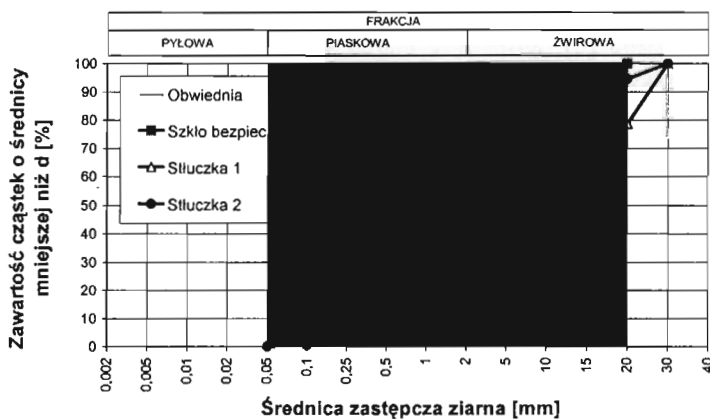


**Rys. 1.** Schemat wykorzystania stłuczki szklanej w konstrukcji nasypu wg [7]

### 3. Geotechniczne właściwości stłuczki szklanej

#### 3.1. Podstawowe cechy fizyczne

Badania prowadzone w Laboratorium Geotechnicznym Instytutu Inżynierii Środowiska we Wrocławiu obejmowały wyznaczenie podstawowych cech fizycznych i wytrzymałościowych. Materiał do badań pochodził z rozdrobnionych mechanicznie, za pomocą stalowego młotka, opakowań szklanych oraz szyb bezpiecznych, które po uderzeniu same rozpadają się na drobne kawałki o kształcie prostopadłościanów o wymiarze boku rzędu kilku milimetrów i ostrych krawędziach. W przypadku szkła opakowaniowego ziarna miały zwykle kształt płaski i wydłużony, szczególnie w zakresie grubszych frakcji, co wynika z niedoskonałości zastosowanej, bardzo prostej, technologii kruszenia. Krawędzie cząstek były bardzo ostre i nierówne. Krzywe rozkładu uziarnienia przedstawiono na rys. 2. Szczegółowy rozkład frakcji zależał od intensywności rozdrabniania, dlatego stłuczkę ze szkła opakowaniowego (oznaczona jako stłuczka 1 i 2) badano w odniesieniu do 2 wariantów uziarnienia. Materiał drobniejszy uzyskiwano poprzez dłuższe i bardziej staranne mechaniczne kruszenie ziaren. Na rysunku zaznaczono również zalecane w Stanach Zjednoczonych obszary uziarnienia po obróbce technologicznej [2], [8]. Pobrany do badań materiał charakteryzował się wąskim zakresem średnic cząstek. Współczynnik różnoziarnistości  $U = d_{60}/d_{10}$  wynosił odpowiednio 3 -5,7 dla stłuczki ze szkła opakowaniowego i 1,93 dla przypadku stłuczki ze szkła bezpiecznego. Stosując klasyfikację taką samą, jak dla gruntów naturalnych, materiał każdej z próbek można określić jako żwir.



Rys. 2. Krzywe uziarnienia badanej stłuczki szklanej

Wyznaczona w badaniach gęstość właściwa słuczki szklanej  $\rho_s \approx 2,5 \text{ t/m}^3$  jest nieco mniejsza niż gęstość dla gruntów naturalnych. Z uwagi na dużą porowatość mniejsze będą również gęstości objętościowe. Dzięki temu budowle ziemne wykonane z odzyskanego materiału mają nieco mniejszy ciężar. Można ten ciężar jeszcze bardziej zmniejszyć przez zastosowanie technologii pozwalających uzyskać szkło spienione [5]. Jest to rozwiązanie konkurencyjne w stosunku do stosowanych, mające na celu odciążenie konstrukcji elementów z ekstrudowanego polistyrenu. Gęstość objętościowa szkła spienionego –  $0,1 - 0,3 \text{ t/m}^3$  jest wprawdzie nieznacznie większa niż polistyrenu, ale szkło spienione cechuje się wyższą wytrzymałością [4].

### 3.2. Właściwości technologiczne – zagęszczalność

Badania w celu określenia maksymalnej i minimalnej porowatości materiału wykonywano w klasyczny sposób w cylindrze do zagęszczania wibracyjnego. Zagęszczanie wibracyjne okazało się znacznie mniej skuteczne niż zagęszczanie w aparacie Proctora. Jedną z przyczyn lepszej efektywności zagęszczania mechanicznego może być kruszenie ziaren przez spadający bijak, czego nie obserwuje się przy zagęszczaniu wibracyjnym. Zmianę uziarnienia można wykazać, wykonując analizę sitową przed badaniem i po badaniu, jeżeli ten sam materiał, zgodnie ze standardową procedurą, jest zagęszczany wielokrotnie [1]. Drobne okruchy lepiej wówczas wypełniają przestrzeń między cząstkami stosunkowo równomiernie uziarnionego gruntu. Podobne zjawisko występuje przy badaniu w aparacie Proctora popiołu lotnego, w którym również, na skutek działania czynnika mechanicznego, następuje rozdrabnianie cząstek i zmiana rozkładu uziarnienia [6]. Kruszenie ziaren wpływa korzystnie na zagęszczalność, zwiększając maksymalną gęstość objętościową szkieletu gruntowego.

Jak należało oczekiwać na podstawie wartości współczynnika różnoziarnistości uziarnienia, słuczka szklana, która nie została poddana specjalnym procesom technologicznym, jest materiałem trudno zagęszczalnym. Duża przepuszczalność powodowała, że nawet przy bardzo małej wilgotności woda wypływała z próbki, co czyniło prawie niemożliwym określenie wilgotności optymalnej. Uzyskane krzywe zagęszczenia mają wskutek tego nieregularny, nietypowy przebieg. Do podobnych wniosków prowadzą badania prowadzone w Stanach Zjednoczonych. Stwierdzono, że przy badaniu słuczki szklanej w aparacie Proctora nie występuje typowa zależność między wilgotnością a gęstością objętościową szkieletu gruntowego. Niewrażliwość na wilgotność powoduje, że słuczka może być wbudowywana przy znacznie większym zakresie



wilgotności niż grunty naturalne [3]. Wyniki badań prowadzonych w celu określenia maksymalnej (przy zagęszczaniu wibracyjnym) i minimalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego oraz badań w aparacie Proctora [1] zestawiono w tabeli 3.

**Tabela 3.** Minimalna i maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego próbek zagęszczanych wibracyjnie oraz mechanicznie w aparacie Proctora

Rodzaj stłuczki szklanej	$\rho_{d \min}$	$\rho_{d \max}$	$\rho_{ds}$ przy $w_{opt}$ w aparacie Proctora	$w_{opt}$
	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	%
Szkło opakowaniowe – grubsze uziarnienie	1,30	1,43	1,46	2,9
Szkło opakowaniowe drobniejsze uziarnienie	1,27	1,46	1,60	4,1
Szkło bezpieczne	1,46	1,63	1,59	3,8

Duża porowatość – przy najbardziej „upakowanym” ułożeniu ziaren około 36% – pozwala sądzić, że w wypadku mieszanek z gruntem o drobniejszym niż stłuczka uziarnieniu i przy zawartości stłuczki 15-30 %, jak zalecają źródła amerykańskie, nie będzie miało to istotnego wpływu na parametry wytrzymałościowe gruntu, gdyż przestrzeń między ziarnami szkła będzie wypełniona drobniejszym materiałem, co wyeliminuje większość kontaktów między nimi. Przy większej zawartości albo przy 100 % wykorzystaniu stłuczki szklanej, jako substytutu gruntu, potrzebne są badania uwzględniające technologię rozdrabniania i uzyskany tą drogą rzeczywisty rozkład uziarnienia i stopień wygładzenia ostrych początkowo powierzchni cząstek, od których będą zależały wartości parametrów wytrzymałościowych

### 3.3. Wytrzymałość na ścinanie

Badania wytrzymałościowe prowadzono w aparacie bezpośredniego ścinania w kasetach o wymiarach 120 x 120 mm na próbkach w stanie powietrzno–suchym. Stłuczkę ze szkła opakowaniowego badano w stanie średniozagęszczonym; próbka ze szkła bezpiecznego, luźno ułożona w skrzynce urządzenia, była zagęszczona przez docisk górnej płyty aparatu ( $I_D = 0,28$ ), poprzez którą przykładano obciążenie pionowe. Największym kątem tarcia wewnętrznego – ok. 51° i kohezją bliską zeru charakteryzował materiał o drobniejszym uziarnieniu. Próbki z grubszej

stłuczki szklanej oraz ze szkła bezpiecznego wykazywały niższe wartości kąta tarcia wewnętrznego, odpowiednio  $24,2^\circ$  i  $30,8^\circ$ , oraz pozorną kohezję  $c = 40,83$  i  $18,8$  kPa. Tego typu kohezja, podobnie jak w przypadku innych materiałów o ziarnach z chropowatą, bardzo nierówną powierzchnią, co cechuje np. popioły lotne, wynika z zazębiania się odruchów szkła i blokowania przesuwu skrzynki. Dlatego krzywa przedstawiająca zależność między przemieszczeniami a wielkością naprężeń ścinających nie jest gładka, ale piłokształtna – po pokonaniu oporu zazębiających się ziaren następuje chwilowy spadek oporu ścinania.

Przeprowadzone badania pokazują, że stopień rozdrobnienia, zakres uziarnienia stłuczki oraz kształt ziaren wpływają w sposób istotny na cechy wytrzymałościowe stłuczki. Zatem charakterystyka stłuczki szklanej może różnić się znacznie w zależności od zastosowanej technologii rozdrabniania.

## 4. Wnioski

Stłuczka szklana jest materiałem, który przy nadmiarze podaży lub w wypadku niespełnienia standardów wymaganych przez huty, może z powodzeniem znaleźć zastosowanie w geotechnice. Jej gęstość właściwa – około  $2,5 \text{ t/m}^3$  jest mniejsza niż gęstość gruntów naturalnych, co, biorąc dodatkowo pod uwagę zwykle większą porowatość, pozwala zmniejszyć ciężar konstrukcji. Stłuczka szklana, nawet rozdrobniona prostymi metodami, charakteryzuje się dobrymi parametrami wytrzymałościowymi. Rozkład uziarnienia i kształt ziaren po obróbce wpływa w istotny sposób na wartość kąta tarcia wewnętrznego i występowanie kohezji pozornej, wynikającej z zazębiania się ziaren. Niedostateczne rozdrobnienie sprawia, że jest to materiał trudny do zagęszczenia. Jeżeli zatem nie stosuje się specjalnych metod obróbki i optymalizacji uziarnienia, nie zaleca się wykorzystania stłuczki szklanej, jako samodzielnego materiału. Natomiast nawet najprostsza postać stłuczki szklanej może znaleźć zastosowanie jako częściowy substytut gruntów naturalnych. Analiza wykazuje, że w wypadku niewielkich ilości, w mieszankach z drobniejszym materiałem, stłuczka powinna być neutralna i nie powinna wpływać na zmianę parametrów wytrzymałościowych gruntu naturalnego. Przy większych ilościach konieczna jest odpowiednia technologia rozdrabniania; wówczas, jak wykazują badania prowadzone w różnych ośrodkach, dodatek stłuczki szklanej do innych gruntów wpływa korzystnie na parametry wytrzymałościowe mieszanki utworzonej z obu materiałów. Można przy tym kierować się doświadczeniami amerykańskimi i stosować zalecane tam dopuszczalne ilości domieszki stłuczki szklanej, uważane za bezpieczne do określonych zastosowań.



## Literatura

- [1] Borsukiewicz A.: *Wpływ rozdrobnienia stłuczki szklanej na jej właściwości geotechniczne*. Praca dyplomowa (maszynopis), AR Wrocław 2004, 1-88
- [2] Clean Washington Centre (CWC): *Best Practices in Glass Recycling. Model Specifications for Glass Aggregate*, BP-GL4-01-04, January, 1997, 1-2
- [3] Clean Washington Centre (CWC): *A Tool Kit for the Use of Post-Consumer Glass as a Construction Aggregate*. Final Report. Report No. GL-97-5, 1998, 1 – 92
- [4] Gädke H-H.: *Millcell® - Baustoff des 3. Jahrtausend*, Rohrbau – Kongress, FITR, Weimar 2000, 193 - 199
- [5] Onitsuka K., Shen J.N., Yokoo M., Hara Y.: *Case studies of utilization of Foamed Wastye Glass as lightweight fill material*. Proc. of Green 3 Conf. The exploitation of natural resources and the consequences, Thoms Telford, 2001, 190 –195
- [6] Pawłowski A., Garlikowski D.: *Specyficzne własności popiołów lotnych z węgla kamiennego w badaniu zagęszczalność*”, Zeszyty Nauk. AR we Wrocławiu, Melioracja XXXIX, Nr 209, 1991, 259 – 269
- [7] Pennsylvania Department of Transportation: *Use Guidelines for Embankments Incorporating Crushed Glass*, 2002, 1-7
- [8] Reddy .R. : *Use of glass cullet as backfill material for retaining structures*, Int. Conf. on Solid Waste Technology and Management, Philadelphia, December, 1991, 1-8
- [9] Stowarzyszenie Forum Opakowań Szklanych (SFOS): *Zbiór Standardów systemu zbiórki i recyklingu opakowań szklanych*, Warszawa, 2002, 1 - 4
- [10] Xi Y., Li Y., Xic Z., Lee J.S.: *Utilization of solid waste (waste glass and rubber particles) as aggragates in concrete*. Proc. Int. Workshop on Sustainable Development and Concrete Technology, Beijing, May, 2004, 45 - 54

## **POSSIBILITY OF GLASS CULLETS USAGE IN GEOTECHNICAL ENGINEERING**

**Summary:** Glass cullets, which can not be used in glass-works for production, can be applied in geotechnical engineering. It is used in earth works as a substitute of natural soils e.g. in United States. Taking into account type of structure it is mixed with soils or used as an independent material. Adequate granulation and particles' shapes are obtained after processing of post-consumer glass. Investigation presented in the paper concerned glass cullet prepared with the simplest, mechanical breaking. Although material has good strength parameters, it was difficult to compact because of small range of particles' sizes, complicated shapes and sharp edges of grains. In such a form it could be used in cullets – soil mixtures, but not as an independent material.

Stanisław Pisarczyk<sup>1</sup>

## Wpływ energii zagęszczania i wilgotności na wytrzymałość gruntów zagęszczanych

**Streszczenie:** Przy wykonywaniu nasypów budowlanych wymaga się, aby grunt w nasypie był odpowiednio zagęszczony. Często uważa się, że przy maksymalnym zagęszczeniu gruntu, tj. przy  $w_{opt}$  i  $\rho_{ds}$ , parametry mechaniczne gruntu są największe. Autor na podstawie badań nad wytrzymałością na ścinanie wykazał, że oprócz zagęszczenia decydujący wpływ na wytrzymałość gruntów zagęszczanych ma wilgotność i energia zagęszczania, przy czym dla  $\rho_{ds}$  przy  $w_{opt}$  nie uzyskuje się maksymalnej wytrzymałości na ścinanie.

### 1. Wstęp

Grunty zagęszczane to grunty nasypowe stosowane do wykonywania budowli ziemnych, takich jak: zapory wodne, obwałowania rzek i zbiorników wodnych, nasypy komunikacyjne i makroniwelacyjne oraz zasypki fundamentów i ścian oporowych, zasypki wykopów sieci cieplnych i wodnych itp.

Przy wykonywaniu nasypów budowlanych wymaga się, aby grunt w nasypie był odpowiednio zagęszczony. Często uważa się, że przy maksymalnym zagęszczeniu gruntu, tj. przy wilgotności optymalnej ( $w_{opt}$ ) i maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego ( $\rho_{ds}$ ), parametry mechaniczne są największe.

Autor, na podstawie badań wytrzymałości na ścinanie wykazał, że oprócz zagęszczenia decydujący wpływ na wytrzymałość gruntów zagęszczanych ma

---

<sup>1</sup> prof. dr hab. inż., Politechnika Warszawska

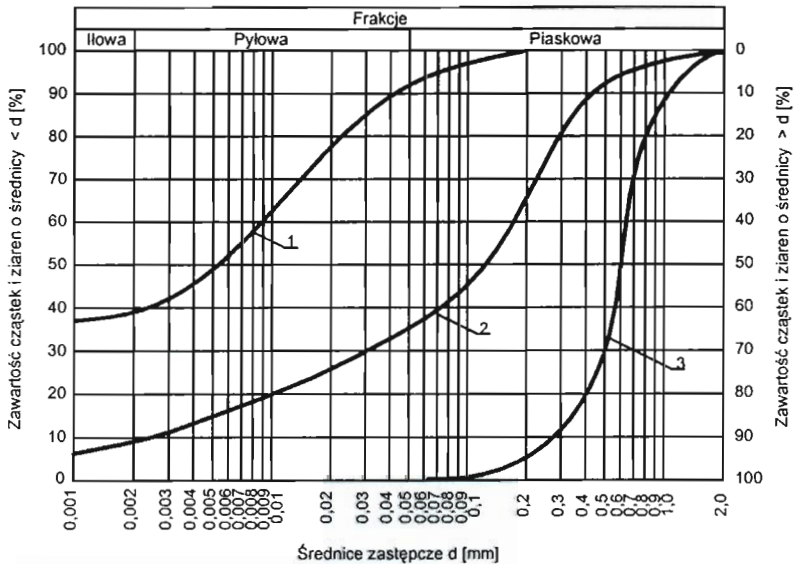
wilgotność i energia zagęszczenia, przy czym przy  $\rho_{ds}$  i  $w_{opt}$  nie uzyskuje się maksymalnej wytrzymałości na ścinanie.

## 2. Właściwości fizyczne gruntów użytych do badań

Do badań użyto trzech rodzajów gruntów:

- łu pylastego ( $I_{\pi}$ ),
- piasku gliniastego ( $P_g$ ),
- piasku grubego ( $P_r$ ).

Uziarnienie badanych próbek gruntów podano na rys. 1. Granice konsystencji i wskaźniki plastyczności badanych gruntów spoistych podano w tabeli.



Rys. 1. Krzywe uziarnienia: 1 – łu pylasty, 2 – piasek gliniasty, 3 – piasek gruboziarnisty

Tabela 1. Granice konsystencji i wskaźniki plastyczności

	Łł pylasty ( $I_{\pi}$ )	Piasek gliniasty ( $P_g$ ),
Granica płynności, $w_L$	70,9%	26,6%
Granica plastyczności, $w_P$	26,0%	10,9%
Wskaźnik plastyczności, $I_p$	44,9%	15,7%

### 3. Opis badań

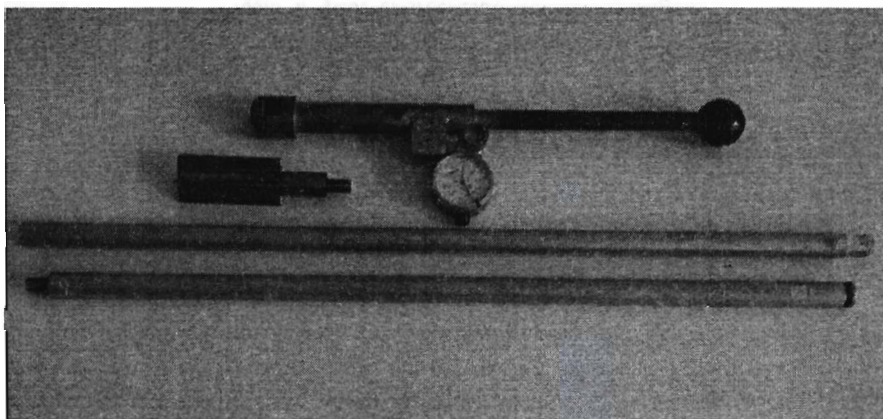
W celu ustalenia wpływu energii zagęszczania i wilgotności na wytrzymałość gruntów zagęszczanych wykonano badanie wytrzymałości na ścinanie inspekcyjną sondą obrotową na próbkach zagęszczanych mechanicznie w dużym cylindrze aparatu Proctora.

Próbki gruntu, przy tej samej wilgotności, ubijano w dużym cylindrze aparatu Proctora, o objętości  $V = 2200 \text{ cm}^3$ , w trzech warstwach, w cyklach po: 5, 10, 20, 30, 40, 50 i 55 (dla piasku gliniastego) oraz po: 20, 30, 40 i 55 (dla łu pylistego i piasku grubego) uderzeń ubijaka o masie 2,5 kg, spadającego z wysokości 32 cm.

Po zagęszczeniu określano gęstość objętościową gruntu  $\rho$  w cylindrze i wilgotność w metodą suszenia. Następnie na tak przygotowanej próbce wykonano badanie wytrzymałości na ścinanie  $\tau_{\text{fmax}}$  za pomocą krzyżakowej sondy obrotowej konstrukcji autora (rys. 2).

Sonda ta składa się z następujących elementów:

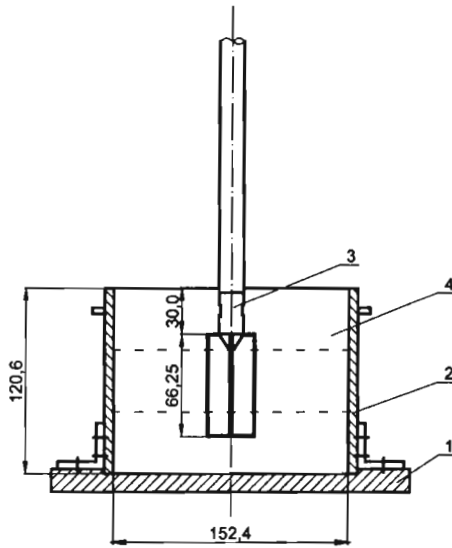
- końcówki krzyżakowej o wysokości 66,25 mm i szerokości 31,3 mm oraz grubości skrzydełek 3 mm,
- żerdzi stalowych o średnicy 8 mm oraz długości 530 i 480 mm,
- klucza dynamometrycznego.



**Rys. 2.** Elementy sondy obrotowej: klucz dynamometryczny, krzyżak, żerdzie

W celu określenia wytrzymałości na ścinanie wbijano sondę w próbkę znajdującą się w cylindrze na głębokość 30 mm poniżej jej górnej powierzchni (rys. 3) i określano wytrzymałość na ścinanie  $\tau_{\text{fmax}}$ . Badania wykonywano na próbkach o różnych wilgotnościach zagęszczanych przy różnych energiach:

$n(5) = 0,053 \text{ J/cm}^3$ ,  $n(10) = 0,107 \text{ J/cm}^3$ ,  $n(20) = 0,214 \text{ J/cm}^3$ ,  $n(30) = 0,321 \text{ J/cm}^3$ ,  
 $n(40) = 0,429 \text{ J/cm}^3$ ,  $n(50) = 0,536 \text{ J/cm}^3$  i  $n(55) = 0,59 \text{ J/cm}^3$ .

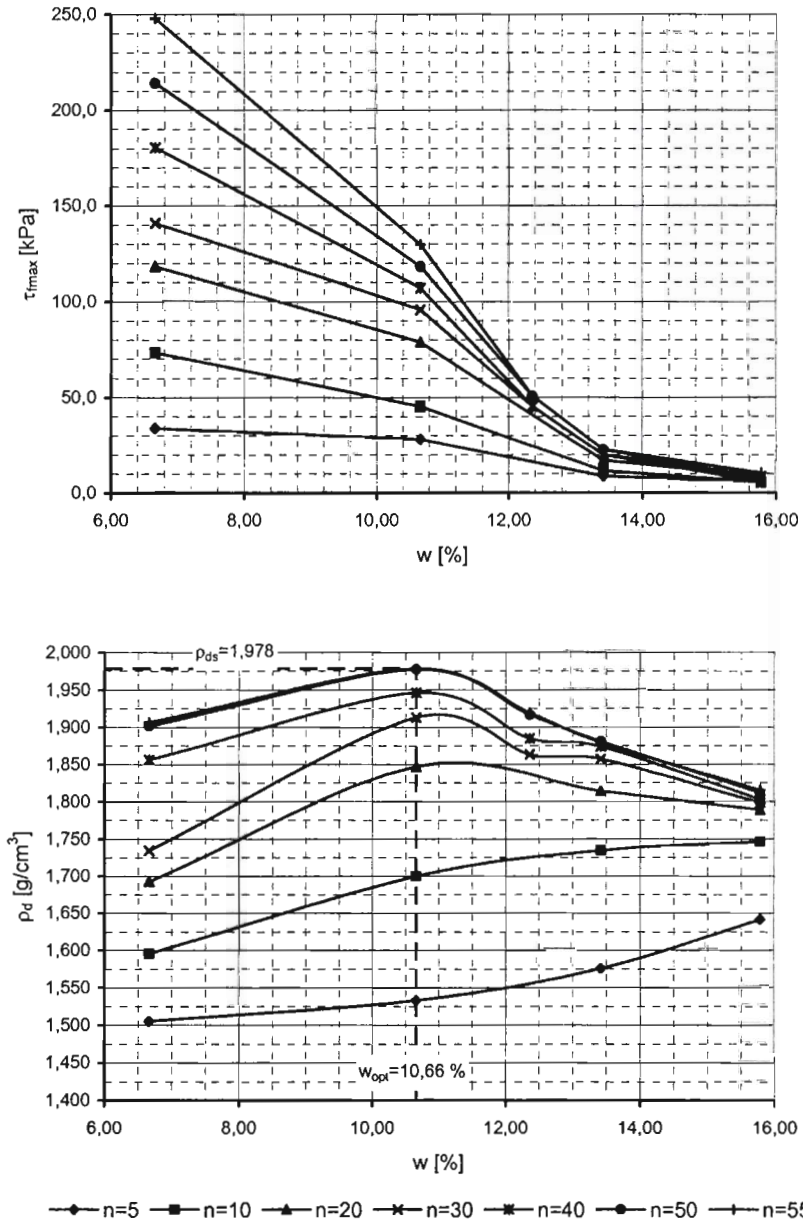


**Rys. 3.** Schemat wprowadzenia sondy w próbkę gruntu: 1-podstawa, 2-cylinder, 3-sonda, 4-grunt

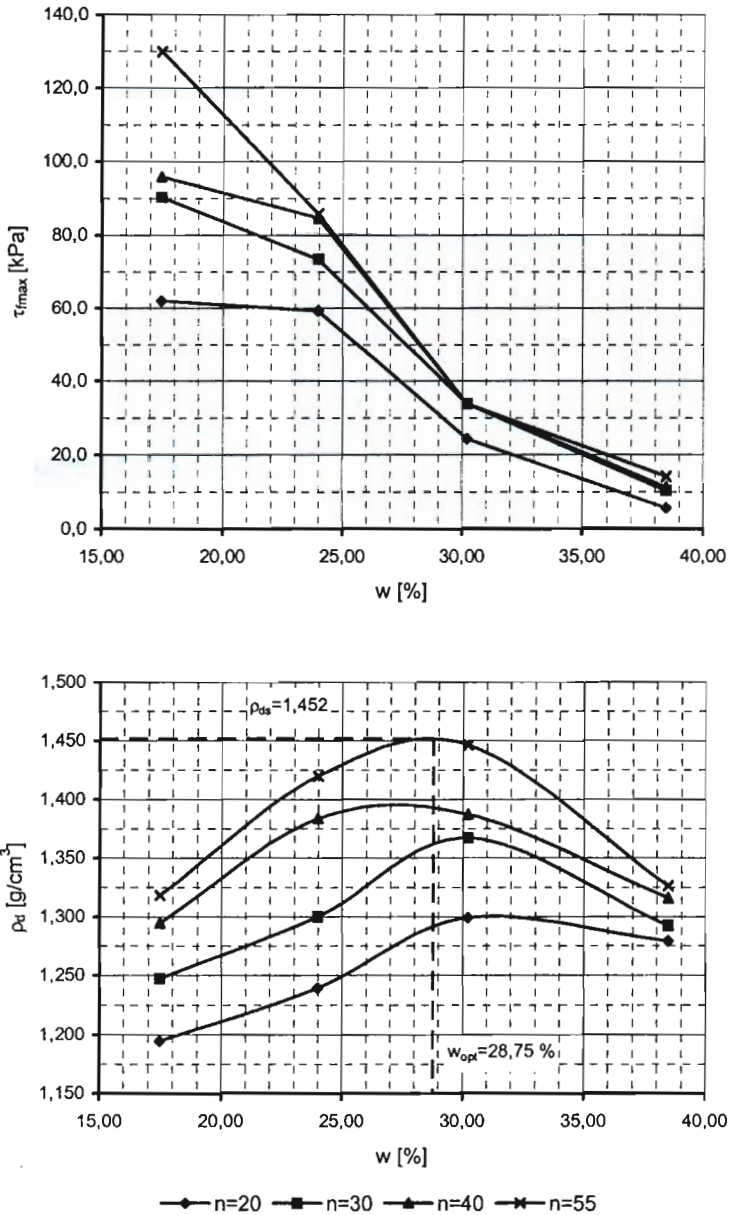
## 4. Wyniki badań i ich analiza

Zestawienie wyników badań dla poszczególnych gruntów podano na rysunkach 4 ÷ 6, na których przedstawiono zależności  $\rho_d = f(w)$  i  $\tau_{fmax} = f(w)$  dla różnych energii zagęszczania.

Z przedstawionych zależności wynika, że wytrzymałość na ścinanie  $\tau_{fmax}$  zależy od wilgotności i energii zagęszczania. Ze wzrostem wilgotności gruntów spoiстых przy tej samej energii zagęszczania, pomimo wzrostu gęstości objętościowej szkieletu gruntowego  $\rho_d$ , maleje wytrzymałość na ścinanie  $\tau_{fmax}$ .

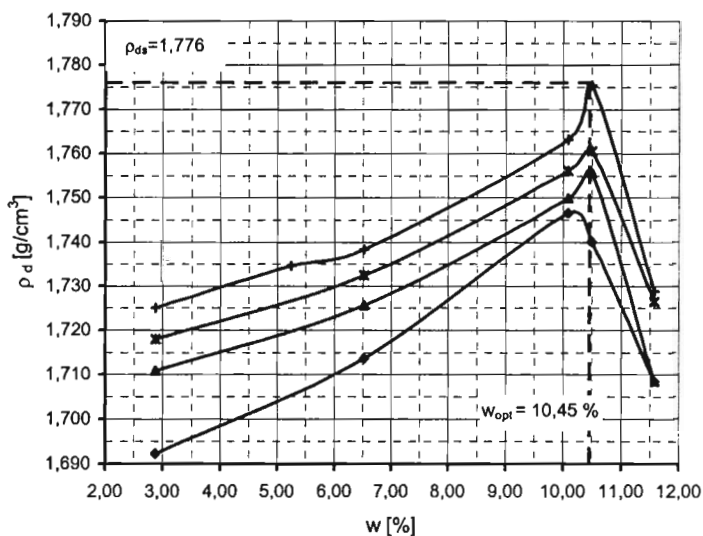
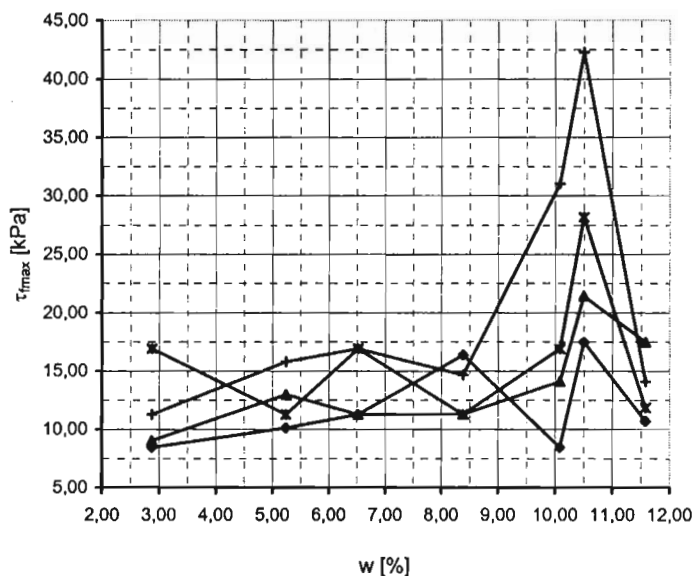


Rys. 4. Zależność gęstości objętościowej szkieletu gruntowego  $\rho_d$  i  $\tau_{\text{max}}$  od wilgotności piasku gliniastego dla siedmiu energii zagęszczenia



Rys. 5. Zależność gęstości objętościowej szkieletu gruntowego  $\rho_d$  i  $\tau_{\text{max}}$  od wilgotności i tu pylastego dla czterech energii zagęszczania





—●—  $n=20$  —▲—  $n=30$  —■—  $n=40$  —◆—  $n=55$

Rys. 6. Zależność gęstości objętościowej szkieletu gruntowego  $\rho_d$  i  $\tau_{\max}$  od wilgotności piasku grubego dla czterech energii zagęszczania

Przy wilgotnościach  $w < w_{opt}$ , ze wzrostem energii zagęszczania wzrasta wytrzymałość na ścinanie, a przy wilgotności  $w > w_{opt}$  wpływ energii zagęszczenia na wytrzymałość na ścinanie jest nieznaczny (dla ilu pylastego przy  $w = w_{opt} + 1\%$  właściwie wytrzymałość na ścinanie nie zależy od energii zagęszczenia).

Dla gruntów niespoistych na podstawie badań piasku grubego (rys. 6) można stwierdzić, że wytrzymałość na ścinanie  $\tau_{fmax}$  zależy od energii zagęszczania. Można też zauważyć, że przy  $w < w_{opt} - 2\%$  wpływ wilgotności i energii zagęszczania na wytrzymałość na ścinanie  $\tau_{fmax}$  jest niewielki, natomiast przy wilgotności  $w \approx w_{opt}$  uzyskuje się największe wytrzymałości na ścinanie  $\tau_{fmax}$  i wpływ energii zagęszczania na  $\tau_{fmax}$  jest największy.

## 5. Wnioski

Przedstawione wyniki badań wykazują, że decydujący wpływ na wytrzymałość na ścinanie gruntów zagęszczanych ma wilgotność oraz energia zagęszczania.

W odniesieniu do gruntów spoistych ( $I_\pi$  i  $P_g$ ) można zauważyć pewną prawidłowość, że ze wzrostem wilgotności w zakresie  $w < w_{opt}$  spada wytrzymałość na ścinanie pomimo wzrostu  $\rho_d$ . Przy wilgotnościach  $w > w_{opt}$  wpływ energii zagęszczania na  $\tau_{fmax}$  jest nieznaczny lub żaden (zależne od rodzaju gruntu).

W przypadku gruntu niespoistego zwiększenie wilgotności (przy  $w < w_{opt}$ ) ma niewielki wpływ na wytrzymałość na ścinanie  $\tau_{fmax}$ , natomiast przy  $w \approx w_{opt}$  uzyskuje się największe wytrzymałości na ścinanie  $\tau_{fmax}$  i wpływ energii zagęszczania na  $\tau_{fmax}$  jest największy.

Przedstawione wyniki badań wskazują na możliwość określania wskaźnika zagęszczania  $I_s$  gruntów za pomocą sondy obrotowej oraz określania wytrzymałości na ścinanie  $\tau_{fmax}$  i wilgotności gruntów spoistych.

## **THE INFLUENCE OF THE COMPACTION ENERGY AND MOISTURE CONTENT ON SHEAR STRENGTH OF COMPACTED SOILS**

**SUMMARY:** When making building embankments it is required to compact the soil properly. It is often considered that at maximum soil compaction, that is at  $w_{opt}$  i  $\rho_{ds}$ , mechanical parameters of soil are the highest. Basing on shear strength research the author has proved that decisive influence on shear strength of compacted soils has the moisture content and the compaction energy aside from compaction, and the maximum shear strength for  $\rho_{ds}$  at  $w_{opt}$  cannot be obtained.



Zbigniew Sikora<sup>1</sup>, Rafał Michalak<sup>2</sup>

## Rozpoznanie geotechniczne podłoża gruntowego skarpy Zamku Królewskiego w Warszawie metodą CPTU

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono skrócony opis badań podłoża gruntowego skarpy przy ul. Steinkellera w Warszawie. Problem rozpoznania geotechnicznego tego terenu jest istotny co najmniej z trzech powodów: teren skomplikowany pod względem budowy (uwzględniając historyczną ingerencję w tym działania wojenne, wysypisko odpadów ...), lokalizacja kompleksu Zamku Królewskiego w Warszawie oraz aktywność skarpy w postaci powolnego płynięcia. W artykule przedstawiono badania, na podstawie których możliwe jest oszacowanie podłoża gruntowego również pod względem lokalizacji powierzchni płynięcia. Są to pierwsze badania, wśród wielu innych, na podstawie których możliwa jest szczegółowa analiza stateczności.

### 1. Wprowadzenie

Rozpoznanie geotechnicznych parametrów podłoża gruntowego stanowi jeden z podstawowych elementów na etapie projektowania obiektów inżynierskich czy analizy stateczności skarp i zboczy. Wyróżnić można szereg badań *in situ*, umożliwiających oszacowanie parametrów wytrzymałościowych gruntu na podstawie parametrów pomierzonych bezpośrednio w terenie.

Niestety, w praktyce wykonanie badań polowych w trudnych warunkach terenowych, do których zaliczyć należy obszary silnie zurbanizowane, jest często

---

<sup>1</sup> prof. dr hab., Politechnika Gdańska

<sup>2</sup> mgr inż., Politechnika Gdańska

niemożliwe. Wiąże się to między innymi z dostępnością terenu (zwarta zabudowa), uzbrojeniem terenu lub ograniczeniami administracyjnymi. Istotne jest zatem, już na etapie projektowania badań, taki dobór metod badawczych, który pozwoli uzyskać jak najwięcej wymaganych parametrów podłoża gruntowego.

Badanie prowadzone w warunkach zalegania gruntów naturalnych, tudzież określenie parametrów fizycznych i mechanicznych nie nastęrcza większych kłopotów, chociaż nie jest też sprawą łatwą w wypadku gruntów pochodzenia antropogenicznego trudno jest mówić o ich rodzaju. Należy raczej określić cechy charakterystyczne, które pozwalają zakwalifikować określoną warstwę do określonej kategorii gruntów spoistych, niespoistych lub organicznych.

Jedną z obowiązujących stosowanych technik badawczych jest sondowanie statyczne metodą CPTU. Metoda ta, w szczególności w złożonych i skomplikowanych warunkach gruntowych, wydaje się ze wszech miar zalecaną. W artykule opisano przeprowadzone w sierpniu 2005 roku sondowania statyczne metodą CPTU na potrzeby analizy stateczności skarpy przy ul. Steinkellera w Warszawie. Jest to skarpa, na której zlokalizowany jest m.in. Zamek Królewski.

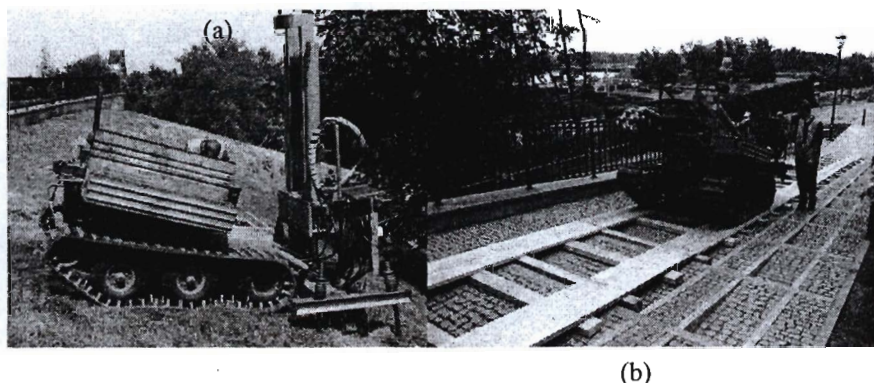
## 2. Charakterystyka badań

### 2.1 Lokalizacja badań

Wymogi techniczne, jakie wynikały z charakteru terenu i jakie należało spełnić, aby móc przeprowadzić rozpoznanie geotechniczne, były następujące:

- możliwość poruszania się w terenie o nachyleniu do 40°,
- stosunkowo małe wymiary urządzenia badawczego,
- zdolność do samozakotwienia lub balastowania urządzenia,
- jak najmniejsza ingerencja w strukturę skarpy.

Spowodowały one, że wybrano sondowanie statyczne metodą CPTU jako metodę odpowiadającą przedstawionym wymaganiom. Badania przeprowadzono przy wykorzystaniu wiertnicy RIG220 i aparatury badawczej produkcji szwedzkiej firmy Geotech, która była własnością Katedry Geotechniki Politechniki Gdańskiej, (rys. 1).



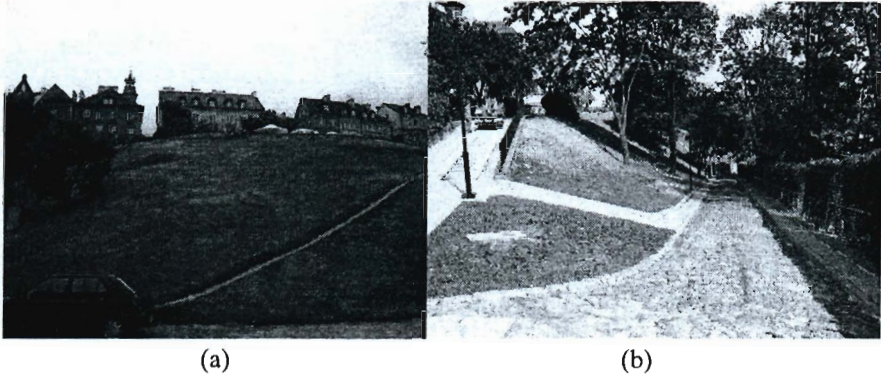
**Rys. 1.** Wiertnica – sonda statyczna RIG220, Katedra Geotechniki Politechniki Gdańskiej:  
a) widok z boku, b) dojazd do punktu badawczego nr 6 (widoczna konstrukcja podjazdu)

Analizowana skarpa wchodzi w skład kompleksu Zamku Królewskiego w Warszawie, co było dodatkowym utrudnieniem w trakcie realizacji badań. Jak pokazano na rys. 1b, konieczne było wykonanie specjalnego podjazdu w celu zabezpieczenia przed uszkodzeniem istniejącej konstrukcji schodów.

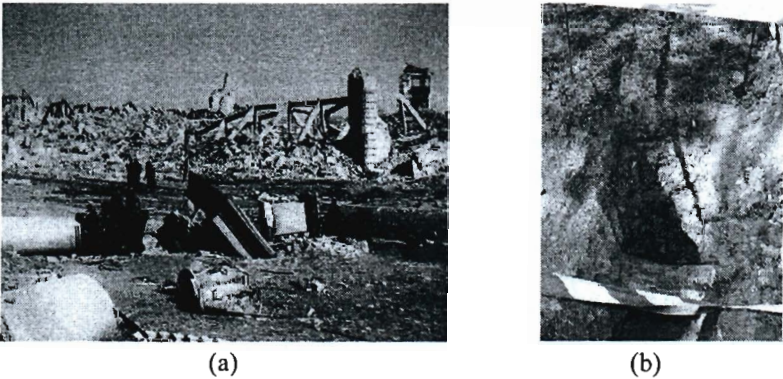
Skarpa przy ulicy Steinkellera, zwana również Gnojną Górką, zbudowana jest w większości z odpadów komunalnych datowanych nawet na XVI w. oraz w warstwie przypowierzchniowej z gruzu budowlanego powstałego w wyniku zniszczeń wojennych, (rys. 3).

W części skarpy, od strony Zamku Królewskiego, na różnej głębokości występowały historyczne mury ceglane, wchodzące w skład budynków zburzonych na przełomie dziejów, lub konstrukcje fundamentów. Na odcinku skarpy graniczącym bezpośrednio z jezdnią ul. Steinkellera skarpe podpira ściana betonowego muru oporowego, której konstrukcja, niestety nie zapewnia całkowitej stateczności zbocza ponieważ chroni przed poślizgiem jedynie przypowierzchniowe warstwy materiału budującego skarpe.





Rys. 2. Widok skarpy: a) od strony Wislostrady – podnóże skarpy, b) od strony Zamku Królewskiego – po prawej stronie widoczna ul. Steinkellera



Rys. 3. a) Widok Zamku Królewskiego w roku 1944, [1]; b) przypowierzchniowa odkrywka wykonana w celu sprawdzenia uzbrojenia terenu

Badania zaprojektowano w siatce prostokątnej, zgodnie ze szkicem przedstawionym na rys. 4. Niestety dwa, z sześciu węzłów sondowania, nr 1 i nr 5, znajdujące się w pobliżu jezdni, nie zostały wykonane z powodu niezwykle skomplikowanego uzbrojenia terenu.





Rys. 4. Lokalizacja węzłów sondowania statycznego

## 2.1 Lokalizacja badań

Z uwagi na zakres artykułu, omówienie metody sondowania statycznego ograniczono jedynie do przytoczenia podstawowych informacji. Informacje szczegółowe zawarte są między innymi w publikacjach [2], [4] oraz [5].

Procedura sondowania statycznego polega na wciskaniu w grunt penetrometru ze stałą prędkością 20 mm/s. Penetrometr zakończony jest stożkową końcówką, uzbrojoną w czujniki elektroniczne. Popularnie zwany stożek umieszczony jest na końcu żerdzi pomiarowych. W trakcie penetracji końcówki dokonuje się ciągłego pomiaru wraz z zapisem na dysku twardym komputera: opór na stożku  $q_c$ , opór tarcia na tulei cierniej  $f_s$  oraz, przy końcówce piezometrycznej, pomiar ciśnienia wody w porach gruntu  $u_2$ . Wynikiem sondowania statycznego jest wykres przedstawiający rozkład pomierzonych oporów wraz z głębokością.

Klasyfikacji podłoża gruntowego [2, 5], czyli podziału na warstwy geotechniczne, dokonuje się uwzględniając:

- wartość skorygowanego oporu na stożku  $q_t$ , wyrażonego wzorem

$$q_t = q_c + u_2(1 - a), \quad (1)$$

gdzie  $a$  oznacza współczynnik powierzchni stożka netto, jego wartość wynika z kalibracji końcówki pomiarowej,

- wartość współczynnika tarcia  $R_f$

$$R_f = \frac{f_x}{q_t} \cdot 100\%, \quad (2)$$

- znajomość parametru ciśnienia porowego  $B_q$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}, \quad (3)$$

gdzie  $u_0$  jest wartością hydrostatycznego ciśnienia wody gruntowej, a  $\sigma_{v0}$  oznacza składową pionową naprężenia w gruncie.

Do rozpoznania i podziału gruntów budujących skarpe w badaniach przyjęto systemy klasyfikacyjne według Robertsona i Campanelli, (rys. 5a) oraz Marra, (rys. 5b) zaadaptowane do warunków polskich, [4].

W projektowaniu nie wykorzystuje się często w pełni możliwości metody sondowania statycznego CPU. Ogranicza się jedynie do określenia rodzaju gruntu, a parametry wytrzymałościowe dobiera się na podstawie PN-84/B-03020. Jedną z zalet sondowania statycznego jest określenie parametrów materiałowych i cech fizycznych badanego podłoża gruntowego, będących zależnościami funkcyjnymi mierzonych oporów. Przykładowo stan gruntu można wyrazić w postaci funkcji oporu na stożku

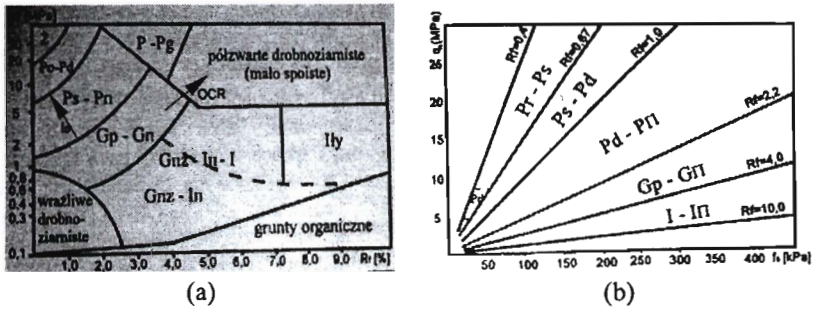
- dla gruntów niespoistych, [5]

$$I_D = 0,709 \log q_t - 0,165 \quad (4)$$

- dla gruntów spoistych, [3]

$$I_L = 1,3376 \cdot q_n^{-1,7208} R_f^{-2,0448} \quad (5)$$

gdzie  $q_n = q_t - \sigma_{v,0}$  oznacza zredukowany opór na stożku.



Rys. 5. Klasyfikacja gruntów dla warunków polskich: a) według Robertsona i Campanelli, b) według Marra, [4]

Analogiczne funkcje, zależności można znaleźć w literaturze dla pozostałych parametrów, jednak ich przedstawienie wybiega poza zakres niniejszego artykułu.

### 3. Uzyskane wyniki

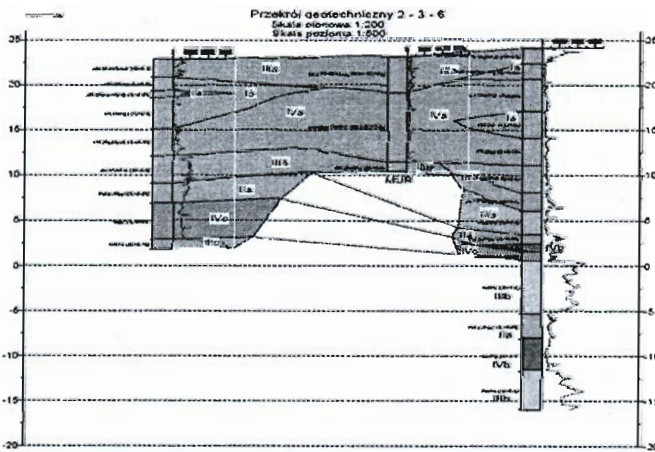
W ramach prac terenowych, z zastosowaniem standardowej końcówki piezometrycznej z systemem akustycznej transmisji danych pomiarowych, wykonano łącznie 9 sondowań statycznych w 4 punktach badawczych do maksymalnej głębokości 40,0 m p.p.t. [6]. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono dużą zmienność podłoża gruntowego, a zatem, również parametrów geotechnicznych. Duże nachylenie oraz budowa skarpy powodują, że panujące warunki zaliczyć należy do bardzo trudnych, zarówno z punktu widzenia rozpoznania geotechnicznego jak również i z punktu widzenia oceny właściwości budowlanych. Korpus skarpy stanowią głównie grunty pochodzenia antropogenicznego z domieszkami części organicznych o różnym stopniu rozkładu. Miąższość nasypowych gruntów antropogenicznych zmienia się od 7 m (od strony Zamku Królewskiego) do 18 m (w kierunku Wisłostrady). Grunty te charakteryzują się dużą zmiennością właściwości fizycznych, co wiąże się z ich niekontrolowanym gromadzeniem się na przestrzeni wieków. Mimo silnego zróżnicowania, w korpusie skarpy możliwy był podział na warstwy geotechniczne o zbliżonych lub identycznych właściwościach fizyczno-mechanicznych. Poprzez warstwę geotechniczną w strefie antropogenicznego nasypu należy rozumieć

ekwiwalentny rodzaj gruntu, określony na podstawie pomierzonych oporów  $q_c, f_s$  oraz ciśnienia wody  $u_2$ .

W samej skarpie wyodrębnić można następujące warstwy geotechniczne, wymienione w kolejności zalegania poniżej.

- Warstwa o cechach zbliżonych do piasków drobnych (Pd), piasków średnich (Ps) z domieszkami piasków pylastych ( $P\pi$ ) w stanie luźnym –  $I_D = 0.3$ , w warstwie tej występują duże ilości gruzu ceglanego, powstałe w okresie II wojny światowej. Głębokość zalegania warstwy wynosi około 2 m.
- Warstwa o oporach charakterystycznych dla glin piaszczystych (Gp) i piasków gliniastych (Pg) z domieszkami części organicznych. Stopień plastyczności warstwy wynosi  $I_L = 0.25$ . Warstwa ta stanowi warstwę dominującą w całym nasypie.
- Najgłębiej zalegającą warstwą, zaliczoną do gruntów pochodzenia antropogenicznego, jest warstwa o charakterystykach jak dla piasków średnich z przewarstwieniami piasków drobnych (Ps/Pd) o stopniu zagęszczenia  $I_D = 0.5 - 0.6$ .

Na podstawie uzyskanych wykresów można dodatkowo wyodrębnić lokalne przewarstwienia zbliżone parametrami do namulów piaszczystych (Nmp) w stanie plastycznym ( $I_L = 0.5$ ) oraz twardeplastycznych pyłów (II) z wkładkami o oporach charakterystycznych dla średniozagęszczonych piasków drobnych (Pd). Na podstawie pomiaru ciśnienia wody w porach gruntu  $u_2$  stwierdzono, że w korpusie skarpy występują jedynie lokalne soczewki wód zawieszonych, których poziom zależy głównie od opadów atmosferycznych.



Rys. 6. Przekrój geotechniczny wzdłuż korony skarpy przy ul. Steinkellera w Warszawie, [6]

## 4. Wnioski końcowe

Jak pokazano metoda sondowania statycznego można stosować nie tylko w badaniach złóż naturalnych, lecz również na obszarach, gdzie spodziewane jest występowanie gruntów pochodzenia antropogenicznego, lub na wysypiskach odpadów. Wiarygodnym i miarodajnym narzędziem pozwalającym oszacować parametry wytrzymałościowe badanego podłoża są mierzone opory i wartości ciśnienia wody.

Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że w rozpatrywanym obszarze występują niekorzystne warunki gruntowe z warstwami słabonośnymi o znacznej miąższości, z lokalnymi przewarstwieniami o co najwyżej średnio korzystnych warunkach gruntowych. Napotkana w trakcie sondowania przeszkoda występująca na głębokości 13 m p.p.t., może należeć do pozostałości lub fundamentów dawnych, nieistniejących już obiektów i jej obecność nie ma wpływu na stateczność rozpatrywanej skarpy

Wykorzystane badania pozwalają zlokalizować powierzchnię płynięcia skarpy, a zatem badania te pozwalają wyjaśnić przyczyny płynięcia skarpy. Pomierzone parametry geotechniczne poszczególnych warstw gruntu umożliwiają kompleksową analizę stateczności skarpy przy wykorzystaniu metody numerycznej w ramach geomechaniki obliczeniowej [5] oraz wykorzystanie właściwych programów komputerowych geotechnicznie zorientowanych.

## Literatura

- [1] Galas D.: *Zamek Królewski w Warszawie*. ARX REGIA Ośrodek Wydawniczy Zamku Królewskiego w Warszawie, Warszawa, 1996.
- [2] Lunne T., Robertson P., Powell J.: *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Blackie Academic & Professional, Londyn, 1997.
- [3] Młynarek Z., Tschuschke W., Niedzielski A.: *Ocena stanu konsystencji gruntów spoistych metodą sondowania statycznego*. XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Geotechnika w budownictwie i transporcie, tom II. Politechnika Gdańska, 1997.
- [4] Młynarek Z., Tschuschke W., Wierzbicki J.: *Klasyfikacja gruntów podłoża budowlanego metodą statycznego sondowania*. XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Geotechnika w budownictwie i transporcie, tom II. Politechnika Gdańska, 1997.

- [5] Sikora Z.: *Sondowanie statyczne, metody i zastosowanie w geoinżynierii*. WNT, Warszawa, 2005.
- [6] Sikora Z., Ossowski R., Michalak R., Kurek N.: *Ekspertyza naukowo-techniczna dotycząca rozpoznania podłoża gruntowego skarpy przy ul. Steinkellera w Warszawie na podstawie sondowania statycznego metodą CPTU*. Politechnika Gdańska, Katedra Geotechniki, 2005. Zadanie wdrożeniowe nr 016731.

## SOIL INVESTIGATION USING CPTU METHOD OF THE SLOPE NEAR STEINKELLER ST. IN WARSAW

**Summary:** A shorted soil investigation problem on static sounding of CPTU method of the slope near Steinkeller street in Warsaw is presented. The problem of the soil strata recognition in this site is important at least from three viewpoints: complicated geological structure (including historical facts of the II World War and/or an ancient rubbish dump...), localization of the Royal Palace in Warsaw and an active slow flow of the slope. In the paper some main aspects of the investigations are discussed. The in-situ soil investigation is the first one, among the others ones, which can be the base of a detailed slope stability analysis.



Krzysztof Szpakowski<sup>1</sup>

## Wpływ parametrów mieszanki betonowej oraz wilgotności iltu na wytrzymałość na ścinanie kompozytu iltu-beton

**Streszczenie:** Właściwe wykonanie fundamentów (szczególnie pośrednich – pali) w gruntach ekspansywnych wymaga znajomości szeregu procesów zachodzących w gruncie, w strefie kontaktowej gruntu i betonu oraz w betonie. Wykonane badania laboratoryjne w aparacie bezpośredniego ścinania wskazują, że ilość wody zarobowej (wartość  $w/c$ ) w mieszance betonowej wpływa w istotny sposób na wytrzymałość na ścinanie strefy kontaktowej kompozytu iltu i betonu. Wzrost wskaźnika  $w/c$  (uzyskany w wyniku zwiększenia zawartości wody) mieszanki betonowej od wartości  $w/c = 0,48$  do  $w/c = 0,65$  spowodował spadek wytrzymałości na ścinanie w strefie kontaktu iltu i betonu nawet do około 16 – 18 %. W artykule przedstawiono również wyniki badań określające wpływ wilgotności początkowej iltu na wytrzymałość strefy kontaktowej iltu-beton.

### 1. Wstęp

Właściwe wykonanie fundamentów w gruntach ekspansywnych wymaga znajomości szeregu procesów zachodzących w gruncie, w strefie kontaktowej gruntu i betonu oraz w betonie. Liczne obiekty o dużej odpowiedzialności (mosty, wiadukty, zapory, wysokie budynki, obiekty posadowione w skomplikowanych warunkach gruntowo-wodnych, itp.) wymagają posadowienia w sposób pośredni, za pomocą pali fundamentowych. Dotychczasowe wyniki badań nad nośnością uzyskiwane z próbnymi obciążeniami pali formowanych w jednorodnym podłożu

---

<sup>1</sup> dr inż., Akademia Techniczno-Rolnicza w Bydgoszczy

ekspansywnym, określając wartości rzeczywiste, różnią się zasadniczo od wyników badań nad nośnością pali, obliczanych zgodnie z zapisami polskich norm, [2], [4]. Fakt ten szczególnie uwidocznił się w wielu analizowanych przypadkach przeszacowania fundamentów palowych podpór mostów w iłach ekspansywnych serii poznańskiej, np. w Bydgoszczy, [4] i Poznaniu, [10]. Największe spadki nośności, jak ustalono, dotyczyły przede wszystkim pobocznic pała. Jednocześnie wyniki prowadzonych od kilku lat badań w skali laboratoryjnej w Katedrze Geotechniki, [6], [7], [8], symulujące warunki współpracy betonowej pobocznic pała z ılem ekspansywnym, wykazały, że wytrzymałość na ścinanie strefy kontaktowej ıł ekspansywny-beton jest zdecydowanie niższa w ıłach po ich spęcznieniu i zależy w dużym stopniu nie tylko od wilgotności samego betonu. Uzyskane z badań dane odbiegają również od analogicznych wartości liczbowych oporu pobocznic zalecanych przez PN-83/B-02482 w podobnych stanach wilgotnościowych ıłu. Polska Norma nie uwzględnia bowiem specyficznych właściwości gruntów bardzo spoistych, pęczniejących i traktuje je, jak inne grunty średnio- i zwięzłospoiste. Różnice spadku nośności dotyczyły tych przypadków, gdy w podłożu zalegał prawie jednolity masyw ılasty, z niezauważalnymi genetycznymi przewarstwieniami pyłów, o lekko napiętym zwierciadle wody podziemnej lub z sączącymi wodę wkładkami piaszczystymi. W próbnym obciążeniu uzyskiwano zwykle w takich przypadkach nośność niższą niż projektowana - nawet o 40 %.

Uzasadnione staje się zatem poszukiwanie ścisłych danych do określenia relacji wytrzymałości pobocznic betonowego pała w zależności od różnych, w tym naturalnych, warunków wilgotnościowych, jakie mogą powstać podczas wykonawstwa pali w ıłach ekspansywnych. Nawet niewielki wzrost wilgotności ıłów ekspansywnych, zwykle naturalnie w stanie półzwartym lub co najwyżej twaroplastycznym, pociąga za sobą zawsze obniżenie wartości liczbowych parametrów geotechnicznych ıłu i osłabia wytrzymałość kontaktową ıł-beton. Według badań Katedry Geotechniki, po zalaniu wodą trzeciorzędowego ıłu ekspansywnego z Bydgoszczy, już w pierwszej godzinie następuje dynamicznie największy wzrost wilgotności i jednoczesny spadek wartości wytrzymałości spęczniałego ıłu, osiagający  $\Delta\tau \approx 50\%$  i więcej, [5].

Wilgotność układu ıł-beton może się zmieniać w wyniku:

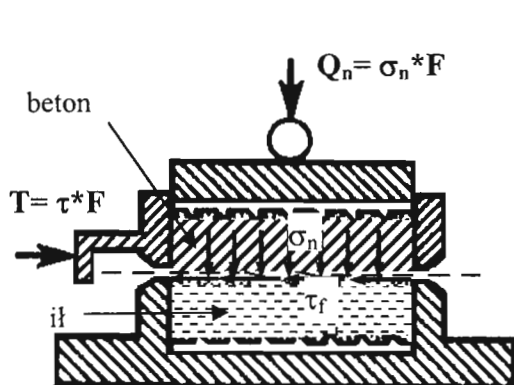
- naturalnych uwarunkowań geologicznych (występowanie w masywie ıłu przewarstwień wodonośnych),
- działalności wykonawców prac wiertniczych (zalewanie otworów w celu ułatwienia wierceń),
- doborów parametrów fizycznych zastosowanej mieszanki betonowej (w/c).



## 2. Badania nad wytrzymałością na ścinanie oraz obliczenia nośności poboczniczy pala

Badania nad wytrzymałością na ścinanie próbek kompozytowych it-beton przeprowadzono w aparacie bezpośredniego ścinania, ze względu na warunki ścinania analogiczne do warunków współpracy poboczniczy pala z podłożem gruntowym. Na analogie i możliwość aproksymowania współpracy poboczniczy pala badaniami w aparacie bezpośredniego ścinania wskazywał Bałachowski, [1]. Schemat aparatu skrzynekowego z próbką kompozytową przedstawiono na rysunku 1.

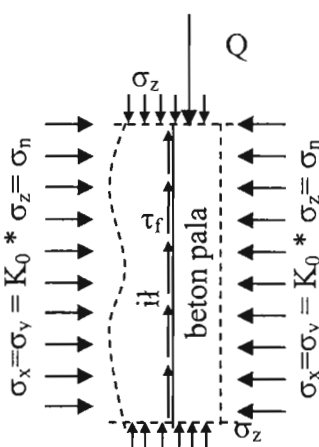
Schemat współpracy z podłożem gruntowym poboczniczy obciążonego pala przedstawiono na rysunku 2.



gdzie:

- T – siła ścinająca,
- $\tau$  – naprężenie ścinające,
- $\tau_f$  – wytrzymałość na ścinanie
- $Q_n$  – siła normalna,
- $\sigma_n$  – naprężenia normalne
- F – powierzchnia strefy ścinania

**Rys 1.** Schemat aparatu bezpośredniego ścinania



gdzie:

- $\sigma_{x,y}$  – naprężenia poziome w ośrodku gruntowym,
- $K_0$  – współczynnik parcia spoczynkowego,
- $\sigma_z$  – naprężenia pionowe,
- $\sigma_n$  – naprężenia normalne dla badań w aparacie bezpośredniego ścinania,
- $\tau_f$  – wytrzymałość na ścinanie strefy it-beton
- Q – obciążenie pala

**Rys. 2.** Schemat poboczniczy obciążonego pala

Ścinanie wykonano wzdłuż zorientowanej powierzchni poślizgu, zawsze w rejonie strefy kontaktu iłu z betonem, według ogólnie uznanej i przyjętej metody badania w aparacie bezpośredniego ścinania. Uzyskane wyniki badań pozwoliły określić zależność naprężeń ścinających od przemieszczeń próbki kompozytowej, wytrzymałości maksymalnej na ścinanie strefy kontaktowej ił-beton -  $\tau_{max} = \tau_f$  oraz wytrzymałości końcowej (granicznej) na ścinanie strefy kontaktowej ił-beton -  $\tau_{min}$ , przy odkształceniu  $\varepsilon = 10\%$  (oznaczenia przyjęto według PN-89/B04483).

Próbki kompozytowe ścinano przy naprężeniach pionowych (normalnych) równych  $\sigma_n = 0 \div 250$  kPa, (0, 50, 100, 150, 200, 250 kPa).

W celu określenia wpływu wilgotności iłu oraz konsystencji mieszanki betonowej (w/c) na wartość wytrzymałości na ścinanie strefy kontaktowej ił-beton, wykonano badania w przyjętym obszarze oznaczoności dla 3 serii próbek kompozytowych ił-beton:

- seria BI-1 – ił naturalny, półzwarty, beton B-20 o konsystencji gęstoplastycznej, w/c = 0,48,
- seria BI-2 – ił naturalny, półzwarty, beton B-15 o konsystencji ciekłej, w/c = 0,65,
- seria BI-3 – ił nawilgacany, twar doplastyczny, beton B-20 o konsystencji gęstoplastycznej, w/c = 0,48.

Próbki kompozytowe ił-beton formowano bezpośrednio w dwudzielnych skrzynkach aparatu AB 2a. Próbki iłu o wymiarach 60 x 60 mm i grubości 10 mm wycinano z kostek NNS i umieszczano w skrzynce na płycie oporowej. Charakterystykę iłu przyjętego do badań przedstawia tabela 1.

Tabela 1. Parametry geotechniczne iłu

Parametr geotechniczny	Fizyczne				Ekspansywne				Mechaniczne			
	$\rho_s$ [t/m <sup>3</sup> ]	$w_{k1}$ [%]	$w_s$ [%]	$w_p$ [%]	$w_L$ [%]	$f_p$ [%]	$f_n$ [%]	$f_i$ [%]	$\varepsilon_p$ [%]	$w_f$ [%]	$\phi_s$ [°]	$c_s$ [kPa]
Wartość średnia-x	2,72	27,17*	14,62	31,90	103,94	3,4	44,0	52,7	23,8	45,3	7,23	74,32
Wartość minimalna - $x_{min}$	2,70	24,00	13,82	30,00	98,48	3,0	41,0	49,0	19,6	40,3	-	-
Wartość maksymalna -	2,73	31,60	15,81	34,26	107,25	4,0	47,0	56,0	30,2	49,8	-	-
Odchylenie standardowe - $\sigma_n$	0,01	2,10	0,81	1,37	2,55	0,5	2,4	2,9	3,5	2,3	0,59**	3,65**
Liczba prób - N	5	37	5	26	16	5	5	5	9	9	20	20

\* -  $w_{k1}$  – wilgotność iłu po ścięciu dla serii BI-1

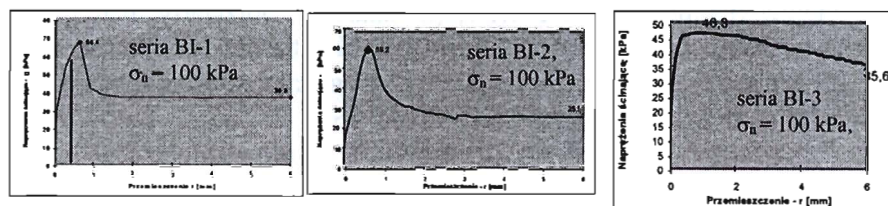
\*\* - średnie odchylenie kwadratowe

Dla serii BI-1 i BI-2 na ładu nakładano 10 mm warstwę mieszanki betonowej, przygotowanej według określonej receptury, i wstępnie zagęszczano. przed nałożeniem mieszanki betonowej, próbki gruntu serii BI-3, wstępnie nawilgacano przez około 15 h poprzez zalanie wodą powierzchni kontaktu z betonem. Przed nałożeniem mieszanki betonowej powierzchnię ładu osuszano bibułą.

Przygotowane próbki kompozytowe ładu-beton poddawano określonym naprężeniom konsolidującym ( $\sigma_n = 0 \div 250$  kPa) przez okres 30 dni (czas dojrzewania betonu), chroniąc jednocześnie ładu przed niepożądanym przesuszaniem.

Po okresie  $t \geq 30$  dni próbki umieszczano w aparacie skrzynkowym i ścinano przy naprężeniach normalnych, równych co do wartości naprężeniom konsolidującym. Ścinanie prowadzono wzdłuż wymuszonej powierzchni w strefie kontaktu ładu i betonu. Po ścięciu przeprowadzono badanie wilgotności próbek ładu w strefie kontaktu z betonem oraz dokonywano makroskopowych oględzin powierzchni ścięcia.

Poniżej zaprezentowano wybrane, charakterystyczne krzywe  $\tau_r = f(r)$ . Wyniki laboratoryjnych badań wytrzymałościowych zestawiono w tabeli 2.



Rys 1. Charakterystyczne krzywe  $\tau_r = f(r)$

Tabela 2. Zestawienie wytrzymałości maksymalnej i minimalnej na ścinanie -  $\tau_r$ ,  $\tau_{min}$  oraz wilgotności ładu po badaniu próbek serii BI-1

$\sigma_n$ [kPa]	$\tau_{fbr}$ [kPa]	$\gamma_m$	$\tau_{min}$ [kPa]	$\gamma_m$	$W_{k1}$ [%]	$\gamma_m$
0	15,8	0,55	5,7	0,52	26,3	0,95
50	37,4	0,79	23,9	0,88	27,6	0,91
100	67,0	0,87	32,3	0,85	25,8	0,98
150	95,4	0,80	45,8	0,90	27,8	0,91
200	112,0	0,89	57,5	0,91	27,4	0,90
250	125,2	0,93	66,3	0,91	28,2	0,96

Tabela 3. Zestawienie wytrzymałości maksymalnej i minimalnej na ścinanie -  $\tau_r$ ,  $\tau_{min}$  oraz wilgotności ładu po badaniu próbek serii BI-2

$\sigma_n$ [kPa]	$\tau_{fbr}$ [kPa]	$\gamma_m$	$\tau_{min}$ [kPa]	$\gamma_m$	$W_{k2}$ [%]	$\gamma_m$
0	11,1	0,81	7,3	0,85	33,4	0,95
50	32,5	0,80	23,2	0,78	32,5	0,97
100	58,1	0,88	29,1	0,92	30,1	0,95
150	82,8	0,86	42,1	0,86	32,4	0,98
200	91,4	0,93	51,9	0,88	29,9	0,96
250	104,5	0,88	59,9	0,97	30,9	0,95

**Tabela 4.** Zestawienie wytrzymałości maksymalnej i minimalnej na ścinanie -  $\tau_f$ ,  $\tau_{\min}$  oraz wilgotności iltu po badaniu próbek serii BI-3

$\sigma_n$ [kPa]	$\tau_{fz}$ [kPa]	$\gamma_m$	$\tau_{\min f}$ [kPa]	$\gamma_m$	$w_{kz}$ [%]	$\gamma_m$
0	8,2	0,75	4,8	0,50	40,6	0,94
50	28,3	0,72	22,9	0,75	36,6	0,94
100	45,2	0,89	29,7	0,86	37,0	0,96
150	48,3	0,84	34,5	0,80	35,5	0,95
200	55,2	0,79	42,5	0,84	35,3	0,93
250	77,5	0,82	51,4	0,86	36,7	0,94

Badanie laboratoryjne wytrzymałości na ścinanie strefy kontaktowej ilt-beton pozwala obliczyć nośność poboczniczy pala na podstawie rzeczywistych, jednostkowych, granicznych oporów iltu wzdłuż jego poboczniczy. Rezultaty tych obliczeń porównano z nośnością poboczniczy pala, określoną *in situ*, podczas próbnych obciążeń pali doświadczalnych, oraz obliczoną według zaleceń PN-83/B-02482.

Nośność poboczniczy według badań wytrzymałości na ścinanie strefy ilt-beton określono wielowariantowo dla serii BI-1, (ilt naturalny, półzwarty, beton B-20 o konsystencji gęstoplastycznej, w/c = 0,48), BI-2, (ilt naturalny, półzwarty, beton B-15 o konsystencji ciekłej, w/c = 0,65), BI-3, (ilt nawilgaczony, twaroplastyczny, beton B-20 o konsystencji gęstoplastycznej, w/c = 0,48).

Wykonano odpowiednie obliczenia dla pala przy następujących założeniach:

- średnica pala wynosi  $\varnothing 256$  mm, długość  $L = 8$  m,
- bezpośrednio poniżej powierzchni terenu do głębokości 2,0 m p.p.t. zalegają grunty niespoiste, a następnie do głębokości 8,0 m p.p.t. iltu ekspansywne,
- nośność poboczniczy pala w gruntach niespoistych określono na podstawie PN-83/B-02482 i przyjęto jako stałą dla serii BI-1, BI-2, BI-3,
- naprężenia poziome w podłożu gruntowym odpowiadają naprężeniom normalnym zadawanym podczas ścinania w aparacie AB 2a,
- naprężenia poziome, na odpowiednich głębokościach, wyznaczono tak samojak parcie spoczynkowe działające na pobocznicę pala, przyjmując dla gruntów niespoistych współczynnik  $K_0$  według PN-83/B-03010, dla iltów  $K_0 = 0,75$ ,
- jednostkowy, graniczny opór wzdłuż poboczniczy pala w funkcji głębokości według PN-83/B-02482 wyznaczono dla iltu o  $I_L = -0,06$ , analogicznie do wartości stopnia plastyczności iltu dla serii BI-1, tj. dla iltu naturalnego, nienawadnianego,
- obliczenia wykonano z zastosowaniem współczynników technologicznych zalecanych przez PN-83/B-02482 dla pali Wolfsholza.

Końcowe wyniki obliczeń nośności poboczniczy pła przedstawiono w tabeli 5.

**Tabela 5.** Nośność poboczniczy pła według laboratoryjnych badań wytrzymałości na ścinanie, próbnych obciążeń pali rzeczywistych oraz warunków określonych w PN-83/B-02482

Lp.	Stan iłów	Nośność poboczniczy [kN]		
		wg wytrzymałościowych badań laboratoryjnych	wg próbnych obciążeń	wg PN-83/B-02482
1.	Ił naturalny ( $I_L = -0,06$ ), beton gęstoplastyczny w/c=0,48	215,6	167,2*	223,9/196,4*
2.	Ił naturalny ( $I_L = 0,00$ ), beton ciekły w/c=0,65	166,0	-	167,3
3.	Ił nawadniany ( $I_L = 0,07$ ), beton gęstoplastyczny w/c=0,48	123,6	101,1**	157,5

\* - nośność poboczniczy pła dla iłów  $I_{KG}$  o wartości stopnia plastyczności  $I_L = -0,02$

\*\* - nośność poboczniczy pła dla iłów nawadnianych w otworze przez 15 h (nie określono stanu iłów)

### 3. Podsumowanie i wnioski

Analiza otrzymanych wyników badań nasuwa następujące wnioski:

- wzrost zawartości wody w mieszance betonowej (wzrost wskaźnika w/c) wpływa na zwiększenie wilgotności końcowej iłu (wilgotności po ścięciu) w strefie kontaktu z betonem,
- zwiększenie wskaźnika w/c z 0,48 do 0,65 spowodowało wzrost wilgotności iłu (zbadanej po ścięciu) w strefie ścicia średnio o  $\Delta w = 4,2$  %, tj. ze średniej wartości  $w_{k1} = 27,3$  % do  $w_{k2} = 31,5$  %, (stopień plastyczności wzrósł z wartości  $I_L = -0,06$  do  $I_L = 0,00$ ),
- wstępne, czasowe (około 15 h) nawilgacanie iłu spowodowało wzrost wilgotności iłu w strefie ścicia (zbadanej po ścięciu) o wartość średnią  $\Delta w = 9,6$  %, (stopień plastyczności wzrósł z wartości  $I_L = -0,06$  do  $I_L = 0,07$ ), a więc znacznie więcej niż zmiana konsystencji mieszanki betonowej z gęstoplastycznej na ciekłą,
- wytrzymałość na ścinanie -  $\tau_r$  strefy kontaktowej ił-beton zależy od konsystencji (wskaźnika w/c) zastosowanej mieszanki betonowej oraz od wilgotności początkowej iłu przyjętego do badań wytrzymałościowych (wstępne nawilgacanie), tzn. wytrzymałość na ścinanie strefy kontaktowej

maleje wraz ze wzrostem wilgotności końcowej یت. Spostrzezenie to jest zbieżne z wynikami badań uzyskanymi przez Jarominiaka [3],

- stwierdzono bardziej istotny wpływ wilgotności końcowej یت na wytrzymałość na ścinanie strefy kontaktu یت-beton dla naprężeń normalnych  $\sigma_n = 150 \div 250$  kPa niż dla  $\sigma_n = 0 \div 100$  kPa,
- maksymalną wytrzymałość na ścinanie -  $\tau_f$  osiąga się przy niewielkich odkształceniach względnych próbek kompozytowych  $\epsilon = 0,58 \div 2,33$  %.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń nośności pobocznic palą pozwalają podać następujące uogólnienia:

- rozkład wytrzymałości na ścinanie strefy یت-beton na podstawie badań bezpośrednich jest zdecydowanie różny od rozkładu oporu granicznego zawartego w PN-83/B-02482. Po przekroczeniu 5 m p.p.t. wytrzymałość na ścinanie strefy یت-beton (opór graniczny wzdłuż pobocznic palą) rośnie proporcjonalnie do naprężeń normalnych (poziomych w podłożu). Jednak sumaryczny opór wzdłuż pobocznic obliczeniowego palą, ustalony na podstawie bezpośredniej wytrzymałości, jest niższy od zalecanego przez PN-83/B-02482 - nawet dla یتów nienawadnianych. Wskazuje to na potrzebę każdorazowej weryfikacji danych zalecanych w PN-83/B-02482 w stosunku do rzeczywistej wytrzymałości یتów ekspansywnych wzdłuż pobocznic pali betonowych,
- obliczanie nośności betonowych pali w półzwarłym podłożu ekspansywnym na podstawie zaleceń PN-83/B-02482, może w podobnych przypadkach prowadzić do przeszacowywania nośności obliczeniowej nawet o 15 % dla pobocznic i o ponad 20 % dla podstawy. Na powyższe wskazuje badanie pali rzeczywistych oraz badanie laboratoryjnej wytrzymałości strefy kontaktowej یت-beton,
- stosowanie bardziej „mokrych”, np. ciekłych, mieszanek betonowych powoduje zmniejszenie nośności pobocznic palą w stosunku do mieszanek, np. gęstoplastycznych, o 23 %, a w odniesieniu do warunków normowych o około 26 %,
- nawilgacanie naturalnego یتu, w stosunku do یتu naturalnego nienawadnianego, wpływa na istotne praktycznie zmniejszenie nośności pobocznic palą średnio o około 40  $\div$  43 %. Potwierdzają to, zarówno badania laboratoryjne jak i polowe,
- uwzględnienie w obliczeniach nośności pobocznic palą rzeczywistej zmiany stanu یتów, pod wpływem zastosowania różnych mieszanek betonowych, daje zadowalającą zgodność wyników obliczeń z wynikami otrzymanymi na podstawie wytrzymałościowych badań laboratoryjnych,

- uwzględnienie w obliczeniach nośności poboczniczy, zmiany stopnia plastyczności iltów pod wpływem jakiegokolwiek nawodnienia, nie gwarantuje uzyskania zgodności z rzeczywistą nośnością. Różnica wartości obliczeniowych i rzeczywistych może przekraczać nawet 20 % po stronie niebezpiecznej.

Podane wnioski i wyniki obliczeń dowodnie wskazują, że podczas projektowania i wykonawstwa wierconych pali betonowych formowanych w gruntach ekspansywnych należy koniecznie uwzględniać specyficzne właściwości gruntów ekspansywnych, w tym szczególnie charakterystykę iltów w fazie pęcznienia przy wzroście wilgotności. Traktowanie ekspansywnych gruntów spoistych jak pozostałych gruntów spoistych może powodować znaczne przeszacowanie nośności pali dochodzące nawet do 30 %. Stosując płynne konsystencje mieszanek betonowych do formowania pali, należy uwzględnić zmianę oporu granicznego wzdłuż poboczniczy pala.

## Literatura

1. Bałachowski L.: *Określenie efektu skali w badaniach modelowych zjawiska tarcia pomiędzy konstrukcją a gruntem*. XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania „Geotechnika w budownictwie i transporcie”. Tom II. Gdańsk, (1997), s. 9-16.
2. Gwizdała K.: *Analiza osiadań pali przy wykorzystaniu funkcji transformacyjnych*. Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej nr 532. Budownictwo wodne XLI, Gdańsk, 1996.
3. Jarominiak A., Folta L.: *O wpływie wody zarobowej w mieszance betonowej stosowanej w fundamentach na cechy iltów*. Inżynieria i Budownictwo, nr 1/2003, (2003), s.18-19.
4. Kumor M. K., Dłużewski W.: *Wytrzymałość wybranego iltu ekspansywnego z modelowanymi powierzchniami osłabień*. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania „Problemy geotechniczne obszarów przybrzeżnych”, Szczecin-Międzyzdroje, (2000), s. 367-376.
5. Kumor M. K., Szpakowski K.: *Wytrzymałość na ścinanie strefy kontaktowej iltu ekspansywny – beton*. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania „Problemy geotechniczne obszarów przybrzeżnych”, Szczecin-Międzyzdroje, (2000), s. 377-388.
6. Kumor M. K., Szpakowski K.: *Badania nośności pali w ekspansywnych iltach trzyczłonowych*. XIII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów



- i Fundamentowania, Politechnika Śląska, Zeszyty Naukowe Nr 1573, Budownictwo 97, Gliwice, (2003), s. 243-250.
7. Szpakowski K.: *Opór poboczniczy betonowego pala wierconego, formowanego w ilastym podłożu budowlanym (program badań laboratoryjnych)*. Geotechniczne problemy ochrony powierzchni Ziemi – Seminarium Naukowo-Techniczne, Bydgoszcz, (1999), s. 17-21.
  8. Szpakowski K.: *Wytrzymałość strefy kontaktowej ił ekspansywny - beton dla przypadku pala formowanego w podłożu*. Rozprawa doktorska, Akademia Techniczno-Rolnicza, Bydgoszcz, 2003.
  9. Wołowicki W., Kumor M. K., Rzeźniczak J.: *Nadzór naukowy nad realizacją wiaduktu kolejowego WK5 w Luboniu oraz mostu autostradowego MA7 przez rzekę Wartę w Poznaniu. Analiza nośności pali fundamentowych wykonanych w iłach poznańskich dla posadowienia podpór nr 5 i 6 mostu MA7*. Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, Poznań, 2001.

## INFLUENCE OF CONCRETE MIX PARAMETERS AND CLAY HUMIDITY ON SHEARING RESISTANCE OF CLAY-CONCRETE COMPOSITE

**Summary:** The paper presents laboratory tests of shearing resistance of clay-concrete composite. The researches proved, that water quantity into the concrete mix influence on shearing resistance of contact zone – clay-concrete. The increase of w/c indicator at  $w/c = 0,48$  to  $w/c = 0,65$  has caused the decrease of shear resistance about 16-18 %. Shearing resistance of clay-concrete composite depends on clay humidity into contact zone too.

Waldemar Świdziński<sup>1</sup>, Jacek Mierczyński<sup>2</sup>

## Zagęszczanie się piasków w cyklicznym aparacie trójosiowego ściskania

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono wyniki badania doświadczalnego cyklicznie ścinanego piasku w aparacie trójosiowego ściskania. Opisano podstawowe cechy cyklicznego aparatu trójosiowego oraz sposób prowadzenia eksperymentów i pomiarów. Reakcję gruntu na przyłożone obciążenia cykliczne zinterpretowano w formalizmie teorii zagęszczania i upłynniania rozwijanej od lat w IBW PAN.

### 1. Wstęp

Problem reakcji gruntów na obciążenia cykliczne stanowi istotną pozycję w geotechnice i mechanice gruntów, gdyż ma duże znaczenie praktyczne. Z obciążeniami cyklicznymi przekazywanymi na podłoże gruntowe mamy do czynienia np. podczas trzęsień ziemi, falowania morskiego, drgań maszyn czy ruchu pojazdów. W przypadku gruntów sypkich w stanie suchym lub nawodnionym ze swobodnym odpływem wody z porów zasadniczą cechą reakcji gruntu jest jego zagęszczanie się. Proces ten ma z jednej strony pozytywny skutek, gdyż prowadzi do wzrostu właściwości wytrzymałościowych podłoża, lecz z drugiej powoduje jednak jego osiadanie, co z kolei może mieć destrukcyjny wpływ na spoczywające na nim konstrukcje. Destrukcyjny charakter obciążeń cyklicznych jest ewidentny w przypadku sypkiego ośrodka gruntowego, nawodnionego, gdy odpływ wody z porów jest bardzo utrudniony lub całkowicie

---

<sup>1</sup> dr inż., IBW PAN, Gdańsk

<sup>2</sup> dr., IBW PAN, Gdańsk

uniemożliwiony. Wówczas w takim ośrodku, w wyniku działania obciążeń cyklicznych, obserwuje się proces generacji ciśnienia porowego, który w skrajnym przypadku może prowadzić do upłynnienia się gruntu i w konsekwencji praktycznie całkowitej utraty wytrzymałości na ścinanie, (por np. Świdziński i Mierczyński, 2004). Kluczem do właściwego opisu procesu generacji ciśnienia porowego i upłynnienia jest dokładne rozpoznanie zjawisk rządzących procesem zagęszczania.

Proces zagęszczania się gruntów sypkich poddanych obciążeniom cyklicznym obserwuje się praktycznie w przypadku każdego zagęszczenia początkowego, jednakże przyrost zagęszczenia jest tym większy, im luźniejszy jest grunt. Z zagęszczaniem w wyniku obciążeń cyklicznych będziemy mieć do czynienia zarówno dla gruntów kontraktywnych jak i dylatywnych. Sam proces zagęszczania jest zwykle tłumaczony pogładowo zmianami upakowania ziaren wywołanymi naprężeniami ścinającymi. W wyniku cyklicznego ścinania, ziarna gruntu oddziałujące na siebie poprzez powierzchnie kontaktu mogą się wzajemnie przemieszczać. Prowadzi to do zmiany struktury gruntu w kierunku gęstszego upakowania. Tak więc proces zagęszczania odpowiada trwałym zmianom objętości a te z kolei trwałym zmianom porowatości.

Problem reakcji gruntów sypkich poddanych obciążeniom cyklicznym jest przedmiotem badań prowadzonych od lat w Zakładzie Geomechaniki IBW PAN. Owocem tych prac jest teoria zagęszczania/upłynnienia zaproponowana przez Sawickiego, 1987, która znalazła szerokie zastosowanie w rozwiązaniu szeregu praktycznie ważnych problemów inżynierskich, (por. np. Sawicki i Świdziński, 1989 i 2005). Jednym z podstawowych równań tej teorii jest prawo konstytutywne, opisujące proces zagęszczania się gruntów sypkich poddanych cyklicznemu ścinaniu. Konsekwencją przyjętego prawa konstytutywnego jest koncepcja wspólnej krzywej zagęszczania jako podstawowej charakterystyki zagęszczalności danego gruntu sypkiego poddanego cyklicznemu ścinaniu. Krzywa ta została dobrze zweryfikowana laboratoryjnie dla różnych piasków wykorzystując cykliczny aparat prostego ścinania w testach o kontrolowanej amplitudzie odkształcenia. Prawo zagęszczania sformułowano w postaci ogólnej tak więc zachodzi oczywiste pytanie, czy może być skutecznie zastosowane do opisu zagęszczania w innych warunkach stanu naprężenia niż proste ścinanie.

W niniejszym komunikacie przedstawiono wstępne wyniki badań zagęszczania piasku średniego poddanego cyklicznemu trójosiowemu ściskaniu, przy liczbie cykli obciążenia dochodzącej do 10000. Omówiono krótko podstawowe elementy aparatu, zasady prowadzenia badań oraz interpretacji wyników doświadczeń. Badania przeprowadzono w cyklicznym aparacie trójosiowym, wyposażonym w lokalne czujniki do pomiaru, zarówno odkształceń

pionowych jak i bocznych. Umożliwiło to interpretacje wyników w ramach teorii zagęszczania/upłynniania.

## 2. Koncepcja uniwersalnej krzywej zagęszczania dla gruntów sypkich

Obserwacje w terenie jak i badania laboratoryjne wskazują, że suchy grunt sypki poddany cyklicznemu ścinaniu zagęszcza się, (por np. Silver i Seed, 1971; Sawicki i Świdziński, 1989). Zagęszczanie to jest wyrażone poprzez trwałe zmiany objętościowe, których wartość zależy na ogół głównie od liczby cykli obciążenia, wartości amplitudy odkształcenia postaciowego oraz od początkowego zagęszczenia gruntu. Dla przypadku prostego ścinania można to umownie zapisać w postaci:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v(N, \gamma_0, e_0), \quad (1)$$

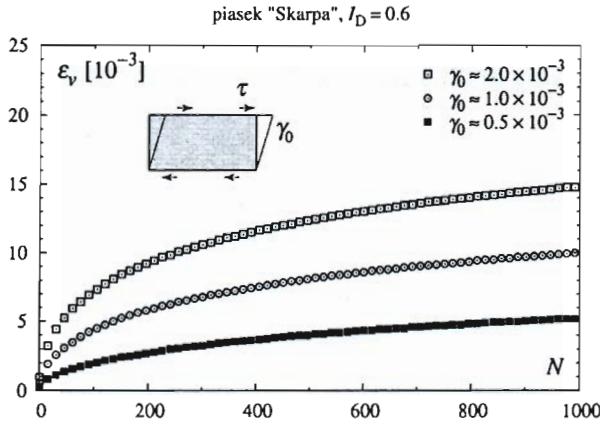
gdzie  $\varepsilon_v$  oznacza trwałe zmiany objętości,  $\gamma_0$  jest amplitudą odkształcenia postaciowego a  $e_0$  początkowym wskaźnikiem porowatości. Badanie zagęszczania się gruntów sypkich w cyklicznym aparacie prostego ścinania prowadzi się zazwyczaj przy stałej wartości amplitudy odkształcenia postaciowego  $\gamma_0$ . Wynikiem pojedynczego testu z ustaloną amplitudą  $\gamma_{0i}$  i danym zagęszczeniem początkowym próbki są krzywe zagęszczania  $\varepsilon_{vi}(N)$ , które pokazano przykładowo na rys. 1. Jak wynika z rys. 1, dla różnych wartości amplitudy odkształcenia otrzymuje się różne krzywe zagęszczenia.

Koncepcja uniwersalnej krzywej zagęszczania polega na przedstawieniu tych wyników w układzie nowych zmiennych  $\Phi$  i  $z$ , zdefiniowanych jako:

$$\Phi = \varepsilon_v / e_0 \quad \text{oraz} \quad z = NJ(\gamma), \quad (2)$$

gdzie  $N$  jest liczbą cykli ścinania, traktowaną jako zmienna ciągła, natomiast  $J(\gamma)$  jest drugim niezmiennikiem dewiatora amplitud odkształcenia postaciowego. Powyższe zmienne uzyskano na drodze teoretycznej, co pozwoliło przekształcić formalnie prawo zagęszczania, zaproponowane przez Sawickiego, w 1987 roku. Jednakże, ze względu na szczupłość miejsca, ograniczono się tutaj jedynie do przedstawienia niezbędnych elementów teorii. Ponadto, szczegółowe rozważania

teoretyczne były już wielokrotnie prezentowane, chociażby w cytowanych wyżej pracach.



Rys. 1. Krzywe zagęszczania piasku dla różnych wartości amplitudy odkształcenia postaciowego

Wprowadźmy pojęcie tensora amplitud odkształcenia  $E$ . Zgodnie z definicją, drugi niezmiennik dewiatora amplitud odkształcenia  $E^{\text{dev}}$  ma następującą postać:

$$J = \frac{1}{2} \text{tr}(E^{\text{dev}})^2 \quad (3)$$

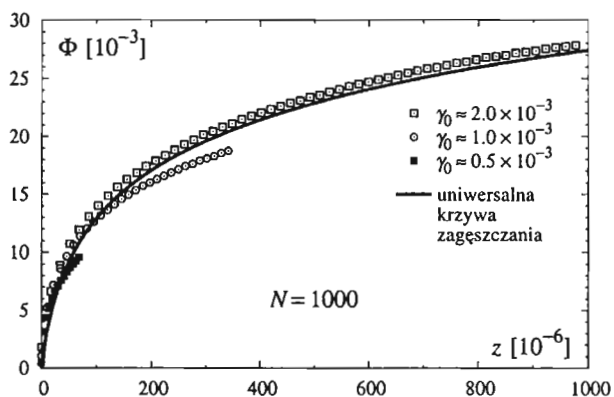
Na podstawie równań (2) i (3), dla przypadku prostego ścinania otrzymamy:

$$z = \frac{1}{4} \gamma_0^2 N. \quad (4)$$

Jeżeli teraz wyniki doświadczeń pokazane na rys. 1 przedstawimy w nowej interpretacji  $\Phi = \Phi(z)$ , to krzywe zagęszczania dla różnych amplitud odkształcenia postaciowego  $\gamma_i$  zaczną nam się układać wzdłuż jednej krzywej (rys. 2), którą można z dobrą dokładnością opisać funkcją logarymiczną w postaci:

$$\Phi = C_1 \ln(1 + C_2 z), \quad (5)$$

gdzie współczynniki  $C_1$  i  $C_2$  są stałymi materiałowymi charakteryzującymi zagęszczalność danego gruntu sypkiego w warunkach cyklicznego ścinania.



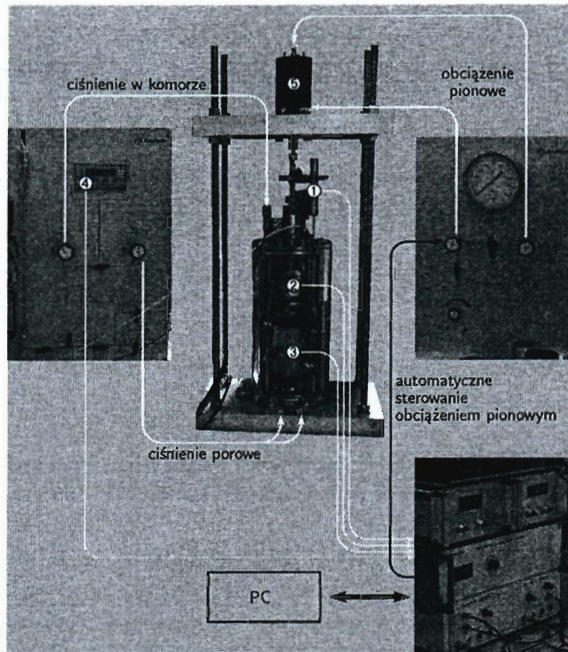
Rys. 2. Wspólna krzywa zagęszczenia dla danych przedstawionych na rys. 1.

Wykorzystanie do badań nad zagęszczaniem się ośrodków sypkich cyklicznego aparatu prostego ścinania ma wiele zalet. Jest nią przede wszystkim możliwość wymuszania prostego ścinania poprzez kontrolowaną historię odkształcenia ścinającego (cykliczne zmiany kształtu próbki), klarowny jakościowo stan naprężenia uzyskiwany w ścinanej próbce jak też prosta interpretacji reakcji w postaci trwałych zmian objętościowych odpowiadających osiadaniu próbki. Wadą natomiast jest niemożliwość dokładnego określenia ilościowego naprężeń ścinających oraz fakt, że początkowy stan naprężenia przed przyłożeniem odkształceń ścinających odpowiada jednej, stałej wartości dewiatora naprężenia, wynikającej z rozkładu geostatycznego (wzdłuż ścieżki  $K_0$  przy założeniu sztywności ścianek aparatu).

Jak wspomniano we wstępie, słuszność koncepcji wspólnej krzywej zagęszczenia gruntów sypkich powinna zostać potwierdzona doświadczalnie również dla innych stanów naprężenia niż proste ścinanie. Do tego celu wykorzystano cykliczny aparat trójosiowego ściskania, który, ze względu na to, że jest stosunkowo mało popularny w Polsce, został opisany krótko w następnym rozdziale.

### 3. Cykliczny aparat trójosiowego ściskania

System do badań gruntów w cyklicznym aparacie trójosiowego ściskania firmy ENEL-HYDRO z Włoch został pokazany na rys. 3.



Rys. 3. System do badań gruntu w warunkach cyklicznego trójosiowego ściskania

Składa on się z następujących podstawowych elementów: komory trójosiowej z siłownikiem do wymuszenia obciążeń statycznych i cyklicznych (5), dwóch paneli do sterowania ciśnieniem w komorze oraz w próbce jak też obciążeniem pionowym, szeregu elektronicznych urządzeń kontrolno-pomiarowych, komputera wraz ze specjalistycznym oprogramowaniem oraz kompresora. System ten jest systemem pneumatyczno-hydraulicznym, w którym ciśnienie konsolidacyjne oraz obciążenie pionowe wymusza się sprężonym powietrzem, natomiast ciśnienie wyrównawcze - ciśnieniem wody.

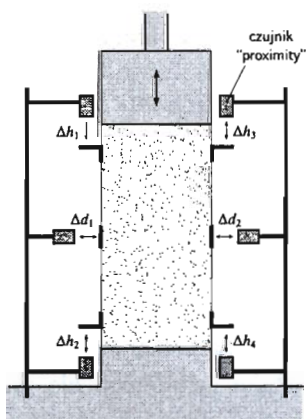
Komora trójosiowa umożliwia badanie próbek o średnicy 70 mm i wysokości 140 mm. Komora ta jest wolna od wad charakterystycznych dla standardowych rozwiązań, gdyż poprzez sztywne połączenie tłoka z korkiem, zamykającym próbkę od góry pozwala na dokładnie osiowo obciążać pionowe próbki. Usytuowanie czujnika siły (2) wewnątrz komory eliminuje dodatkowo wpływ tarcia tłoka na wielkość mierzonej siły pionowej.

Jeden z paneli sterowania – konsolidacyjny (lewy – rys. 3) służy do kontroli i pomiaru ciśnienia wody w komorze, nawadniania próbki, kontroli ciśnienia wyrównawczego oraz do pomiaru zmiany objętości próbek nawodnionych. Drugi



panel steruje obciążeniem pionowym przykładanym do próbki z góry. Obciążenie to jest przekazywane poprzez siłownik (5), składający się z dwóch komór. Różne, wymuszane przez panel sterowania, ciśnienie powietrza w tych komorach powoduje powstanie pionowej siły skierowanej w dół lub w górę, co z kolei umożliwia statyczne obciążanie pionowe próbki (ściskanie) lub odciążanie (rozciąganie) oraz cykliczną zmianę tych dwóch procesów. Takie rozwiązanie pozwala prowadzić testy statyczne przy bardzo małej prędkości odkształcenia (rzędu  $10^{-4}$  mm/min) bądź naprężenia (0.3 kPa/min). W badaniach cyklicznych możliwe jest wymuszanie cyklicznego obciążenia pionowego w postaci fali sinusoidalnej o częstotliwością do 2Hz.

System jest dodatkowo wyposażony w kilkanaście czujników do pomiaru różnych parametrów. Oprócz standardowych czujników do pomiaru ciśnienia wody w komorze (4), ciśnienia wyrównawczego, siły pionowej oraz zewnętrznego pomiaru odkształcenia pionowego próbki (1), wewnątrz komory trójosiowej znajduje się sześć czujników (3) do lokalnego pomiaru odkształceń pionowych (dwie pary) oraz poziomych próbki (jedna para). Są to czujniki typu „proximity”, umieszczone wewnątrz komory na niezależnym stelażu, umożliwiające precyzyjny pomiar odkształcenia z dokładnością do  $10^{-5}$ . Jest to niesłychanie istotne z punktu widzenia dokładnego wyznaczenia, zarówno odkształceń objętościowych jak też odkształceń postaciowych. Wadą stosowania takich czujników jest natomiast ich niewielki zakres odpowiadający maksymalnej deformacji dochodzącej do 2.5 mm, co przy odkształceniach bocznych oraz przy średnicy 70 mm odpowiada odkształceniemu około 7 procent. Zasadę pomiaru oraz rozmieszczenie lokalnych czujników odkształcenia pokazano schematycznie na rys. 4.



**Rys. 4.** Rozmieszczenie i zasada pomiaru za pomocą lokalnych czujników odkształcenia.

Komora trójosiowa jest dodatkowo wyposażona w dwie pary czujników piezoelektrycznych do pomiaru prędkości fal sejsmicznych (fal ścinających lub dylatacyjnych), na podstawie których można wyznaczyć właściwości sprężyste danego ośrodka.

System jest uzupełniony o urządzenia elektroniczne połączone ze wszystkimi czujnikami oraz z komputerem ze specjalistycznym oprogramowaniem do zadawania warunków badania, rejestracji wyników oraz do bieżącego śledzenia wszystkich mierzonych parametrów.

## 4. Interpretacja wyników doświadczeń w cyklicznym aparacie trójosiowego ściskania

Ze względu na wielość czynników mogących mieć wpływ na zachowanie się ośrodka sypkiego w warunkach cyklicznego trójosiowego ściskania jak też ze względu na brak bezpośredniej kontroli odkształceń, właściwe przygotowanie i przeprowadzenie badań jest zdecydowanie bardziej skomplikowane niż w przypadku testów cyklicznego prostego ścinania. Te podstawowe czynniki to: początkowy stan naprężeń (początkowa wartość dewiatora naprężenia), wartości amplitudy naprężenia, początkowy stan gruntu, interpretacja pomiarów odkształceń, czy w mniejszym stopniu częstotliwość obciążeń cyklicznych.

Badania cyklicznego trójosiowego ściskania przeprowadzono na piasku „Skarpa”, który obok piasku „Lubiatowo” jest drugim modelowym piaskiem wykorzystywanym w laboratorium Zakładu Geomechaniki IBW PAN. Jest to piasek średni, kwarcowy, słabo obtoczony o następujących parametrach fizycznych:  $D_{50} = 0.42$  mm;  $e_{\min} = 0.432$ ;  $e_{\max} = 0.677$ ;  $C_u = 2.5$ ;  $\rho_s = 2.65$ . Badania wykonano na próbkach o wymiarach  $70 \times 140$  mm, charakteryzujących się początkowym stanem średnio zagęszczonym ( $I_D \approx 60\%$ ). Kąt tarcia wewnętrznego dla średnio zagęszczonego piasku „Skarpa” wynosi około  $39^\circ$ . Po uformowaniu próbek metodą sypania na sucho oraz montażu czujników do lokalnego pomiaru odkształceń wszystkie badane próbki były konsolidowane ciśnieniem izotropowym 200 kPa. Należy zwrócić uwagę, że stan wszystkich badanych próbek odpowiadał zachowaniu dylatywnemu scharakteryzowanemu poprzez początkowe średnie ciśnienie efektywne i początkowy wskaźnik porowatości oraz położenie tych parametrów względem linii stanu ustalonego dla piasku „Skarpa”, która została wyznaczona wcześniej, 9por. Świdziński i Mierczyński, 2003).

Wszystkie doświadczenia prowadzono przy początkowym dewiatorze naprężenia równym zeru. Na początkowy stan naprężenia ( $\sigma_1^0 = \sigma_3^0 = 200$  kPa) nakładano pionowe obciążenie cykliczne  $\sigma_1^c$ , zmieniające się wg wzoru:

$$\sigma_1 = \sigma_1^0 + \sigma_1^c = \sigma_1^0 + \Delta\sigma_1^c \sin \omega t, \quad (6)$$

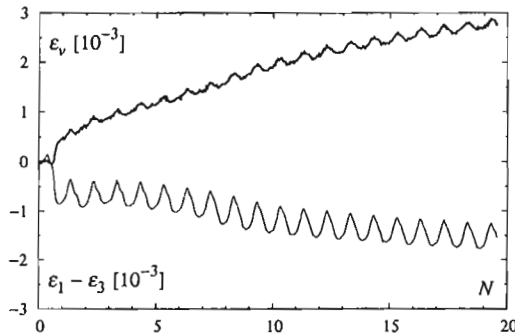
gdzie  $\omega = 2\pi f$  a  $\Delta\sigma_1^c$  – amplituda cyklicznego naprężenia pionowego. Częstotliwość  $f$  zmieniała się w zakresie  $0.5 \div 1.0$  Hz. Oznacza to, że w pojedynczym cyklu obciążenia i odciążenia próbka gruntu była ściskana przy dodatniej wartości naprężenia cyklicznego i rozciągana, gdy osiągało ono wartość ujemną. Badania przeprowadzono dla założonych wartości amplitud naprężenia cyklicznego  $\Delta\sigma_1^c$  wynoszących około 12.5, 25 i 50 kPa, które utrzymywały stałe wartości podczas cyklicznego obciążania próbek do 10000 cykli. W praktyce realizowane wartości amplitud naprężenia nieznacznie się różniły ze względu na tolerancje aparatury kontrolującej. Dla każdej z tych amplitud wykonano minimum trzy doświadczenia, a otrzymane wyniki uśredniano.

W trakcie cyklicznego obciążania wartość ciśnienia wody w komorze pozostała stała, tak więc, zgodnie z równaniem (6), cykliczna zmiana dewiatora naprężenia była równoważna cyklicznej zmianie naprężenia pionowego:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma_1^c \sin \omega t \quad (7)$$

Należy zauważyć, że maksymalne wartości dewiatora cyklicznego znajdowały się daleko od powierzchni granicznej, np. określonej warunkiem Coulomba-Mohra. Nawet dla największej amplitudy naprężenia pionowego ta odległość była bardzo duża.

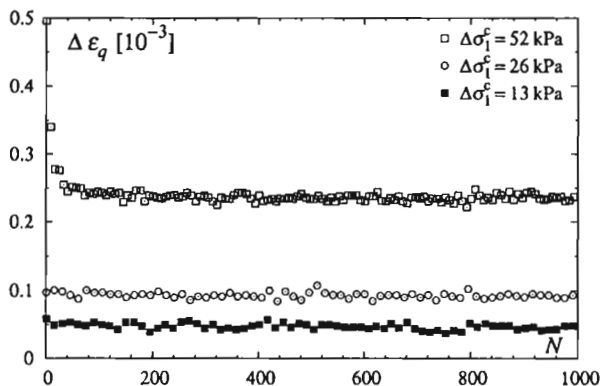
Na rys. 5 pokazano przykładowe wyniki doświadczenia dla amplitudy naprężenia wynoszącej 52 kPa, zinterpretowane w postaci zmiany dewiatora naprężenia i odkształcenia oraz odkształcenia objętościowego w funkcji liczby cykli obciążenia  $N$ . Odkształcenia objętościowe  $\varepsilon_v$  oraz postaciowe  $\varepsilon_q$  wyznaczono na podstawie pomiaru składowych pionowej  $\varepsilon_1$  i poziomej  $\varepsilon_3$  wg wzorów:  $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$ ,  $\varepsilon_q = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$ . Dla przejrzystości rysunku ograniczono się do pierwszych 20 cykli obciążenia. Przy interpretacji odkształceń przyjęto konwencje mechaniki gruntów, gdzie znak „+” oznacza ściskanie.



**Rys. 5.** Przykładowa reakcja średnio zagęszczonego piasku poddanego cyklicznemu trójosiowemu ścinaniu. Wyniki pierwszych 20 cykli obciążenia

Z rys. 5 wyraźnie widać, że już w początkowych cyklach obciążenia piasek poddany cyklicznemu trójosiowemu ściskaniu zaczyna się zagęszczać. Proces ten ma miejsce nawet przy stosunkowo małej wartości amplitudy odkształcenia ścinającego, wynoszącej około  $0.25 \times 10^{-3}$ . W przypadku zarówno odkształceń objętościowych jak i postaciowych można wyróżnić średni trend jak i nałożone na niego oscylacje. Ten pierwszy jest związany z trwałymi zmianami odkształceń, a drugi z reakcją sprężystą gruntu. W przypadku odkształceń objętościowych będą nas interesować jedynie trwałe zmiany objętości, a oscylacje zostaną pominięte. Dokładnie odwrotnie jest w przypadku odkształceń postaciowych, gdzie głównym czynnikiem sprawczym procesu zagęszczania są właśnie sprężyste zmiany dewiatora odkształcenia.

Wskutek sukcesywnego zagęszczania właściwości ośrodka sypkiego poddanego cyklicznemu ścinaniu zmieniają się, co powoduje zmianę wartości dewiatora odkształcenia  $\varepsilon_q$ , a więc zarówno jego średniej wartości (trendu) jak i amplitudy odkształcenia postaciowego. Ze względu na to, że ta ostatnia zmienna jest podstawowym parametrem rządzącym prawem zagęszczania w teorii zagęszczania i upłynniania, niezbędne jest w tym przypadku jej dokładne wyznaczenie. W tym celu opracowano specjalny program, który na bazie wyników doświadczeń analizuje przebieg cyklicznych zmian dewiatora odkształcenia. Program ten w każdym cyklu odkształcenia wyszukuje wartości maksymalnych i minimalnych dewiatora i ustala amplitudę odkształcenia  $\Delta\varepsilon_q$  jako połowę różnicy tych wartości. Na rys. 6 pokazano zmiany amplitudy odkształcenia postaciowego w funkcji liczby obciążenia  $N$  dla trzech różnych wartości amplitudy naprężenia cyklicznego  $\Delta\sigma_1^\circ$ .



**Rys. 6.** Amplitudy odkształcenia postaciowego w funkcji liczby obciążenia  $N$  dla trzech różnych wartości amplitudy naprężenia cyklicznego

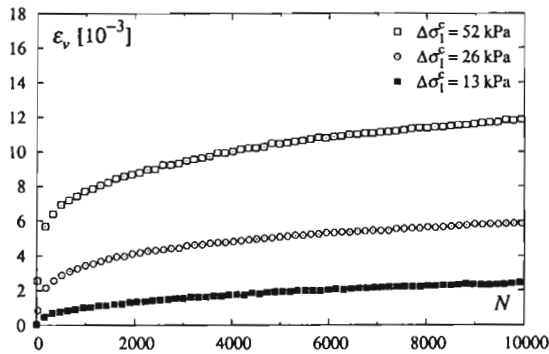
Z rysunku wynika, że amplituda odkształcenia postaciowego dla wartości amplitud naprężenia cyklicznego, wynoszących 13 i 26 kPa, jest na ogół stała. Natomiast w przypadku największej wartości amplitudy naprężenia obserwuje się znaczny spadek wartości amplitudy odkształcenia w pierwszych cyklach obciążenia (około 2-krotny), po czym również następuje stabilizacja. Należy przy tym zauważyć, że przy małych wartościach amplitudy odkształcenia (rzędu  $10^{-4}$ ) są one proporcjonalne do wywołujących je amplitud naprężenia cyklicznego, co oznacza, że znajdujemy się w zakresie sprężystym. Odpowiadający mu moduł ścinania  $G$  zdefiniowany jako:

$$2G = \Delta q / \Delta \varepsilon_q = \Delta \sigma_1^c / \Delta \varepsilon_q, \quad (8)$$

wynosi w tym wypadku  $1.3 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ . Ta liniowość znika przy największej wartości amplitudy odkształcenia, dla której moduł ten jest nieco mniejszy i wynosi  $1.08 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ , co ma związek z powstawaniem większych odkształceń plastycznych w czasie pojedynczego cyklu obciążenia i odciążenia.

## 5. Uniwersalna krzywa zagęszczania dla przypadku cyklicznego trójosiowego ściskania

Na rys. 7 pokazano rozwój trwałych zmian objętości w funkcji liczby cykli obciążenia  $N$ . Krzywe przedstawione na rys. 7 reprezentują wartości uśrednione otrzymane na podstawie kilku doświadczeń. Z rysunku wynikają pewne oczywiste wnioski. Największy przyrost zagęszczenia obserwuje się w pierwszych kilkuset cyklach obciążenia, a następnie przyrost ten maleje, przyjmując praktycznie liniowy charakter. Jednakże nawet dla 10000 cykli obserwuje się tendencję do dalszego wzrostu zagęszczenia. Im większa amplituda naprężenia cyklicznego, tym większe zagęszczenie próbki, choć przyrost ten nie ma charakteru liniowego. Należy również zwrócić uwagę na fakt, że nawet dla największej amplitudy naprężenia, końcowe zagęszczenie się gruntu po 10000 cykli obciążenia nie jest znaczące. W tym wypadku zmiana wskaźnika porowatości wyniosła 0.018, co odpowiada zmianie stopnia zagęszczenia o około 0.07.



Rys. 7. Trwałe zmiany objętości w funkcji liczby cykli obciążenia dla trzech różnych wartości amplitudy naprężenia cyklicznego

Aby zweryfikować koncepcję uniwersalnej krzywej zagęszczania, należy krzywe zagęszczania z rys. 7 przedstawić w nowej konfiguracji  $\Phi - z$ , zgodnie z zasadami przedstawionymi w rozdziale 2. W przypadku funkcji zagęszczania  $\Phi$  wystarczy przeskalować wartości trwałych zmian objętości z rys. 7, dzieląc je przez początkowy wskaźnik porowatości, który wyniósł średnio  $e_0 = 0.53$ .

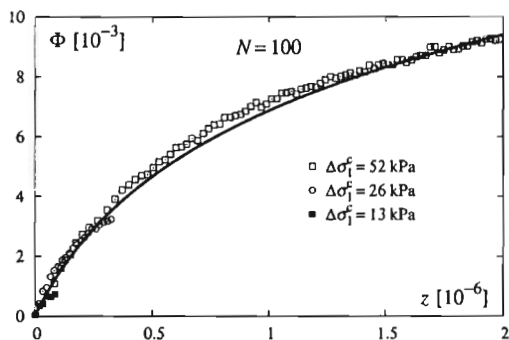
Zgodnie z równaniami (2) i (3), zmienna  $z$  jest funkcją liczby cykli ścinania oraz drugiego niezmiennika dewiatora tensora amplitud odkształcenia Dla

przypadku trójosiowego ściskania drugi niezmiennik dewiatora przyjmie następującą postać:

$$J = (E_1 - E_3)^2 / 3 = (\Delta \varepsilon_q)^2 / 3, \quad (10)$$

gdzie  $E_1 - E_3$  oznaczają amplitudy odkształcenia pionowego oraz poziomego, a  $\Delta \varepsilon_q$  są wartościami amplitudy odkształcenia postaciowego, (rys. 5).

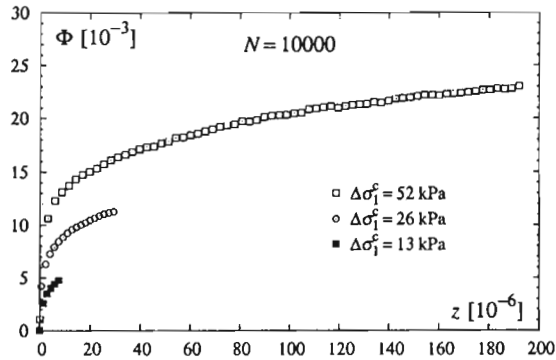
Na rys. 8 pokazano wyniki przedstawione na rys. 7 dla pierwszych 100 cykli obciążenia, lecz już w nowej interpretacji  $\Phi - z$ . Z rysunku wynika, że dla początkowej fazy obciążenia cyklicznego punkty reprezentujące na rys. 7 różne krzywe zagęszczania układają się wzdłuż jednej krzywej, którą z bardzo dobrym przybliżeniem można opisać funkcją logarymiczną o postaci danej wzorem (5). Wartości współczynników  $C_1$  i  $C_2$  wyniosły w tym wypadku odpowiednio 4.355 i 3.834.



**Rys. 8.** Uniwersalna krzywa zagęszczania dla pierwszych 100 cykli obciążenia

Z kolei na rys. 9 pokazano wyniki z rys. 7, ale dla całego zakresu obciążenia, tj. dla 10000 cykli. W tym wypadku widać wyraźnie, że nie układają się one na wspólnej krzywej, co oznacza, iż dla większej liczby cykli zaproponowane prawo zagęszczania wymaga modyfikacji. Należy zwrócić uwagę, że weryfikacja koncepcji uniwersalnej krzywej zagęszczania w cyklicznym aparacie prostego ściskania również dotyczyła stosunkowo małej liczby cykli obciążenia, co potwierdza powyższy wniosek o konieczności modyfikacji prawa zagęszczania.





Rys. 9. Interpretacja wyników przedstawionych na rys. 7 w nowych współrzędnych dla pełnego zakresu obciążenia cyklicznego

## 6. Podsumowanie

W pracy przedstawiono wyniki badań nad zagęszczaniem się suchego piasku poddanego cyklicznemu obciążeniu w warunkach trójosiowego ściskania. Eksperymenty prowadzono w cyklicznym aparacie trójosiowym, poddając próbki średnio zagęszczonego piasku cyklicznemu obciążeniu falą sinusoidalną o częstotliwości około 1 Hz, oscylującemu wokół linii hydrostatycznej w przestrzeni naprężeń. Takie wymuszenie powodowało, że w każdym cyklu obciążenia próbka była naprzemiennie ściskana i rozciągana. Ograniczono się przy tym do badania gruntów w stanie średnio zagęszczonym oraz do jednej wartości początkowego dewiatora i średniego ciśnienia efektywnego, dlatego też wyniki tych badań należy traktować jako wstępne.

Chociaż początkowy stan badanego gruntu, określany poprzez początkowe średnie ciśnienie efektywne oraz początkowy wskaźnik porowatości, odpowiadał dylatywnemu zachowaniu się gruntu pod wpływem przyłożonego obciążenia, to wszystkie próbki poddane cyklicznemu obciążeniu w warunkach trójosiowego ściskania się zagęszczały, co jest raczej charakterystyczne dla stanów kontraktywnych.

Wyniki badań potwierdziły zależność wartości zagęszczenia od wartości amplitudy odkształcenia postaciowego. Wyniki te zinterpretowano w ramach teorii zagęszczania i upłynniania rozwijanej od lat w IBW PAN, próbując zweryfikować koncepcję istnienia uniwersalnej krzywej zagęszczania gruntów sypkich dla

warunków cyklicznego trójosiowego ściskania. Koncepcja ta została wcześniej potwierdzona laboratoryjnie w cyklicznym aparacie prostego ścinania. Wstępne wyniki, przedstawione w niniejszym komunikacie pokazują, że wspólna krzywa zagęszczania istnieje w ograniczonym zakresie cykli obciążenia, tj. do około 100 cykli. Interpretacja otrzymanych wyników dla pełnego zakresu, w ramach którego prowadzono cykliczne obciążenia (10000 cykli), nie potwierdza istnienia takiej krzywej w ramach zakładanego dotychczas prawa zagęszczania. Oznacza to, że dla większej liczby cykli obciążenia wymaga ono modyfikacji.

Istnienie wspólnej krzywej zagęszczania dla gruntów sypkich nawet w ograniczonym zakresie cykli obciążenia ma jednak bardzo duże znaczenie praktyczne, np. przy szacowaniu podatności podłoża gruntowego poddanego trzęsieniu ziemi, na zjawisko upłynnienia, gdyż zazwyczaj trzęsienia ziemi charakteryzują się stosunkowo krótkim czasem trwania, co odpowiada kilkudziesięciu cyklom obciążenia, (por. np. Sawicki i Świdziński, 2005).

## Literatura

- [1] Sawicki, A.: *An engineering model for compaction of sand under cyclic loading*, Engineering Transactions 35(4) (1987), 677-693.
- [2] Sawicki, A. & Świdziński, W.: *Mechanics of a sandy subsoil subjected to cyclic loadings*, Int. J. Numerical Analytical Methods in Geomechanics 13 (1989), 511-529.
- [3] Sawicki, A. & Świdziński, W.: *A Simple Mathematical Model for Assessment Seismic-Induced Liquefaction of Soils*, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE (2005): w druku.
- [4] Silver M.I. and seed H.B.: *Volume changes in sands during cyclic loading*, Proc. ASCE, J. Soil Mech. Found. Div. 97 (SM9) (1971), 1971-1982.
- [5] Świdziński, W i Mierczyński, J.: *Wyznaczanie linii stanu ustalonego w piaskach*, Inżynieria Morska i Geotechnika, 3/4 (2003), 194-199.
- [6] Świdziński, W. and Mierczyński, J.: *Instability line as a basic characteristics of non-cohesive soils*, Arch. of Hydro-Engineering and Environ. Mech., Vol. 52 (2004), No. 1, 59-85.

## **COMPACTION OF SANDS IN CYCLIC TRIAXIAL CONDITIONS**

**Summary:** In the paper the experimental results of cyclically sheared sand in triaxial conditions are presented. Basic features of cyclic triaxial apparatus as well as the tests and measurements carried out are described. The compaction of sands due to cyclic triaxial loading has been interpreted in the framework of compaction/liquefaction theory originally developed in the Institute of Hydro-Engineering.

*Marcin Waliński<sup>1</sup>, Marcin Tschuschke<sup>2</sup>, Jarosław Batiuk<sup>3</sup>*

## Wykorzystanie metody statycznego sondowania do identyfikacji rodzaju gruntów

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono wyniki prac przeprowadzonych w celu adaptacji systemu klasyfikacyjnego Robertsona (1990) w odniesieniu do gruntów występujących na terenie Polski. Na podstawie badań wykazano, że konieczne jest wprowadzenie korekt zakresów przypisanych poszczególnym rodzajom gruntu do obu diagramów, przy czym ustalono ich zakres dla diagramu głównego ( $Q_t - F_T$ ) i określono zakres badań w celu modyfikacji diagramu pomocniczego ( $Q_t - B_q$ ).

### 1. Wstęp

Nowoczesne metody badawcze in situ znajdują coraz powszechniejsze zastosowanie w praktyce inżynierskiej. Dzieje się tak za sprawą dużego postępu technologicznego w zakresie urządzeń pomiarowych oraz tego, że zwiększająca się liczba parametrów przez rejestrowanych przez te urządzenia przekłada się bezpośrednio na dokładność odwzorowania badanego podłoża gruntowego i jakość wyznaczanych parametrów gruntu. Najważniejszą w tej grupie jest metoda statycznego sondowania, której spektakularny rozwój skutkowało w ostatnich latach opracowaniem wielu procedur interpretacyjnych umożliwiających ocenę budowy stratygraficznej podłoża oraz wyznaczenie większości parametrów geotechnicznych gruntów. Znamy kilkanaście systemów klasyfikacyjnych

---

<sup>1</sup> mgr inż., Akademia Rolnicza w Poznaniu

<sup>2</sup> mgr, POLBUD Pomorze Sp. z o.o.

<sup>3</sup> mgr inż., KGHM Polska Miedź S.A., Zakład Hydrotechniczny, Rudna

prognozowania budowy podłoża na podstawie charakterystyk penetracji zarejestrowanych w teście statycznego sondowania. W większości zostały one opracowane w postaci diagramów, skonstruowanych dla gruntów o określonej genezie i historii obciążenia, przy założeniu odmiennych od stosowanych w Polsce kryteriów klasyfikacyjnych. Bezkrzytyczne zatem ich wykorzystanie dla gruntów z obszaru Polski - bez wcześniejszej weryfikacji - może nasuwać sporo zastrzeżeń natury metodycznej i interpretacyjnej. Dlatego też celem pracy jest wyznaczenie zakresu zmian umożliwiających zastosowanie systemu klasyfikacyjnego w polskich warunkach.

## **2. Badanie podłoża gruntowego metodą statycznego sondowania**

### **2.1 Metodyka badań**

Normalizację sprzętu i metodykę testu statycznego sondowania szczegółowo precyzują wytyczne standardu: Test Procedures for Cone Penetration (CPT) and Cone Penetration with Pore Pressure (CPTU), wdrożone i rekomendowane przez International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Według ogólnej koncepcji metody w podłoże wciskany jest, ze stałą prędkością, stożek lub piezostożek o znormalizowanej geometrii, umożliwiający rejestrację dwóch (CPT) lub trzech (CPTU) charakterystyk penetracji z głębokością. Są to: opór pod stożkiem  $q_c$  (na ogół zmienny z nośnością podłoża), tarcie na poboczniczy tulei  $f_s$  (umożliwia identyfikację uziarnienia gruntów) oraz – według metody CPTU - nadwyżka ciśnienia porowego  $u_c$  (wskazuje na właściwości filtracyjne podłoża, wytrzymałość na ścinanie, stopień przekonsolidowania). Parametry sondowania rejestrowane są niezależnie, co 2 cm przyrostu głębokości sondowania, i dają w ten sposób ciągły obraz zmian właściwości podłoża na drodze penetracji stożka, który wskazuje na występujące w podłożu drobne nawet przewarstwienia, niemożliwe do identyfikacji metodą wiercenia.

### **2.2 Procedury identyfikujące rodzaj gruntu na podstawie charakterystyki penetracji**

Procedura oceny gruntu na podstawie charakterystyk penetracji polega na identyfikacji położenia punktu zorientowanego przez parametry testu statycznego sondowania na diagramie klasyfikacyjnym, w obrębie którego wydzielone zostały obszary odpowiadające różnym rodzajom gruntów. Część systemów klasyfikacyjnych zbudowana jest na bazie charakterystyk penetracji zarejestrowanych bezpośrednio podczas testu, część natomiast wymaga ich standaryzacji i normalizacji do postaci parametrów skorygowanych lub bezwymiarowych współczynników. Można je usystematyzować w następujące grupy:

a) dla metody CPT:

- systemy oparte bezpośrednio na parametrach penetracji z testu: Begemanna (1965), Marra (1983), Geoprojektu ( ),
- systemy oparte na współczynniku tarcia: Schmertmanna (1978), Fugro Ltd (1970), Zervogiannisa, Kalteziotisa (1988), Douglasa, Olsena (1981), Tumaya, Chena (1983),
- systemy wymagające standaryzacji i normalizacji parametrów penetracji: Olsena, Malone'a (1988), Larssona (1995), Olsena, Mitchella (1995),

b) dla metody CPTU:

- systemy dwuparametrowe: Janbu, Senneseta (1974, 1988), Jonesa, Rusta (1982), Cheng-hou (1990), Larssona, Mulabdica (1991), Katedry Geotechniki AR w Poznaniu (1997),
- systemy trzyparametrowe: Tschia (1988), Robertsona (1988, 1990),
- systemy specjalne, np. dla techniki SCPTU (Robertson, 1995).

Jednoznaczna ocena przydatności poszczególnych systemów klasyfikacyjnych nie jest możliwa, gdyż zostały one skonstruowane dla gruntów ograniczonych regionalnie, o genezie specyficznej dla miejsca ich występowania. Można jednak wśród nich wyróżnić te, które identyfikują wyłącznie rodzaj gruntu w ujęciu jego właściwości odniesionych do uziarnienia, jak też systemy bardziej zaawansowane, zawierające dodatkowe informacje o stanie zagęszczenia i konsystencji gruntów, stopniu przekonsolidowania, wrażliwości, stopniu scementownia i wieku osadów. Systemy Larssona i Mulabdica (1991) oraz Robertsona (1988) pozwalają wyznaczyć szacunkową wartość ciężaru objętościowego gruntu na podstawie charakterystyk penetracji. Udzielenie zatem wiążącej odpowiedzi co do adekwatności przedstawionych systemów na potrzeby klasyfikacji gruntów z obszaru Polski wymaga wcześniejszej ich weryfikacji, a przy stwierdzeniu rozbieżności - adaptacji według przyjętych kryteriów statystycznych.

### **3. Materiał badawczy**

Najefektywniejszym sposobem sprawdzenia przydatności poszczególnych systemów jest identyfikacja na diagramie klasyfikacyjnym - na podstawie charakterystyk penetracji - rodzaju gruntu, a następnie odniesienie tej oceny do wyników badań laboratoryjnych nad uziarnieniem próbek gruntów pozyskanych fragmentów podłoża objętych analizą porównawczą.

Na potrzeby takiej analizy wykorzystano wyniki 70 testów CPTU, wykonanych do głębokości  $5 \div 56$  m. Podstawę wyboru głębokości pobrania próbek do kontrolnych badań laboratoryjnych stanowiła analiza krzywych penetracji zarejestrowanych podczas testu statycznego sondowania. Próbki w postaci rdzeni gruntowych o długości 1 m i średnicy 65 mm pozyskiwano z podłoża rodzimego próbnikiem Mostap. Badania wstępne zakładały analizę makroskopową oraz podział rdzeni na jednorodne fragmenty, które typowano do właściwych badań laboratoryjnych, obejmujących oznaczenie składu granulometrycznego gruntu, wilgotności naturalnej, gęstości objętościowej, granic Atterberga, zawartości węgla wapnia i substancji organicznej. Na badaną próbę statystyczną składało się 337 próbek gruntów, w tym 200 z grupy gruntów spoistych oraz 137 z niespoistych, zakwalifikowanych (wg normy PN-86/B-02480) do 15 różnych rodzajów gruntów mineralnych.

Pobór próbek gruntów oraz badania penetracyjne wykonano na terenie środkowej i zachodniej Polski. Badane genetycznie grunty reprezentowane były przez gliny morenowe dwóch ostatnich zlodowaceń, iły trzeciorzędowe oraz piaski i żwiry akumulacji wodno-lodowcowej, a więc osady z natury przekonsolidowane. Z uwagi na brak badań edometrycznych próbek gruntów wskaźnik OCR osadów nie był znany.

### **4. Analiza wyników badań**

Wstępna analiza badań wykazała, że stosunkowo dobrą identyfikację rodzaju gruntu dla osadów z obszaru Polski na podstawie charakterystyk penetracji z testu statycznego sondowania uzyskuje się z zagranicznych diagramów, opracowanych w ramach systemów: Marra (1983), Tumaya i Chana (1983), Olsena i Malone'a (1988) oraz Robertsona (1988 i 1990). Z uwagi jednak na odmienne - w stosunku do ustalonych przez Polską Normę - kryteria klasyfikacyjne, wszystkie one wymagają adaptacji. Ze względu jednak na objętość pracy do dalszej analizy wytypowano zmodyfikowaną wersję systemu Robertsona z roku 1988, który



poddano analizie statystycznej z wykorzystaniem dostępnych metod. Analizuje on trzy niezależne charakterystyki penetracji wyrażone w postaci bezwymiarowych współczynników normalizowanych stanem naprężenia gruntu w podłożu:

a) znormalizowany opór stożka  $Q_t$ :

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}, \quad (1)$$

b) znormalizowany współczynnik tarcia  $F_r$ :

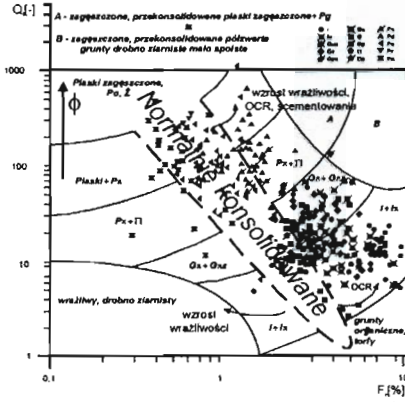
$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \cdot 100\%, \quad (2)$$

c) parametr ciśnienia porowego  $B_q$ :

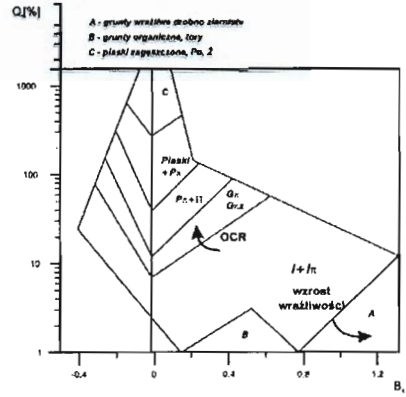
$$B_q = \frac{u_c - u_o}{q_t - \sigma_{vo}}. \quad (3)$$

Interpretacja jest tu zadaniem trójwymiarowym, które może być przeniesione na płaszczyznę pod warunkiem zastosowania dwóch niezależnych diagramów o trzech różnie opisanych osiach. W systemie Robertsona (1990) wykorzystuje się dwa diagramy. Pierwszy – ważniejszy – wyznacza zależność pomiędzy znormalizowanym oporem stożka  $Q_t$  (rów. 1) i znormalizowaną wartością współczynnika tarcia  $F_r$  (rów. 2). Drugi – uzupełniający – analizuje zależność pomiędzy znormalizowanym oporem stożka  $Q_t$  a parametrem ciśnienia porowego  $B_q$  (rów. 3) i służy do rozstrzygnięcia wątpliwości, gdy wynik interpretacji w etapie pierwszym nie jest jednoznaczny. Cechą wyróżniającą tę wersję systemu jest dodatkowa klasyfikacja gruntów pod kątem oceny stopnia przekonsolidowania (rys. 1, 2). Na obu diagramach wydzielono po 9 obszarów różnicujących grunty pod względem uziarnienia.

Pierwszy etap analizy przydatności tego systemu w klasyfikacji badanych gruntów wymagał naniesienia na diagram klasyfikacyjny zróżnicowanych graficznie punktów odpowiadających określonemu (według PN-86/B-02480) uziarnieniu (rys. 1). Ich lokalizacja wskazuje jednak, że ocena gruntu na podstawie charakterystyk penetracji nie zawsze odpowiada uziarnieniu gruntu, ustalonemu na podstawie badań laboratoryjnych, bowiem w skrajnych przypadkach punkty znajdują się poza obszarem wyznaczalności diagramu.

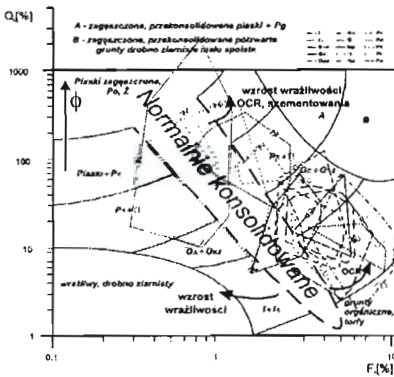


Rys. 1. Lokalizacja obserwacji na diagramie wodącym ( $Q_1 - F_1$ )

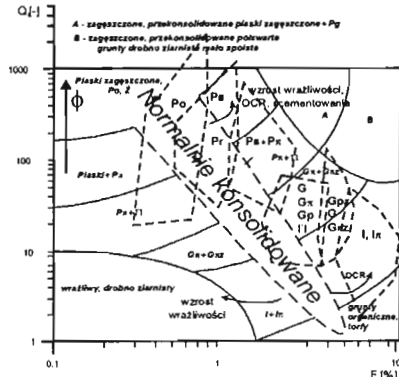


Rys. 2. Diagram pomocniczy ( $Q_1 - B_q$ )

Porównanie obu diagramów systemu Robertsona (1990) wskazuje na lepszą przydatność diagramu podstawowego dla identyfikacji uziarnienia gruntu.



Rys. 3. Wyznaczone obszary z obserwacjami tej samej klasy

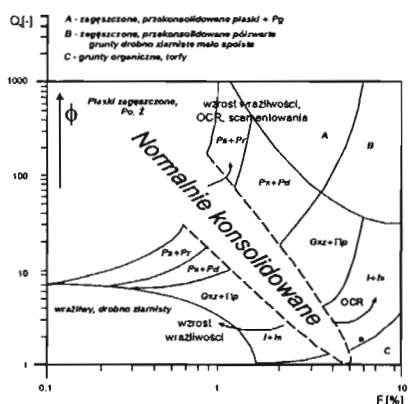


Rys. 4. Grupowanie obserwacji tej samej klasy

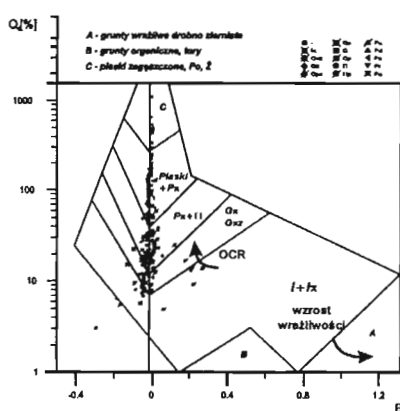
Wniosek ten uzasadnia znacznie szerszy obserwowany przedział zmienności parametru  $F_r$  silniej związanego z uziarnieniem gruntu w stosunku do zmienności parametru  $B_q$  (diagram pomocniczy), lepiej identyfikującego stan gruntu i stopień jego przekonsolidowania.

W celu sprawdzenia przydatności systemu określono na diagramie klasyfikacyjnym zasięg zmienności występowania poszczególnych rodzajów gruntów poprzez ograniczenie obwiedniami obszarów grupujących obserwacje tej samej klasy (rys. 3). Wydzielone obszary wzajemnie nakładają się i przenikają,

i sprawiają, że diagram staje się mało czytelny. Może to świadczyć o stosunkowo niewielkiej rozdzielczości systemu lub przyjęciu zbyt szczegółowych kryteriów klasyfikujących analizowane grunty pod względem uziarnienia. Uzasadnieniem dla drugiej części wniosku jest obserwowany na diagramie trend wzrostu zawartości frakcji piaszczystej i żwirowej w miarę zbliżania się do górnego-lewego naroża diagramu oraz wzrost zawartości frakcji ilastej w kierunku dolnego-prawego naroża diagramu. W tej sytuacji uznano, że poszczególne rodzaje gruntów połączone będą w grupy, analogicznie do tych, które wprowadza do systemu klasyfikacyjnego norma PN-86/B-02480, i dla tak ustalonych grup gruntów określone będą zasięgi nowych obszarów na diagramie klasyfikacyjnym.



Rys. 5. Modyfikacja zakresu obszarów



Rys. 6. Lokalizacja obserwacji na diagramie pomocniczym ( $Q_1 - B_q$ )

Połączenie podobnych pod względem uziarnienia gruntów w grupy skutkowało zmniejszeniem liczebności wydzielonych w obrębie diagramu obszarów i taką ich lokalizacją względem siebie, która w istotny sposób poprawia czytelność diagramu (rys. 4).

Ostateczne ustalenie granic obszarów dla zdefiniowanych pod względem uziarnienia grup gruntów przeprowadzono poprzez minimalizację odległości obserwacji od linii rozgraniczającej sąsiadujące ze sobą obszary metodą najmniejszych kwadratów. Zmodyfikowany diagram klasyfikacyjny dla analizowanych grup gruntów uwzględniających kryteria klasyfikacyjne Polskiej Normy prezentuje rysunek 5.

Drugi, pomocniczy diagram systemu Robertsona (1990) analizuje właściwości gruntu, które wyznacza znormalizowany opór stożka do jego właściwości filtracyjnych, wynikających z oceny parametru ciśnienia porowego. Wartość parametru  $B_q$  wiąże się funkcyjnie z nadwyżką ciśnienia porowego, której wartość

zależy od stanu konsystencji gruntu, stopnia przekonsolidowania, uziarnienia i w mniejszym zakresie od innych parametrów geotechnicznych. Pełna weryfikacja tej części systemu powinna obejmować zatem analizę zróżnicowanych pod względem właściwości fizycznych gruntów w całym zakresie zmienności. W przeciwnym bowiem razie analizowane grunty lokalizować się będą w ograniczonym tylko fragmencie diagramu. Wspomniana wyżej sytuacja występuje właśnie w rozważanym przypadku. Większość punktów na diagramie koncentruje się wzdłuż linii, którą wyznacza stała wartość parametru, równej zero (rys. 6). O ile sytuację tę uznaje się za prawidłową w przypadku gruntów o krótkim czasie dysypacji i małych nadwyżkach ciśnienia porowego, a więc gruntów niespoistych, o tyle dla gruntów spoistych takie wartości parametru  $B_q$  wskazują na mało zróżnicowany, zwykle twaroplastyczny stan konsystencji (Tschuschke, Wierzbicki, 1997). Wartości ujemne tego parametru są typowe dla półzwarłego i zwartego stanu konsystencji. Wyznaczone zasięgi zmienności analizowanych gruntów w niewielkim tylko fragmencie odpowiadają zasięgom obszarów wyznaczonym na oryginalnym diagramie. Wyjątek mogą stanowić gliny, dla których obserwuje się zgodność zasięgu zmienności obszarów. Skrajne niedopasowanie stwierdzono natomiast dla gruntów bardzo spoistych. Innym zaobserwowanym odstępstwem od oryginalnego systemu, stwierdzonym w zasadzie dla wszystkich analizowanych rodzajów gruntów, jest większy zasięg obszarów występujących w obrębie ujemnych wartości parametrów ciśnienia porowego. Przydatność tego diagramu (rys. 6) na obecnym etapie analizy należy uznać za ograniczoną wyłącznie do gruntów spoistych o konsystencji i genezie odpowiadających analizowanym gruntom.

## 5. Wnioski

Wyniki przeprowadzonej analizy wykazały, że system klasyfikacji gruntów Robertsona (1990), opracowany dla metody CPU, może być – po niezbędnych modyfikacjach – wykorzystany również do identyfikacji gruntów na podstawie krajowych kryteriów klasyfikacyjnych. Zakres modyfikacji diagramów obejmuje korektę zasięgu występowania obszarów o określonym uziarnieniu oraz wprowadzenie do systemu jednoznacznych kryteriów podziału gruntów, zgodnych z Polską Normą. Ponieważ jest to system trójparametrowy, jego adaptacja polegała na weryfikacji dwóch niezależnych diagramów klasyfikacyjnych. Pierwszy – podstawowy – wymagał nieznacznej korekty granic wydzielonych obszarów dla gruntów spoistych, natomiast istotnej – zwłaszcza w obrębie niskich wartości oporów stożka – dla gruntów niespoistych. Ze względu natomiast na niewielką

zmienność parametru  $B_q$ , diagram drugi zweryfikowano tylko fragmentarycznie. Jego wykorzystanie należy ograniczyć zatem do funkcji uzupełniającej, gdyż wyciąganie wniosków odnośnie do rodzaju gruntu tylko na podstawie zmian parametru  $B_q$  dla analizowanych osadów jest w zasadzie niemożliwe. Pełne jego zastosowanie do klasyfikacji gruntów z obszaru Polski będzie wymagać uzupełnienia analizy o badania gruntów normalnie konsolidowanych, organicznych, lessów oraz gruntów spoistych różnych formacji oraz konsystencji plastycznej i miękkoplastycznej.

## Literatura

- [1] Begemann H.K.: *The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile*. Proc. of the 6<sup>th</sup> ICSMFE, Montreal, vol. 1. (1965)
- [2] Campanella R.G., Robertson P.K.: *Current status of the piezocone test*. Proc. of the ISTOP-1, Orlando, vol. 2. (1988)
- [3] Douglas B.J., Olsen R.S.: *Soil classification using electric cone penetrometer*. ASCE. Cone penetration testing and experience. Proc. of a session at the ASCE National Convention, St. Louis. (1981)
- [4] Janbu N., Senneset K.: *Effective stress interpretation of In-Situ Static Penetration Tests*. Proc. of the ESOPT-1, Stockholm, vol. 2.2. (1974)
- [5] Jones G.A., Rust E.A.: *Piezometer Penetration Testing CPTU*. Proc. of the ESOPT-2, Amsterdam, vol. 2. (1982)
- [6] Larsson R., Lofroth B., Moller B.: *Processing of data from CPT tests*. Report 3:95 Swedish Geotechnical Society, CPT-95, Linköping. (1995)
- [7] Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M.: *CPT in Geotechnical Practice*. Blackie Academic and Professional, London. (1997)
- [8] Młynarek Z., Tschuschke W., Wierzbicki J.: *Klasyfikacja gruntów podłoża budowlanego metodą statycznego sondowania*. XI KKMGiF. Geotechnika w Budownictwie i Transporcie, Gdańsk. (1997)
- [9] Młynarek Z., Tschuschke W., Wołyński W.: *The CPTU classification for the post-flotation sediments based on statistical criteria*. Proc. of the XV<sup>th</sup> ICSMGE, Istanbul, vol. 1. (2001)
- [10] Olsen R.S., Malone P.G.: *Soil classification and site characterization using the cone penetrometer test*. Proc. of the ISTOP-1, Orlando, vol. 2. (1988)
- [11] Robertson P.K., Campanella R.G., Gillespie D., Grieg I.: *Use of Piezometer Cone Data*. Proc. of In-Situ 1986, a Speciality Conference. Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering. ASCE, Blacksburg. (1986)

- [12] Schmertmann J.H.: *Cone penetration test, performance and design*. US Department of Transportation. FHWA-TS-78-209. (1978)
- [13] Senneset K., Janbu N., Sandven R.: *Interpretation of piezocone tests in cohesive soils*. Proc. of the ISTOP-1, Orlando, vol. 2. (1988)
- [14] Tumay M.T., Chan A.: *Modified QCPT Soil Behaviour Type Classification Chart*. Report Louisiana State University. (1983)
- [15] Zervogiannis C.S., Kalteziotis N.A.: *Experiences and relationships from penetration testing in Greece*. Proc. of the ISTOP-1, Orlando, vol. 2. (1988)

## USE OF CONE PENETRATION TEST TO SOIL KIND IDENTIFICATION

**Summary:** The paper presents adaptation of 1990 Robertson classification charts to Polish soils. Execution of field and laboratory tests and use of statistical methods allowed to modify the main chart so it reflects Polish conditions and classifications. Further works must be carried out to adjust the  $B_q - Q_t$  chart because of its current poor capacity.

*Ewa Wojnicka – Janowska<sup>1</sup>*

## **Analiza wpływu obciążenia gytii na zmiany jej parametrów geotechnicznych**

**Streszczenie:** Artykuł zawiera wyniki badania laboratoryjnego gytii i kredy jeziornej z miejscowości Zabór. Na podstawie badań edometrycznych ustalono związki korelacyjne między wybranymi parametrami fizycznymi gruntu a jego ścisłością.

### **1. Wstęp**

W Polsce północnej i środkowym Nadodrzu występują liczne rejony o płytkim zaleganiu węglanowych gruntów organicznych pochodzenia jeziornego, wykształconych jako gytie i kreda jeziorna. Niska wytrzymałość oraz duża ich ścisłość stwarzają cały szereg trudności, zarówno na etapie badań, jak i projektowania, wykonawstwa oraz eksploatacji obiektów budowlanych (np.: Zabór, Międzyrzecz, Pomorsko, Wolsztyn). Wobec tego wymienione grunty najczęściej są dyskwalifikowane jako podłoże budowlane.

Analizę zależności pomiędzy wybranymi parametrami fizycznymi a ścisłością przeprowadzono w warunkach laboratoryjnych na gytii i kredzie jeziornej, pochodzącej z miejscowości Zabór.

#### **1.1 Charakterystyka złoża gytii i kredy jeziornej w Zaborze**

---

<sup>1</sup> dr inż., Uniwersytet Zielonogórski



Złoże zostało scharakteryzowane pod względem geologicznym w pracy *I. Wróbla* [5].

Gytiowisko Zabór położone jest w pobliżu wschodniej krawędzi Wysoczyzny Zielonogórskiej, graniczącej z Pradolina Warszawsko-Berlińską. Wzdłuż zachodniej części obszaru przebiega szosa z Zaboru do Niodoradza i trasa E-14 oraz szosa łącząca Zieloną Górę z miejscowościami Bojadła i Konotop.

W omawianym rejonie występuje przeważnie gytia wapienna i lokalnie kreda jeziorna, a ich miąższość w rejonie Zaboru waha się od 1.0 m do 4.8 m, co daje wartość średnią 2.4 m. Nadkład stanowią torfy niskie o miąższości 0.2 m do 3.2 m, średnio 0.7 m. W złożu masa gytii posiada słabo rozwinięty systemem korzeniowy i zróżnicowaną zawartość muszelek. Stan gytii pozostaje w granicach od twaroplastycznego do płynnego. Przeważają barwy jasnoszara oraz szara. W podłożu zalegają ility warwowe i mułki.

Osady zawarte w złożu zostały częściowo przebadane pod względem ich właściwości geotechnicznych [2], [4].

## 2. Zakres i metody badań

W celu ustalenia związku obciążeń konsolidacji z parametrami geotechnicznymi węglanowych osadów jeziornych przeprowadzono badania na próbkach o strukturze nienaruszonej ze złoża Zabór.

Badanie ściśliwości wykonano w edometrach EL-1 produkcji ZAN – UJ Kraków przy wykorzystaniu zaleceń normy PN – 88/B-04481. Zgodnie z normą stosowano stopnie obciążeń 12.5; 25; 50; 100 i 200 kPa oraz czasy odczytów wysokości próbki do 24 godzin. Dokładność odczytu zmian wysokości próbki wynosiła 0.002 mm.

Próbki konsolidowano przy poszczególnych stopniach obciążenia 3 do 5 dni, z wyjątkiem obciążenia 200 kPa, które było przetrzymywane do chwili, gdy próbki wykazywały zmiany wysokości mniejsze niż 0.002 mm w ciągu 24 godzin. Stan taki następował po okresie 53 ÷ 57 dni.

W wynikach badań uwzględniono odkształcenia własne edometru. Badania przeprowadzono przy pełnym nawodnieniu próbek.

W ramach badań edometrycznych oznaczono następujące parametry charakteryzujące ściśliwość gytii i kredy jeziornej [1], [3]: moduł ściśliwości pierwotnej  $M_0$ , współczynnik ściśliwości  $a$ , wskaźnik ściśliwości  $C_c$ , współczynnik ściśliwości objętościowej  $m_v$ .

Zestawienie parametrów materiałowych badanych gruntów przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Zestawienie parametrów materiałowych gytii i kredy jeziornej ze złoża Zabór

Parametr	Symbol	Jednostka	Wartość średnia	Wartości ekstremalne
Wilgotność naturalna	$w_n$	%	$108.4 \pm 10.9$	$92.0 \div 125.9$
Wskaźnik porowatości	$e$	-	$2.78 \pm 0.28$	$2.33 \div 3.27$
Części organiczne	$l_{om}$	%	$4.2 \pm 2.1$	$0.3 \div 15.6$
Popielność	$A_c$	%	$83.0 \pm 4.5$	$72.1 \div 90.6$
Zawartość $CaCO_3$	-	%	$78.2 \pm 7.3$	$65.8 \div 95.6$
Gęstość objętościowa	$\rho$	$g/m^3$	$1.43 \pm 0.07$	$1.38 \div 1.50$
Gęstość właściwa	$\rho_s$	$g/m^3$	$2.59 \pm 0.09$	$2.50 \div 2.71$
Stopień plastyczności	$I_L$	-	$1.89 \pm 0.41$	$1.28 \div 2.53$
<b>Badania edometryczne</b>				
Moduł ściśliwości pierw. zakres obciążeń [kPa]	$M_o$	kPa		
0 – 12,5			$334.6 \pm 86.70$	$210.1 \div 568.2$
12,5 – 25			$547.7 \pm 72.9$	$436.4 \div 688.9$
25 – 50			$602.0 \pm 102.0$	$434.0 \div 734.4$
50 – 100			$803.0 \pm 80.9$	$517.2 \div 909.8$
100 – 200			$1240.3 \pm 105.1$	$1162.4 \div 1493.0$
Współczynnik ściśliwości Zakres obciążeń [kPa]	$a$	1/kPa		
0 – 12,5			$0.012 \pm 0.003$	$0.006 \div 0.01$
12,5 – 25			$0.007 \pm 0.001$	$0.005 \div 0.009$
25 – 50			$0.006 \pm 0.001$	$0.005 \div 0.009$
50 – 100			$0.004 \pm 0.001$	$0.004 \div 0.005$
100 – 200			$0.002 \pm 0.001$	$0.002 \div 0.003$
Współczynnik ściśliwości objętościowej Zakres obciążeń [kPa]	$m_v$	1/kPa		
0 – 12,5			$0.0032 \pm 0.0007$	$0.0018 \div 0.0048$
12,5 – 25			$0.0019 \pm 0.0002$	$0.0015 \div 0.0023$
25 – 50			$0.0017 \pm 0.0003$	$0.0014 \div 0.0023$
50 – 100			$0.0017 \pm 0.0001$	$0.0011 \div 0.0014$
100 – 200			$0.0007 \pm 0.0001$	$0.0006 \div 0.0008$
Wskaźnik ściśliwości Zakres obciążeń [kPa]	$C_c$	-		
0 – 12,5			$0.140 \pm 0.035$	$0.121 \div 0.175$
12,5 – 25			$0.280 \pm 0.054$	$0.219 \div 0.385$
25 – 50			$0.510 \pm 0.120$	$0.379 \div 0.717$
50 – 100			$0.710 \pm 0.096$	$0.608 \div 0.884$
100 – 200			$0.720 \pm 0.095$	$0.625 \div 0.907$

### 3. Zależności korelacyjne pomiędzy ściśliwością a parametrami fizycznymi

Na podstawie wyników badań edometrycznych na próbkach NNS gruntu ze złoża Zabór przeprowadzono analizę związku wybranych parametrów fizycznych z ściśliwością. Badano wpływ: wilgotności, wskaźnika porowatości, stopnia plastyczności oraz obciążeń konsolidacyjnych.

Wszystkie analizowane związki korelacyjne w postaci równań regresji zestawiono w tabeli 2.

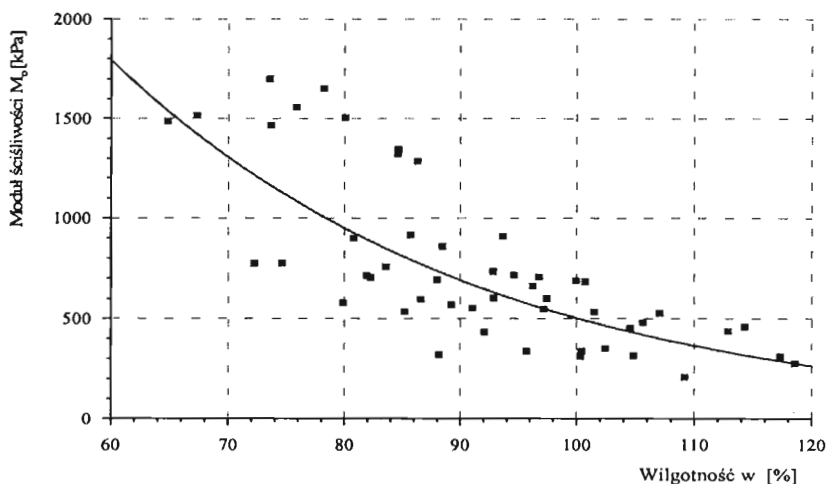
**Tabela 2.** Zestawienie zależności korelacyjnych parametrów ściśliwości od parametrów fizycznych gytii wapiennej i kredy jeziornej z Zaboru.

Zależności	Zakres obciążenia [kPa]	Równanie związku korelacyjnego	Numer rysunku	Współczynnik korelacji
1	2	3	4	5
$M_0 = f(w)$ $M_0 = f(e)$ $M_0 = f(I_L)$	0 ÷ 200	$M_0 = 12126.35 \cdot (0.969)^w$ $M_0 = 7360.127 \cdot e^{-2.86}$ $M_0 = 1944.042 \cdot (0.423)^{I_L}$	1	0,593 0,590 0,593
$a = f(w)$ $a = f(e)$ $a = f(I_L)$	0 ÷ 200	$a = 0.00015 \cdot (1.039)^w$ $a = 0.00028 \cdot e^{3.49}$ $a = 0.0014 \cdot (2.834)^{I_L}$	2	0,682 0,688 0,682
$m_v = f(w)$ $m_v = f(e)$ $m_v = f(I_L)$	0 ÷ 200	$m_v = 0.000082 \cdot (1.032)^w$ $m_v = 0.00014 \cdot e^{2.86}$ $m_v = 0.00051 \cdot (2.362)^{I_L}$		0,592 0,590 0,593
$C_c = f(w)$	0 ÷ 12,5 12,5 ÷ 25 25 ÷ 50 50 ÷ 100 100 ÷ 200	$C_c = 0.002 \cdot w - 0.103$ $C_c = 0.005 \cdot w - 0.205$ $C_c = 0.009 \cdot w - 0.387$ $C_c = 0.009 \cdot w - 0.021$ $C_c = 0.011 \cdot w - 0.148$	3 3 3 3 3	0,687 0,706 0,605 0,646 0,680
$C_c = f(e)$	0 ÷ 12,5 12,5 ÷ 25 25 ÷ 50 50 ÷ 100 100 ÷ 200	$C_c = 0.091 \cdot e - 0.112$ $C_c = 0.185 \cdot e - 0.188$ $C_c = 0.354 \cdot e - 0.355$ $C_c = 0.312 \cdot e + 0.053$ $C_c = 0.420 \cdot e - 0.093$		0,757 0,658 0,607 0,602 0,665

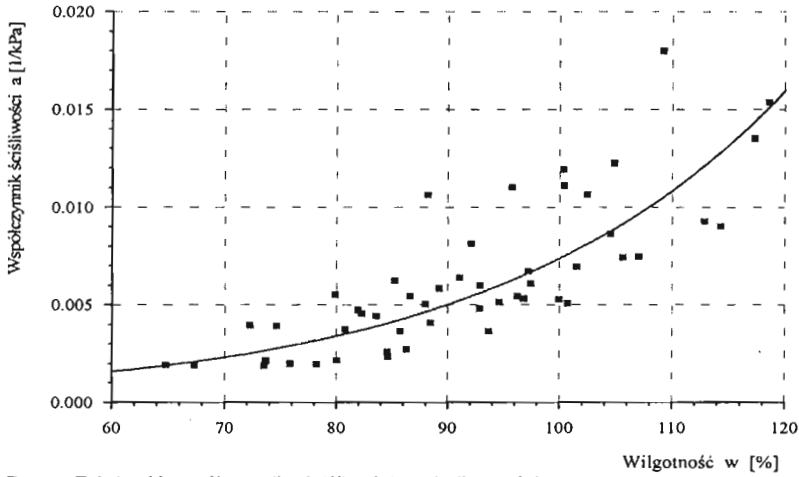
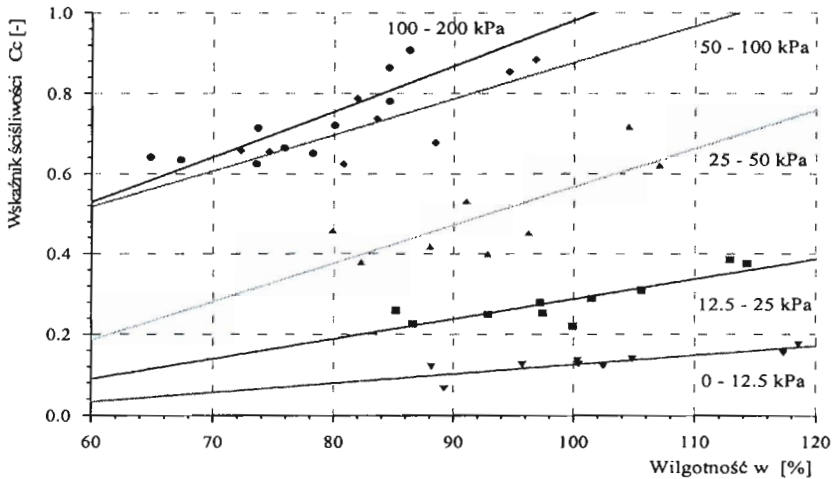
1	2	3	4	5
$C_c = f(I_L)$	0 ÷ 12,5	$C_c = 0.062 \cdot I_L + 0.028$		0,687
	12,5 ÷ 25	$C_c = 0.133 \cdot I_L + 0.078$		0,706
	25 ÷ 50	$C_c = 0.257 \cdot I_L + 0.161$		0,605
	50 ÷ 100	$C_c = 0.242 \cdot I_L + 0.495$		0,646
	100 ÷ 200	$C_c = 0.305 \cdot I_L + 0.501$		0,680

**Wilgotność.** Zależności między wilgotnością a parametrami takimi jak: moduł ściśliwości  $M_o$ , współczynnik ściśliwości  $a$ , współczynnik ściśliwości objętościowej  $m_v$  wykazują znaczny rozrzut poszczególnych punktów otrzymanych z badań. Mimo to stwierdzono istnienie zależności, które można przybliżyć funkcjami regresji w postaci wykładniczej  $y = a \cdot b^x$ . Funkcje regresji:  $a = f(w)$  (rys. 2.) oraz  $m_v = f(w)$  wykazują podobne przebiegi krzywej, natomiast zależność  $M_o = f(w)$  wykazuje nachylenie odwrotne (rys. 1.). Wzrost wilgotności powoduje obniżenie wartości modułu ściśliwości pierwotnej oraz wzrost  $a$  i  $m_v$ . Obliczone współczynniki korelacji krzywoliniowej  $r$  wykazują wartości powyżej 0,59, co wskazuje na istotne zależności korelacyjne przy poziomie istotności  $\alpha = 0,05$ .

Dobrym przybliżeniem zależności między wilgotnością a wskaźnikiem ściśliwości  $C_c$  jest prosta o równaniu  $y = a + bx$  (rys. 3.).



Rys. 1. Zależność modułu ściśliwości pierwotnej  $M_o$  od wilgotności  $w$

Rys. 2. Zależność współczynnika ścisłości  $a$  od wilgotności  $w$ Rys. 3. Zależność wskaźnika ścisłości  $C_c$  od wilgotności  $w$ 

Obliczone współczynniki korelacji przekraczają wartość 0,68, a więc zależność należy uznać za istotną. Nachylenie prostych jest zależne od zakresu obciążeń i wzrasta ze wzrostem obciążeń działających na próbki gruntu (rys. 3.). Wzrost wilgotności wpływa na wzrost  $C_c$ .

**Wskaźnik porowatości** (tab. 2.). Między wskaźnikiem porowatości a modułem ścisłości pierwotnej, współczynnikiem ścisłości i współczynnikiem ścisłości objętościowej stwierdzono zależności potęgowe  $y = a \cdot x^b$ . Przebieg krzywych ma charakter podobny jak w przypadku zależności wymienionych parametrów od

wilgotności, tzn. w miarę wzrostu wskaźnika porowatości  $e$  maleje  $M_o$ , a wzrastają  $a$  i  $m_v$ . Również wpływ ilościowy wskaźnika porowatości na analizowane parametry ściśliwości jest zbliżony do wpływu wilgotności.

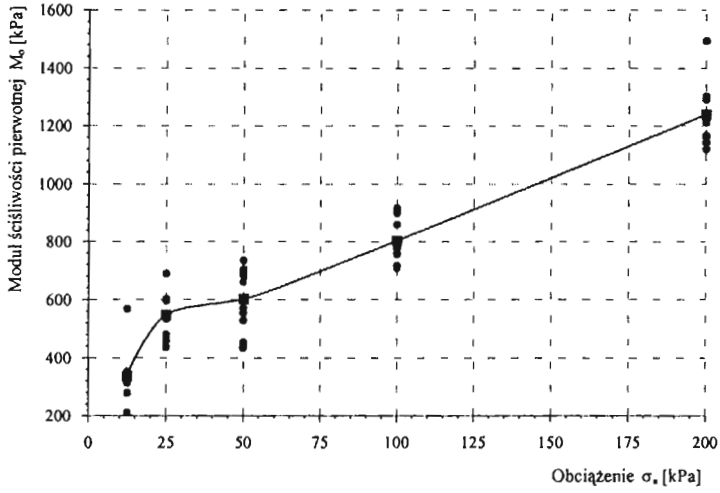
Charakter wpływu  $e$  na wskaźnik ściśliwości  $C_c$  jest także podobny jak w przypadku wilgotności (tab. 2.).

**Stopień plastyczności.** Analiza wykazała, że najlepiej aproksymują zależności między  $M_o$ ,  $a$  oraz  $m_v$  a stopniem plastyczności funkcje wykładnicze typu  $y = a \cdot b^x$ , natomiast w przypadku  $C_c$  funkcja liniowa. Wszystkie wymienione zależności mają bardzo podobny charakter do związku analizowanych parametrów ściśliwości z wilgotnością. Stan taki wynika z ścisłej korelacji stopnia plastyczności  $I_L$  z wilgotnością  $w$ .

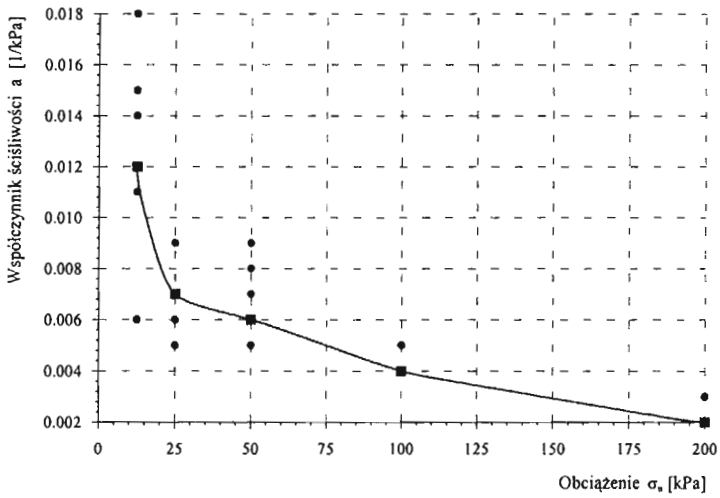
Należy podkreślić, że otrzymane równania regresji obowiązują w zakresie wartości badanych parametrów i ze względu na istotne zależności korelacyjne mogą być stosowane w praktyce do pośredniego obliczania innych parametrów ściśliwości gytii i kredy jeziornej.

## 4. Wpływ obciążenia konsolidacyjnego na ściśliwość gytii

Badania wykonano na próbkach NNS. Analizowano wpływ wartości obciążeń  $\sigma_n$  na: moduły ściśliwości pierwotnej  $M_o$ , współczynnik ściśliwości  $a$  i wskaźnik ściśliwości  $C_c$ . Wyniki przedstawiono na wykresach rys. 4 ÷ 6. Ze względu na znaczne zróżnicowanie wyników analizę przeprowadzono na podstawie wartości średnich, co dało możliwość określenia trendów zmian analizowanych parametrów. Najwyraźniejsze zmiany, na ogół nieliniowe, zachodzą przy początkowych stopniach obciążeń, co ma związek z przebudową strukturalną gruntu. Dalsze etapy ściśliwości można dobrze przybliżyć funkcją liniową. Wiązą się one z zagęszczeniem i wyiskaniem wody.

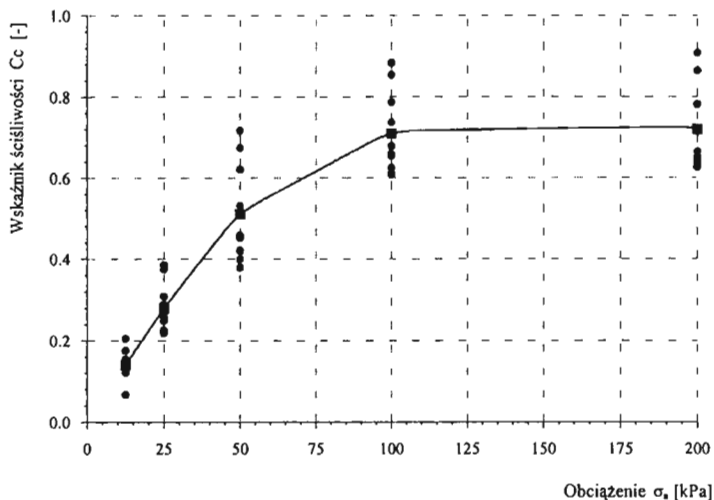


Rys. 4. Zależność modułu ściśliwości pierwotnej  $M_0$  od obciążenia  $\sigma_n$



Rys. 5. Zależność współczynnika ściśliwości  $a$  od obciążenia  $\sigma_n$ .





Rys. 6. Zależność wskaźnika ścisłości  $C_c$  od obciążenia  $\sigma_n$ .

## 5. Wnioski

Ustalone w procesie konsolidacji zależności korelacyjne pomiędzy parametrami fizycznymi, takimi jak: wilgotność, wskaźnik porowatości, stopień plastyczności a parametrami określającymi ścisłość (moduł ścisłości pierwotnej, współczynnik ścisłości, współczynnik ścisłości objętościowej) mają charakter nieliniowy typu wykładniczego lub potęgowego, a współczynniki korelacji nieliniowej przekraczają wartość 0,59.

Związek wskaźnika ścisłości z wymienionymi parametrami ma postać liniową przy współczynniku korelacji przekraczającej wartość 0,55 i zależy od stosowanego zakresu obciążeń.

Uzyskane związki wskazują na istotne zależności korelacyjne przy poziomie istotności  $\alpha = 0,05$  i pozwalają pośrednio ocenić ścisłość podłoża zbudowanego z gytii i kredy jeziornej w rejonie Zaboru.

Związek obciążenia konsolidującego z parametrami charakteryzującymi ścisłość (edometryczny moduł ścisłości pierwotnej, współczynnik ścisłości i wskaźnik ścisłości) ma w początkowym zakresie obciążeń charakter nieliniowy i przechodzi przy większych obciążeniach (50 – 100 kPa) w zbliżony do liniowego.

## Literatura

- [1] Molisz R., Baran L., Werno M.: *Posadowienie nasypów na gruntach organicznych*. WKiŁ, Warszawa, 1981.
- [2] Swatowski J.M.: *Właściwości fizyczne osadów jeziornych rejonu Zaboru*. Prace badawcze. Wyd. PTPNoZ Oddział Ziemi Lubuskiej. Zielona Góra, 1985.
- [3] Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*. WKiŁ, Warszawa, 1987.
- [4] Wojnicka E.I.: *Własności geotechniczne węglanowych osadów jeziornych Środkowego Nadodrza*. Praca Dyplomowa, WSInż. Zielona Góra, 1994.
- [5] Wróbel I.: *Budowa geologiczna i glacitektonika Zaborskiej Niecki Wytopiskowej*. Zeszyty Naukowe W.S.Inż. nr 89. Budownictwo nr 20. Zielona Góra, 1989.

## ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF LOAD ON CHANGES OF GEOTECHNICAL PARAMETERS OF GYTTJA AND LAKE MARL

**Summary:** The paper contains results of the investigation of gyttja and lake marl deposits from the Zabór region. The results obtained in the investigations were statistically tested to find relationships between the compressibility and the following physical parameters.

*Henryk Woźniak<sup>1</sup>, Aneta Kysiak<sup>2</sup>, Wiktor Kalbarczyk<sup>3</sup>*

## **Interpretacja procesu konsolidacji metodą etapowej procedury optymalizacyjnej**

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono wyniki interpretacji badań konsolidacyjnych metodą etapowej procedury optymalizacyjnej (OCv) i porównano je z wynikami procedur klasycznych, opartych na przebiegu krzywej konsolidacji oraz na przebiegu krzywej rozpraszania ciśnienia porowego. Wskazano na zaletę zastosowanej metody w postaci ograniczenia interpretowanego zbioru danych pomiarowych do obszaru, w którym przebieg procesu konsolidacji jest zgodny z opisem teoretycznym, a więc wyeliminowania z analizy danych obciążonych błędami aparaturowymi i wpływem konsolidacji wtórnej.

### **1. Wprowadzenie**

Analiza osiadań konsolidacyjnych warstwy gruntu w wyniku zmiany stanu naprężenia wymaga dokładnej znajomości współczynnika konsolidacji, który jest podstawowym parametrem determinującym postęp procesu konsolidacji. Dokładność wyznaczenia tego parametru jest pochodną wielu czynników, z których najważniejsze to: rodzaj zastosowanej aparatury, a w szczególności jej możliwości pomiarowe, dokładność przeprowadzenia eksperymentu badawczego oraz zastosowana metoda interpretacji uzyskanej krzywej konsolidacji.

Podstawowym i najbardziej dyskusyjnym problemem w odniesieniu do stosowanych metod interpretacyjnych są trudności identyfikacji fazy konsolidacji

---

<sup>1</sup> dr inż., Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie

<sup>2</sup> mgr inż.

<sup>3</sup> mgr inż.

pierwotnej, czyli dokładnego wyznaczenia punktu początkowego i końcowego przedziału, w którym proces konsolidacji przebiega zgodnie z przyjętym rozwiązaniem teoretycznym. Spośród wielu metod, opartych na wykorzystaniu teoretycznych zależności, zgodnych z rozwiązaniem jednoosiowej konsolidacji Terzaghi'ego, na szczególną uwagę zasługuje metoda etapowej procedury optymalizacyjnej [2].

W niniejszej pracy podjęto próbę zastosowania do interpretacji badań współczynnika konsolidacji wykonanych w konsolidometrze Rowe'a metody etapowej procedury optymalizacyjnej i porównania otrzymanych wyników z wynikami procedur klasycznych, opartych na przebiegu krzywej konsolidacji oraz na przebiegu krzywej rozpraszania ciśnienia porowego.

## **2. Opis metody**

Istotą metody etapowej procedury optymalizacyjnej (OCv) jest zawężenie zbioru interpretowanych danych pomiarowych do obszaru, w którym stosunkowo największy wpływ na przebieg konsolidacji ma czynnik filtracyjny. Potrzeba takiego zawężenia wynika z faktu obarczenia mierzonych wartości odkształceń błędami pochodzącymi od niekorzystnych efektów aparaturowych (początkowy przedział danych pomiarowych) oraz od nakładania się na odkształcenia konsolidacji pierwotnej odkształceń konsolidacji wtórnej (końcowy przedział danych pomiarowych).

Wpływ efektów aparaturowych ujawnia się natychmiast, bezpośrednio po przyłożeniu obciążenia i wiąże się z jego skokowym zwiększaniem. Znaczące zróżnicowanie obserwowanych przemieszczeń i losowy charakter przesunięć układu pomiarowego sprawiają, że określenie odkształceń gruntu po zaaplikowaniu kolejnych stopni obciążenia obarczone jest znaczną dozą niepewności. Skutki tych błędów są szczególnie istotne w gruntach o quasi-sprężystym zachowaniu, w których wartość początkowego odkształcenia pełni dużą rolę w całym rejestrowanym osiadaniu próbki.

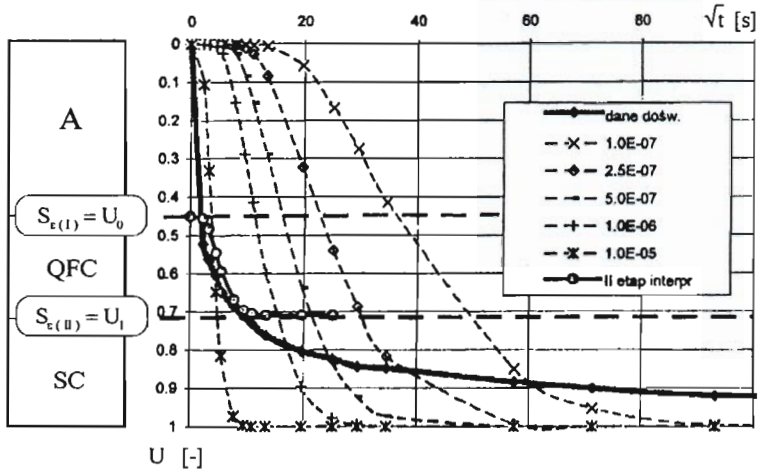
Konieczność wyłączenia z analizy procesu konsolidacji również odkształceń końcowych wiąże się z trudnością jednoznacznego rozgraniczenia konsolidacji pierwotnej (filtracyjnej) od konsolidacji wtórnej (reologicznej). Sprawia to, że w końcowej fazie procesu konsolidacji mamy do czynienia z narastającą rolą, w rejestrowanych wartościach osiadań, odkształceń konsolidacji wtórnej, której przebieg, uwarunkowany prędkością pełzania szkieletu gruntowego, nie podlega już rozwiązaniom teorii Terzaghi'ego.

Z metodycznego punktu widzenia metodę OCv można zatem uważać za narzędzie, przy pomocy którego dokonuje się wyseparowania z całego zbioru danych pomiarowych obszaru zachowań quasi-filtracyjnych, spełniających teoretyczne założenie stałości współczynnika konsolidacji ( $c_v = \text{const.}$ ). Obliczenia przeprowadza się w dwóch etapach. Przystępując do I etapu obliczeń przyjmujemy, że początkowy przebieg odkształcenia jest w pełni uwarunkowany filtracyjnym opóźnieniem konsolidacyjnym, a niestabilizowane wartości  $c_v$  wynikają z błędnego przyjęcia punktu początkowego procesu konsolidacji. Celem wyeliminowania tego błędu przeprowadza się obliczenia  $c_v$  w funkcji stopnia konsolidacji  $U$ , przyjmując za początek procesu konsolidacji kolejne wartości stopnia (zaawansowania) odkształcenia  $S_\varepsilon$ , równe np. 0,05, 0,1, 0,2 itd. W wyniku kolejnych iteracji otrzymuje się zależności  $\log c_v - U$ , których obrazem są krzywe o coraz to większym spłaszczeniu. Obliczenia prowadzi się do momentu, gdy dla początkowej części procesu wykres  $\log c_v - U$  uzyskuje quasi-pozioomy przebieg. Optymalna wartość stopnia odkształcenia  $S_{\varepsilon(II)}$  (rys.1), przy której otrzymujemy najlepszą stabilizację wartości  $c_v$ , stanowi początek odcinka quasi-filtracyjnej konsolidacji.

Etap II procedury optymalizacyjnej sprowadza się do wyznaczenia umownej granicy pomiędzy obydwoma fazami procesu konsolidacji – konsolidacją pierwotną i konsolidacją wtórną. Przyjmując, że końcowe odkształcenia odbywają się bez opóźnień związanych z filtracją, odcinamy, wychodząc od końcowej, ustabilizowanej, wartości odkształcenia  $\varepsilon_f$ , kolejne wartości odkształceń. Następnie, dla tak zredukowanych przedziałów danych pomiarowych, obliczamy wartości  $\log c_v$ , odpowiadające kolejnym wartościom stopnia konsolidacji  $U$ . Równocześnie dla kolejnych kroków obliczeń wyznaczamy współczynnik zmienności obliczonych wartości  $c_v$ . Ekstremalnie najniższa wartość tego współczynnika wyznacza kres procedury etapu II, a odpowiadająca jej wartość stopnia odkształcenia  $S_{\varepsilon(II)}$  stanowi końcową granicę quasi-filtracyjnej konsolidacji.

Efektom przeprowadzonych obliczeń jest wydzielenie na krzywej konsolidacji trzech faz:

- fazy A, obejmującej odcinek krzywej konsolidacji od  $S_\varepsilon = 0$  do  $S_{\varepsilon(II)}$ , w którym mierzone wartości odkształceń obarczone są błędami aparaturowymi,
- fazy QFC, ograniczonej punktami  $S_{\varepsilon(II)}$  i  $S_{\varepsilon(f)}$  i odpowiadającej konsolidacji quasi-filtracyjnej,
- fazy SC (secondary consolidation) – konsolidacji wtórnej, zawierającej się w przedziale od  $S_{\varepsilon(II)}$  do  $S_{\varepsilon(f)}$  kończącym zarejestrowane odkształcenia badanej próbki.



Rys. 1. Podział doświadczalnego przebiegu krzywej konsolidacji (liniami przerywanymi zaznaczono rozwiązania teoretyczne dla  $c_v = \text{const.}$ ), (wg [2])

### 3. Metoda i zakres badań

Interpretacji poddano wyniki badań wykonanych w konsolidometrze Rowe'a [3] w komorze badawczej o średnicy 151,4 mm [1]. Zastosowano metodę stopniowego obciążania (IL) w warunkach równomiernego odkształcania i jednostronnego drenażu. Badania przeprowadzono na próbach sedymentu otrzymanego z zawiesiny wodno-gruntowej i wstępnie skonsolidowanego pod obciążeniem 10 kPa. Robocze obciążenia konsolidacyjne wynosiły kolejno: 25, 50, 75, 100 i 125 kPa.

Dla celów porównawczych wyniki zostały zinterpretowane przy użyciu 6 metod obliczeniowych. Spośród metod opartych na interpretacji krzywej konsolidacji, oprócz testowanej metody etapowej procedury optymalizacyjnej, użyto powszechnie stosowanych metod klasycznych: Casagrande'a i Taylora oraz rzadziej stosowanej metody Scotta [6] i metody dopasowania krzywej standardowej [5]. Wykorzystując wyniki pomiarów dysypacji ciśnienia wody porowej, dokonano dodatkowo interpretacji metodą rozpraszania ciśnienia porowego [4].

## 4. Charakterystyka badanego gruntu

Poddany badaniom sedyment otrzymano z zawiesiny ilowej, sporządzonej na bazie górnomiocęńskiego iłu pobranego z nadkładu złoża siarki w Machowie. Skład granulometryczny użytego iłu zestawiono w tab.1, a jego podstawowe cechy fizyczne w tab.2.

**Tablica 1.** Analiza granulometryczna iłu użytego do sporządzenia zawiesiny

Numer próbki	Zawartość frakcji					Rodzaj gruntu wg. PN-86/B-02480
	Frakcja kamienista >40 mm [% wag.]	Frakcja żwirowa 40-2 mm [% wag.]	Frakcja piaskowa 2-0,05 mm [% wag.]	Frakcja pyłowa 0,05-0,002 mm [% wag.]	Frakcja ilowa <0,002 mm [% wag.]	
1	0,00	0,00	5,00	58,00	37,00	ił pylasty
2	0,00	0,13	3,87	58,00	38,00	ił pylasty

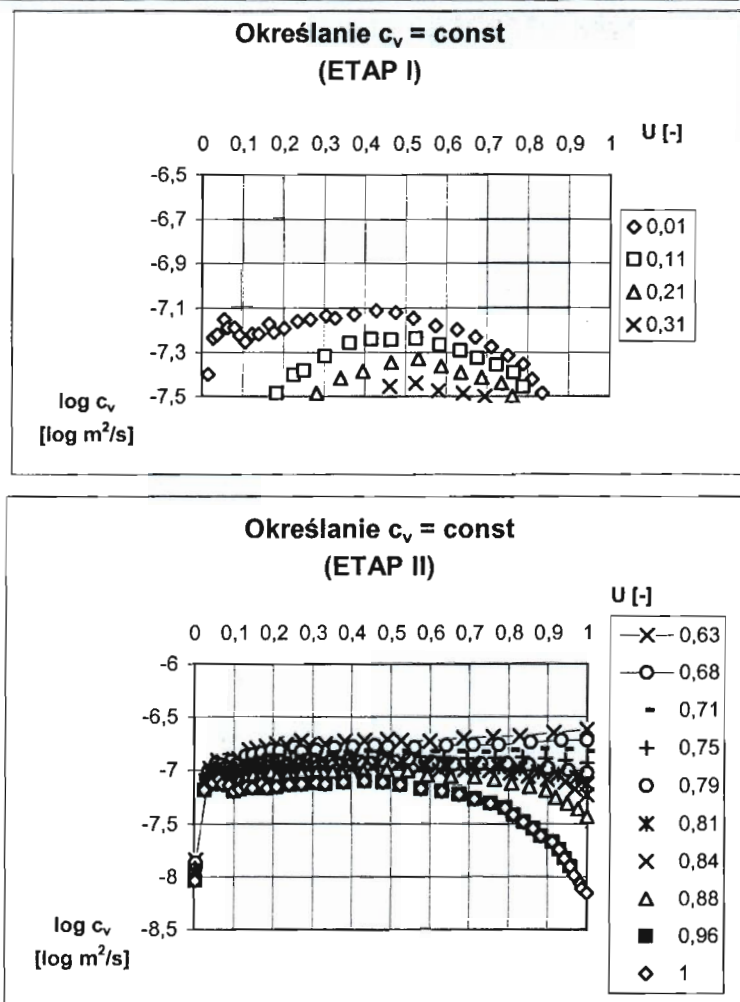
**Tablica 2.** Parametry fizyczne iłu użytego do sporządzenia zawiesiny

Badania laboratoryjne								
Wilgotność naturalna	Gęstość objętościowa	Gęstość właściwa szkieletu	Gęstość objętościowa szkieletu	Granica plastyczności	Granica płynności	Wskaźnik plastyczności	Stopień plastyczności	Wskaźnik porowatości
$W_n$ [%wag]	$\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$W_p$ [%wag.]	$W_L$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$I_p$ [%wag]	$I_L$	$e$
23,32	2,03	2,75	1,65	40,36	73,75	33,39	-0,51	0,7

## 5. Wyniki badań

Jak przedstawiono to w opisie metody, złożony tok obliczeń koniecznych do dokonania interpretacji badań konsolidacji metodą etapowej procedury optymalizacyjnej sprowadza się ostatecznie do wykreślenia dla każdej krzywej konsolidacji dwóch zbiorów krzywych obrazujących, dla kolejno zawężanych przedziałów odkształceń, zmienność współczynnika konsolidacji  $c_v$  w funkcji stopnia konsolidacji  $U$  (rys.2).





**Rys. 2.** Zbiory krzywych  $\log c_v - U$  dla przykładowej krzywej konsolidacji przy obciążeniu  $\sigma = 75 \text{ kPa}$

Każde dwa zbiory krzywych, uzyskane dla poszczególnych stopni zadanego obciążenia, posłużyły następnie do wyboru optymalnych wartości stopnia odkształcenia  $S_{\varepsilon(I)}$  i  $S_{\varepsilon(II)}$ , ograniczających zbiór danych pomiarowych do obszaru, w którym proces konsolidacji przebiegał zgodnie z teorią konsolidacji Terzaghi'ego. Wybranie z każdego ze zbiorów zależności  $\log c_v - U$  krzywych o największym spłaszczeniu pozwoliło z kolei wyznaczyć wartości współczynników konsolidacji miarodajnych odpowiednio dla początkowej

i końcowej fazy procesu quasi-filtracyjnej konsolidacji, a zatem również do wyznaczenia jego wartości średniej. Wyznaczone dla kolejnych obciążeń pary optymalnych wartości stopnia odkształcenia  $S_{e(l)}$  i  $S_{e(II)}$  oraz obliczone wartości współczynników konsolidacji zestawiono w tabeli 3.

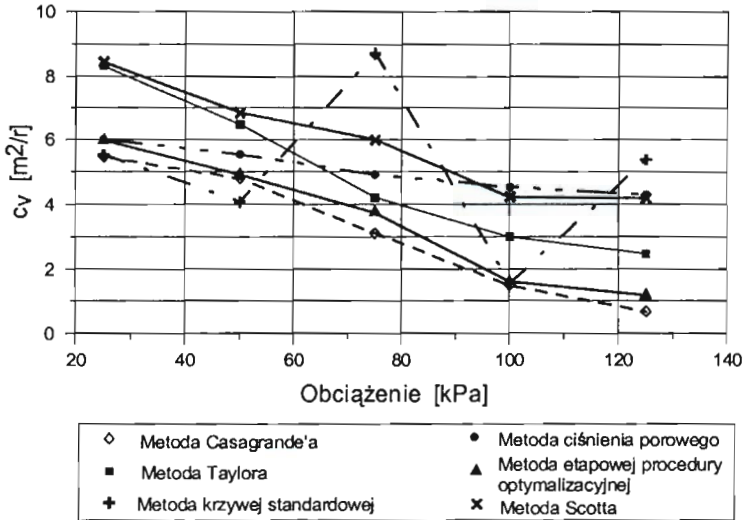
**Tablica 3.** Wartości charakterystycznych odkształceń oraz wartości współczynników konsolidacji w metodzie etapowej procedury optymalizacyjnej

Obciążenie $\sigma$ [kPa]	Wartości optymalnych stopni odkształcenia		Współczynnik konsolidacji $c_v$ [m <sup>2</sup> /r]		
	$S_{e(l)}$	$S_{e(II)}$	Dla fazy początkowej	Dla fazy końcowej	Wartość średnia
25	0,01	0,74	4,06	7,92	5,99
50	0,01	0,75	3,54	6,29	4,92
75	0,01	0,73	2,50	5,00	3,75
100	0,01	0,85	1,19	2,01	1,60
125	0,04	0,62	0,77	1,58	1,18

Ostateczny cel badań – testowanie metody etapowej procedury optymalizacyjnej jako nowej techniki interpretacyjnej w badaniu konsolidacji jednoosiowej – osiągnięto, dokonując interpretacji przeprowadzonych badań przy pomocy pięciu klasycznych, powszechnie stosowanych metod. Wartości współczynników konsolidacji otrzymane przy zastosowaniu poszczególnych metod interpretacyjnych zawarto w tablicy 4, a ich zmienność w funkcji zadawanego obciążenia zobrazowano na rysunku 3.

**Tablica 4.** Zestawienie wartości współczynników konsolidacji wyznaczonych różnymi metodami interpretacyjnymi

Zakres obciążenia	Metoda					
	Casa-grande'a	Taylora	Krzywej standardowej	Rozpraszania ciśnienia porowego	Etapowej procedury optymalizacyjnej	Scotta
$\sigma$ [kPa]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /r]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /r]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /r]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /r]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /r]	$c_v$ [m <sup>2</sup> /r]
10 – 25	5,46	8,31	5,53	6,01	5,99	8,44
25 – 50	4,79	6,48	4,08	5,54	4,92	6,84
50 – 75	3,11	4,21	8,70	4,91	3,75	6,0
75 – 100	1,48	2,99	1,55	4,53	1,60	4,23
100 – 125	0,68	2,46	5,38	4,29	1,18	4,17



Rys. 3. Zmienność współczynników konsolidacji ze wzrostem obciążenia wyznaczonych różnymi metodami interpretacyjnymi

Z analizy wyników otrzymanych metodą etapowej procedury optymalizacyjnej wynika, że przebieg procesu konsolidacji zgodnie z teorią Terzaghi'ego rozpoczyna się niemal natychmiast po przyłożeniu obciążenia (optymalne stopnie odkształcenia  $S_{\varepsilon(t)}$  wahają się w granicach 0.01 – 0.04), a zatem, że w przeprowadzonych badaniach wpływ błędów aparaturowych był znikomo mały. Istotniejsze jest natomiast oddziaływanie konsolidacji wtórnej, której wpływ na kształt krzywej konsolidacji obserwuje się już przy stopniach odkształcenia  $S_{\varepsilon} = S_{\varepsilon(t)}$  rzędu 0,62 – 0,85. Pewnym zaskoczeniem są natomiast niższe wartości współczynników konsolidacji w fazie początkowej względem współczynników fazy końcowej przy równoczesnym zmniejszaniu się ich wartości ze wzrostem obciążenia.

Ze zbiorczego zestawienia wyników (tab. 4), a także z ich graficznego obrazu (rys. 3) można wyciągnąć wniosek, że wartości współczynników konsolidacji obliczone poszczególnymi metodami są do siebie zbliżone i wykazują tę samą tendencję zmniejszania się wraz ze wzrostem obciążenia. Wyjątek stanowią tylko wyniki otrzymane z interpretacji metodą dopasowania krzywej standardowej, które charakteryzują się bardzo dużym rozrzutem i brakiem wyraźnej zależności od obciążenia.

Wartości współczynników konsolidacji uzyskane przy zastosowaniu testowanej metody etapowej procedury optymalizacyjnej zawierają się w granicach

przedziału grupującego wartości współczynników uzyskanych przy zastosowaniu wszystkich klasycznych metod interpretacji. Należy jednak zwrócić uwagę, że wyniki te lokalizują się w dolnych partiach tego przedziału i są najbardziej zbliżone do wyników otrzymanych metodą Casagrande'a, którą uważa się powszechnie za metodę zaniżającą wartości współczynników konsolidacji w stosunku do wartości obliczonych na podstawie obserwacji osiadań obiektów budowlanych.

## **6. Podsumowanie**

Metoda etapowej procedury optymalizacyjnej jest nową, oryginalną metodą oznaczania współczynnika konsolidacji, opartą na interpretacji wartości rejestrowanych odkształceń. Niewątpliwą jej zaletą jest ograniczenie interpretowanego zbioru danych pomiarowych do obszaru, w którym przebieg procesu konsolidacji jest zgodny z opisem teoretycznym, a więc wyeliminowanie z analizy danych obarczonych błędami aparaturowymi i wpływem konsolidacji wtórnej.

Ze względu na niewielką liczbę i niewielki zakres przeprowadzonych badań przedstawiony wniosek, sugerujący zniżenie wartości otrzymanych współczynników konsolidacji, należy traktować z należąca ostrożnością. Ocena pełnej ich miarodajności wymaga przeprowadzenia dalszych badań porównawczych.

## **7. Podziękowania**

Autorzy poczuwają się do miłego obowiązku podziękowania Panu dr hab. Pawłowi Dobakowi z Katedry Ochrony Środowiska Uniwersytetu Warszawskiego za udostępnienie programu komputerowego do obliczania współczynnika konsolidacji metodą OCv oraz za cenne merytoryczne dyskusje dotyczące omawianej problematyki.

## Literatura

- [1] Borecka A.: *Ścisłość i przepuszczalność zagęszczonej zawiesiny ilowej jako materiału do formowania ekranów izolujących*. Pr. dypl., AGH, Kraków. (1998)
- [2] Dobak P.: *Rola czynnika filtracyjnego w badaniach jednoosiowej konsolidacji gruntów*. Studia, Rozprawy, Monografie nr 65. Wyd. PAN, Kraków. (1999)
- [3] ELE International: *Operating instructions – ELE/Rowe – type consolidation cell*. EL 25 – 0700. (1991)
- [4] Head K.H.: *Soil laboratory testing*, vol. 3. Pentech Press, London. (1986)
- [5] Mikasa M., Takada N.: *Determination of coefficient of consolidation for large strain and variable values*. In: Consolidation of soils: testing and evolution. ASTM SPT 892, pp. 526 – 547. (1986)
- [6] Scott R.E.: *New method of consolidation coefficient evaluation*. Journal ASCE, vol. 87, No. SM 1. (1961)

## INTERPRETATION OF CONSOLIDATION PROCESS WITH THE VALUE OPTIMIZATION METHOD

**Summary:** The paper presents the results of studies on consolidation carried on with the value optimization method (OCv). The results were compared with those obtained with the „classic” procedures based upon the consolidation curve and the pore-pressure dissipation plot. Advantages of the OCv method were emphasized: limitation of interpreted data to those, for which the consolidation process fits to its theoretical description, which allows elimination of results affected by apparatus errors and/or influenced by secondary consolidation.

Eugeniusz Zawisza<sup>1</sup>, Tymoteusz Zydroń<sup>2</sup>, Agata Chlipała<sup>3</sup>

## Badanie ścisłości wybranych odpadów elektrownianych

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono wyniki badania nad ścisłością wybranych popiołów lotnych. Celem badań było określenie wpływu zagęszczenia, wilgotności i nawodnienia na wartości osiadania i modułów ścisłości popiołów. W celu określenia wpływu zagęszczenia badania wykonano przy stałej wilgotności popiołów ( $w = w_{opt}$ ), natomiast parametrem zmiennym był wskaźnik zagęszczenia:  $I_S = 0,85, 0,90$  i  $0,95$ . Dla określenia wpływu wilgotności badania wykonano przy stałym wskaźniku zagęszczenia ( $I_S = 0,95$ ), natomiast zmienna była wilgotność:  $w = 25, 35$  i  $45\%$ . Dla określenia wpływu nawodnienia badania wykonano na próbkach o takich samych parametrach jak wyżej podano, lecz zawodnionych przed obciążeniem. Badania wykonano w edometrach standardowych na próbkach obciążanych do  $0,40$  MPa. Badania przeprowadzono w aspekcie możliwości wykorzystania odpadów elektrownianych do celów budownictwa ziemnego.

### 1. Wprowadzenie

Pożądanym sposobem ograniczenia negatywnego oddziaływania składowanych odpadów przemysłowych na środowisko naturalne jest ich gospodarcze wykorzystanie. Od wielu lat w naszym kraju odpady elektrowniane są z powodzeniem stosowane m.in. do produkcji materiałów budowlanych, jako materiał podsadzkowy w górnictwie [7] lub jako materiał do różnego typu uszczelnień [6, 10]. W budownictwie ziemnym popioły lotne wykorzystywane są

---

<sup>1</sup> dr hab. inż., Akademia Rolnicza w Krakowie

<sup>2</sup> dr inż., Akademia Rolnicza w Krakowie

<sup>3</sup> mgr inż., Powiatowy Ośrodek Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej w Limanowej

jako materiał do stabilizacji gruntów stanowiących warstwy podbudów drogowych bądź jako samodzielny materiał, stanowiący substytut gruntów naturalnych [3, 8]. Zastosowanie popiołów elektrownianych do wypełnień pustek terenowych lub nasypów drogowych wiąże się z koniecznością znajomości ich właściwości geotechnicznych, w tym parametrów charakteryzujących ich odkształcalność.

## 2. Cel i zakres badań

Badania wykonano na popiołach lotnych pochodzących z Elektrociepłowni Inowrocławskich Zakładów Sodowych „Soda Mątwy” S.A., których podstawowe właściwości fizyczne zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Podstawowe właściwości fizyczne badanych popiołów

Parametr	Symbol	Jednostka	Wartość
Zawartość frakcji:			
- zwirowa	$f_z$		1,87
- piaskowa	$f_p$	%	41,87
- pyłowa	$f_\pi$		48,37
- ilowa	$f_i$		7,89
Wskaźnik różnoziarnistości	U		-
Nazwa wg [5]	-	-	$\Pi_n$
Gęstość właściwa	$\rho_s$	g/cm <sup>3</sup>	2,33
Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu	$\rho_{ds}$	g/cm <sup>3</sup>	1,19
Wilgotność optymalna	$w_{opt}$	%	34,10

Celem badań było określenie wpływu zagęszczenia, wilgotności i nawodnienia na ściśliwość popiołów. Badania przeprowadzono w aspekcie możliwości wykorzystania popiołów lotnych w budownictwie ziemnym.

Badania przeprowadzono w edometrach standardowych na próbkach o średnicy 60 mm i wysokości 20 mm, poddawanych stopniowemu obciążeniu pionowemu o wielkości 0,0125; 0,025; 0,050; 0,10; 0,20 i 0,40 MPa. Następnie próbki odciążano stopniowo do 0,0125 MPa i poddawano obciążeniu wtórnemu do wielkości 0,40 MPa. Badania wykonywano w powtórzeniach (łącznie wykonano 24 próby), a ich wyniki uśredniano i poddano dalszej analizie.

W celu określenia wpływu zagęszczenia i wilgotności na ściśliwość popiołów lotnych wykonano dwie serie badań:

- w I serii parametrem stałym była wilgotność materiału  $w = 35\% \cong w_{opt}$ , natomiast parametrem zmiennym był wskaźnik zagęszczenia:  $I_s = 0,85, 0,90$  i  $0,95$ ,



- w II serii parametrem stałym był wskaźnik zagęszczenia  $I_s = 0,95$ , natomiast parametrem zmiennym była wilgotność wynosząca około 25, 35 i 45%.

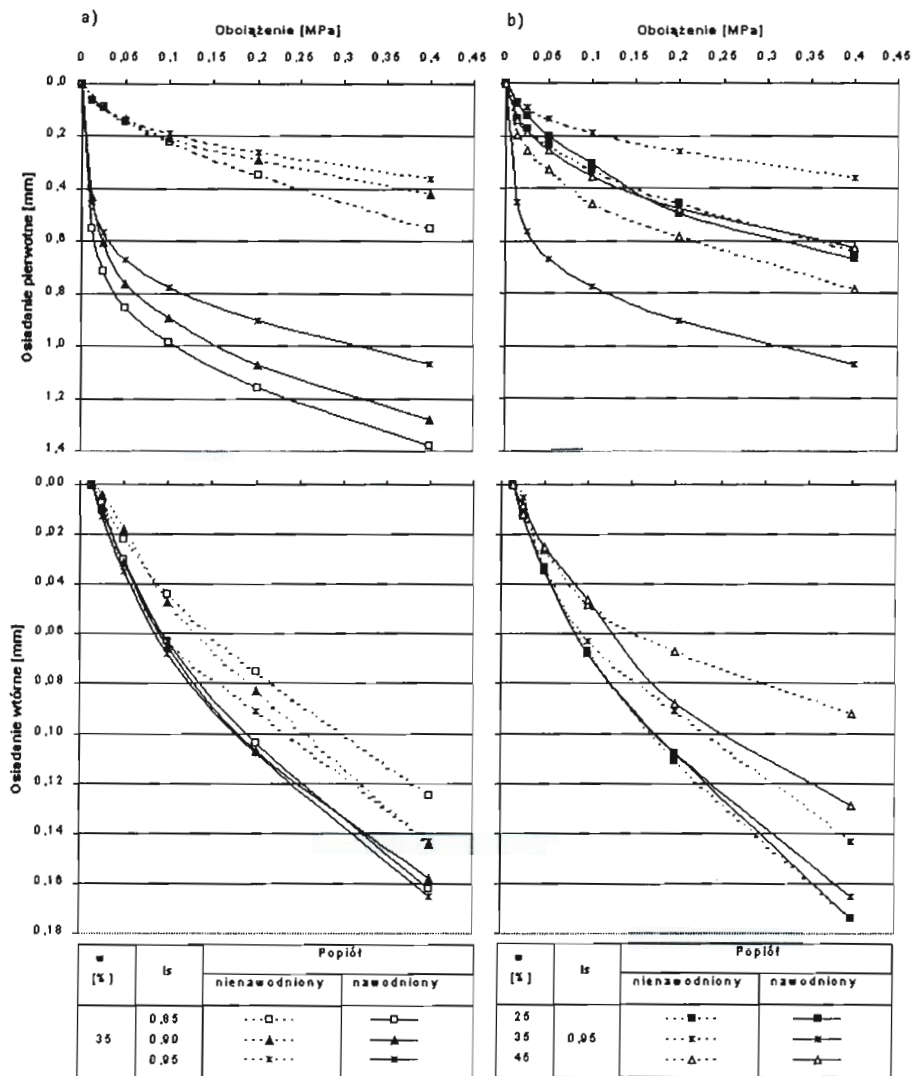
Dla określenia wpływu nawodnienia na wielkości osiadań oraz modułów ścisłości popiołów wykonano kolejne serie badań, w których próbki nawodniono przed obciążeniem:

- w III serii analizowano wpływ nawodnienia w zależności od wskaźnika zagęszczenia; parametry próbek były takie same jak w serii I,
- w IV serii analizowano wpływ nawodnienia w zależności od wilgotności początkowej; parametry próbek były takie same jak w serii II.

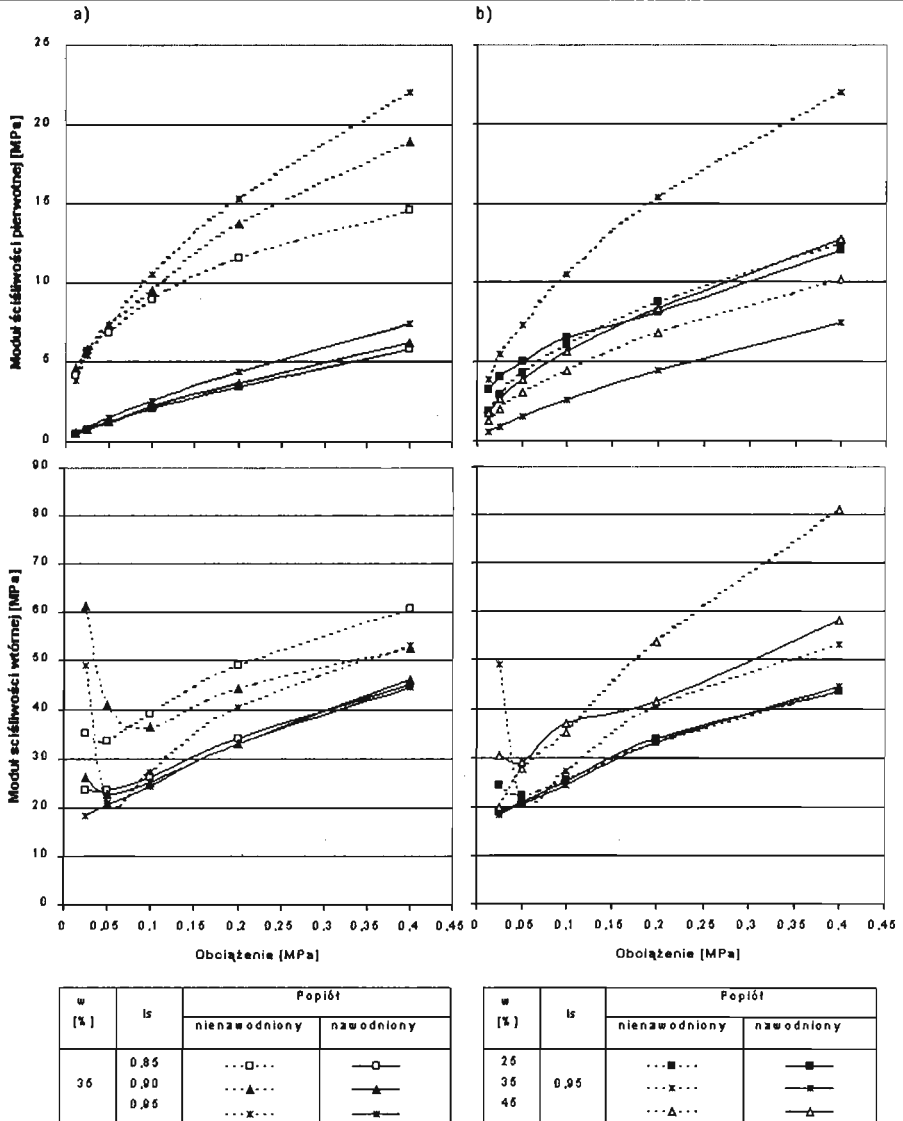
### **3. Wyniki badań i ich analiza**

Czas konsolidacji popiołów pod obciążeniem pierwotnym i wtórnym był stosunkowo krótki i wynosił po 7 do 10 dób. Popioły mało zagęszczone oraz nawodnione wymagały dłuższej konsolidacji niż popioły bardziej zagęszczone. Największe osiadania nastąpiły bezpośrednio po przyłożeniu obciążenia i w ciągu kilku następujących godzin. Dalsze osiadania przebiegały stosunkowo wolno, zwłaszcza przy dużych wartościach obciążenia, co wynikało z większego zagęszczenia próbki.

W celu zobrazowania wpływu obciążenia i zagęszczenia popiołów na wartości osiadań i modułów ścisłości przedstawiono wykresy zależności pomiędzy tymi parametrami dla popiołów o jednakowej wilgotności początkowej ( $w = 35\%$ ) i różnym zagęszczeniu:  $I_s = 0,85$ ;  $0,90$  i  $0,95$  oraz dla popiołów o jednakowym zagęszczeniu ( $I_s = 0,95$ ) i różnej wilgotności:  $w = 25$ ,  $35$  i  $45\%$  (rys. 1, 2). Widoczna na wykresach nieproporcjonalna zależność osiadań popiołów, głównie od ich wilgotności, a także różny wpływ nawodnienia na wartości osiadań mogą wynikać z nietypowej budowy strukturalnej okruchów oraz cząstek popiołowych. Jak podaje Glazer i in. [2], różnorodność budowy morfologicznej cząstek popiołowych, istnienie cząstek o wewnętrznej porowatości oraz zróżnicowana ich odporność na kruszenie podczas obciążania mogą sprawiać trudności podczas badań ich właściwości geotechnicznych. Parylak [4] wskazuje, że duża ostrokrawędzistość i nieregularny kształt cząstek popiołowych powoduje ich wzajemne zazębienie i zaklinowywanie, co zwiększa opór przy ścinaniu.



Rys. 1. Wpływ zagęszczenia (a), wilgotności (b) i nawodnienia na osiadanie popiołu



Rys. 2. Wpływ zagęszczenia (a), wilgotności (b) i nawodnienia na moduły ścisłości popiołu

Wartości modułów ścisłości pierwotnej mieszczą się w zakresie od 6 do 22 MPa, w zależności od wielkości obciążenia, zagęszczenia i wilgotności. Podobne wartości modułów podawane są dla tego typu materiałów w pracach Zabielskiej-Adamskiej i Pisarczyka [9], Glazera i in. [2] oraz Abramskiego [1].

Wartości modułów ścisłości wtórnej były 2–6-krotnie większe od wartości modułów ścisłości pierwotnej i wynosiły od 44 do 81 MPa.

W celu przeprowadzenia analizy porównawczej otrzymanych wyników badania nad ścisłością popiołów wartości osiadań końcowych podano jako ich procentowy stosunek do początkowej wysokości próbek (odkształcenie względne), natomiast wartości modułów ścisłości jako uśrednione dla całego zakresu obciążenia (0–0,40 MPa).

W wyniku analizy stwierdzono:

- Zagęszczenie było jednym z głównych czynników wpływających na ścisłość popiołów. Przy małym zagęszczeniu ( $I_s = 0,85$ ) wartość odkształcenia względnego przy obciążeniu pierwotnym wynosiła 2,7%. Przy większym zagęszczeniu ( $I_s = 0,90$  i  $0,95$ ) wartości odkształcenia wynosiły odpowiednio 2,1 i 1,8% (tab. 2). Znalazło to swoje odzwierciedlenie w wartościach modułu ścisłości pierwotnej, które zwiększały się od 15 do 22 MPa przy zwiększaniu wskaźnika zagęszczenia od 0,85 do 0,95 (tab. 3).

Wartości odkształcenia względnego przy obciążeniu wtórnym były 3–4,7-krotnie mniejsze niż przy obciążeniu pierwotnym, przy czym były one zbliżone dla wszystkich wskaźników zagęszczenia popiołu i stanowiły 0,6–0,7% (tab. 2). Wartości modułu ścisłości wtórnej były 3–4-krotnie większe od wartości modułu ścisłości pierwotnej i wynosiły od 53–61 MPa (tab. 3), wykazując małe zróżnicowanie w zależności od zagęszczenia.

**Tabela 2.** Wartości odkształceń względnych popiołu

Wskaźnik zagęszczenia $I_s$	Odkształcenia względne [%]					
	pierwotne			wtórne		
	w = 25 [%]	w = 35 [%]	w = 45 [%]	w = 25 [%]	w = 35 [%]	w = 45 [%]
Popiół nienawodniony						
0,85	-	2,7	-	-	0,6	-
0,90	-	2,1	-	-	0,7	-
0,95	3,2	1,8	3,9	0,9	0,7	0,5
Popiół nawodniony						
0,85	-	6,9	-	-	0,9	-
0,90	-	6,4	-	-	0,8	-
0,95	3,3	5,4	3,1	0,9	0,9	0,7

Tabela 3. Wartości modułów ścisłości popiołu

Wskaźnik zagęszczenia $I_s$	Moduł ścisłości [MPa]					
	pierwotnej			wtórnej		
	w = 25 [%]	w = 35 [%]	w = 45 [%]	w = 25 [%]	w = 35 [%]	w = 45 [%]
Popiół nienawodniony						
0,85	-	15	-	-	61	-
0,90	-	19	-	-	53	-
0,95	13	22	10	44	53	81
Popiół nawodniony						
0,85	-	6	-	-	45	-
0,90	-	6	-	-	46	-
0,95	12	7	13	44	45	58

Wynika z tego, że popiół charakteryzuje się dużą ścisłością pod obciążeniem pierwotnym, zwłaszcza przy małym zagęszczeniu początkowym. Obciążenie to powoduje znaczną konsolidację popiołu i dlatego przy obciążeniu wtórnym ścisłość popiołu jest dużo mniejsza.

- Wilgotność wpływa również na ścisłość popiołu. Przy wilgotności zbliżonej do optymalnej odkształcenie względne przy obciążeniu pierwotnym stanowiło około 2%, natomiast przy wilgotności większej o 10% od optymalnej odkształcenie było dwukrotnie większe (tab. 2). Moduł ścisłości pierwotnej był ponaddwukrotnie mniejszy dla odpowiedniego zwiększenia wilgotności popiołu. Przy obciążeniu wtórnym wpływ wilgotności początkowej popiołu na wartości odkształcenia i modułów ścisłości nie zaznaczył się, co jest wynikiem dużego skonsolidowania popiołu pod obciążeniem pierwotnym.
- Nawodnienie wpływa bardzo znacznie na odkształcenia popiołu. Wartości odkształceń względnych popiołów nawodnionych przy obciążeniu pierwotnym były 2,5–3-krotnie większe, a modułów ścisłości odpowiednio mniejsze niż popiołów nienawodnionych, wykazując zależność od zagęszczenia początkowego. Nie zaznaczył się natomiast wpływ wilgotności początkowej, ponieważ nawodnienie niweluje różnice wilgotności.

Wartości odkształcenia i modułów ścisłości popiołów nawodnionych przy obciążeniu wtórnym były 6–8-krotnie mniejsze niż przy obciążeniu pierwotnym. Nie wykazują one zależności od wilgotności i zagęszczenia początkowego, co jest skutkiem konsolidacji pod obciążeniem pierwotnym. Ponadto odkształcenia popiołów nawodnionych przy obciążeniu wtórnym były nieznacznie większe niż popiołów nienawodnionych. Wartości modułów ścisłości wtórnej popiołów nawodnionych były mniejsze (o około 10–50%) niż popiołów nienawodnionych.

## 4. Podsumowanie

Badane popioły charakteryzują się znaczną ściśliwością. Przebieg osiadań i wartości modułów ściśliwości zależą od zagęszczenia, wilgotności i warunków wodnych:

- 1) Wpływ zagęszczenia na parametry ściśliwości popiołów zaznacza się wyraźnie przy wyższych wartościach obciążenia. Wpływ ten przy obciążeniu pierwotnym jest znaczny, natomiast przy obciążeniu wtórnym jest niewielki.
- 2) Wpływ wilgotności na parametry ściśliwości popiołów jest wyraźny przy znacznym jej zwiększeniu w stosunku do wilgotności optymalnej i ujawnia się przy obciążeniu pierwotnym, natomiast nie zaznacza się przy obciążeniu wtórnym.
- 3) Wpływ nawodnienia na parametry ściśliwości popiołów jest bardzo duży, zależny od ich zagęszczenia. W popiołach zagęszczonych ( $I_s = 0,95$ ) wpływ nawodnienia jest o około 30% mniejszy niż w popiołach mało zagęszczonych ( $I_s = 0,85$ ).
- 4) Ściśliwość popiołów przy obciążeniu wtórnym jest znacznie mniejsza niż przy obciążeniu pierwotnym. Dlatego parametry ściśliwości są dużo korzystniejsze; osiadanie jest znacznie mniejsze, a wartości modułu ściśliwości znacznie większe aniżeli przy obciążeniu pierwotnym.

Duże zagęszczenie popiołów zmniejsza osiadania i ogranicza wpływ nawodnienia na przebieg konsolidacji i wartości modułów ściśliwości. Jest to istotne przy zastosowaniu popiołów w budownictwie ziemnym, np. do budowy grobli zbiorników osadowych lub wypełnień obniżen terenowych, zwłaszcza jeżeli miałyby one stanowić podłoże budowli. W takim przypadku popioły powinny być wbudowane przy wilgotności optymalnej dla uzyskania maksymalnego zagęszczenia.

## Literatura

- [1] Abramski K.: *Wykorzystanie odpadów produkcyjnych do wzmocnienia podłoża budowlanego*. Materiały Sympozjum Krajowe Doświadczenie Wzmacniania Podłoża. Gdańsk, 230–240, 1992.
- [2] Glazer Z., Drągowski A., Kaczyński R., Pinińska J.: *Studies on power station combustion products. Review of research development at Warsaw University*. 4th International Symposium on the Reclamation, Treatment and Utilization of Coal Mining Wastes, Kraków, 191–202, 1993.

- [3] Judycki J., Cyske W.: *Badania nasypu i podbudowy z popiołów lotnych na odcinku doświadczalnym w Gdyni*. Seminarium Techniczne „Popioły w drogownictwie”. Licheń Stary k. Konina, 151–164, 2003.
- [4] Parylak K.: Wytrzymałość na ścinanie niestabilizowanych i stabilizowanych wapnem popiołów z węgla kamiennego jako materiału do nasypów konstrukcyjnych. *Archiwum Hydrotechniki*, XXXI, 1–2, 137–152, 1984.
- [5] PN-86/B-02480: *Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów*. Polski Komitet Normalizacji, Miar i Jakości, Warszawa.
- [6] Quant B.: *Silikatyżacja popiołów lotnych i fosfogipsów – bezpieczna dla środowiska metoda utylizacji odpadów*. Zesz. Nauk. Politechniki Gdańskiej, 557, Budownictwo Wodne, 44, 1997.
- [7] Rosik-Dulewska Cz.: *Podstawy gospodarki odpadami*. Wyd. Ekoinżynieria, Lublin, 1999.
- [8] Szydło A.: *Wykorzystanie mieszanin popiołowo-żużlowych z Elektrociepłowni Wrocław w budownictwie drogowym*. Seminarium Techniczne „Popioły w drogownictwie”. Licheń Stary k. Konina, 93–102, 2003.
- [9] Zabielska-Adamska K., Pisarczyk S.: *Ścisłość i pęcznienie zagęszczanych odpadów energetycznych*. Materiały IX Seminarium Instytutu Zaopatrzenia w Wodę i Budownictwa Wodnego, Politechnika Warszawska, Warszawa, 2002.
- [10] Zawisza E.: *Geotechniczne i środowiskowe aspekty uszczelniania grubookruchowych odpadów powęglowych popiołami lotnymi*. Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej w Krakowie, Rozprawa habilitacyjna, 280, 178, 2001.

## COMPRESSIBILITY TESTS OF CHOSEN FLY ASHES

**Summary:** The paper presents the results of compressibility tests on chosen fly ashes performed in standard oedometers. The aim of investigations was to determine the influence of compaction, moisture content and saturation on the values of settlement and compressibility modula of fly ashes, in the aspect of their use in earth structures. The tests were carried out at the constant moisture content ( $w = 35\%$ ) and various compaction indexes ( $I_s = 0.85, 0.90, 0.95$ ) as well as at the constant compaction index ( $I_s = 0.95$ ) and various moisture content ( $w = 25, 35, 45\%$ ) to realise this aim. The tests for determining the influence of saturation were carried out at the same parameters as given above but water had been added before loading.





Piotr Zawrzykraj<sup>1</sup>

## Wykorzystanie dylatometru Marchettiego do badań prekonsolidacji gruntów na przykładzie iłów warwowych okolic Sochaczewa i Radzymina

**Streszczenie:** W niniejszym artykule autor zaprezentował wyniki badania współczynnika prekonsolidacji OCR iłów warwowych z okolic Sochaczewa i Radzymina. Ocen tych dokonano za pomocą nowoczesnej aparatury badawczej jaką jest dylatometr Marchettiego. Rezultaty poddano analizie w nawiązaniu do historii geologicznej iłów zastoiskowych pochodzących z okresu zlodowacenia Wisły. Pozwoliło to na nową ocenę zaskakująco wysokich wartości współczynnika prekonsolidacji rejestrowanych obecnie.

### 1. Wstęp

W geologii inżynierskiej współczynnik prekonsolidacji OCR to bardzo ważny parametr, który nawiązuje do historii naprężeń i determinuje zachowanie się gruntów spoistych pod obciążeniem. Współczynnik OCR, który służy ocenie stopnia prekonsolidowania jest wyrażony równaniem:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma_{vo}} \quad (1)$$

---

<sup>1</sup> dr, Uniwersytet Warszawski

gdzie:  $\sigma'_p$  – efektywne naprężenie prekonsolidacji (związane z obciążeniami zewnętrznymi i nadkładem gruntu),  
 $\sigma'_{vo}$  – bieżące efektywne obciążenie gruntu *in situ*.

Grunt występujący dziś w terenie na pewnej głębokości był w swojej geologicznej historii został poddany maksymalnemu naprężeniu pochodzącemu na przykład od nadkładu lub innych obciążeń. Część tego maksymalnego efektywnego naprężenia nadkładu może być zapamiętana przez grunt poprzez charakter jego odkształcalności. Analizując zachowanie się gruntu w laboratorium podczas obciążania, odczytujemy część tego maksymalnego obciążenia, i porównujemy je z istniejącym obecnie naprężeniem nadkładu. Jeżeli zapamiętane przez grunt obciążenie jest większe od panującego obecnie na danej głębokości, to może być to spowodowane następującymi procesami geologicznymi bądź antropogenicznymi:

- pozostawienie przez pewien czas w przeszłości większego nadkładu usuniętego przez erozję lub przez działalność człowieka
- obciążenie w przeszłości ładolodem
- ruchy tektoniczne
- wahania zwierciadła wód podziemnych (zmiany wilgotności, wysychanie)
- diagenaza, cementacja (wiązania chemiczne występujące w strefie kontaktów między cząstkami)
- występowanie wiązań strukturalnych (spójność)
- pęczanie gruntu
- wibracje i inne czynniki.

Jak widać, rejestrowana wartość naprężenia prekonsolidacji nie wynika wyłącznie z historii przebytych obciążeń. Jeśli odczytywane z wykresu ściśliwości naprężenie nie znajduje swojego potwierdzenia w historii geologicznej, mówimy o pozornym naprężeniu prekonsolidacji [2]. Według niektórych badaczy [3], [4] należy rozróżnić naprężenie prekonsolidacji rozumiane jako maksymalne naprężenie efektywne, jakiemu grunt podlegał w przeszłości, szacowane na podstawie znajomości historii geologicznej, od naprężenia uplastyczniającego  $\sigma'_y$ , zdefiniowanego jako wartość naprężenia efektywnego, przy którym zaznacza się jakościowa zmiana odkształcalności gruntu. Należy wyraźnie rozdzielić współczynnik prekonsolidacji OCR, jako wartość wyznaczoną na podstawie znajomości historii geologicznej, i współczynnik uplastycznienia YSR, zdefiniowany jako:

$$YSR = \frac{\sigma'_y}{\sigma_{vo}} \quad (2)$$

gdzie:  $\sigma'_y$  – naprężenie uplastycznienia – efektywne naprężenie, przy którym zostaje znacząco przekształcona struktura gruntu, reprezentowane przez załamanie krzywej na wykresie ścisłości.

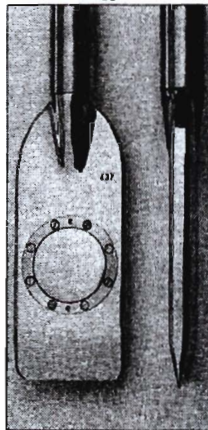
$\sigma_{vo}$  – bieżące efektywne obciążenie gruntu *in situ*.

Odczytywane z krzywej ścisłości naprężenie prekonsolidacji nie jest już obecnie utożsamiane wyłącznie z obciążeniem historycznym. Wyznaczana z krzywych ścisłości wartość naprężenia uplastycznienia jest tylko w części uwarunkowana obciążeniem prekonsolidacyjnym.

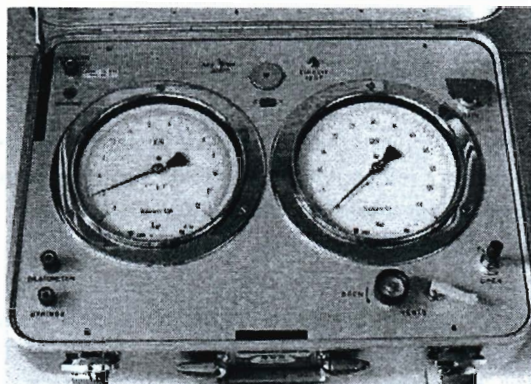
## 2. Metoda badania

Dylatometr Marchettiego jest narzędziem, które w profilu sondowania umożliwia uzyskanie oceny szeregu parametrów gruntu. Jego przydatność do terenowych badań geologiczno-inżynierskich potwierdzają liczne publikacje prezentowane m.in. na międzynarodowych konferencjach [6], [7], [11]. Został wprowadzony do europejskich i amerykańskich norm dotyczących geotechnicznych badań polowych. Obecnie stanowi wyposażenie już ponad 200 jednostek naukowo-badawczych oraz przedsiębiorstw na całym świecie.

W skład urządzenia wchodzi stalowa, płaska łopatką, wyposażoną w kołową membranę (rys. 1), połączona z centralną jednostką pomiarową (rys. 2).



Rys. 1. Łopatką dylatometryczną



Rys. 2. Jednostka pomiarowa

Ostrze wprowadza się w grunt poprzez wciskanie ze stałą prędkością, wykorzystując do tego celu np. urządzenie hydrauliczne sondy statycznej. Na zaplanowanej głębokości zatrzymuje się pogrążenie łopatki dylatometru, rozpoczynając jednocześnie cykl pomiarowy. Standardowe badanie DMT polega na rejestracji dwóch wartości ciśnienia:  $p_0$  – ciśnienie powietrza w układzie pomiarowym konieczne do rozpoczęcia ekspansji membrany w kierunku gruntu, skorygowane o bezwładność membrany i „zero” manometru;  $p_1$  – ciśnienie, przy którym odchylenie membrany w kierunku gruntu (względem położenia przy ciśnieniu  $p_0$ ) wynosi 1,1 mm, skorygowane o bezwładność membrany i „zero” manometru. Te dwie wartości są podstawą do dalszych obliczeń umożliwiających określenie parametrów gruntu. Pomiary prowadzi się w profilu co 20 cm.

Główne parametry uzyskiwane z badań dylatometrycznych przedstawiono w tabeli 1:

Badania w warunkach polowych mają szereg zalet. Do najważniejszych należą:

- badanie rzeczywistego profilu, przy istniejącym stanie naprężeń, bez naruszenia struktury gruntu, w miejscu gdzie grunt pracuje.
- określenie zakresu zmienności badanych parametrów w podłożu
- uzyskiwanie parametrów znacznej części profilu – nawet głęboko położonych warstw (do 40m).
- badania te są z reguły znacznie szybsze i tańsze niż badania laboratoryjne.

Tablica 1. Zestawienie uzyskiwanych parametrów na podstawie badań dylatometrycznych [6].

SYM-BOL	OPIS	PODSTAWOWY FORMULARZ PRZELICZENIOWY	
<b>P<sub>0</sub></b>	Skorygowany pierwszy odczyt	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	
<b>P<sub>1</sub></b>	Skorygowany drugi odczyt	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
		Z <sub>M</sub> = odczyt manometru przy ciśnieniu atmosferycznym. Jeśli $\Delta A$ i $\Delta B$ są mierzone tym samym manometrem używanym do bieżących odczytów A i B, to należy przyjąć Z <sub>M</sub> = 0 (Z <sub>M</sub> się kompensuje)	
<b>I<sub>DMT</sub></b>	Wskaźnik materiałowy	$I_{DMT} = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	u <sub>0</sub> = pierwotne ciśnienie porowe
<b>K<sub>DMT</sub></b>	Wskaźnik naprężeń poziomych	$K_{DMT} = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	$\sigma'_{v0}$ = bieżące pionowe naprężenie nadkładu
<b>E<sub>DMT</sub></b>	Moduł dylatometryczny	$E_{DMT} = 34.7 (p_1 - p_0)$	E <sub>DMT</sub> nie jest modulem Younga E. E <sub>DMT</sub> powinno być używane tylko w powiązaniu go z K <sub>DMT</sub> (historią naprężeń). Najpierw określi M <sub>DMT</sub> = R <sub>M</sub> E <sub>DMT</sub> , potem np. E ≈ 0.8 M <sub>DMT</sub>
<b>K<sub>0</sub></b>	Współczynnik parcia gruntu w spoczynku	$K_{0,DMT} = (K_{DMT} / 1.5)^{0.47} - 0.6$	Dla I <sub>DMT</sub> < 1.2
<b>OCR</b>	Współczynnik prekonsolidacji	$OCR_{DMT} = (0.5 K_{DMT})^{1.56}$	Dla I <sub>DMT</sub> < 1.2
<b>c<sub>u</sub></b>	wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu	$c_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_{DMT})^{1.25}$	Dla I <sub>DMT</sub> < 1.2
<b>Φ</b>	Kąt tarcia wewnętrzno	$\Phi_{DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_{DMT} - 2.1^\circ \log^2 K_{DMT}$	Dla I <sub>DMT</sub> > 1.8
<b>c<sub>h</sub></b>	Współczynnik konsolidacji	$c_{h,DMTA} \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$	t <sub>flex</sub> odczytywane z krzywej rozpraszania A-log t (metoda DMT-A)
<b>k<sub>h</sub></b>	Współczynnik filtracji	$k_h = c_h \gamma_w / M_h$ , (M <sub>h</sub> ≈ K <sub>0</sub> M <sub>DMT</sub> )	
<b>γ</b>	Ciężar objętościowy gruntu	na podstawie nomogramu [6], [7]	
<b>M</b>	Moduł ściśniętości pionowej	M <sub>DMT</sub> = R <sub>M</sub> E <sub>D</sub> jeśli I <sub>DMT</sub> ≤ 0.6 R <sub>M</sub> = 0.14 + 2.36 log K <sub>DMT</sub> jeśli I <sub>DMT</sub> ≥ 3 R <sub>M</sub> = 0.5 + 2 log K <sub>DMT</sub> jeśli 0.6 < I <sub>DMT</sub> < 3 R <sub>M</sub> = R <sub>M,0</sub> + (2.5 - R <sub>M,0</sub> ) log K <sub>DMT</sub> z R <sub>M,0</sub> = 0.14 + 0.15 (I <sub>DMT</sub> - 0.6) jeśli K <sub>DMT</sub> > 10 R <sub>M</sub> = 0.32 + 2.18 log K <sub>DMT</sub> jeśli R <sub>M</sub> < 0.85 przyjmij R <sub>M</sub> = 0.85	
<b>u<sub>0</sub></b>	równoważne ciśnienie porowe	$u_0 = p_2 - C - Z_M + \Delta A$	w gruntach dobrze przepuszczalnych

### 3. Przedmiot badań

Iły warwowe rejonu Sochaczewa i Radzymina, które zostały objęte badaniami, są związane ze zbiornikiem zastoiskowym, utworzonym ze spiętrzonych wód rzecznych płynących dolinami dzisiejszej Wisły i Bugu, zatamowanych od północy przez łądolód zlodowacenia północnopolskiego. Osady te są wykształcone w postaci tłustych ilów warwowych, których struktura i tekstura wynika ze specyficznych warunków sedymentacji, jakie istniały w zbiornikach zastoiskowych na przedpolu czoła łądolodu. [8],[9]. Grunty te składają się z serii warw, z których każda zbudowana jest z warstewki pylastej–jaśniejszej (jej powstanie wiąże się z intensywniejszą dostawą materiału w okresie letnim) oraz warstewki ilastej–ciemniejszej (tworzącej się podczas sedymentacji w okresie zimowym w warunkach redukcyjnych). Iły warwowe występują dość powszechnie na terenie Mazowsza. Ich miąższość w okolicach Warszawy waha się od kilku do kilkunastu metrów. W większości pokrywają je piaski rzeczne niewielkiej – dwumetrowej miąższości.

Opisywanych ilów zastoiskowych można użyć jako podłoża wielu nowoczesnych obiektów budowlanych. Istnieje więc potrzeba właściwego zbadania tych ilów, w szczególności ustalenia ich stanu skonsolidowania. Stopień skonsolidowania określa zachowanie gruntów podczas ich obciążania, zwłaszcza znając stan skonsolidowania możemy wnioskować o przebiegu najważniejszej zależności dla wszystkich materiałów, a mianowicie zależności naprężenie-odkształcenie.

### 4. Wyniki badań

Sondowania przeprowadzono w miejscowościach: Plecewice k.Sochaczewa, Mokre k.Radzymina oraz w Radzyminie – w pobliżu czynnych cegielni, stanowiących doskonale odkrywkę ilów warwowych. Wyniki sondowań przedstawiono w tabeli 2 oraz na rys. 3. W każdym z wymienionych punktów badawczych przeprowadzono po 3 sondowania dylatometrem Marchettiego.



**Tablica 2.** Zestawienie statystyczne współczynnika prekonsolidacji OCR na podstawie badań dylatometrem Marchettiego

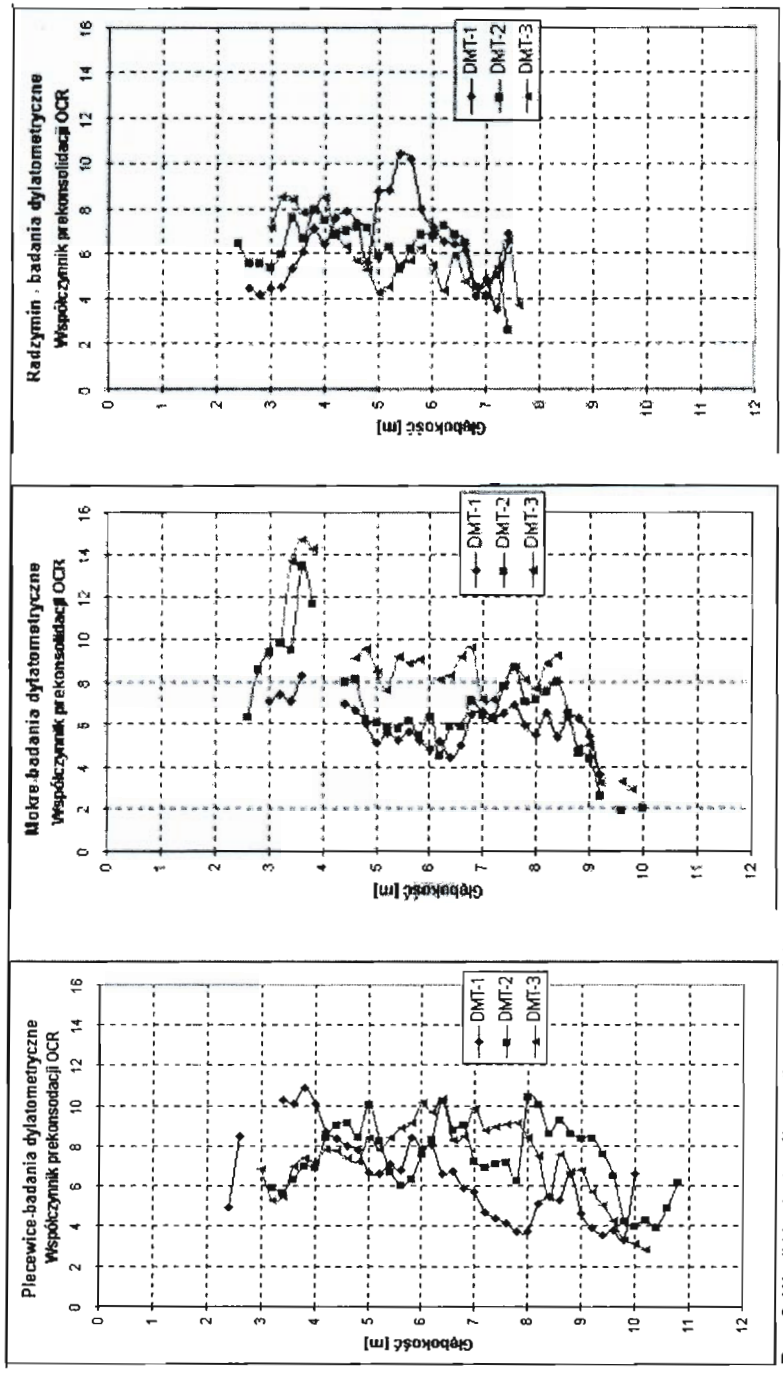
Współczynnik prekonsolidacji OCR [-]		
Lokalizacja	Rodzaj badania (liczba oznaczeń)	wartość minimalna — wartość średnia — wartość maksymalna
Plecewice	DMT1 (36)	3.5 — 6.5 — 9.0
	DMT2 (39)	4.0 — 7.0 — 9.0
	DMT3 (38)	3.0 — 7.5 — 10.5
Mokre	DMT1 (25)	4.0 — 6.0 — 7.0
	DMT2 (27)	2.0 — 6.5 — 9.0
	DMT3 (24)	3.0 — 7.5 — 9.5
Radzymin	DMT1 (25)	4.0 — 7.5 — 11.5
	DMT2 (26)	3.0 — 7.0 — 9.0
	DMT3 (24)	4.0 — 6.5 — 8.5

## 5. Analiza historii geologicznej iłów warwowych

Iły warwowe okolic Sochaczewa i Radzyna należą do tzw. Zastoiska Warszawskiego i według dzisiejszych danych geologicznych nie były obciążone ładolodem, zatem, z punktu widzenia historii geologicznej obciążeń, są tzw. gruntami normalnie skonsolidowanymi. Tymczasem przeprowadzone badania wskazują, że są one prekonsolidowane.

Iły warwowe poziomu błońskiego i radzyńskiego, od czasu ich osadzenia w zbiorniku, były poddawane oddziaływaniu wielu procesów post-sedymentacyjnych.

W końcowej fazie istnienia Zastoiska Warszawskiego iły warwowe zostały przykryte cienką, około 1-2 metrową, warstwą piasków rzecznych [10]. Zmiany klimatyczne oraz obniżanie poziomu wód gruntowych u schyłku plejstocenu miały charakter wieloetapowy i doprowadziły do silnego rozwoju procesów wydymotwórczych. Miały one związek z suchym peryglacjalnym klimatem. Różnorodne egzogeniczne procesy postsedymentacyjne spowodowały, że obecnie nastąpił wzrost gęstości objętościowej i spadek wilgotności naturalnej. W efekcie iły warwowe zachowują się jak grunty prekonsolidowane [12].



Rys. 3. Wyniki badania półczynnika prekonsolidacji OCR otrzymane z badań dyilatometrycznych

## 6. Podsumowanie i wnioski

Otrzymane wartości współczynnika prekonsolidacji ilów zastoiskowych wskazują, że badane osady spełniają kryteria charakterystyczne dla gruntów prekonsolidowanych  $OCR \in (6-8)$ . Według dzisiejszej wiedzy geologicznej na badanym obszarze nie było czynników generujących tak duże prekonsolidowanie. Prekonsolidacja tych gruntów jest pozorna, głównie uwarunkowana zwłaszcza wpływem przemian fizykochemicznych w obrębie struktury gruntu.

Wysokie wartości współczynnika prekonsolidacji są zatem uwarunkowane przede wszystkim przemianami w historii przekształceń zachodzącymi w strukturze gruntu. Należy zdać sobie sprawę, że metoda badania opiera się na oznaczeniu istniejących w gruncie naprężeń w sposób pośredni, tj. na podstawie oceny relacji między wartościami ciśnienia gazu w dylatometrze a odkształceniami gruntu. Stan gruntu zależy od wielu czynników, nie tylko od wielkości obciążenia pionowego. Należy zwrócić uwagę, że ostatni raport Komitetu Technicznego Międzynarodowego Stowarzyszenia Mechaniki Gruntów Inżynierii Geotechnicznej (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering ISSMGE) [11] ogranicza stosowanie podanych wzorów do gruntów, które nie charakteryzują się efektem starzenia się, strukturyzacji czy cementacji. Jak pokazują inni badacze, grunt uzyskuje strukturę nawet w na przestrzeni kilku miesięcy [1]. Występujące w przyrodzie grunty naturalne mają w większości strukturę złożoną. Pojęcie „struktura gruntu” używane tutaj oznacza układ i wiązania między składnikami gruntu [5]. Struktura gruntu formuje się stopniowo w czasie jego historii od chwili depozycji, poprzez zmienne w czasie skomplikowane czynniki mechaniczne, chemiczne i biologiczne [1]. Czynniki tych nie uwzględnia tradycyjny model prekonsolidacji. Stąd wskaźnik prekonsolidacji obliczony na podstawie wzorów (tab.1) odnosi się jedynie do osadów bardzo młodych, powstających współcześnie, bądź antropogenicznych, niepoddanych jeszcze procesom diagenety.

W wyniku badania gruntu dylatometrem Marchettiego uzyskujemy współczynnik prekonsolidacji OCR. Otrzymane wartości mogą być jednak równoważne efektom oddziaływania innych czynników, które warunkują takie zachowanie się gruntu. Zatem parametrów prekonsolidacji uzyskanych z badań dylatometrycznych nie można wiązać wyłącznie z historią geologicznych obciążeń ilów warwowych.

Przeprowadzenie niniejszych badań było możliwe dzięki finansowemu wsparciu Uniwersytetu Warszawskiego - w ramach badań własnych i badań statutowych oraz Komitetu Badań Naukowych - w ramach projektu 4 T12B 06226 „Stan skonsolidowania plejstoceńskich ilów warwowych rejonu Mazowska w świetle badań polowych”.

## Literatura

- [1] Bjerrum, L., Lo, K.Y.: *Effect of aging on the shear-strength properties of a normally consolidated clay*. Géotechnique, nr 13 (2), s. 147-157. 1963.
- [2] Boone, J., Lutenegeger, J.: *Carbonates and cementation of glacially derived cohesive soils in New York State and southern Ontario*. Canadian Geotechnical Journal. Nr 34, s. 534-550. 1997.
- [3] Burland, J.B, Rampello, S., Georgiannou, V.N, Calabreshi, G.: *A laboratory study of the strength of four stiff clays*. Géotechnique 46, No. 3, 491-514. 1996.
- [4] Izbicki, R. J., Stróżyk, J.: *Wpływ historii geologiczno-inżynierskiej na własności ilów formacji poznańskiej*. W: Geotechnika w Budownictwie i Górnictwie: Teoretyczne i inżynierskie aspekty rozwiązywania zagadnień geomechaniki. Politechnika Wroclawska. 2003.
- [5] Liu M. D. & Carter J. P.: *Virgin compression of structured soils*. Géotechnique 49, No. 1, s. 43-57. 1999.
- [6] Marchetti, S.: *The Flat Dilatometer and its applications to Geotechnical Design*, International Seminar on DMT held at the Japanese Geot. Society, Tokyo, 12 Feb 1999, s.90. 1999.
- [7] Marchetti, S.: *In Situ Tests by Flat Dilatometer*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT3, Proc. Paper 15290, s. 299-321. 1980.
- [8] Merta, T.: *Extraglacial varved deposits of the Warsaw Ice-Dammed Lake (younger Pleistocene), Mazovia Lowland, Central Poland*. Acta Geologica Polonica, vol. 28, nr. 2, s. 241-271. Warszawa. 1978.
- [9] Myślińska, E.: *Wpływ warunków sedymentacji i diagenetyzacji ilów warwowych zlodowacenia środkowopolskiego na obszarze Mazowsza na ich własności inżyniersko-geologiczne*. Biuletyn Geologiczny Uniwersytetu Warszawskiego, t. 7, s. 3-106. Warszawa. 1965.
- [10] Różycki S. Z.: *Plejstocen Polski Środkowej*. PWN. Warszawa. 1967.

- [11] *The Flat Dilatometer Test (DMT)* Report of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE) Technical Committee 16 on Ground Property Characterization from In-situ Testing 2001, Bali, Indonesia.
- [12] Zawrzykraj P.: *Analiza stanu skonsolidowania ilów warwowych w rejonie Sochaczewa i Radzymina*. Praca doktorska. Archiwum Wydziału Geologii UW. Warszawa 2004.

## **PRACTICABILITY OF MARCHETTI'S DILATOMETER FOR DETERMINATION OF OVERCONSOLIDATION RATIO OF SOILS ON THE OF CONSOLIDATED STATE OF THE VARVED CLAYS IN THE SOCHACZEW AND RADZYMIN AREA**

**Summary:** In the paper the results of the study of overconsolidation ratio OCR of varved clays from Sochaczew and Radzymin area were presented. Tests were performed by using the up-to-date research apparatus i.e. Marchetti's dilatometer DMT. Results were analyzed with reference to geological history of varved clays formed during Vistula glaciation. They allow to explain the high values of overconsolidation ratio presently recorded. Interpretation of the preconsolidation studies of these soils require to take into consideration a effects of cementation, which aren't connected with additional loading i.e. overburden, iceland.