



U-37

# BUDOWNICTWO

Zeszyt 29



Wydawnictwo Politechniki Białostockiej

Białystok 2006

Redaktor naukowy:  
dr inż. Katarzyna Zabielska-Adamska

Recenzenci:  
prof. zw. dr hab. inż. Eugeniusz Dembicki — 11, 17, 23  
dr hab. inż. Paweł Dobak, prof. nadzw. UW — 20  
prof. dr hab. inż. Maciej Gryczmański — 9, 24  
prof. dr hab. inż. Ryszard Izbicki — 2, 22  
prof. dr hab. inż. Zbigniew Lechowicz — 4, 14  
prof. dr hab. inż. Zbigniew Młynarek — 7, 16  
prof. dr hab. inż. Stanisław Pisarczyk — 1, 8, 19  
prof. dr hab. inż. Krystyna Skarżyńska — 3, 6, 13  
prof. dr hab. inż. Alojzy Szymański — 10, 18  
dr hab. inż. Zenon Szypcio — 12  
prof. zw. dr hab. inż. Wojciech Wolski — 5, 15  
prof. dr hab. inż. Lech Wysokiński — 21

Opracowanie redakcyjne:  
Irena Biernacka

© 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

<i>Zbigniew Młynarek</i> <b>Słowo wstępne</b> .....	7
<i>Zygmunt Bartoszek</i> <b>Słabe podłoże wzmocnione poduszką i geomateracem – wyniki badań terenowych</b> .....	9
<i>Mariusz Biały</i> <b>Nieliniowa analiza interakcji obiektu mostowego o konstrukcji zamkniętej z gruntem</b> .....	17
<i>Agnieszka Dąbska</i> <b>Podstawowe właściwości geotechniczne osadów z dekarbonizacji wody</b> .....	25
<i>Beata Gajewska</i> <b>Posadowienie nasypu na słabym podłożu - zastosowane rozwiązanie i obliczenia MES</b> .....	37
<i>Sławomir Gogolik</i> <b>Zastosowanie testów SCPTU i SDMT do wyznaczania prędkości fali poprzecznej w osadach poflotacyjnych</b> .....	49
<i>Agnieszka Gontaszewska</i> <b>Przewodnictwo cieplne gruntów niespoistych różnych typów genetycznych</b> .....	59
<i>Michał Jaros, Krzysztof Majer</i> <b>Porównanie klasyfikowania gruntów spoistych według nowej normy PN-EN ISO 14688 i dawnej polskiej klasyfikacji</b> .....	69
<i>Tomasz Kołanka</i> <b>Numeryczna analiza wpływu pionowej przesłony na warunki hydrogeologiczne w rejonie składowiska</b> .....	79

<i>Katarzyna Krakowska</i> <b>Modele gruntów w zastosowaniu do wyznaczania przemieszczeń ścian szczelinowych .....</b>	89
<i>Łukasz Aleksander Kumor</i> <b>Badania gytyi stabilizowanej metodą mechanicznego mieszania na sucho ....</b>	97
<i>Rafał Kuszyk</i> <b>Analiza wpływu głębokiego wykopu na otoczenie na przykładzie obiektu „Złote Tarasy” .....</b>	107
<i>Sławomir Kwiecień</i> <b>Badania modelowe wbijanych kolumn kamiennych .....</b>	117
<i>Marzena Lendo</i> <b>Wykorzystanie edometru UPC do badań nienasyconych gruntów ekspansywnych .....</b>	127
<i>Krzysztof Malesiński</i> <b>Badania modelowe wpływu zbrojenia gruntu na stateczność fundamentów bezpośrednich posadowionych na koronie zbocza .....</b>	139
<i>Edyta Malinowska</i> <b>Charakterystyki przepływu w procesie konsolidacji gruntów organicznych .....</b>	149
<i>Katarzyna Markowska-Lech</i> <b>Analiza czynników wpływających na prędkość fali poprzecznej w gruntach spoistych .....</b>	161
<i>Maciej Maślakowski</i> <b>Analiza posadowienia obiektu zabytkowego .....</b>	173
<i>Monika Piotrowska</i> <b>Wpływ rodzaju podłoża na uszkodzenia mechaniczne geowłóknin .....</b>	181
<i>Piotr Renke</i> <b>Wyznaczanie parametrów modeli gruntów na podstawie badań próbnych obciążeń w skali naturalnej .....</b>	191

<i>Małgorzata Superczyńska</i> <b>Historia geologiczna oraz identyfikacja parametrów geotechnicznych ilów formacji poznańskiej .....</b>	199
<i>Bożena Trzpis</i> <b>Wpływ pełzania zboczy rejonu Wieliczki na sposób projektowania obiektów budowlanych .....</b>	211
<i>Wojciech Tymiński</i> <b>Wykorzystanie pomiaru prędkości fali poprzecznej do określania sztywności początkowej gruntów spoistych .....</b>	221
<i>Dorota Wąsowska</i> <b>Monitoring geodezyjny na potrzeby badań ośrodka gruntowego .....</b>	229
<i>Małgorzata K. Wdowska, Anna Wudzka</i> <b>Zmiana sztywności gruntów spoistych ze względu na zakres rozpatrywanych odkształceń .....</b>	243

## **Słowo wstępne**

Polski Komitet Geotechniki szczególną troską otacza konferencje Młodych Geotechników, widząc w nich perspektywy rozwoju geotechniki w Polsce.

III Konferencję Młodych Geotechników organizuje tym razem Oddział Białostocki Polskiego Komitetu Geotechniki wraz z Politechniką Białostocką. Cieszy nas niewątpliwie fakt, że liczba referatów i prezentacji na kolejnych Konferencjach Młodych Geotechników zwiększa się, a ich poziom naukowy, tak jak zawsze, jest wysoki.

Jestem przekonany, że audytorium Konferencji przyjmie młodych prelegentów z ogromną życzliwością.

Życząc im i pozostałym młodym geotechnikom szybkiego rozwoju naukowego

Prezydent Polskiego Komitetu Geotechniki

Prof. dr hab. inż. Zbigniew Młynarek



*Zygmunt Bartoszek<sup>1</sup>*

## **Słabe podłoże wzmocnione poduszką i geomateracem – wyniki badań terenowych**

**Streszczenie:** Wykorzystywanie pod zabudowę terenów o niekorzystnej charakterystyce geotechnicznej umożliwiają różnorodne metody i zabiegi wzmocniające słabe podłoże gruntowe. Jedną z nich polega na zastąpieniu części gruntu słabego poduszką lub warstwą wzmocniającą, zbrojoną w części spągowej geomateracem. Takie rozwiązanie zastosowano przy budowie hali magazynowej w miejscowości Piekary Śląskie. Pomocnym w przyjęciu konkretnego rozwiązania projektowego okazały się wyniki badań terenowych. W referacie, po krótkim przybliżeniu samej inwestycji, omówione zostaną badania terenowe i ich wyniki a także koncepcja przyjętego rozwiązania.

### **1. Wstęp**

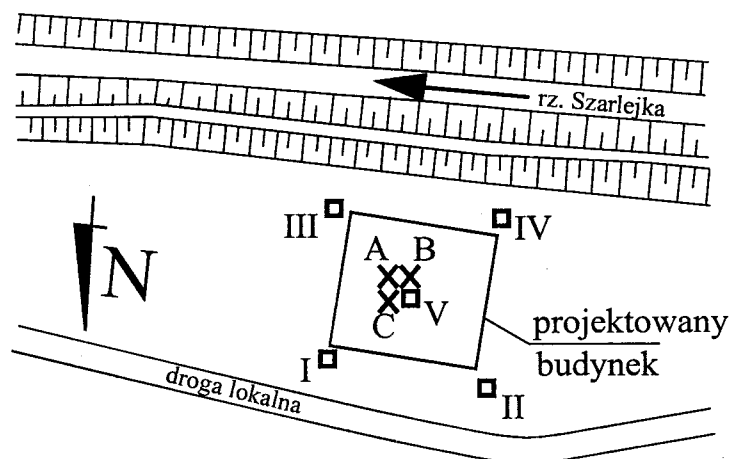
Badania laboratoryjne przeprowadzone przez autora [1] wykazały słuszność tezy, że wzmocnienie podłoża poduszką i geomateracem niesie za sobą znaczące ograniczenie osiadania fundamentów, a co za tym idzie polepszenie warunków posadowienia budowli. Po uzyskaniu pozytywnych wyników w laboratorium logicznym krokiem była weryfikacja spostrzeżeń w badaniach terenowych, najlepiej w skali zbliżonej do naturalnej. Możliwość taką dała współpraca Katedry Geotechniki Politechniki Śląskiej z Przedsiębiorstwem Budowlanym „TMT Wadowice” przy rozwiązaniu problemu posadowienia budynku magazynowego profili aluminiowych na terenie Piekar Śląskich.

---

<sup>1</sup> mgr inż., Politechnika Śląska

## 2. Krótka informacja o terenie i samej inwestycji

Teren działki jest typową formą antropogeniczną, powstałą przed co najmniej 5 laty poprzez zasypanie naturalnego obniżenia terenowego warstwą nasypów. Teren ten, ogólnie płaski (deniwelacja ok. 20 cm), jest praktycznie pozbawiony jakiegokolwiek roślinności. Działka stanowi fragment szerokiego na ok. 60 m pasa ograniczonego ulicą i rzeką i rozciągającego się w kierunku wschód-zachód na długości kilkuset metrów (rys. 1.).



Rys. 1. Lokalizacja: I ÷ V – odwierty badawcze, A ÷ C - stanowiska do badań terenowych

Według [3], projektowany obiekt to hala o wymiarach 42,3 x 44,8 m w konstrukcji stalowej prefabrykowanej w technologii szwedzkiej firmy Lientab. Będzie to obiekt parterowy, jednobryłowy z dachem dwuspadowym o nachyleniu połaci 4°. Wysokość wewnętrzna hali w świetle od poziomu posadzki do spodu kratownicy wynosi 5,4 m. Całkowita wysokość zewnętrzna budynku wynosi w kalenicy 7,7 m i 6,3 m przy okapie. Konstrukcję nośną hali stanowią poprzeczne ramy stalowe dwunawowe z rygłem stalowym kratowym dwuspadowym o pasie dolnym równoległym do posadzki. Rozpiętość osiowa ram wynosi 2x20,78 m, a rozstaw osiowy ram 6x7,2 m. Ściany zewnętrzne z blachy z izolacją termiczną z płyt z wełny szklanej. Ściana frontowa od strony północnej tradycyjna z pustaków Ytong, ze wzmocnieniem szkieletem żelbetowym. Wjazd do hali będzie miał miejsce od strony północnej przez dwie bramy wjazdowe.

We wnętrzu hali, w jej narożniku północno-wschodnim, będzie usytuowana dwupoziomowa część biurowa. Zaprojektowana jest ona w konstrukcji szkieletu stalowego, ze stropami żelbetowymi i gipsowo-kartonowymi lub ceglanymi ścianami zewnętrznymi i ściankami działowymi. Część biurowa posiada wewnętrzną klatkę schodową, żelbetową.

W sporządzonym projekcie przewidziano posadowienie słupów na monolitycznych stopach żelbetowych i zróżnicowanych wymiarach na poziomie  $D_{\min}=2,0$  m ppt.

## 3. Warunki gruntowo-wodne

W wykonanej dla potrzeb projektu budowlanego dokumentacji [4] wykorzystano rezultaty pięciu odwiertów o głębokości 5 do 6 m (rys. 1).

Podłoże rozpoznanego terenu budują utwory czwartorzędowe, na które składają się współczesne grunty nasypowe o miąższości ponad 5,0 m. Nie nawiercono przy tym spągu gruntów nasypowych. Nasypy budują: nieprzepalone łupki kopalniane, żużel, okruchy cegły, glina, piaski oraz pyły dymnicowe. Stan zagęszczenia nasypów określono jako luźny i średnio zagęszczony, z przewagą tego ostatniego. Luźniejsze są partie przypowierzchniowe, a także obszar rozpoznany otworem nr 3, tj. część południowo-wschodnia działki.

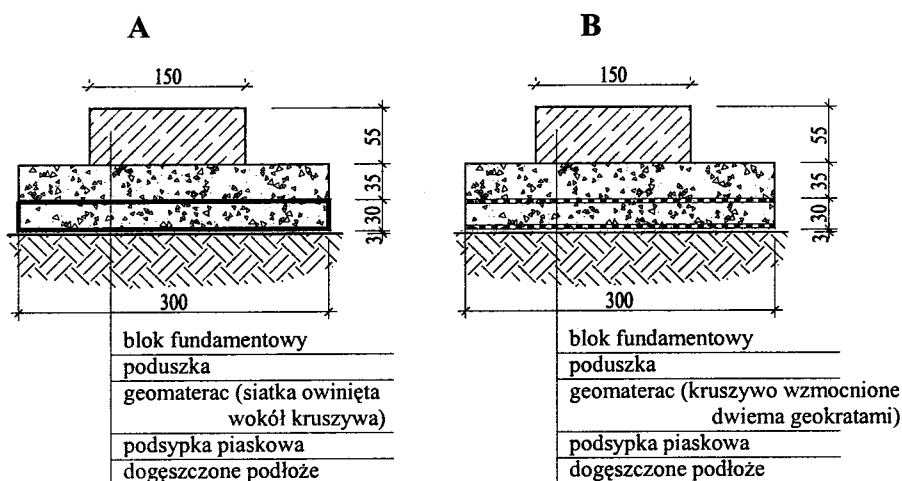
W ramach wstępnych badań terenowych wykonano wykop o głębokości ponad 4 m, który potwierdził wnioski cytowanej powyżej dokumentacji. Zauważono przy tym dobre „upakowanie” materiału nasypowego (brak kawern, pustek) i przewarstwienia warstwą pyłów dymnicowych. Pomimo młodego wieku, nasyp nosi znamiona starannie formowanego. W podłożu do rozpoznanej wierceniami głębokości nie stwierdzono obecności wody gruntowej.

W podłożu wydzielono w zasadzie jedną warstwę geotechniczną. Autorzy dokumentacji geotechnicznej podali dla niej uśredniony stopień zagęszczenia na poziomie  $I_p=0,3\div 0,4$ .

Podsumowując wyniki przeprowadzonych badań, ich autorzy [4] stwierdzają, że z uwagi na zalegające w podłożu nasypy, a ściślej ich niejednorodność w zakresie uziarnienia, składu mineralnego, stanu fizycznego i miąższości, podłoże to w obecnym stanie nie nadaje się do bezpośredniego posadowienia projektowanego obiektu.

#### 4. Przebieg i wyniki próbnych obciążeń podłoża gruntowego

Przeprowadzenie próbnych obciążeń było konsekwencją przyjętej, przy współdziałaniu autora referatu, koncepcji bezpośredniego posadowienia projektowanej inwestycji na ulepszonym podłożu nasypowym. Zdecydowano się na przeprowadzenie trzech badań, z których jedno obejmowało próbne obciążenie podłoża „rodzimego”, a pozostałe dwa podłoża wzmocnionego poduszką i geomateracem (rys. 2A) oraz poduszką i dwiema poziomo ułożonymi, w dolnej jej części, geokratami (rys. 2B). Postanowiono, że stanowisko do badań zostanie zlokalizowane w obrębie obiektu, w bezpośrednim sąsiedztwie jednego z przyszłych fundamentów.



Rys. 2. Schemat wzmocnienia podłoża: A – poduszką i geomateracem (geosiatka owinięta wokół kruszywa), B – poduszką i geomateracem (dwie odseparowane geokraty)

Badania zasadnicze poprzedzono pracami przygotowawczymi obejmującymi:

- przygotowanie elementów obciążających, którymi były fundamenty stopowe, wykonane na placu budowy,
- wytyczenie rzutu obiektu i osi jego fundamentów z wytypowaniem miejsc do przeprowadzenia próbnych obciążeń,
- wykonanie wykopu o wymiarach ok. 6x10 m i głębokości ok. 1,6 m poniżej poziomu terenu,
- wysypanie w dnie wykopu 3 centymetrowej warstwy lekko zagęszczonego piasku średniego,

- przygotowanie materiału do wykonania poduszki (było nim różnoziarniste kruszywo żuźlowe 0÷31,5 mm z hałdy huty Zygmunt),
- przygotowanie geosiatki (geosiatka firmy Armatex typ 80x80 oraz geokrata SS 40 firmy Tensar),
- przygotowanie sprzętu do układania płyt (dźwig 25 t) oraz rejestracji wyników badań (niwelator + łąta).

Przebieg badań był w ogólności następujący:

- w etapie pierwszym, na wyrównanym podłożu rodzimym lub na geopoduszce, układano blok betonowy o wymiarach 1,5x2,0 m i wys. 0,55m, na którym ułożone były dwa drewniane krawędziaki z naniesionymi punktami pomiarowymi, dociśnięte blokiem fundamentowym 1,5x2,0x0,55m. Po ułożeniu tego bloku rozpoczynano pomiar osiadań. Układanie geokraty przedstawiono na rys. 3.
- w kolejnych etapach układane były bloki w pakietach po 1 lub 2 sztuki, przy zapewnionym przewiązaniu spoin pionowych. Widok stosu płyt obciążających przedstawiono na rys. 4.

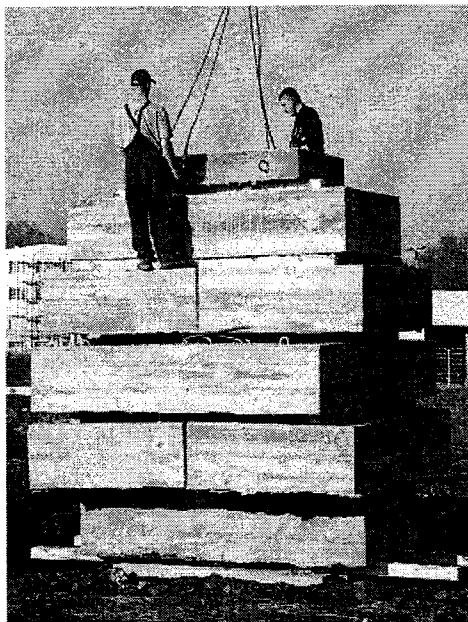


Rys. 3. Układanie pierwszej warstwy geokraty

Kolejny etap obciążeń realizowano po zakończeniu poprzedniego, tj. wtedy, kiedy średni przyrost osiadań w ciągu 15 minut nie przekraczał 0,2 mm (za odczyt początkowy przyjęto moment ułożenia ostatniego bloku z pakietu).

Stanowiska do badań podłoża rodzimego i wzmocnionego usytuowano obok siebie. Sam geomaterac z geosiatki wykonano poprzez ułożenie na rozciągniętej

warstwie geosiatki 30 centymetrowej warstwy kruszywa żuźlowego i jej zagęszczeniu sprzętem mechanicznym. Siatkę następnie zawinięto, na zakład 0,5 m, starannie ją naciągając. Poduszkę o wysokości 35 cm ułożono z tego samego materiału w dwóch warstwach, każdą z nich zagęszczając w identyczny sposób jak warstwę pierwszą. Należy przy tym dodać, że przy wyborze szerokości obciążenia ( $B = 1,5 \text{ m}$ ) oraz jego wielkości (łącznie nieco ponad 150 kPa), a także głębokości wykopu i geometrii poduszki ( $H_p = 0,5B$ ;  $B_p = 2B$ ) oraz geomateraca ( $H_g = 0,3\text{m}$ ) kierowano się obciążeniami z konstrukcji i przypuszczalną nośnością podłoża oraz własnymi doświadczeniami w tym względzie [1], [2].



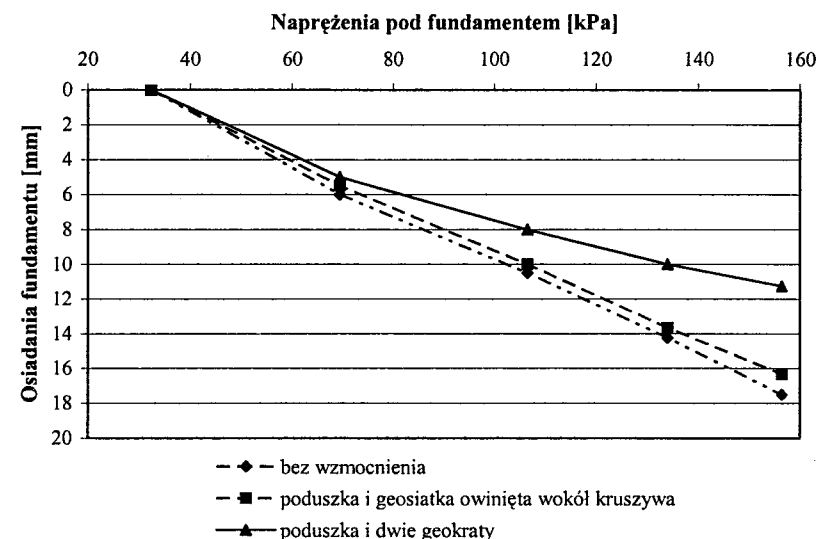
Rys. 4. Stos płyt obciążających w ostatnim etapie obciążenia

Osiadania mierzono za pomocą niwelatora w czterech narożnych punktach obciążenia, co 15 minut w nawiązaniu do kontrolnego punktu wysokościowego.

Wyniki próbnych obciążeń w postaci zależności obciążenie – osiadanie przedstawiono na rys. 5.

Należy zauważyć, że w przypadku podłoża niewzmocnionego w zakresie zrealizowanego obciążenia (33 – 157 kPa) uzyskano osiadanie  $s = 17,6 \text{ mm}$  i moduł odkształcenia  $E_0 = 9,04 \text{ MPa}$ , a wzmocnionego dwiema geokratami odpowiednio  $s = 11,5 \text{ mm}$  i  $E_0 = 13,83 \text{ MPa}$ . Oznacza to redukcję osiadań o 35% i wzrost modułu o 53% w stosunku do podłoża niewzmocnionego.

### Osiadania fundamentu w zależności od sposobu wzmocnienia



Rys. 5. Wyniki próbnych obciążeń podłoża niewzmocnionego i wzmocnionego

## 5. Podsumowanie

Przeprowadzone próbne obciążenia miały na celu weryfikację koncepcji posadowienia obiektu halowego na słabym podłożu wzmocnionym poduszką i geomateracem. Ponadto miały zweryfikować wyniki wcześniejszych badań laboratoryjnych autora. Warty podkreślenia jest fakt, że zostały one zrealizowane w rzeczywistych warunkach terenowych, przy zastosowaniu docelowych fundamentów oraz dla faktycznych obciążeń eksploatacyjnych.

Uzyskane zależności „obciążenie – osiadanie” potwierdziły słuszność tezy, że zastosowanie w strefie spągowej poduszki dodatkowego geomateraca w sposób istotny wpływa na zmniejszenie osiadań fundamentu, a co za tym idzie wzmacnia podłoże. Wyniki te są zbieżne z uzyskanymi w modelowych badaniach laboratoryjnych.

Dodajmy jeszcze, że realizowana aktualnie inwestycja należy do nielicznych przykładów posadowienia tego typu obiektów w takich warunkach i przy tak wzmocnionym podłożu.

## Literatura

- [1] Bartoszek Z.: *Wpływ wzmocnienia słabego podłoża poduszką zbrojoną geomateracem na zwiększenie jego nośności*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Budownictwo z. 102, Gliwice, 2004.
- [2] Sękowski J.: *Podstawy wymiarowania poduszek wzmacniających*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, z. 94, 2002.
- [3] Sztorc W.: *Hala magazynowa profili aluminiowych z częścią biurową*. Projekt budowlany. Kraków, wrzesień 2004.
- [4] ZRIG „GEO-GAM”: *Dokumentacja badań geotechnicznych*. Tychy, październik 2004.

## WEAK SUBSOIL STRENGTHENING CUSHION REINFORCED WITH GEOMATTRESS – FIELD TESTS RESULTS

**Summary:** Terrains with unfavorable geotechnical condition may be nevertheless used for development thanks to the various techniques of soil strengthening. One of the methods is based on the replacement of the weak soil with cushion or strengthening layer of soil reinforced at the bottom with a geomattress. Such solution has been used in construction of building materials depot in Piekary Śląskie. Helpful at finding the design solution were tests made at the construction site. In the paper, short description of the investment followed by the tests made at the construction site, their results and outline of the design solution have been presented.

Mariusz Biały<sup>1</sup>

## Nieliniowa analiza interakcji obiektu mostowego o konstrukcji zamkniętej z gruntem

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono dwuwymiarową analizę MES współpracy żelbetowego mostu o konstrukcji zamkniętej z gruntem. Analizę przeprowadzono w oparciu o modele gruntu – sprężyste i sprężysto-idealnie plastyczne Coulomba-Mohra oraz Druckera-Pragera.

### 1. Wstęp

Dotychczasowe próby opisu współdziałania żelbetowych mostów o konstrukcji zamkniętej bazowały na jednowarstwowych, sprężystych modelach gruntu przy założeniu uproszczonych-liniowych schematów obciążenia pionowych i poziomych elementów (ścian) konstrukcji parciem i odporem gruntu. Takie uproszczenie nie daje prawdziwego obrazu obciążenia i pracy tej konstrukcji w warunkach rzeczywistych. W istocie nie jest to obciążenie, lecz wzajemne oddziaływanie gruntu i konstrukcji, zależne od relacji sztywności, nieznanne co do wielkości i rozkładu.

W przeprowadzonej analizie numerycznej stworzyłem model podłoża, będący odpowiednikiem rzeczywistych warunków występujących w podłożu gruntowym, współpracującym z mostem zamkniętym.

Celem tej pracy jest stworzenie modelu obliczeniowego mostu zamkniętego współpracującego z gruntem oraz zbadanie wpływu modelu gruntu na wartości osiadań i naprężeń kontaktowych.

<sup>1</sup> mgr inż., Politechnika Śląska

## 2. Numeryczny model układu

Realizacja postawionego celu na drodze obliczeniowej wymaga zastosowania metody elementów skończonych. Dyskretyzacja układu elementami powinna w rozważanym przypadku spełniać poniższe wymagania:

- stworzenie modelu mostu o kształcie zgodnym z geometrią stosowaną dotychczas w praktyce inżynierskiej,
- dostosowanie podziału na elementy układu do warstwowej budowy podłoża oraz specyficznej geometrii mostu – brzegi elementów powinny pokrywać się z granicami warstw oraz powierzchni pionowych i poziomych elementów konstrukcji mostu,
- wspólny podział na elementy podłoża i mostu,
- dostateczne zagęszczenie siatki elementów w rejonie styku mostu z podłożem na całym obwodzie mostu,
- zastosowanie elementów kontaktowych na styku grunt - konstrukcja mostu.

Zastosowana dyskretyzacja pokazana jest na rys. 1 a jej powiększenie na rys. 2.

W analizie zastosowano układ złożony z izoparametrycznych elementów czterowęzłowych.

Opis modelu numerycznego dopełniają związki „naprężenie - odkształcenie”, zdefiniowane w dowolnym punkcie podłoża.

Do opisu współpracy mostu z podłożem przyjęto sprężysto - idealnie plastyczny model Coulomba-Mohra. Analizę numeryczną współpracy mostu z gruntem przeprowadziłem przy użyciu wyspecjalizowanego do rozwiązywania zadań z zakresu geotechniki programu Z-soil v 4.23.

## 3. Model materiałowy

Do opisu pracy podłoża gruntowego wybrano model sprężysto - idealnie plastyczny z powierzchnią graniczną Coulomba-Mohra określoną równaniem :

$$F(q', p', \theta) = p' \sin \phi - \frac{1}{3} q' (\sqrt{3} \cos \theta + \sin \theta \sin \phi) + c \cos \phi = 0 \quad (1)$$

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (2)$$

$$q' = \sigma_2 - \sigma_3 \quad (3)$$

## 4. Dane do analizy

W symulacji przyjęto schemat podłoża złożonego z trzech warstw o zróżnicowanych parametrach, zakładając możliwości dowolnego doboru tych parametrów w zależności od rzeczywistego uwarstwienia gruntu w terenie.

Do przeprowadzenia analizy przyjęto dwie warstwy gruntu o następujących parametrach:

Warstwa 1: Glina piaszczysta

$$E = 33000 \text{ kN/m}^2, \nu = 0,29; \phi = 19^\circ, c = 32 \text{ kN/m}^2, J_L = 0,15, \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

Warstwa 2: Piasek gliniasty

$$E = 36000 \text{ kN/m}^2, \nu = 0,29; \phi = 20^\circ, c = 35 \text{ kN/m}^2, J_L = 0,1, \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

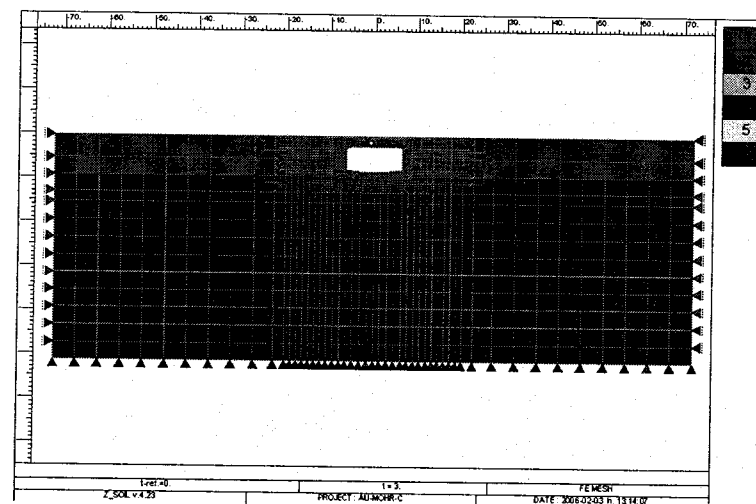
Warstwa kontaktowa:  $\phi = 18^\circ, c = 25 \text{ kN/m}^2$

Parametry betonu mostu:  $E = 31000000 \text{ kN/m}^2, \nu = 0,167,$

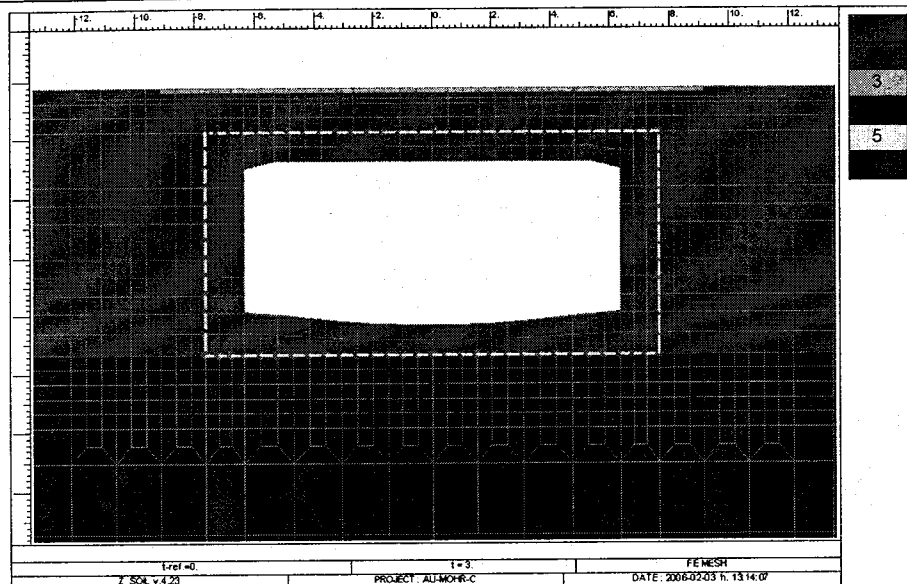
Parametry betonu jezdni:  $E = 12000000 \text{ kN/m}^2, \nu = 0,18$

Utworzony w niniejszej analizie model obliczeniowy to most żelbetowy o konstrukcji zamkniętej o wymiarach w świetle 6,5 x 13,0 m, zagłębiony w gruncie. Obciążenie zewnętrzne mostu to nacisk pionowy od ciężaru własnego warstw jezdni i gruntu zalegającego ponad górną płytą mostu, a także obciążenie użytkowe od ruchu pojazdów po jezdni.

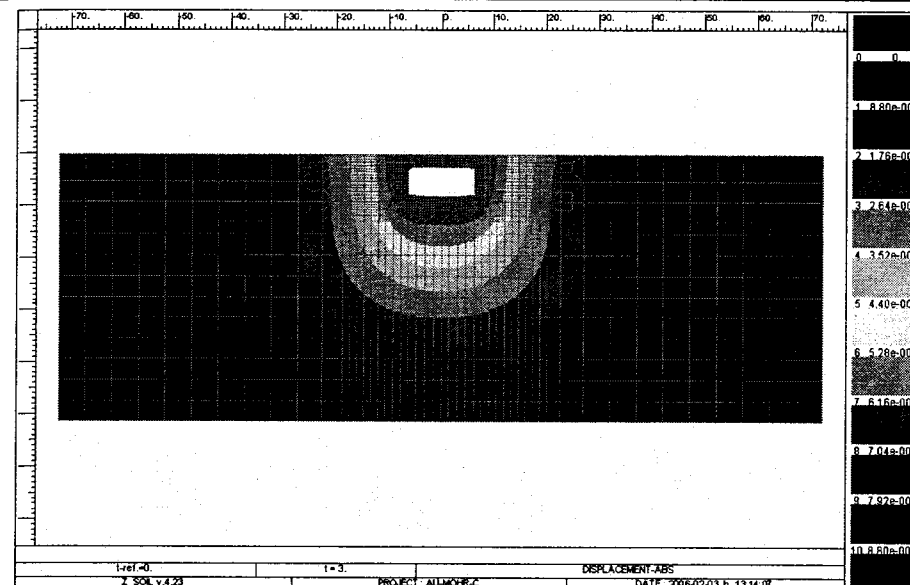
Powierzchnie boczne konstrukcji mostu obciążone są parciem gruntu nieliniowo, co przedstawiono na rys. 5. Płyta dolna mostu obciążona jest odporem gruntu o wartościach zmieniających się nieliniowo – rys. 6.



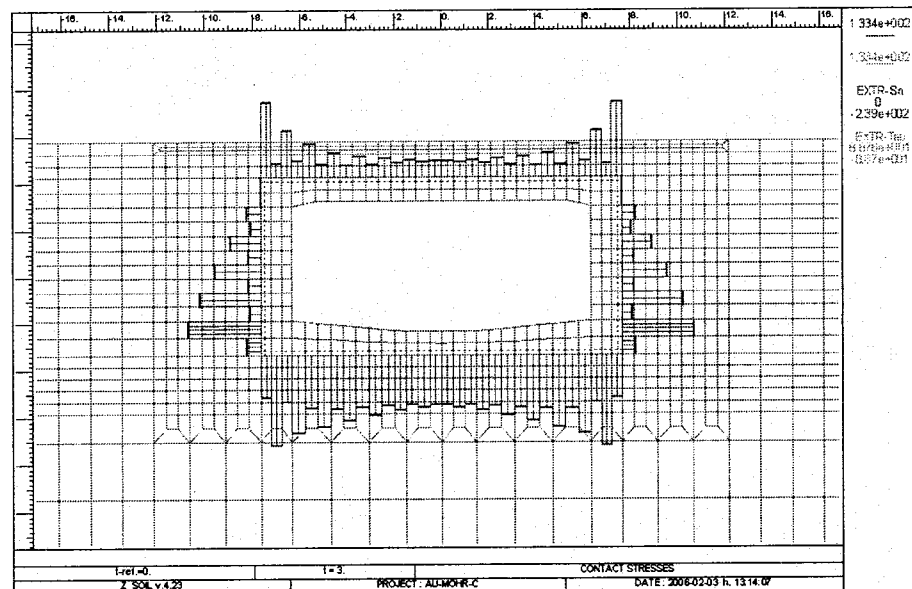
Rys. 1. Schemat obliczeniowy



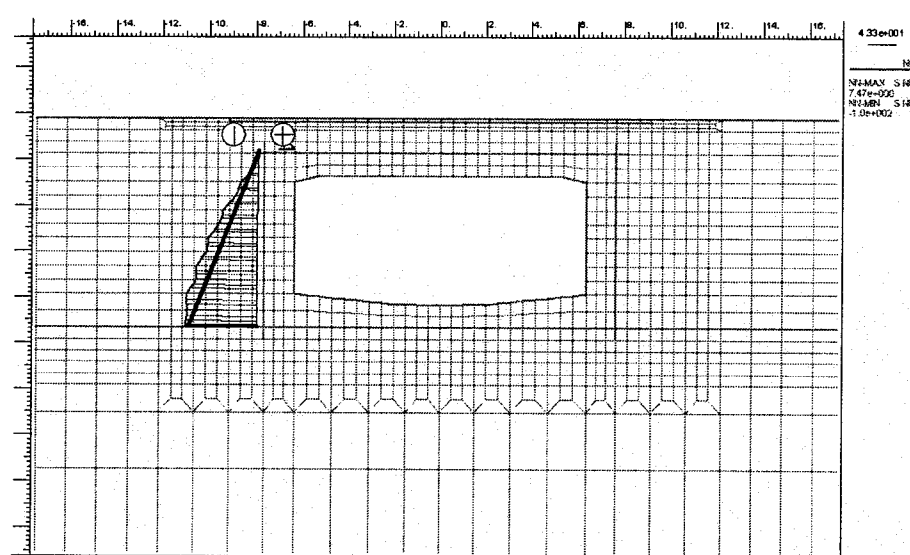
Rys. 2. Schemat obliczeniowy - powiększenie



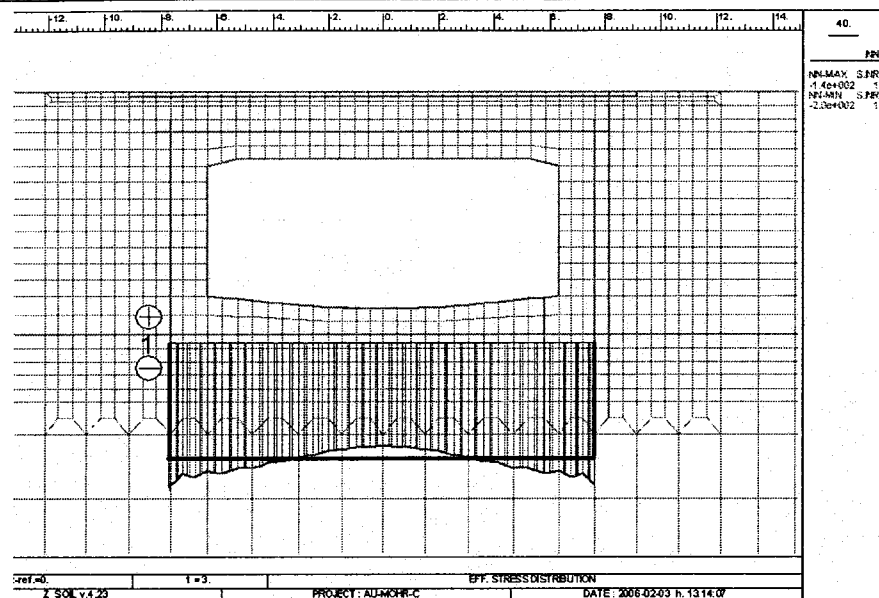
Rys. 4. Przemieszczenia wypadkowe XY



Rys. 3. Naprężenia w strefie kontaktowej



Rys. 5. Obciążenie ściany bocznej mostu parciem gruntu



Rys. 6. Odpór gruntu na dolną płytę mostu

## 5. Wnioski

Po analizie zaprezentowanego w pracy modelu oraz wyników testu numerycznego można stwierdzić, że przyjęty model materiałowy Coulomba-Mohra w wyżej zaprezentowanym ujęciu może efektywnie uwzględniać nieliniowość odkształceń i naprężeń dla wybranego układu mostu o konstrukcji zamkniętej- podłoże gruntowe. Zastosowany model nie jest modelem najwierniej opisującym współpracę gruntu z mostem i oczywista jest konieczność zastosowania w dalszych badaniach bardziej adekwatnego prawa konstytutywnego, jednak zadaniem tego badania było stworzenie modelu obliczeniowego i pokazanie prawdziwej istoty współdziałania gruntu i konstrukcji.

Uzyskane wartości naprężeń i przemieszczeń, parcia gruntu na ściany boczne oraz odpór gruntu na dolnej płycie mostu wyraźnie obrazują nieliniowość tych parametrów, co powinno być brane pod uwagę przy projektowaniu tego typu obiektów.

## Literatura

- [1] Bzymek Z., Grycz J., Marks W.: *Podstawowe wiadomości o projektowaniu mostów betonowych*.
- [2] Czudek H., Radomski W.: *Podstawy mostownictwa*, PWN Warszawa, 1893.
- [3] Głomb J.: *Podstawy projektowania drogowych budowli inżynierskich skrypt nr 327*, Politechnika Śląska – Gliwice, 1971.
- [4] Gryczmański M.: *Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów*, Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa, 1995.
- [5] Gryczmański M.: *Analiza statyczna dowolnie uwarstwionego podłoża budowli metodą elementów skończonych*, Gliwice, 1976.
- [6] Gryczmański M.: *Podstawy teoretyczne w geotechnice*, referat w ramach XI Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania -Geotechnika w Budownictwie i Transporcie, Gdańsk 1997.
- [7] Gryczmański M.: *Współpraca budowli z podłożem gruntowym*, referat w ramach I Problemowej Konferencji Geotechniki – IIB Politechniki Białostockiej, Sekcja Geotechniki PAN i PKG- Wigry, 1998.
- [8] Pierożyński M.: *Fundamenty mostów*, Wydawnictwa Komunikacyjne, Warszawa, 1958.
- [9] Wiłun Z.: *Mechanika gruntów i gruntoznawstwo drogowe*. WKiŁ, Warszawa, 2005.

## NONLINEAR ANALYSIS INTERACTION OF CLOUSING-CONSTRUCTION CONCRETE BRIDGE WITH SUBSOIL

**Summary:** In the paper there is given 2-dimensional description of numerical simulation concrete clousig-construction bridge on elasto-plastic subsoil. There are also presented result of numerical simulation.



*Agnieszka Dąbska*

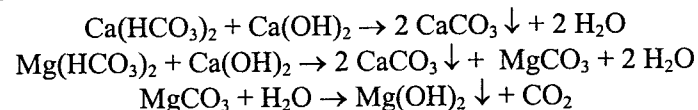
## **Podstawowe właściwości geotechniczne osadów z dekarbonizacji wody**

**Streszczenie:** W referacie przedstawiono wyniki badań własnych przeprowadzonych na osadach z dekarbonizacji wody wytwarzanych w EC Rzeszów. Ze względu na cechy spoistości, jakie wykazywały odpady po odwodnieniu w prasie filtracyjnej, oznaczenia ich podstawowych parametrów geotechnicznych wykonano jak dla gruntów spoistych, zgodnie z obowiązującą normą [19]. Dodatkowo przedstawiono wyniki analizy chemicznej osadów oraz stan gospodarki odpadami z dekarbonizacji wody w Polsce w latach 2003 – 2004.

### **1. Proces powstawania osadów z dekarbonizacji wody**

Proces dekarbonizacji wody (zmiękczenia) przeprowadzany jest w celu obniżenia twardości węglanowej wody do poziomu dopuszczalnego dla danego procesu technologicznego. Stosowany jest m.in. w energetyce, gdzie woda o zbyt wysokiej twardości węglanowej powoduje wytrącanie się na ściankach urządzeń osadów tzw. kamienia kotłowego oraz korozję metali i betonów, z których zbudowane są urządzenia [16,18].

Proces dekarbonizacji wody polega na usuwaniu twardości węglanowej, w wyniku przeprowadzenia rozpuszczonych w wodzie wodorowęglanów wapnia i magnezu w wytrącające się związki nierozpuszczalne, metodą termiczną lub metodami chemicznymi. Najczęściej stosowana jest metoda dekarbonizacji przy użyciu zasady wapniowej  $\text{Ca(OH)}_2$  [18]:



Powstający w procesie zmiękczenia wody węglan wapnia  $\text{CaCO}_3$  wytrąca się w postaci kalcytu, rzadziej z domieszką niestabilnych form, tj. waterytu lub aragonitu, natomiast wodorotlenek magnezu  $\text{Mg}(\text{OH})_2$  wyłącznie jako osad żelowaty [2].

## 2. Osady z dekarbonizacji wody w Polsce

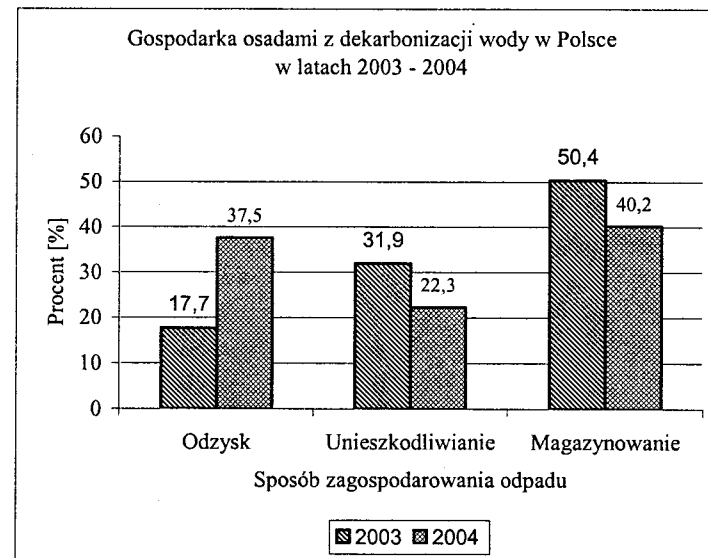
Zgodnie z rozporządzeniem [22] osady z dekarbonizacji wody są odpadem o kodzie 19 09 03.

W 2003 roku w Polsce wytworzono 95500 ton odpadów z dekarbonizacji wody, w 2004 roku 102 800 ton [21]. Zestawienie sposobów zagospodarowania odpadów oraz ich ilości przedstawiono w tabeli 1.

**Tabela 1.** Ilość zagospodarowanych odpadów z dekarbonizacji wody oraz sposoby ich zagospodarowania w Polsce w 2003 i 2004 roku

Sposób gospodarowania odpadami	Ilość odpadów		Ilość odpadów		
	Rok 2003	Rok 2004	Rok 2003	Rok 2004	
	[tona]	[tona]	[%]	[%]	
1	2	3	4	5	
Poddane odzyskowi	16 900	38 600	17,7	37,5	
Unieszkodliwione	Termicznie i Kompostowane	-	-		
	Składowane na składowiskach własnych lub innych	27 400	18 400	31,9	22,3
	Inny sposób	3 100	4 500		
Magazynowane czasowo	48 100	41 300	50,4	40,2	
Suma:	95 500	102 800	100	100	

Na podstawie przedstawionych danych sporządzono wykres (rys.1) obrazujący stan gospodarki osadami z dekarbonizacji wody w Polsce w roku 2003 i 2004.



**Rys.1.** Gospodarka osadami z dekarbonizacji wody w Polsce w 2003 i 2004 roku

Z ogólnej ilości rocznie wytwarzanych osadów z dekarbonizacji wody odzyskowi poddano 17,7 % w 2003 roku i 37,5 % w roku 2004, unieszkodliwiono (głównie przez składowanie na składowiskach) około 31,9 % w roku 2003 i 22,3 % w 2004 roku, a czasowemu magazynowaniu poddano około 50,4 % w 2003 roku i 40,2 % w roku 2004. Wg danych [24], zakłady wytwarzające odpady z dekarbonizacji wody posiadają 445500 ton osadów nagromadzonych na składowiskach własnych.

## 3. Właściwości chemiczne osadów z dekarbonizacji wody

Na podstawie analizy chemicznej określono, że osady składają się głównie z węglanu wapnia  $\text{CaCO}_3$  (85,2 %) z domieszką związków magnezu Mg, żelaza Fe i glinu Al oraz krzemionki  $\text{SiO}_2$ . Odczyn osadu oznaczono jako zasadowy o  $\text{pH} = 8,62 \pm 0,06$ .

Skład chemiczny osadów zbliżony jest do danych przedstawianych w literaturze [1,4,17]. Właściwości chemiczne omówione zostały w [4].

## 4. Właściwości geotechniczne osadów z dekarbonizacji wody

### 4.1. Analiza makroskopowa

Badanie właściwości osadu metodą makroskopową wykonano na próbce o wilgotności około 50% zgodnie z normą [19].

Osady po wyschnięciu do stanu powietrznosuchego tworzyły zwarte grudki, co pozwoliło sklasyfikować je jako materiał spoisty. Barwa wilgotnego osadu, ciemnoceglastopomarańczowa, podczas wysychania traciła na intensywności, aż do jasnopomarańczowej w stanie powietrznosuchym. Na podstawie oceny spoistości i zawartości frakcji piaskowej badany materiał wykazywał podobieństwo do gliny pylastej, a jego stan, oznaczony jak dla gruntów średnio spoistych, określono jako miękkoplastyczny. Przy rozcieraniu odpadów bez wody pomiędzy palcami, na palcach pozostawała mączka, co wskazywało na podobieństwo do pyłów [14]. Na etapie analizy makroskopowej określono zawartość  $\text{CaCO}_3$  powyżej 5,0%.

### 4.2. Gęstość objętościowa i wilgotność

Gęstość objętościowa odpadów z dekarbonizacji wody po odwodnieniu w prasie filtracyjnej wynosi  $\rho \approx 1,5 \text{ g/cm}^3$ , a wilgotność  $w \approx 75,0 \%$ , co odpowiada gęstości objętościowej szkieletu  $\rho_d \approx 0,86 \text{ g/cm}^3$  [3]. Wilgotność osadów po wyschnięciu do stanu powietrznosuchego nie przekracza 2,0 %.

Gęstość objętościowa osadów z dekarbonizacji wody jest niższa od wartości gęstości objętościowych mineralnych gruntów naturalnych i zbliżona do wartości parametru dla gruntów organicznych, natomiast wartość ich wilgotności znacznie przekracza wartości wilgotności mineralnych gruntów naturalnych [20].

Gęstość objętościowa odpadów zbliżona jest do danych literaturowych, wg których  $\rho \approx 1,522 \text{ g/cm}^3$  (osady gromadzone w lagunie) dla wilgotności  $w = 80 \div 120 \%$  [4].

### 4.3. Analiza składu granulometrycznego

Uziarnienie osadów oznaczono metodą analizy areometrycznej. Zestawienie zastosowanych metod badawczych przedstawiono w tabeli 2. Jako badanie uzupełniające wykonano analizę sitową.

Tablica 2. Metody analizy areometrycznej wykorzystane do oznaczenia składu granulometrycznego osadów z dekarbonizacji wody

Numer próbki	Metoda badania
1	2
1	Analiza areometryczna zgodnie z PN-88/B-04481 (stabilizator $\text{Na}_4\text{P}_2\text{O}_7$ )
2	Analiza areometryczna zgodnie z PN-88/B-04481 (stabilizator $\text{NH}_4\text{OH}$ )
3	Analiza areometryczna zgodnie z PN-88/B-04481 (stabilizator $\text{NH}_4\text{OH}$ ), bez gotowania zawiesiny
4	Analiza areometryczna zgodnie z PN-88/B-04481 (stabilizator $\text{Na}_2\text{CO}_3 + \text{Na}_3\text{PO}_4$ )
5	
6	Analiza areometryczna na aparacie laserowym „Mastersizer 2000” z wykorzystaniem ultradźwięków do dyspersji agregatów cząstek
7	
8	Analiza areometryczna na aparacie laserowym „Mastersizer 2000” bez użycia ultradźwięków
9	

Wyniki wykonanych oznaczeń, tj. zawartość frakcji zredukowanych ( $f'_i$ ,  $f'_\pi$ ,  $f'_p$ ), rodzaj gruntu określony na podstawie trójkąta Fereta, średnice miarodajne  $d_{60}$  i  $d_{10}$ , wskaźnik różnoziarnistości uziarnienia  $U$  oraz dane z literatury [4,8,9,15], przedstawiono w tabeli 3.

Na podstawie wykonanych badań sporządzono wykresy krzywych uziarnienia (rys. 2).

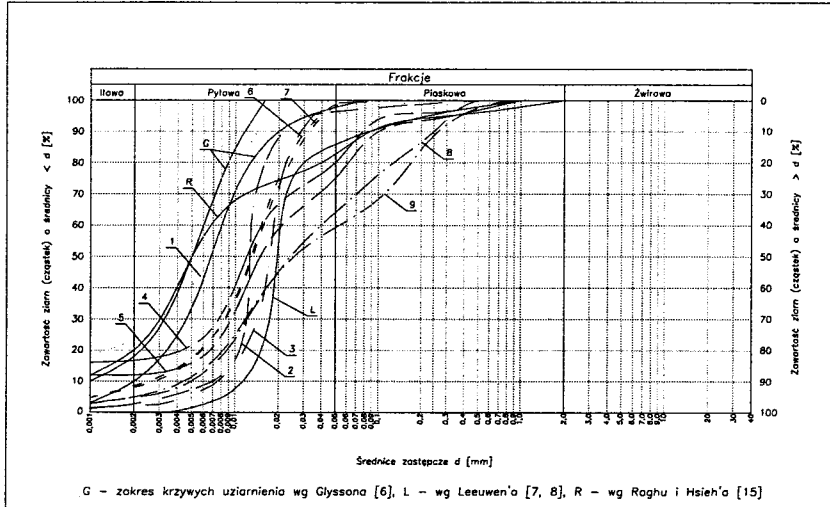
Otrzymane zawartości frakcji zredukowanych naniesiono na trójkąt Fereta przedstawiony na rysunku 3.

Z przeprowadzonych badań wynika, że badane osady są materiałem pylastym o zawartości  $f'_\pi > 50\%$ , ale nie można jednoznacznie określić rodzaju gruntu, jaki odpowiada osadom pod względem uziarnienia. Wpływ na wyniki oznaczenia zawartości frakcji ma metoda, jaką są wykonywane badania.

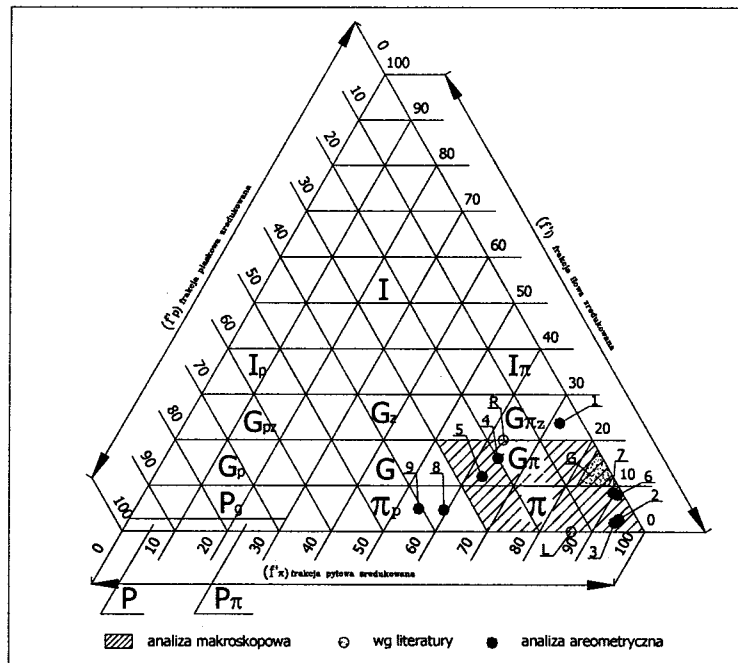
### 4.4. Gęstość właściwa

Badanie gęstości właściwej  $\rho_s$  osadów wody wykonano zgodnie z normą [19]. Na podstawie przeprowadzonych badań oznaczono średnią wartość gęstości właściwej osadów z dekarbonizacji wody  $\rho_s = 2,718 \pm 0,019 \text{ g/cm}^3$ .

Gęstość właściwa  $\rho_s \approx 2,72 \text{ g/cm}^3$  odpowiada wartości gęstości właściwej gruntów spoistych zawierających dużo węgla wapnia [14] oraz gęstości właściwej kalcytu [7,10].



Rys.2. Krzywe uziarnienia osadów z dekarbonizacji wody



Rys.3. Klasyfikacja osadów wg trójkąta Fereta

Tablica 3. Wyniki oznaczeń analiz areometrycznych osadów z dekarbonizacji wody

Nr próbki	Zawartość frakcji zredukowanej			Rodzaj gruntu wg trójkąta Fereta	d <sub>60</sub> [mm]	d <sub>10</sub> [mm]	U	Klasyfikacja ze względu na wskaźnik różnoziarnistości
	iłowej (f <sub>I</sub> ) [%]	pyłowej (f <sub>π</sub> ) [%]	piaskowej (f <sub>P</sub> ) [%]					
-	2	3	4	-	6	7	8	9
1	23,7	72,0	4,3	głina pyłasta zwięzła	0,0083	-	∞	bardzo różnoziarnisty
2	2,7	93,7	3,6	pył	0,014	0,0069	2,03	równoziaarnisty
3	2,0	93,0	1,0	pył	0,019	0,0077	2,47	równoziaarnisty
4	16,0	64,0	20,0	głina pyłasta	0,016	-	∞	bardzo różnoziarnisty
5	12,0	63,0	22,0	głina pyłasta	0,021	-	∞	bardzo różnoziarnisty
6	8,0	90,8	1,2	pył	0,016	0,0018	8,89	różnoziarnisty
7	8,5	89,7	1,8	pył	0,0165	0,0016	10,31	różnoziarnisty
8	4,7	59,3	36,0	pył piaszczysty	0,04	0,006	6,67	różnoziarnisty
9	5,0	54,3	40,7	pył piaszczysty	0,054	0,045	1,20	równoziaarnisty
G	10,0 - 18,0	82,0 - 88,0	do 2,0	głina pyłasta zwięzła	0,006 - 0,008	do 0,002	3 - ∞	równoziaarnisty - bardzo różnoziarnisty
L	-	86,0	14,0	pył	0,21	0,12	1,75	równoziaarnisty
R	20,0	63,0	17,0	głina pyłasta (zwięzła)	0,0067	-	∞	bardzo różnoziarnisty

### 4.5. Powierzchnia właściwa

Powierzchnię właściwą cząsteczek osadu z dekarbonizacji wody oznaczono na aparacie laserowym „Mastersizer 2000” przy badaniu składu granulometrycznego osadu. Wyniki pomiarów przedstawiono w tabeli 4.

Tablica 4. Oznaczenie powierzchni właściwej.

Nr pomiaru	Nr próbki	Sposób pomiaru	Powierzchnia właściwa S <sub>v</sub> [m <sup>2</sup> /g]	Wartość średnia [m <sup>2</sup> /g]
-	-	-	[m <sup>2</sup> /g]	[m <sup>2</sup> /g]
1	2	3	4	5
1	6	Analiza areometryczna na aparacie laserowym „Mastersizer 2000” z wykorzystaniem ultradźwięków do dyspersji agregatów cząstek	1,15	1,15
2	7		1,15	
3	8	Analiza areometryczna na aparacie laserowym „Mastersizer 2000” bez użycia ultradźwięków	0,721	0,722
4	9		0,723	

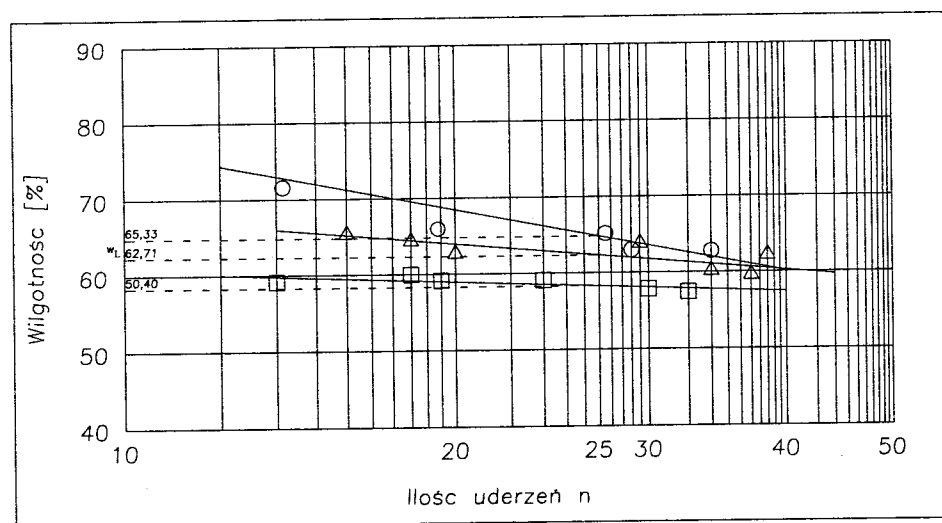
Jako miarodajny pomiar powierzchni właściwej należy przyjąć oznaczenie z wykorzystaniem ultradźwięków do dyspersji agregatów cząsteczek, ponieważ powodowały one większe rozdrobnienie cząstek, a tym samym gwarantowały dokładniejszy pomiar powierzchni właściwej. Otrzymana wartość powierzchni właściwej osadu  $S_t = 1,15 \text{ m}^2/\text{g}$  jest niższa od wartości powierzchni właściwych naturalnych gruntów spoistych występujących na terenie Polski [11,13].

#### 4.6. Granica plastyczności

Badanie granicy plastyczności  $w_p$  wykonano zgodnie z normą [19]. Średnia wartość granicy plastyczności wyniosła  $w_p = 36,67 \pm 0,82 \%$ . Otrzymana wartość mieści się w zakresie wartości granicy plastyczności dla ilów [12,13]. Wg autorów [4,8],  $w_p = 35,0 \div 48,2 \%$ .

#### 4.7. Granica płynności

Oznaczenie granicy płynności  $w_L$  wykonano metodą Casagrande'a zgodnie z normą [19]. Wyniki oznaczeń przedstawiono na rysunku 4.



Rys.4. Oznaczenie granicy płynności  $w_L$

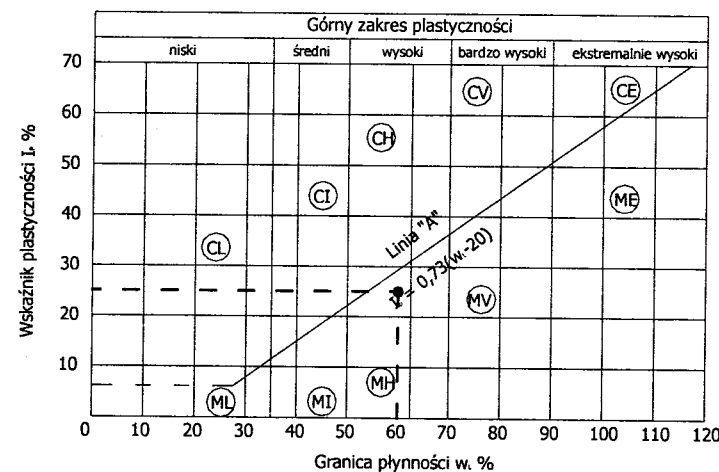
Wartość średnia granicy płynności osadów z dekarbonizacji wody wynosi  $w_L = 62,15 \%$ . Otrzymane wartości granicy płynności odpowiadają granicy płynności ilów [12,13]. Wg literatury [4,8] granica płynności osadów z dekarbonizacji wody wynosi  $w_L = 41,8 \div 57,7 \%$ .

#### 4.8. Cechy pochodne od podstawowych właściwości geotechnicznych

Dla granicy plastyczności oznaczonej metodą Casagrande'a wskaźnik plastyczności wynosi  $I_p = 62,15 - 37,27 = 24,88 \%$ . Wartość wskaźnika plastyczności osadów z dekarbonizacji wody spotykana w literaturze waha się w granicach  $I_p = 5,0 \div 18,0 \%$ .

Otrzymana wartość wskaźnika plastyczności  $I_p$  odpowiada wartości wskaźnika plastyczności gruntów zwięzłych spoistych [19].

Osady z dekarbonizacji wody naniesiono na wykres Casagrande'a przedstawiony na rysunku 5. Na podstawie wykresu określono grunt odpowiadający pod względem plastyczności badanym osadom jako pył o wysokiej / bardzo wysokiej plastyczności (MH/ MV).



Rys.5. Wykres plastyczności Casagrande'a.

Przy założeniu, że wilgotność powstających odpadów wynosi 75,0 %, to stopień plastyczności  $I_L \approx 1,5$ .

Osady po odwodnieniu w prasie filtracyjnej mają konsystencję płynną.

## 5. Podsumowanie i wnioski

Oznaczone parametry osadów z dekarbonizacji wody z podstawową analizą statystyczną przedstawiono w tabeli 5.

Klasyfikację osadów z dekarbonizacji wody wg kryterium geotechnicznego, na podstawie oznaczeń podstawowych parametrów geotechnicznych jak dla gruntów spoistych przedstawiono w tabeli 6.

Tablica 5. Wartości parametrów osadów z dekarbonizacji wody

L.p.	Parametr	Jednostka	Ilość pomiarów	Rozstęp	Wartość średnia	Odchylenie standardowe	Współczynnik zmienności
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Zawartość CaCO <sub>3</sub>	[%]	4	83,3-87,3	85,2	-	-
2	pH	-	7	8,35-8,83	8,62	0,06	0,7 %
3	Gęstość właściwa $\rho_s$	g/cm <sup>3</sup>	8	2,656-2,805	2,718	0,019	0,70%
4	Powierzchnia właściwa $S_i$	m <sup>2</sup> /g	2	1,15	1,15	-	-
5	Granica plastyczności $w_p$	%	9	34,12-40,89	37,27	0,82	2,20%
6	Granica płynności $w_l$	%	3	58,4-65,33	62,15	-	-

Tablica 6. Klasyfikacja osadów z dekarbonizacji wody na podstawie kryterium geotechnicznego

L.p.	Badany parametr	Odpowiadający grunt
1	2	3
1	Analiza makroskopowa	glina pylasta / pył
2	Analiza granulometryczna	glina pylasta (zwięzła), pył (piaszczysty)
3	Gęstość właściwa	grunty spoiste
4	Granica plastyczności	ił
5	Granica płynności	ił
6	Wskaźnik plastyczności	glina (pylasta / piaszczysta) zwięzła

Oznaczone wartości podstawowych parametrów osadu są charakterystyczne dla różnych gruntów spoistych i nie jest możliwe jednoznaczne sklasyfikowanie osadu wg kryterium geotechnicznego. Przed wbudowaniem osadu w konstrukcje inżynierską należy wcześniej ustalić jego właściwości geotechniczne na drodze badań laboratoryjnych i/ lub polowych oraz określić warunki jego wbudowania. Znajomość właściwości osadu pozwoli również na sformułowanie dokładniejszych

wytucznych dotyczących zagadnień odzysku, unieszkodliwiania i czasowego magazynowania osadów.

Możliwości wykorzystania osadów z dekarbonizacji wody w geotechnice szerzej omówiono w publikacjach [4,5], a w rolnictwie i różnych gałęziach przemysłu w [4,6,8,9,17].

## Literatura

- [1] Chojnacki A.: *Postępowanie z osadami na stacjach uzdatniania wody i możliwości ich wykorzystania*. Gospodarka Wodna 9/1966, 339-341.
- [2] Chomicz D.: *Woda w ciepłownictwie i ogrzewnictwie. Ciepłownictwo. Poradnik*. Fundacja Rozwoju Ciepłownictwa „Unia Ciepłownictwa”, Warszawa, 1995.
- [3] Dąbrowski, H., Naumczyk J.: *Opinia dotycząca możliwości wykorzystania osadów powstających w procesie dekarbonizacji do uszczelnienia czaszy kwater miejsca gromadzenia odpadów paleniskowych w EC Rzeszów*, Warszawa, styczeń 2003 r.
- [4] Glysson E.A.: *Landfill disposal of sludge derived from the lime/soda - ash softening of water*. The University of Michigan, Industry Program Of The College Of Engineering, 1972.
- [5] Harasim A.: *Możliwości wykorzystania osadów z dekarbonizacji wody*. XI Konferencja Naukowo-Techniczna „Gospodarka Odpadami Komunalnymi”, Koszalin - Sztokholm - Tallin, 12-16.06.2005.
- [6] Krajewski P.: *Metody unieszkodliwiania osadów i popłuczyn*. Przegląd Komunalny 11 (22)/2001, 112.
- [7] Lambe T. W., Whitman R. V.: *Mechanika gruntów*. Tom 1, Arkady, Warszawa, 1977.
- [8] Leeuwen J. H., White D. J., Baker R.: *Reuse of Lime Sludge from Water Softening and Coal Combustion Byproducts*. Final Report for TR-459, Iowa State University, Department Civil and Environmental Engineering, December, 2004, [www.ccee.iastate.edu/students/docs/tr459.pdf](http://www.ccee.iastate.edu/students/docs/tr459.pdf) (27.10.2005)
- [9] Leeuwen J. H., White D. J., Baker R.: *Reuse of Water Softening Lime Sludges*. Iowa State University, Department Civil and Environmental Engineering, Ames, Iowa, [www.ccee.iastate.edu/students/docs/lime\\_sludge.pdf](http://www.ccee.iastate.edu/students/docs/lime_sludge.pdf) (27.10.2005)
- [10] Mizerski W.: *Tablice chemiczne*. Wydawnictwo Adamantan, Warszawa, 1997.

- [11] Piaskowski A. M.: *Właściwości sorpcyjne i powierzchnia właściwa polskich gruntów. Badania nad sorpcją błękitu metylenowego*. Archiwum Hydrotechniki, Tom XXXI, Zeszyt 3, 1984.
- [12] Pisarczyk S.: *Grunty nasypowe. Właściwości geotechniczne i metody ich badań*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2004.
- [13] Pisarczyk S.: *Gruntoznawstwo inżynierskie*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2001.
- [14] Pisarczyk S., Rymsza B.: *Badania laboratoryjne i polowe gruntów*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1993.
- [15] Raghu D., Hsieh H.N.: *A feasibility study of the use of lime sludge as a landfill liner*. Proc. of the 17th Mid-Atlantic Industrial Waste Conference, Bethlehem, PA, 1985.
- [16] Sierakowski E., Mrozek J.: *Kontrola wody i pary w energetyce*. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa, 1979.
- [17] Sozański M.: *Technologia usuwania i unieszkodliwiania osadów z uzdatniania wody*. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań, 1999.
- [18] Stańda J.: *Woda dla kotłów parowych i obiegów chłodzących siłowni ciepłych*. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa, 1995.
- [19] PN-88/B-04481 *Grunty budowlane. Badania próbek gruntu*.
- [20] PN-81/B-03020 *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowe*.
- [21] [www.mos.gov.pl/1materiały\\_informacyjne/raporty\\_opracowania/statystyka\\_GUS\\_2005/os6/T1.TXT](http://www.mos.gov.pl/1materiały_informacyjne/raporty_opracowania/statystyka_GUS_2005/os6/T1.TXT) (18.07.2005)
- [22] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 27 września 2001 r. w sprawie katalogu odpadów. Dz. U. 2001 Nr 112 poz. 1206.

## BASIC GEOTECHNICAL PROPERTIES OF THE LIME SOFTENING SLUDGE

**Summary:** The article represents the results of self-performed research, which has been carried on lime softening sludge. The investigated sludge is produced in Rzeszów Heat and Power Plant in Poland. The sludge has shown cohesion characteristic after being dewatered in its filter press, so its basic geotechnical properties have been determined the same ways as for the cohesive soils, according to the Polish standard [19]. In addition there are shown results of sludge chemical analysis and the state of lime softening sludge management in Poland during the year of 2003 and 2004

Beata Gajewska<sup>1</sup>

## Posadowienie nasypu na słabym podłożu - zastosowane rozwiązanie i obliczenia MES

**Streszczenie:** Droga budowana w otoczeniu autostrady A2 koło Poznania przekracza teren występowania gruntów organicznych zalegających do głębokości ponad 7 m. Przedstawiono rozwiązanie pierwotne (kolumny żwirowe) i proces racjonalizacji rozwiązania. Zaprezentowano zrealizowane oszczędniejsze rozwiązanie (głęboka wymiana gruntu) oraz jego analizę z wykorzystaniem MES. Wyniki pomiarów osiadań nasypu pozwoliły na ocenę wyników obliczeń oraz potwierdziły skuteczność zastosowanego wzmocnienia podłoża.

### 1. Wprowadzenie

Budowa dróg na terenach zalegania słabych gruntów jest utrudniona i kosztowna. Aby zachować trwałość i przydatność użytkową drogi, konieczne jest stosowanie specjalnych rozwiązań, zapewniających nieprzekroczenie nośności podłoża i dopuszczalnych osiadań. Obecnie dostępnych jest wiele metod wzmocniania podłoża. Wybór konkretnej metody powinien być poprzedzony wnikliwą analizą warunków geotechnicznych oraz poszukiwaniem rozwiązań najtańszych.

W referacie przedstawiono przykład rozwiązania posadowienia nasypu oraz wyniki obliczeń przebiegu osiadań w czasie z zastosowaniem MES.

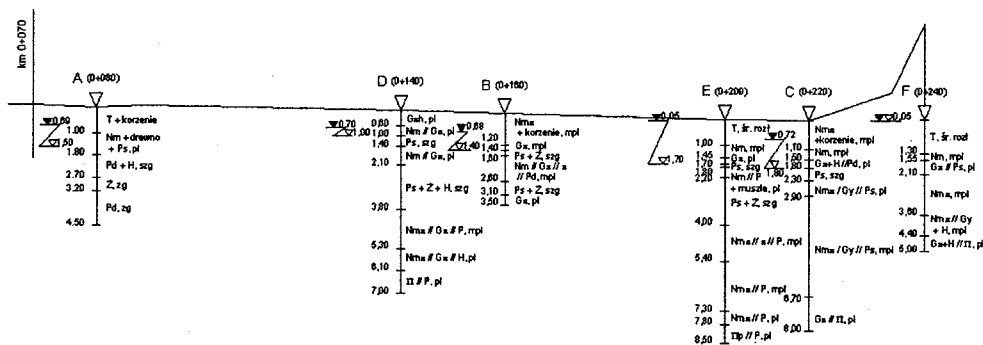
<sup>1</sup> mgr inż., Instytut Badawczy Dróg i Mostów

## 2. Ogólna charakterystyka obiektu

Przedmiotem rozważań była analiza osiadań nasypu drogowego (rys. 1), posadowionego na słabych gruntach organicznych. Na odcinku od km 0+070 do km 0+240 (rys. 2) zalegały warstwy słabe – torfy i namuły – o miąższości od 1,5 do 7,8 m.



Rys. 1. Widok nasypu po roku użytkowania drogi



Rys. 2. Rozmieszczenie otworów badawczych wraz z profilami (otwory A, B i C – rozpoznanie pierwotne, D, E i F – badania uzupełniające)

Wcześniejsze projekty (projekt I z grudnia 2002 r. oraz projekt II z lutego 2003 r.) przewidywały w ogólnym zarysie w km 0+070 do 0+266 (miąższość warstw torfu i namułu wynosi od 2 do 3 m, na części odcinka sięga aż do 7 m):

- w I projekcie przewidziano wzmocnienie podłoża za pomocą kolumn żwirowych wykonanych metodą wibrowymiany - eliminując metody wywołujące wstrząsy. Na głowicach kolumn przewidziano wykonanie nasypu budowlanego zbrojonego geowłókniną wzmocnioną o wytrzymałości 100/100 kN/m,
- II projekt przewidywał wzmocnienie podłoża kolumnami żwirowymi oraz nasyp budowlany zbrojony geotkaniną (o wytrzymałości 120/120 kN/m), układaną pojedynczo lub podwójnie - krzyżowo „w materac”.

## 3. Opinia IBDiM

Wykonawca zwrócił się do Instytutu Badawczego Dróg i Mostów o opinię na temat zastosowanych w projekcie rozwiązań. Przedmiotem oceny było wzmocnienie podłoża na odcinku, na którego części (prawie połowie) miąższość warstw torfu i namułu wynosi 2 do 3 m, na pozostałej części osiąga 7 m. Strefa ta, niewątpliwie, wymagała wzmocnienia. W tej fazie rozpoznania wybór wzmocnienia za pomocą kolumn żwirowych uznano za uzasadniony. Po szczegółowej analizie stwierdzono, że projekt ten można zmodyfikować, racjonalizując zakres użycia kolumn – zwłaszcza na obszarze, gdzie miąższość gruntów słabych była niewielka. Rozpoznanie słabego podłoża było niewystarczające (mała liczba wierceń), nie określono wyraźnych granic stref słabszych. Na podstawie dostępnego rozpoznania trudno było ustalić potrzebny zakres i głębokość wzmocnienia.

Pierwsza opinia zalecała m.in.: wykonanie uzupełniających badań podłoża, ograniczenie na części odcinka stosowania kolumn żwirowych, zastępując je częściowo wymianą gruntu lub dogęszczeniem zalegającego nasypu niekontrolowanego oraz zrationalizowanie potrzebnej długości kolumn na podstawie dodatkowych badań podłoża. Uzupełniające badania miały na celu rozpoznanie podłoża pomiędzy istniejącymi otworami, określenie miąższości słabych warstw (torfu i namułów) oraz poziomu stropu podłoża mineralnego, a także jakościową ocenę słabych warstw (makroskopową) oraz ewentualne wykrycie miejsc bardzo słabych (badanie sondą krzyżakową).

Zasugerowano również, iż alternatywą kolumn żwirowych formowanych wibracyjnie może być dynamiczna wymiana gruntu za pomocą ciężkiego ubijaka,



opisana w pracy [2]. Zmiana taka wymagałaby jednak opracowania zamiennego projektu wzmocnienia.

#### 4. Działania podjęte przez wykonawcę

Teren analizowanego odcinka był trudno dostępny dla ludzi i sprzętu, występowały tam m.in. zarastające stawy (rys. 3). Wykonawca robót umiejętnie osuszył obszar przez odprowadzenie wody do pobliskiego strumienia (zwierciadło wody obniżono o około 1 m). Uformował wzdłuż trasy platformę roboczą z gruntu piaszczystego.



Rys. 3. Podmokły teren wokół istniejącego nasypu

Podjął również próbę wybrania słabego gruntu organicznego. Wykazała ona, że możliwe jest wykonanie wykopu o głębokości 3 - 4 m. Prawie pionowe ściany wykopu zachowywały stateczność przez kilka godzin. Grunty w podłożu były na tyle mało przepuszczalne, że woda do wykopu napływała dość wolno w postaci sączków, głównie z przewarstwień piaszczystych. Umożliwiało to bezpieczne wypełnienie wykopu gruntem piaszczystym. Wierzchnie warstwy zasypki zagęszczano gładkim i okołkowanym walcem wibracyjnym. W miejscach najgłębszego zalegania gruntów organicznych podjęto dodatkową próbę. Wykop głębiono w dwóch fazach. Na większej szerokości obniżono teren, a następnie

wykonywano lokalny wykop o wymiarach 10 x 5 m. W ten sposób wybrano słaby grunt do głębokości ponad 5 m. Wyniki tych prób wykazały możliwość głębokiej wymiany słabego gruntu oraz pozwoliły ustalić zasady bezpiecznego prowadzenia robót.

#### 5. Rozwiązanie przyjęte do realizacji

Po wykonaniu badań uzupełniających, przeanalizowaniu wstępnych wyników obliczeń osiadań oraz obserwacji efektów działań podjętych przez wykonawcę na miejscu budowy wykonano projekt zamienny wzmocnienia podłoża analizowanego odcinka jedynie przez wymianę gruntu. Zrealizowany projekt przewidywał następujące rozwiązania dla poszczególnych odcinków:

**Odcinek od km 0+070 do 0+175.** Rozpoznanie podłoża wykazało, że na tym odcinku miąższość warstw słabych gruntów organicznych (torfy lub namuły) nie przekracza 2,5 m. Generalnie nie napotkano głębszych warstw namułu. Wyjątek stanowiła strefa dodatkowego otworu D (km 0+140), w którym stwierdzono występowanie drugiej, głębiej położonej warstwy namułu o łącznej miąższości 2,3 m. Poniżej występowała warstwa pyłu w stanie plastycznym z przewarstwieniami piasku, charakteryzująca się większym współczynnikiem filtracji. Umożliwia to dwukierunkową filtrację wody z konsolidowanych warstw. Wykonane obliczenia w km 0+140 wykazały:

- osiadanie drugiej warstwy namułu (bez przeciążenia) – 0,07 m,
- obliczone osiadanie przy skrajnie niekorzystnych parametrach wg załącznika do projektu II – 0,20 m,
- czas konsolidacji 90% - 5 dni.

Uznano, że w tym przypadku wystarczy wymiana warstw powierzchniowych do około 2 m, tj. do stropu warstwy piasku i żwiru.

**Odcinek od km 0+175 do 0+225.** Uzupełnione rozpoznanie wykazało, że na tym odcinku występują warstwy organiczne miąższości 3,8 i 4,4 m, zalegające aż do głębokości 7,8 m. Ze względu na występowanie w otworze C poniżej tych warstw gliny, a więc gruntu słabo przepuszczalnego, należy przyjmować jednokierunkową filtrację wody. Wydłuży to znacznie czas konsolidacji.

Obliczenia w projekcie zamiennym wykonano dla dwóch przypadków:

- wymiana warstw powierzchniowych do około 1,5 m, tj. do stropu warstw gliny, piasku i żwiru,
- wymiana także drugiej warstwy słabych gruntów - do możliwie największej głębokości (ok. 5,5 m).

Rozważano także wykonanie nasypu przeciążającego o wysokości 1,5 m.

W przypadku wymiany powierzchniowej obliczenia wykazały:

- osiadanie drugiej warstwy namułu - bez przeciążenia – 0,11 i 0,13 m,
- osiadanie z przeciążeniem – 0,15 i 0,18 m,
- obliczone osiadanie przy skrajnie niekorzystnych parametrach (wg załącznika do II projektu): bez przeciążenia – 0,34 i 0,41 m, z przeciążeniem – 0,45 i 0,55 m,
- czas konsolidacji 90% - od 16 dni aż do 630 dni.

W przypadku wymiany drugiej warstwy namułów (w obliczeniach przyjęto wymianę do 5,0 m) uzyskano:

- osiadanie pozostałej warstwy namułu (bez przeciążenia) – 0,05 i 0,10 m,
- osiadanie z przeciążeniem – 0,07 i 0,13 m,
- obliczone osiadanie przy skrajnie niekorzystnych parametrach (wg załącznika do II projektu) - bez przeciążenia – 0,18 i 0,26 m, z przeciążeniem – 0,24 i 0,35 m,
- czas konsolidacji 90% - 8 dni (otwór 7) oraz aż 95 dni (otwór 15).

Na podstawie przeprowadzonej analizy stwierdzono, że realne osiadania nasypu nie byłyby nadmiernie duże. Jednakże okres ich trwania bez wykonania głębokiej wymiany był zbyt długi. Dlatego uznano, że na tym odcinku konieczna jest wymiana warstwy namułu do największej możliwej głębokości - co najmniej 5,5 m. Ograniczy to osiadania do 0,05 – 0,10 m.

W celu przyspieszenia konsolidacji słabego podłoża niezbędne było przeciążenie nasypu warstwą gruntu o miąższości 1,5 m, co miało wyeliminować możliwe nierównomierne osiadania nawierzchni. Oceniono, że potrzebny czas przeciążenia wynosi co najmniej 60 dni. Czas utrzymywania przeciążenia uzależniono od wyników pomiarów osiadań.

**Odcinek od km 0+225 do 0+240 – 250.** Na odcinku tym przewidziano kontrolowaną wymianę gruntu do stropu warstw mineralnych.

Dodatkowo zalecono monitorowanie efektów przyjętego rozwiązania i dostosowywanie wzmocnienia w trakcie realizacji do rzeczywistych warunków geotechnicznych. Podczas robót na każdym odcinku nadzór geotechniczny określał wymaganą głębokość wymiany gruntu.

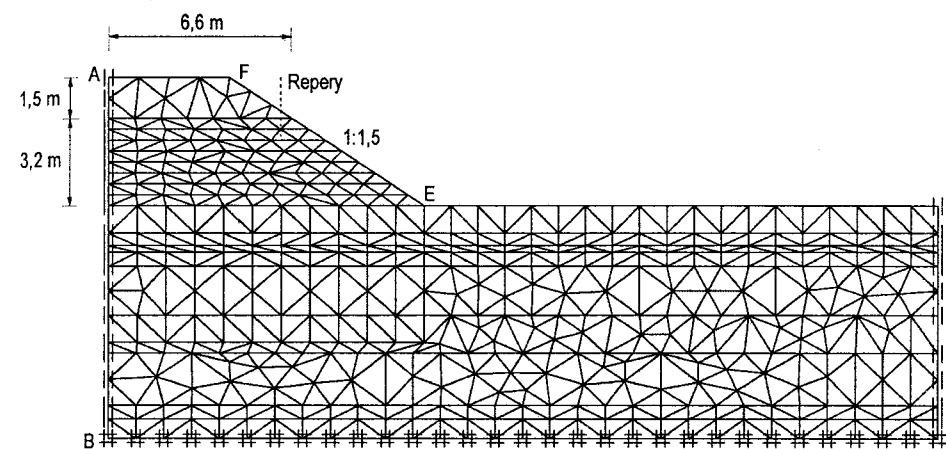
## 6. Analiza MES przyjętego rozwiązania

Do analizy odkształceń podłoża nasypu przy użyciu MES wybrano przekrój, w którym:

- miąższość utworów słabych powstałych po wykonaniu wymiany gruntu była największa,
- obliczenia wykonane w projekcie wzmocnienia przewidywały największe osiadania.

W rejonie tego przekroju zostały zainstalowane repery do pomiaru osiadań nasypu.

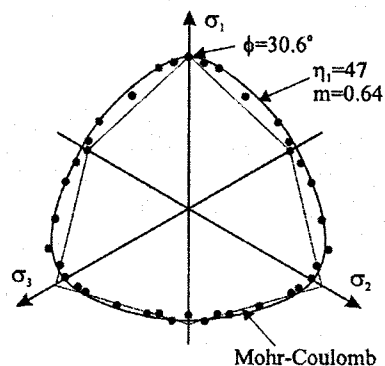
Rys. 4 przedstawia przyjęty podział nasypu i podłoża na elementy skończone.



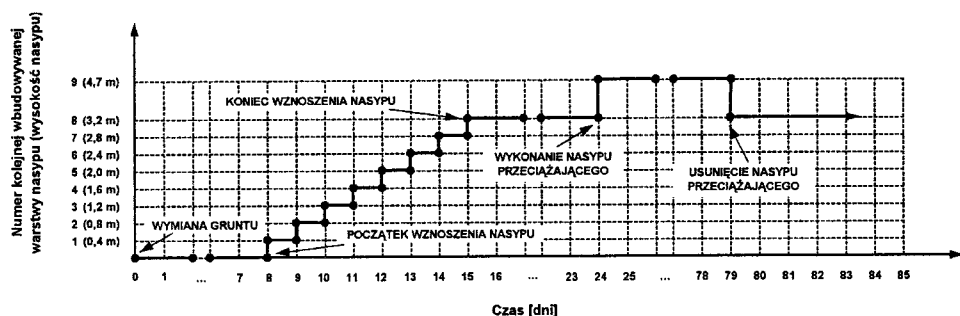
Rys. 4. Podział nasypu i podłoża na elementy skończone

W obliczeniach wykorzystano sprężysto-idealnie plastyczny model gruntu z warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra. Założono izotropowe właściwości gruntu, zarówno ze względu na przepływ cieczy, jak i właściwości sprężyste. Przepływ cieczy przez pory gruntu jest opisany prawem Darcy'ego, a własności sprężyste związkiem Hooke'a. Uwzględniono zmiany przepuszczalności gruntów w czasie.

O racjonalności wyboru tego modelu świadczą wyniki badań trójosiowych przeprowadzonych przez Kirkgarda i Lade'a, zaprezentowane w pracy Gryczmańskiego [6]. Powierzchnia Coulomba-Mohra dość dobrze aproksymuje wyniki badań doświadczalnych (rys. 5).

Rys. 5. Przekrój dewiatorowy przy  $p = 500 \text{ kPa}$  [6]

Obliczenia MES przy użyciu programu PLAXIS prowadzono zgodnie z harmonogramem przedstawionym na rys. 6, uwzględniając etapowe wznoszenie nasypu.



Rys. 6. Przebieg ścieżki obciążenia podczas etapowego wykonywania nasypu

Dla każdego etapu budowy określono przemieszczenia pionowe i poziome oraz stan naprężenia w pionie, w którym prowadzone były pomiary osiadań. Obliczenia w pierwszym etapie (wymiana gruntu do głębokości 5 m) prowadzone były w warunkach bez odpływu (obciążenie w czasie  $t = 0$ ). W etapie drugim uwzględniono częściowy odpływ podczas zmian wysokości nasypu. Wykonanie i usunięcie nasypu przeciążającego (etap 3 i 4 wznoszenia nasypu) nastąpiło w warunkach bez odpływu.

Obliczenia przeprowadzono dla poziomu zwierciadła wody gruntowej: -0,05 m pod terenem (wariant 1) i -1,05 m pod terenem (wariant 2).

## 7. Pomiary osiadań nasypu

Po zakończeniu budowy nasypu i wykonaniu nasypu przeciążającego rozpoczęto pomiary osiadań korony nasypu. Repery rozmieszczono wzdłuż nasypu.

Po drugim pomiarze osiadań usunięto nasyp przeciążający i przystąpiono do dalszych prac. W obrębie punktów pomiarowych odbywały się prace drogowe. Pomiary były prowadzone na odcinku, gdzie warstwa namulów miała największą miąższość. Pierwszy pomiar został wykonany po ułożeniu nasypu przeciążającego, następny po 55 dniach i dwa kolejne po 79 i 101 dniach od pierwszego pomiaru. Wyniki pomiarów osiadań zestawiono w tabeli 1. Największe wartości osiadań wykazuje reper 3 – po trzech miesiącach różnica od poziomu wyjściowego wynosiła 32,4 mm. Pomierzone osiadania na pozostałych reperach zawierały się w granicach od 10,6 do 20,8 mm.

Tablica 1. Wyniki pomiarów osiadań [3]

Nr repera	Osiadania od poziomu wyjściowego [mm]		
	po 55	po 79	po 101 dniach
Reper 1	13,1	18,3	20,8
Reper 2	22,1	27,3	32,4
Reper 3	15,3	13,4	16,6
Reper 4	12,3	8,9	10,6

## 8. Parametry geotechniczne przyjęte do obliczeń

Wartości parametrów geotechnicznych tych samych warstw różniły się znacznie w kolejnych dokumentacjach technicznych. Wielu z potrzebnych do przeprowadzenia obliczeń parametrów nie pomierzono. Do obliczeń przyjęto wartości parametrów na podstawie analizy danych w dokumentacjach służących przy wykonywaniu projektów I i II, wyników badań dodatkowych oraz literatury technicznej i własnych doświadczeń Katedry Geoinżynierii SGGW i Zakładu Geotechniki IBDiM. W tabeli 2 zestawiono przykładowe dane materiałowe dla słabych warstw podłoża gruntowego, przyjęte do obliczeń MES.

Wartości modułów przyjęto w obliczeniach uwzględniając wpływ stanu naprężenia wywołanego wyżej zalegającymi warstwami gruntu. Decydujące o osiadaniach nasypu warstwy namułu, zalegające na głębokości od 4 m do prawie 8 m, zostały skonsolidowane przez nacisk nadkładu oraz zawierają znaczące

przewarstwienia mniej ściśliwych gruntów mineralnych.

Wartości współczynników filtracji warstw torfów  $k = 10^{-7}$  m/s i namulów  $k = 10^{-8}$  m/s przyjęto na podstawie danych w Instrukcji [7], podręczniku Wiłuna [9] oraz publikacjach niemieckich [4, 8].

Tablica 2. Wartości parametrów warstw słabych

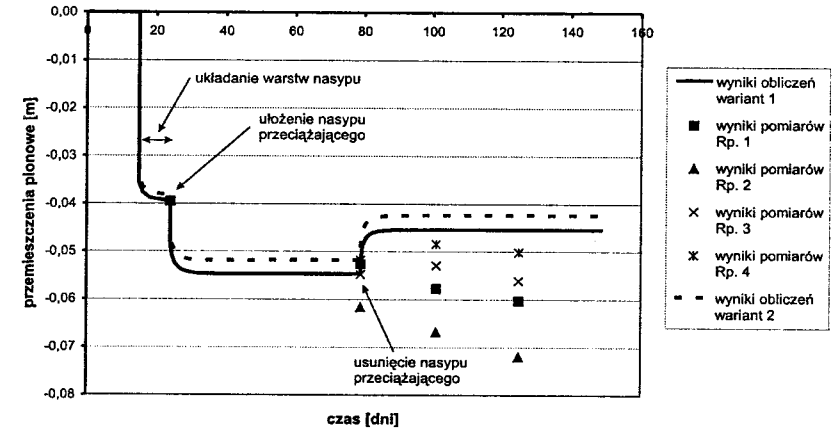
Warstwa	$\rho_{dry}$	$\rho_{sr}$	$E_0$	$\nu$	$c'$	$\varphi'$
	[t/m <sup>3</sup> ]	[t/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[-]	[kPa]	[°]
T	1,10	1,11	210	0,45	3	22
Nm, mpl	1,40	1,45	1150	0,40	2	23
Nm	1,45	1,55	2500	0,35	2	24
Nmp/P/P, mpl	1,50	1,61	3700	0,35	2	24
Nmp/P, mpl	1,55	1,66	5000	0,35	2	24
Nmp, pl	1,45	1,55	2500	0,35	2	24

## 9. Analiza wyników obliczeń MES

Na rys. 7 porównano wyniki obliczeń MES przemieszczeń pionowych, przeprowadzonych dla dwóch wariantów obliczeniowych (linia ciągła – wariant 1, linia przerywana - wariant 2) z wynikami pomiarów osiadań (przemieszczeń pionowych) nasypu.

W obliczeniach największą wartość przemieszczeń uzyskano w fazie wykonania nasypu przeciążającego. Maksymalne osiadania wynoszą 72 mm – zwierciadło wody na poziomie -0,05 m. Nieco mniejsze maksymalne osiadania uzyskano w przypadku zwierciadła na poziomie -1,05 m (70 mm). Przyjęcie zwierciadła wody na poziomie niższym dało w konsekwencji mniejsze wartości przemieszczeń pionowych w każdej fazie budowy nasypu.

Z wykresu zaprezentowanego na rys. 7 wynika dobra zgodność przeprowadzonych obliczeń MES z wynikami badań terenowych w trakcie początkowych etapów budowy nasypu. Po zdjęciu nasypu przeciążającego zgodność jakościową można zaobserwować tylko w przypadku pomiarów wykonanych na reperach 3 i 4 - wartości osiadań zmniejszają się w wyniku sprężystej deformacji po odciążeniu. W przypadku reperów 1 i 2 osiadania pomierzone nadal rosą w czasie.



Rys. 7. Porównanie wyników obliczeń przemieszczeń pionowych z pomiarami terenowymi

## 10. Podsumowanie

W praktyce inżynierskiej trudności z racjonalnym projektowaniem, szczególnie prognozowaniem osiadań, wynikają z faktu, że badania prowadzone w fazie rozpoznawczej są najczęściej niewystarczające. W omawianym przypadku konieczne było przyjęcie wielu parametrów jedynie na podstawie dostępnej literatury, a także wiedzy i doświadczenia.

Omawiana realizacja potwierdziła korzyści współpracy ze specjalistycznym konsultantem geotechnicznym, a działania podjęte przez wykonawcę wykazały możliwość wykonania głębokiej wymiany gruntu.

Wyniki przeprowadzonych obliczeń MES pokazały, że do analizy osiadań podłoża nasypu na słabym podłożu możliwe jest zastosowanie modelu sprężysto-idealnie plastycznego gruntu z warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra. Potwierdza to dobra zgodność wyników obliczeń z obserwacjami. W takiej sytuacji powinno się zwrócić szczególną uwagę na zmiany modułu i przepuszczalności gruntów. Zastosowanie prostego modelu wymaga jednak wnikliwej interpretacji otrzymanych wyników pod kątem doboru wartości zastosowanych parametrów geotechnicznych.

Zastosowanie MES pozwala prognozować przebieg osiadań w czasie oraz modelować złożone ścieżki obciążenia. Dzięki wykorzystaniu programu PLAXIS można w sposób ciągły analizować poszczególne etapy budowy.

## Literatura

- [1] Gajewska B.: *Analiza odkształceń słabego podłoża nasypu drogowego z wykorzystaniem MES*. Wydział Inżynierii i Kształtowania Środowiska SGGW – praca magisterska. Warszawa 2005.
- [2] Gajewska B., Gajewski M.: *Analiza konsolidacji podłoża w ujęciu MES*. XXVIII Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu i Geoinżynierii – Geotechnika w Budownictwie i Górnictwie, Szklarska Poręba, 13-18 marca 2005 r., s. 129-136.
- [3] Gajewska B., Kłosiński B., Czaja D.: *Wzmocnienie słabego podłoża organicznego ulicy*. X Międzynarodowa Konferencja „Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe” Kielce, 11 – 12 maja 2004 r., s. 263-270.
- [4] *Grundbau-Taschenbuch, Teil 1*, Verl. Ernst und Sohn, Berlin 1997.
- [5] Gryczmański M.: *Wzmacnianie słabego podłoża gruntowego wbijanymi kolumnami kamiennymi. Przegląd doświadczeń śląskich*. Inżynieria i Budownictwo nr 3/2003.
- [6] Gryczmański M.: *Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów*. PAN KILiW IPPT, Warszawa 1995.
- [7] Instrukcja badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych. GDDP. Wyd. IBDiM, Warszawa 1998.
- [8] Türke H.: *Statik im Erdbau*. Verl. Ernst und Sohn, Berlin 1996
- [9] Wiłun Z. (2000): *Zarys geotechniki*. Wyd. Komunikacji i Łączności, Warszawa.
- [10] Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego w budownictwie drogowym. GDDP. Wyd. IBDiM, Warszawa 2002.

## EMBANKMENT ON SOFT SOIL - USED SOLUTION AND FEM ANALYSIS

**Summary:** A road constructed near the A2 Motorway by Poznań crosses an area of soft organic soils over 7 m depth. An original design of the road (stone columns) and improved solution have been shown. A new more economical implemented solution (deep soil replacement) and its FEM analysis have been presented. The results of embankment settlement measurements allowed to validate FEM calculation results and have confirmed effectiveness of used soil improvement.

Sławomir Gogolik<sup>1</sup>

## Zastosowanie testów SCPTU i SDMT do wyznaczania prędkości fali poprzecznej w osadach poflotacyjnych

**Streszczenie:** W praktyce inżynierskiej często można spotkać się z konstrukcjami wrażliwymi na małe odkształcenia podłoża, szczególnie wtedy gdy są pod wpływem długotrwałych obciążeń dynamicznych. Dla właściwego sposobu posadowienia tego typu obiektu konieczna jest znajomość początkowego modułu ścinania  $G_0$ . Parametr ten, można wyznaczyć w warunkach laboratoryjnych lub bezpośrednio w terenie. Wyniki otrzymane z badań laboratoryjnych obarczone są dużymi błędami, wynikającymi z trudności pozyskania wysokiej jakości próbek oraz odtworzenia rzeczywistego stanu naprężenia w podłożu, dlatego też coraz powszechniej wykorzystuje się techniki statycznego sondowania z zastosowaniem końcówek pomiarowych, dających możliwość pomiaru prędkości fali poprzecznej. W artykule przedstawiono wyniki pomiaru prędkości fali w osadach poflotacyjnych, gdzie obciążenia dynamiczne powstają na skutek wstrząsów sejsmicznych, będących następstwem eksploatacji złóż rudy miedzi. Prędkość fali określono wykorzystując stozek sejsmiczny SCPTU firmy AP van den Berg oraz dylatometr Marchettiego, wyposażony dodatkowo w geofony do pomiaru prędkości fali.

### 1. Wprowadzenie

Współpraca podłoża i budowli przy obciążeniach dynamicznych może mieć dwójaki charakter. W pierwszym przypadku mamy do czynienia z przekazywaniem drgań konstrukcji na podłoża za pośrednictwem fundamentu, co może stać się przyczyną dynamicznego uplastycznienia gruntu. W drugim przypadku występuje sytuacja odwrotna, gdzie drgania z podłoża przekazywane są

<sup>1</sup> mgr inż., Akademia Rolnicza im. Augusta Cieszkowskiego w Poznaniu

na budowlę, a więc mamy do czynienia z problemem odporności budowli na obciążenia cykliczne. Przenoszenie drgań z podłoża na budynki zostało rozpoznane w badaniach modelowych [8], natomiast nawet współcześnie brakuje opracowań odnośnie konstrukcji hydrotechnicznych [3]. O wadze tego problemu świadczy fakt, że wśród przyczyn katastrof zapór aż 15% stanowią zjawiska sejsmiczne [10]. Wśród czynników generujących drgania budowli najczęściej wymieniane są trzęsienia ziemi. Choć Polska leży na obszarze o niskiej aktywności sejsmicznej, to nie należy zapominać o oddziaływaniach o charakterze parasejsmicznym (wstrząsy górnicze, oddziaływania komunikacyjne itp.). Przyjmując w fazie projektowania uproszczony model sprężysty ośrodka, zakładamy, że reakcja dynamiczna budowli zależy głównie od stałych sprężystych charakteryzujących materiał zapory i podłoża. Z analizy literatury wynika, że statyczne wartości stałych sprężystych mogą znacznie się różnić od ich wartości dynamicznych [6].

Jednym z czynników wpływających na różnice pomiędzy modułami statycznymi i dynamicznymi jest zakres odkształceń. Zagadnienia dynamiczne dotyczą odkształceń gruntu ( $\epsilon$ ) mniejszych niż  $10^{-4}$ , natomiast statyczne są związane z odkształceniami większymi niż  $10^{-2}$ . Wychodząc z tego założenia, można rozważać pracę statyczną gruntu przy bardzo małych odkształceniach rzędu  $10^{-4}$ , wtedy wartości modułów statycznych i dynamicznych powinny być porównywalne. Jednakże istotnym czynnikiem determinującym wartości modułów statycznych i dynamicznych, jest czas trwania obciążenia.

Prawidłowe wyznaczenie właściwości sprężystych gruntu jest niezbędne do poprawnego zdefiniowania dynamicznej współpracy układu zapora-podłoże.

## 2. Metody wyznaczania parametrów dynamicznych gruntu

Parametry dynamiczne gruntu można wyznaczyć metodami laboratoryjnymi lub bezpośrednio w terenie. Podstawowym ograniczeniem metod laboratoryjnych jest trudność pozyskania wysokiej jakości próbek o nienaruszonej strukturze, a także odtworzenie rzeczywistego stanu naprężeń w podłożu. Dlatego coraz powszechniej stosuje się metody in situ oparte na pomiarze prędkości fali.

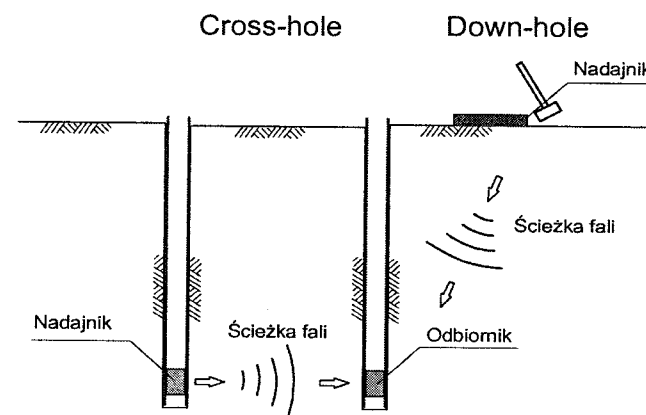
Metody terenowe można podzielić na dwie grupy:

- powierzchniowe – oparte na pomiarze prędkości fal Rayleigha,
- otworowe – bazujące na właściwościach dyspersyjnych fal przestrzennych.

Podstawową zaletą badań metodą powierzchniową jest ich nieinwazyjny i niedestrukcyjny charakter. Istotną rolę w upowszechnianiu się tych metod odgrywa również aspekt ekonomiczny oraz niska czasochłonność badań

w porównaniu do metod otworowych. Wykonanie testów jest sprawą mało skomplikowaną, ale interpretacja wyników wymaga dużego doświadczenia, a otrzymane wyniki nie zawsze są wiarygodne [9]. W metodach otworowych wyróżniamy poziome prześwietlenia międzyotworowe (cross-hole) oraz pionowe prześwietlenie profilu (down-hole) (rys. 1).

Techniki cross-hole, uznawane za najdokładniejsze, mają ograniczone zastosowanie ze względu na duże koszty i czasochłonność. Dlatego do pomiaru prędkości propagacji fali najczęściej stosuje się metody down-hole, będące kompromisem pomiędzy jakością wyników a kosztami badań, a liczne badania wykazały, że w normalnie konsolidowanych gruntach wyniki pomiaru prędkości fali z obu metod są do siebie zbliżone [1,4,7].

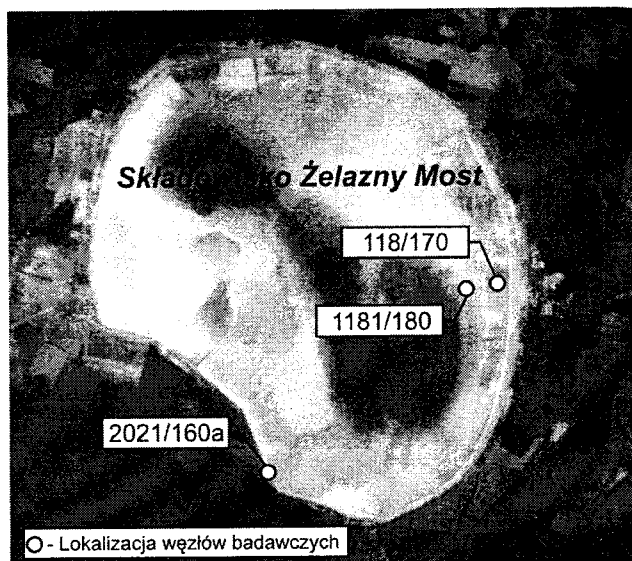


Rys. 1. Schemat ideowy metody cross-hole i down-hole

## 3. Obiekt, metodyka i cel badań

Badania przeprowadzono w osadach poflotacyjnych rud miedzi, deponowanych na składowisku Żelazny Most, znajdującym się w południowo-zachodniej części Polski, pomiędzy Lubinem a Głogowem. Budowę składowiska rozpoczęto w 1974 roku, natomiast eksploatacja i równoczesna rozbudowa trwa od lutego 1977 roku. W wyniku ciągłego procesu składowania ilość zgromadzonych osadów ulega zmianie, w 2005 roku wynosiła ona około 350 mln m<sup>3</sup>. Ostatni zatwierdzony projekt rozbudowy składowiska przewiduje wzniesienie zapór do rzędnej 162.5 m npm, co daje wysokość maksymalną 50 m mierzoną od podstawy zapory. Odpady dostarczane są na składowisko metodą hydrotransportu, a następnie poprzez sieć rurociągów zrzutowych ułożonych wzdłuż korony zapory

rozlewane są na plaży składowiska. Ten sposób deponowania powoduje, że zdeponowany materiał charakteryzuje się dużą anizotropowością. Do badań wytypowano trzy węzły badawcze zlokalizowane w różnych częściach zbiornika (rys. 2.).



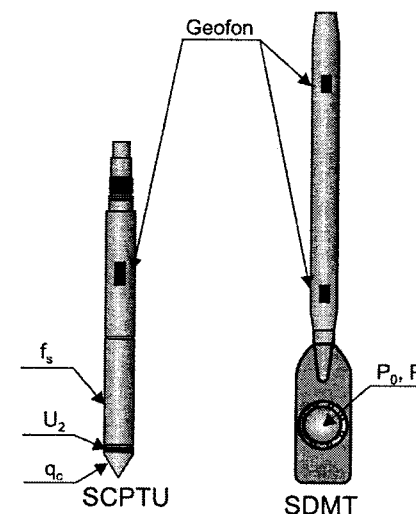
Rys. 2. Widok na składowisko z lokalizacją węzłów badawczych

W każdym z węzłów przeprowadzono następujące badania:

- testy statycznego sondowania stożkiem SCPTU,
- testy statycznego sondowania stożkiem CPTUU,
- testy sejsmicznym dylatometrem Marchettiego SDMT,
- pobór rdzeni gruntowych do badań laboratoryjnych.

Stożek sejsmiczny SCPTU, oprócz pomiaru czasu propagacji fali, umożliwił określenie podstawowych charakterystyk penetracji ( $q_c$ ,  $f_s$ ,  $U_c$ ). Ze względu na zastosowanie stożka wyposażonego w jeden odbiornik, prędkość fali określono metodą „pseudointerval”. W testach SDMT, oprócz standardowego pomiaru ciśnień  $p_0$  i  $p_1$ , wyznaczano prędkość fali poprzecznej ( $V_s$ ). W urządzeniu tym wykorzystane zostały dwa geofony rozmieszczone w odległości 0,5 m od siebie, dzięki czemu prędkości fali określono metodą „true interval”, eliminując problemy związane z błędami w czasach wyzwania. W celu ustalenia rozkładu wody gruntowej w badanych profilach wykonano również testy dyssypacji nadwyżki ciśnienia porowego końcówką pomiarową CPTUU wyposażoną w dwa czujniki ciśnienia.

Celem podjętych badań było porównanie wyników pomiaru prędkości fali ścinającej z dwóch różnych urządzeń pomiarowych, a także ustalenie związków korelacyjnych pomiędzy uzyskanymi charakterystykami.

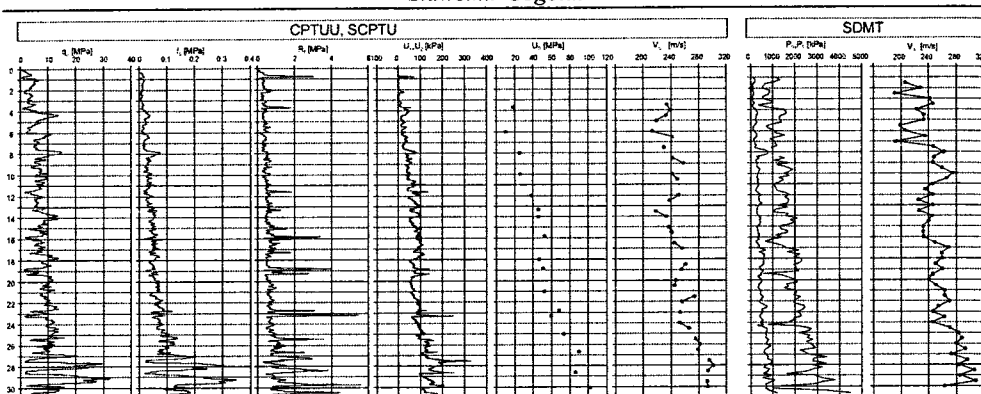


Rys.3. Schemat stożka SCPTU i łopatkki Marchettiego SDMT

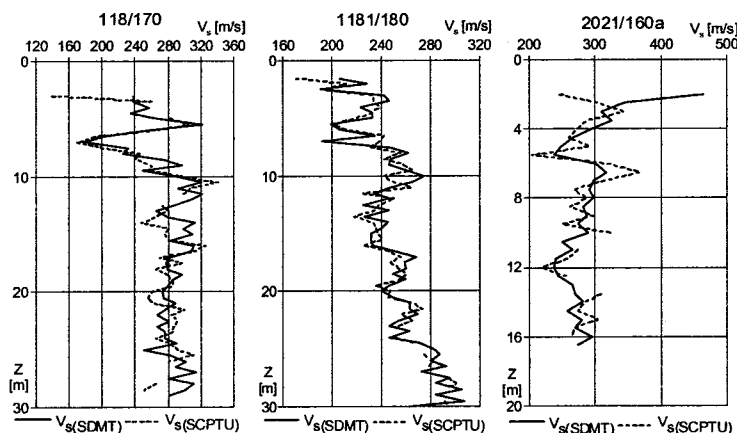
#### 4. Analiza wyników

Na rysunku 4 przedstawiono wyniki badań SCPTU, SCPTUU oraz SDMT w jednym z węzłów badawczych.

Analizując przedstawione wykresy można zauważyć, że, pomimo zachowania koniecznej odległości pomiędzy testami oraz dużej zmienności ośrodka, istnieje prawidłowość w przebiegu pomierzonych charakterystyk. Pozwoliło to na przyjęcie założenia, że wszystkie testy w poszczególnych węzłach badawczych wykonane zostały z zachowaniem podobnych warunków brzegowych. Duża zgodność istnieje również pomiędzy wynikami pomiaru prędkości fali z testu SCPTU i SDMT (rys.5).



Rys. 4. Zestawienie wyników badań w węźle badawczym 1181/180



Rys. 5. Wykresy przebiegu fali ścinającej z testów SCPTU i SDMT

Różnice pomiędzy prędkościami fali wynikają w głównej mierze z błędów związanych z rejestracją momentu wzbudzenia fali. Sytuacja taka występuje w przypadku stosowania końcówki pomiarowej wyposażonej w jeden geofon (SCPTU). Prędkość określana jest na podstawie różnic w czasach nadejścia fali od źródła do odbiornika na dwóch kolejnych głębokościach, dlatego kluczowym elementem w prawidłowym wyznaczeniu prędkości fali jest precyzyjna identyfikacja momentu wzbudzenia. W przypadku urządzenia pomiarowego z dwoma geofonami (SDMT) moment inicjacji fali jest nieistotny, gdyż prędkość fali określa się z różnicy czasów nadejścia tego samego impulsu. Istotną zaletą systemu pomiarowego SDMT była również możliwość wykonania dowolnej ilości powtórzeń pomiaru prędkości fali, co pozwoliło na statystyczne oszacowanie

błędów pomiarów (tabela 1). Przedstawione wyniki testów replikacyjnych pomiaru prędkości fali pokazują, że urządzenie charakteryzuje się dużą powtarzalnością, ponadto głębokość pomiaru nie wpływa na jakość otrzymanych wyników. Większy rozrzut obserwuje się w niejednorodnych warstwach, czego przyczyną są prawdopodobnie zjawiska załamania i odbicia fali na granicach osrodków o różnej gęstości.

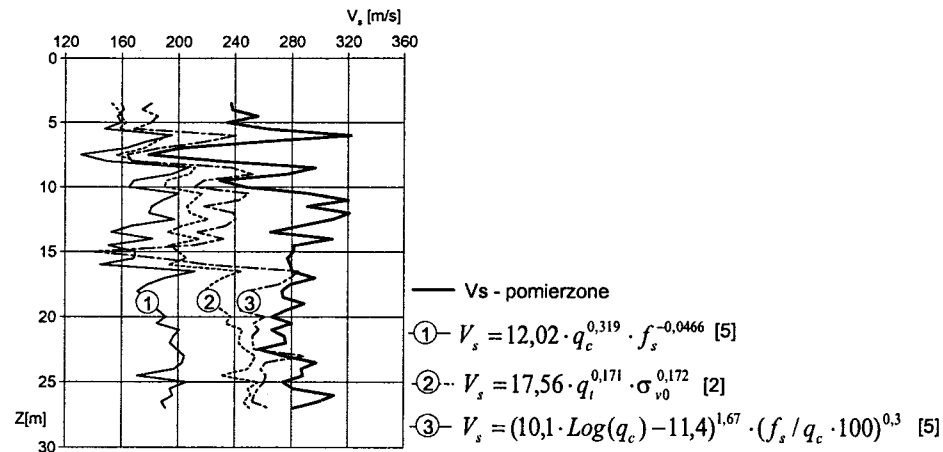
Tabela 1. Zestawienie wyników testów replikacyjnych pomiaru prędkości fali

Głębokość	Liczba pomiarów	Wartość średnia $V_s$	Odchylenie standardowe $V_s$	Błąd standardowy $V_s$
3,0	12	236	1.921	0.579
4,0	10	256	5.785	1.744
5,0	14	264	4.331	1.306
7,0	13	179	0.809	0.243
10,0	12	291	2.289	0.660
14,0	11	312	3.408	1.027
18,0	15	279	1.074	0.339

## 5. Związki korelacyjne

W literaturze można spotkać wiele zależności empirycznych do wyznaczania prędkości fali na podstawie charakterystyk z testów statycznego sondowania (rys. 6). Wzory te mają jednak ograniczone zastosowanie, gdyż zostały ustalone na podstawie lokalnych związków korelacyjnych w gruntach pochodzenia naturalnego. W przypadku osadów poflotacyjnych, zaliczanych do gruntów niekonwencjonalnych, stosowanie tych zależności wymaga odrębnej analizy. Z rysunku 6 wynika, że żadne z proponowanych równań nie odzwierciedla rzeczywistego przebiegu fali poprzecznej.

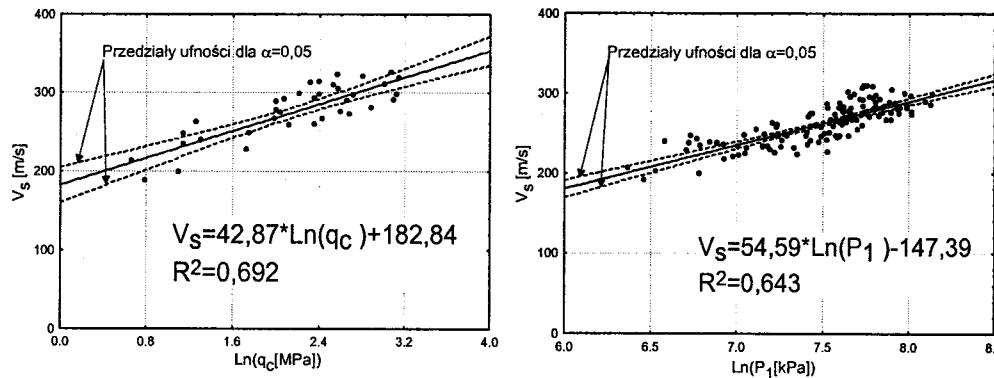




Rys.6. Porównanie rozkładu prędkości pomierzonej i wyznaczonych na podstawie zależności empirycznych

Ze względu na małą przydatność istniejących związków korelacyjnych zaproponowano zależności empiryczne, które pozwalają na oszacowanie prędkości fali poprzecznej w osadach poflotacyjnych na podstawie charakterystyk uzyskanych z testów CPTU i DMT (rys. 7).

Przeprowadzone analizy statystyczne wykazały, że największy współczynnik determinacji  $R^2$  uzyskano w równaniach bazujących na oporze stożka  $q_c$  z testów CPTU oraz ciśnieniu  $p_1$  z badań dylatometrycznych.

Rys.7. Zależność pomiędzy  $q_c$  i  $p_1$  a prędkością fali  $V_s$ 

## 6. Wnioski

Na podstawie przedstawionych wyników badań można stwierdzić, że dodatkowe wyposażenie końcówki dylatometrycznej oraz stożka w moduł sejsmiczny pozwala na wyznaczenie w sposób efektywny prędkości fali ścinającej. Należy również zauważyć, że zastosowanie dwóch geofonów wpływa na poprawę jakości pomiarów. Proponowane zależności empiryczne pozwalają na oszacowanie prędkości fali ścinającej w osadach niespoistych na podstawie charakterystyk otrzymanych ze standardowych testów statycznego sondowania oraz badań dylatometrycznych.

## Literatura

- [1] Campanella R.G., Robertson P.K., Gillespie D.: *A seismic cone penetrometer for offshore applications*, Proc. of Oceanology International '86, Brighton, UK, Chapter 51 (1986)
- [2] Cao L.F., Chang M.F., Teh C.I.: *Measurement of shear wave velocity by the seismic cone*, International Conference on Insitu Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali 2001.
- [3] Ciesielski R., Kuboń P., Kwiecień A.: *Stale sprężyste gruntów jako podłoża i wypełnienia przy obciążeniach dynamicznych budowli hydrotechnicznych*, XV Konferencja Naukowa - Korbielów 2003, Metody Komputerowe w Projektowaniu i Analizie Konstrukcji Hydrotechnicznych
- [4] Eidsmoen T., Gillespie D., Lunne T., Campanella R.G.: *Tests with UBC seismic cone at three Norwegian research sites*, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway, Report 59040-1, (1985)
- [5] Hegazy Y. A., Mayne P.W.: *Statistical correlations between  $V_s$  and cone penetration data for different soil types*, Proc. of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT '96, Linköping, Sweden, 2, 173-8, Swedish Geotechnical Society. (1995)
- [6] Kwiecień A.: *Odpowiedź dynamiczna ściany umieszczonej płytko w podłożu na działania parasejsmiczne*, Rozprawa doktorska, Politechnika Krakowska Kraków. (2001)
- [7] Larsson R., Mulabdic M.: *Shear moduli in Scandinavian clays. Measurement of initial shear modulus with seismic cone*, Empirical correlations for the initial shear modulus in clay, Swedish Geotechnical Institute, Linköping, Report 40. (1991)

- [8] Maciąg E.: *Przekazywanie się drgań z podłoża na budynki, Wpływy sejsmiczne na budowle*, Materiały z Symp. Naukowego, Kraków 1979
- [9] Michael E. Kalinski, Ph.D., P.E.: *In Situ Measurement of Dynamic Properties for Seismic Site Response Analysis of Mine Tailings Dams*, University of Kentucky, Department of Civil Engineering, 2003
- [10] Tani S., Nakashima M.: *Earthquake damage to earth dams in Japan – maximum epicentral to cause damages as a function of magnitude*, Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, 18/1999

## USE OF SCPTU AND SDMT TESTS FOR DETERMINATION OF SHEAR WAVE VELOCITY IN POST FLOTATION SEDIMENTS

**Summary:** In engineering practice, there are often encountered constructions which are very sensitive to small subsoil deformations, especially when being subjected to long-term dynamic loads. In order to determine properly foundation method of such objects, initial shear modulus  $G_0$  is necessary. Value of this parameter may be defined either in course of field or laboratory tests. However, results obtained in laboratory are often significantly inaccurate due to difficulties with obtaining of intact soil samples and reconstituting of in-situ stress distribution which is the direct reason why penetration techniques are more and more commonly used especially those enabling measurement of shear wave velocity. The paper presents results of field measurements of shear wave velocity in post flotation sediments additionally exposed to dynamic loads caused by seismic shocks resulting from continuous copper ore exploitation. Wave velocity was determined with A.P. v.d. Berg seismic cone and DMT unit equipped with additional geophones.

Agnieszka Gontaszewska<sup>1</sup>

## Przewodnictwo cieplne gruntów niespoistych różnych typów genetycznych

**Streszczenie:** Artykuł opisuje badania laboratoryjne i terenowe przewodnictwa cieplnego gruntów niespoistych. Przedstawiono wyniki pomiarów dla różnych typów genetycznych gruntów i porównano je z danymi znanymi z literatury. Wykazano silną zależność pomiędzy wilgotnością a przewodnictwem cieplnym gruntów.

### 1. Wstęp

Współczynnik przewodzenia ciepła gruntów  $\lambda$  jest ważnym parametrem niezbędnym w obliczeniach związanych z energią geotermalną, szczególnie tą czerpaną z płytkich źródeł (w skałach czwarto- i trzeciorzędowych).  $\lambda$  jest także niezbędna przy modelowaniu przepływu ciepła przez grunty, np. przy obliczaniu głębokości ich przemarzania.

Dane na temat wartości  $\lambda$  dla gruntów, jakie można znaleźć w literaturze, zarówno polskiej, jak i zagranicznej, są bardzo ogólne, a temat przewodnictwa cieplnego gruntów nie jest często podejmowany w polskiej geologii inżynierskiej. Wykaz badań prowadzonych nad przewodnictwem cieplnym gruntów można znaleźć w pracy Ochsner i in. [6]. Wartości przewodnictwa cieplnego gruntów znane z literatury zestawiono w tab.1.

Prace, które opisują badania  $\lambda$  gruntów, zarówno spoistych i niespoistych, dotyczą z reguły gruntów „wyidealizowanych”, często stworzonych sztucznie na potrzeby badań. Autorka w swojej pracy przyjęła za cel badanie wyłącznie

<sup>1</sup> mgr, Uniwersytet Zielonogórski, Instytut Budownictwa

gruntów naturalnych występujących na Ziemi Lubuskiej, in situ, bądź w warunkach laboratoryjnych jak najlepiej oddających warunki naturalne. Grunty zostały podzielone według swojego pochodzenia geologicznego, co jest odmiennym podejściem w stosunku do badań opisywanych w literaturze.

Badania autorki były prowadzone dla gruntów spoistych i niespoistych, niniejsza praca opisuje wyniki badań wyłącznie dla tej drugiej grupy gruntów.

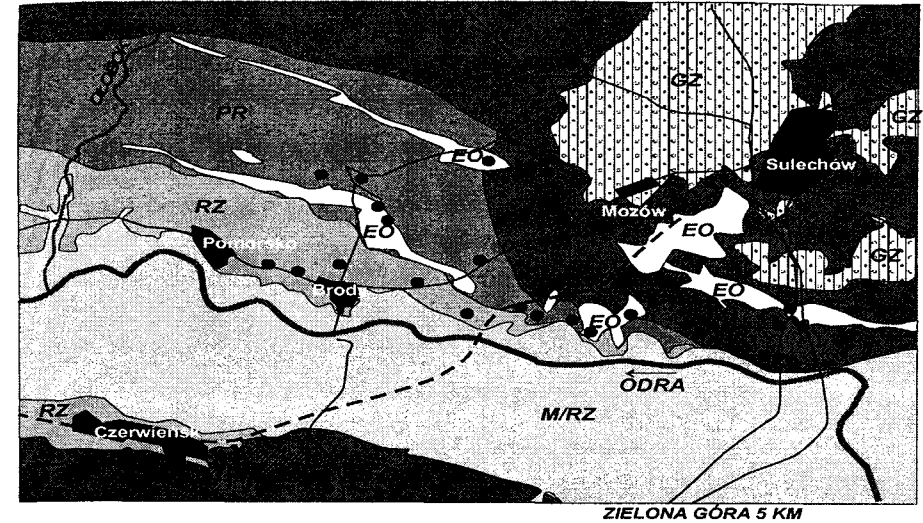
Tablica 1. Współczynnik przewodzenia ciepła wg [7] oraz [10]

typ gruntu/skały	wg Plewy	wg VDI 4640-1
piasek drobnoziarnisty	1,50 – 1,70	0,3 – 5,0, w tym: suchy 0,3 – 0,8 nawodniony 1,7–5,0
piasek średnioziarnisty	1,60	
piasek pyłasty	1,55	
muł	1,50 – 1,55	0,4 – 2,3
ił warwowy	1,00	
ił	0,80	0,4 – 2,3
glina	0,80 - 0,90	
piaskowiec	2,50	1,3 – 5,1
zwir	0,93 – 1,50	0,4 – 1,8

## 2. Metodyka i obszar badań

Badaniami objęto obszar pomiędzy Zieloną Górą a Sulechowem, przy czym największa ilość próbek została pobrana w okolicach miejscowości Pomorsko (rys.1). Obszar ten jest bardzo zróżnicowany geologicznie i geomorfologicznie.

Badaniami objęto utwory (wyłącznie piaski) pochodzenia fluwio-glacialnego (wodnolodowcowego), pradolinowego, rzeczno (taras nadzalewowy) oraz eolicznego. Dla każdego typu osadu pobrano po 6-8 próbek z punktów oddalonych od siebie o co najmniej 0,4 km. Próbkę pobierano z naturalnych odsłonień (4 punkty), bądź za pomocą sondy z głębokości 1 m. Każdą próbkę badano przy 4 lub 5 stopniach wilgotności, w tym wilgotności naturalnej oraz w stanie pełnej saturacji ( $S_r=1,0$ ). Każde badanie polegało na czterech pomiarach przy zróżnicowanych napięciach generowanych przez sondę. Napięcie oraz czas jego działania dopasowywano doświadczalnie do każdej próbki. Generalnie wyższe wartości przykładanego napięcia potrzebne są do pomiarów wyższych wartości współczynnika przewodzenia ciepła. Próbki badano także w stanie suchym, tzn. po 24-godzinnym suszeniu w temperaturze 105°C. Wykonano także analizy granulometryczne, grunty były piaskami drobnymi i średnimi.



Rys.1. Uproszczona mapa geologiczna obszaru badań. Kropkami zaznaczono punkty pobrania próbek. Objaśnienia: GZ – gliny zwalowe warty; EO – piaski eoliczne i wydmy; FG – utwory fluwioglacjalne; RZ – utwory rzeczne tarasu nadzalewowego; M/RZ – utwory rzeczne i mady; PR – utwory pradolinne

Zasada działania aparatury pomiarowej opiera się na „teorii próbki w stanie nieustalonym” (Non-Steady-State Probe) [8]. Sonda pomiarowa składa się z metalowej igły, która jest idealnie liniowym źródłem ciepła oraz czujnika ciepła, który je mierzy. Teoria ta opiera się na własnościach liniowego źródła ciepła: w krótkim czasie wzrost temperatury zależy jedynie od ilości dostarczonego ciepła  $Q$  oraz przewodnictwa cieplnego medium  $\lambda$ . Zależność ta jest następująca:

$$\Delta T = \frac{Q : (4\pi\lambda)}{\ln t + B} \quad (1)$$

gdzie:

$\Delta T$  – wzrost temperatury [K];

$Q$  – dostarczone ciepło [ $W m^{-1}$ ];

$t$  – czas [s];

$B$  – stała [-];

$\lambda$  – współczynnik przewodzenia ciepła [ $W m^{-1} K^{-1}$ ]

Pomiary wykonywane były sondą TP02 firmy Hukseflux, zgodną z amerykańską normą ASTM i zgodnie z jej zaleceniami. Próbki gruntu umieszczane były w szczelnych pojemnikach o średnicy 110 mm i wysokości 250

mm i dogęszczane do średnich wartości stopnia zagęszczenia. Dogęszczanie to odbywało się za pomocą kilkusekundowych uderzeń pojemnikiem o twardą powierzchnię po każdorazowym nałożeniu 1/3 objętości próbki. Przed każdym pomiarem przeprowadzano stabilizację termiczną próbki.

W metalowej igle sondy pomiarowej znajdują się dwie bardzo czułe termopary typu 1Cu-CuNi typ K oraz czujnik temperatury zewnętrznej typu Pt 1000. Jako wynik pomiaru otrzymuje się m.in. dane dotyczące napięć [mV] zarejestrowanych na poszczególnych czujnikach, temperatury oraz ewentualnych błędów. Z danych tych należy obliczyć wartość A:

$$A = \frac{V_{t_1} - V_{t_2}}{S} \cdot \frac{4\Pi}{Q} \quad (2)$$

gdzie:

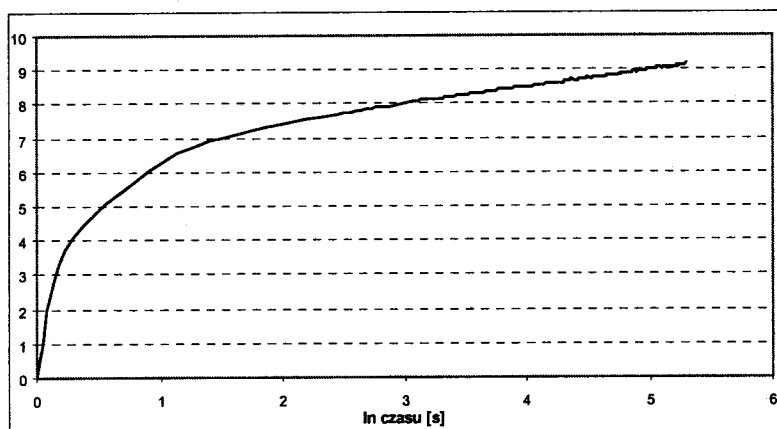
$V_{t_1}$  – napięcie na termoparze w części „grzejącej” igły sondy [mV];

$V_{t_2}$  – napięcie na termoparze na końcu igły sondy [mV];

S – czułość sondy [ $\text{mV K}^{-1}$ ];

Q – dostarczone ciepło [ $\text{W m}^{-1}$ ]

Rys. 2 pokazuje krzywą zmienności wartości A w czasie. Następnie należy znaleźć idealnie prostoliniowy odcinek tej krzywej i zapisać jej wzór jako  $y = ax + b$ , gdzie  $1/a$  odpowiada współczynnikowi przewodzenia ciepła  $\lambda$ .



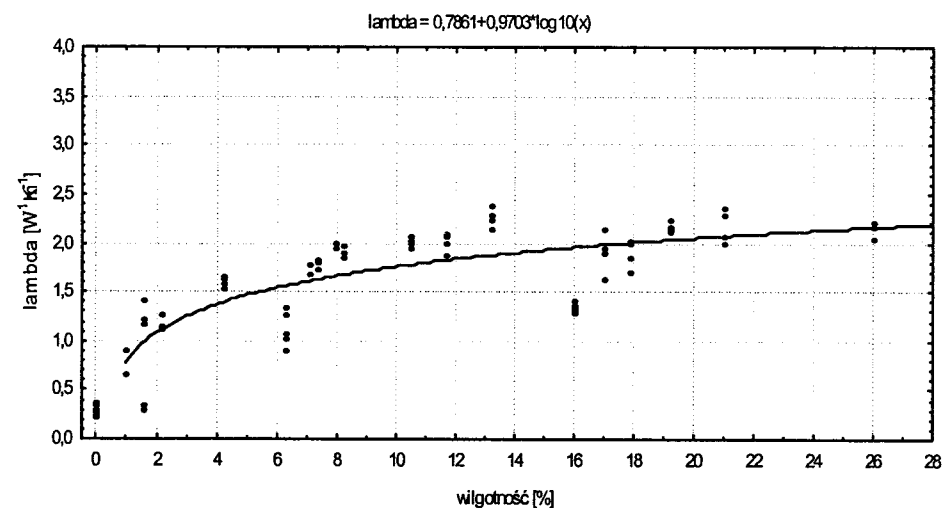
Rys. 2. Przykład krzywej interpretującej wyniki badań.  $\lambda = 2,05 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$

### 3. Wyniki badań

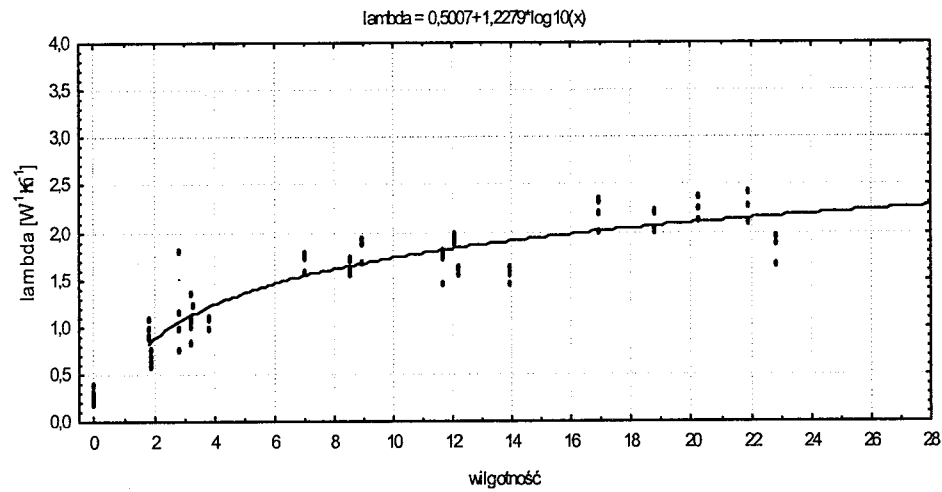
Łącznie uzyskano 455 pomiarów (odrzucono kilka pomiarów wyraźnie odbiegających od wykazanych tendencji). Pozostałe pomiary mają rozkład bardzo zbliżony do normalnego. Uzyskane wyniki poddano analizie statystycznej i dopasowano odpowiedni rozkład oraz obliczono współczynniki korelacji nieliniowej.

Tablica 2. Współczynnik przewodzenia ciepła w poszczególnych grupach genetycznych gruntów

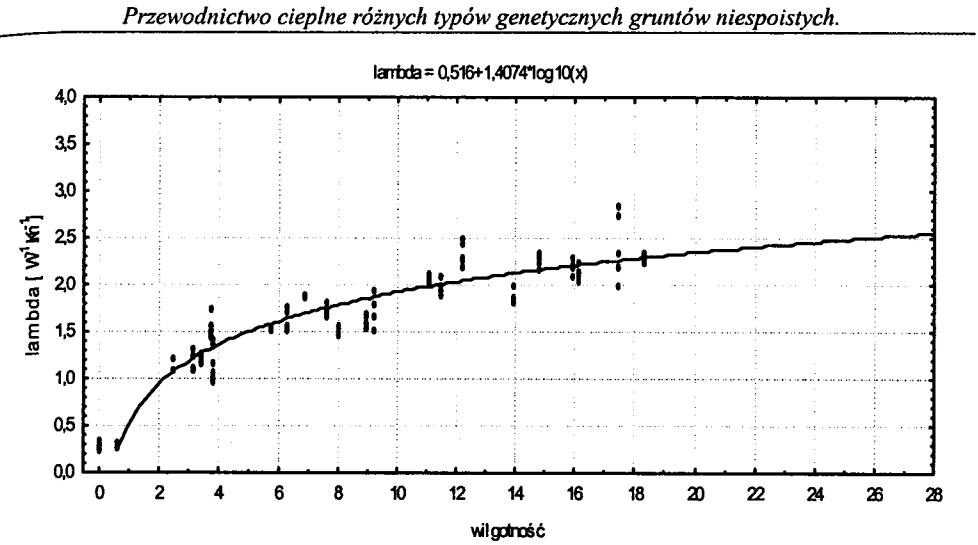
typ gruntu	ilość pomiarów	współczynnik przewodzenia ciepła $\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$			
		min	max	średnia	mediana
eoliczne	120	0,25	2,84	1,410	1,55
fluwiogłacjalne	139	0,22	3,07	1,507	1,61
rzeczne	101	0,21	2,37	1,380	1,63
pradolinne	95	0,21	2,43	1,256	1,46
grunty łącznie	455	0,21	3,07	1,401	1,57



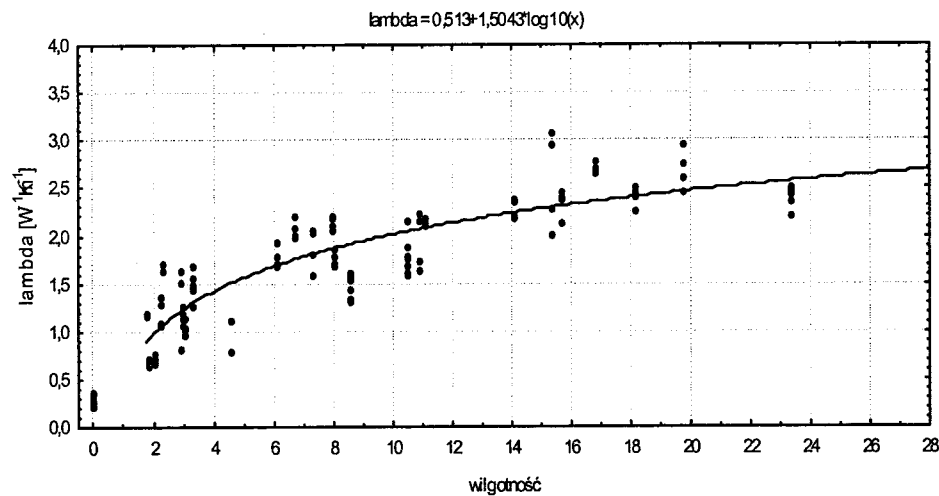
Rys.3. Rozkład współczynnika przewodzenia ciepła w funkcji wilgotności dla piasków rzecznych



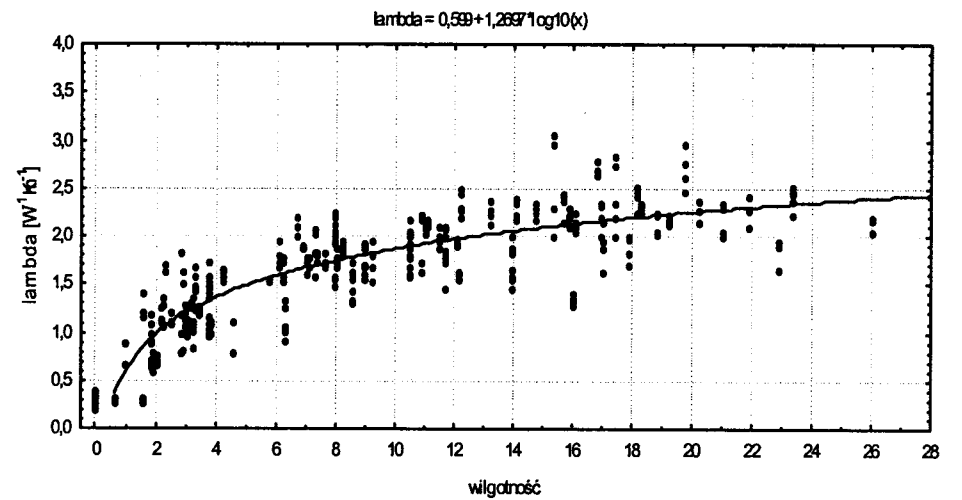
Rys.4. Rozkład współczynnika przewodzenia ciepła w funkcji wilgotności dla piasków pradolinnych



Rys.6. Rozkład współczynnika przewodzenia ciepła w funkcji wilgotności dla piasków eolicznych



Rys.5. Rozkład współczynnika przewodzenia ciepła w funkcji wilgotności dla piasków fluwiogłacialnych



Rys.7. Rozkład współczynnika przewodzenia ciepła w funkcji wilgotności dla gruntów sypkich łącznie

**Tablica 3.** Współczynniki korelacji nieliniowej pomiędzy współczynnikiem przewodzenia ciepła a wilgotnością gruntu, korelacje są istotne z  $p < 0,05$ 

typ gruntu	współczynnik korelacji nieliniowej		
	porządku rang Spearmana	gamma	tau Kendalla
eoliczne	0,9445	0,8281	0,7989
fluwioglacjalne	0,9302	0,8034	0,7792
rzeczne	0,8825	0,7653	0,7376
pradolinne	0,9199	0,8035	0,7681
grunty łącznie	0,9081	0,7619	0,7410

Zależność pomiędzy wilgotnością gruntu oraz jego współczynnikiem przewodzenia ciepła ma wymiar logarytmiczny. Wzory krzywych zostały podane nad wykresami. Zależność, jak również wartości  $\lambda$  są zgodne z wnioskami zawartymi w pracach Faroukiego [2], Abu-Hamdeha [1] oraz Hinkel i in. [4]. Wartości  $\lambda$  uzyskane przez autorkę są natomiast nieco niższe niż podawane w wytycznych Niemieckiego Związku Inżynierów [10]. Niewątpliwie wyższe wartości współczynnika  $\lambda$  będą występować w gruntach w stanie bardzo zagęszczonym, lecz nie były one objęte badaniami. Należy też podkreślić, że nie zaobserwowano istotnych różnic pomiędzy wynikami uzyskanymi w laboratorium a wynikami terenowymi, co świadczy o dobrym „odwzorowaniu” warunków naturalnych w laboratorium, łącznie z zagęszczeniem gruntu. Jak wiadomo z literatury, wilgotność i stopień zagęszczenia gruntu to dwa najistotniejsze parametry mające wpływ na przewodnictwo cieplne gruntu [1, 2, 3, 4, 5, 9].

#### 4. Wnioski

1. Zakres wartości współczynnika przewodzenia ciepła badanych gruntów jest podobny dla każdego typu genetycznego gruntu;
2. Wartość przewodnictwa cieplnego gruntu jest zależna od jego wilgotności naturalnej, korelacja ta jest bardzo silna;
3. Dla gruntów sypkich w stanie powietrzno suchym  $\lambda$  mieści się w przedziale  $0,21 - 0,35 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$ ;
4. Dla gruntów sypkich w stanie wilgotnym  $\lambda$  rośnie wraz ze wzrostem wilgotności w funkcji logarytmicznej i mieści się zasadniczo w przedziale  $0,6 - 2,5 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$ ;
5. W stanie saturacji (wilgotność ok. 22 %) grunty sypkie osiągają maksymalne wartości  $\lambda$  (ok.  $3,0 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$ )

#### Literatura

- [1] Abu-Hamdeh N.H., Reeder R.C.: *Soil Thermal Conductivity: Effects of Density, Moisture, Salt Concentration and Organic Matter*, Soil Sci. Soc. Am. J. 64(2000) 1285-1290.
- [2] Farouki O.T.: *Ground thermal properties*. [w:] Thermal design considerations in frozen ground engineering, ed. T.G. Krzewinski, R.G. Tart, ASCE, New York, (1985), 186-203.
- [3] Gontaszewska A.: *Estymacja przewodnictwa cieplnego gruntów na podstawie przewodnictwa cieplnego jego poszczególnych faz*, Prace Naukowe Instytutu Górniczego Politechniki Wrocławskiej 110, (2005), 183-193.
- [4] Hinkel K.M., Paetzold F., Nelson F.E., Bockheim J.G.: *Patterns of soil temperature and moisture in the active layer and upper permafrost at Barrow, Alaska*, Global and Plan. Chan 29, (2001) 293-309.
- [5] Kozłowski T.: *Głębokość przemarzania krajowych gruntów budowlanych w aspekcie PN-81/B-03020 i projektu jej zmian*. Inżynieria i Budownictwo, 3, (2003).
- [6] Ochsner T. E., Horton R., Ren T.: *A New Perspective on Soil Thermal Properties*, Soil Sci. Soc. Am. J. 65 (2001) 1641-1647.
- [7] Plewa S.: *Rozkład parametrów geotermalnych na obszarze Polski*, Wyd. CPPGSMiE PAN, Kraków 1994;
- [8] *TPSYS02 Thermal Conductivity Measurement System, User Manual*, Hukseflux Thermal Sensors, Delft;
- [9] Vasseur G., Brigaud F., Demongodin L.: *Thermal conductivity estimation in sedimentary basins*, Tectonophysics 244, (1995) 167-174.
- [10] VDI-Richtlinien 4640-1 Termische Nutzung des Untergrundes, 1998

#### THERMAL CONDUCTIVITY OF DIFFERENT GENETIC TYPES OF COARSE SOIL

**Summary:** The paper presents laboratory and field investigations of thermal conductivity of coarse soils. The measurements results of different genetic types of soil was described and compared with data from literature. A dependence between moisture content and thermal conductivity was noticed.

Praca naukowa finansowana ze środków KBN w latach 2004-2006 jako projekt badawczy 4 T12B 036 27

Michał Jaros<sup>1</sup>, Krzysztof Majer<sup>2</sup>

## Porównanie klasyfikowania gruntów spoistych według nowej normy PN-EN ISO 14688 i dawnej polskiej klasyfikacji

**Streszczenie:** Klasyfikacja używana w Polsce od 50-u lat zakładała ocenę gruntów metodą makroskopową. Nowa klasyfikacja międzynarodowa PN-EN 14688 przyjęta przez UE CEN ma identyczną zasadę.

W artykule przedstawiono porównanie wyników klasyfikowania gruntów spoistych według stosowanej dotychczas normy PN-74/B-02480 oraz według nowej normy PN-EN ISO 14688, która wkrótce zacznie obowiązywać w Polsce. Na potrzeby porównania przeprowadzono badania makroskopowe i uziarnienia 120 próbek gruntów spoistych z Mazowsza. Dodatkowo dla wybranych 60 próbek określono wartości współczynnika filtracji i wskaźnika plastyczności.

### 1. Wstęp

PN-EN ISO 14688 [9] ustala podstawowe zasady klasyfikowania i opisu gruntów na podstawie właściwości materiału i masywu gruntowego, które stosowane są do celów inżynierskich.

Ogólne oznaczanie i opis gruntów opiera się na nieskomplikowanym systemie, obejmującym zarówno cechy materiału jak i masywu gruntowego, za pomocą analizy makroskopowej.

---

<sup>1</sup> mgr, Państwowy Instytut Geologiczny

<sup>2</sup> mgr, Państwowy Instytut Geologiczny

Norma podaje szczegóły (dotyczące właściwości gruntu) służące oznaczaniu gruntów oraz stosowane terminy opisowe, w tym także te, które odnoszą się do wyników badań terenowych.

PN-EN ISO 14688 oparta jest zarówno na uziarnieniu jak i plastyczności gruntów. Nazwa gruntów jest tutaj określana na podstawie podziału gruntów podstawowych, czyli o jednolitym uziarnieniu (tj. grunty składające się z cząstek tylko jednej frakcji) i dzieli się na grunty bardzo gruboziarniste ( $d > 63,0$  mm), grunty gruboziarniste ( $0,063 < d \leq 63,0$  mm) i grunty drobnoziarniste ( $d \leq 0,063$  mm).

Opis gruntów występujących w środowisku naturalnym jako „gruntów złożonych” odbywa się poprzez określenie frakcji głównej i frakcji drugorzędnych. Są one oznaczane: nazwa główna rzeczownikiem i dużą literą (np. piasek - Sa), oznaczającą frakcję dominującą oraz przez jeden lub więcej przymiotników, oznaczających frakcje drugorzędne (np. żwir z piaskiem - saGr, il z piaskiem i pyłem - sasiCl). Terminy oznaczające frakcje drugorzędne należy pisać małymi literami. Symbolika gruntów to skróty z języka angielskiego np.: piasek – Sand - Sa, il – clay - Cl. Grunty stanowiące przewarstwienia mogą być pisane małymi podkreślonymi literami, następującymi po głównej frakcji gruntu (np. il z pyłem przewarstwiony piaskiem siCl<sub>sa</sub>).

Za grunty spoiste uważa się te grunty, dla których możliwe jest oznaczenie plastyczności. Oceną plastyczności i oznaczanie gruntu jako pyłu lub łu przeprowadza się na podstawie badań makroskopowych.

Zakłada się, że opis gruntów w geotechnice i geologii inżynierskiej musi być zrozumiały i jednaki we wszystkich państwach Unii Europejskiej. Zatem przystąpienie Polski do wspólnoty wymusza ujednoczenie obowiązujących w Polsce norm ze standardami unijnymi. Proponowana norma z punktu widzenia polskiego geotechnika czy geologa inżynierskiego dość radykalnie zmienia sposób definiowania gruntów, co widać doskonale przy porównywaniu nazw i symboliki gruntów dotychczas stosowanego i nowego klasyfikowania gruntów (tab. 1).

Główna różnica to odmienne zakresy średnic ziaren gruntu [7, 9, 11]. Odmienne jest także podział na grunty drobno i gruboziarniste, gdzie piaski w PN-EN ISO 14688 są zaliczane do gruboziarnistych.

W przypadku gruntów spoistych w nowej normie brak jest wyraźnego podziału na pyły i ły, tak jak to ma miejsce w PN-86/B-02480 [7] i PN-74/B-04452 [5]. Bardzo istotną różnicą jest brak w normie unijnej terminu *glina* opisującego grunty średniospoiste o stosunkowo dużej zawartości frakcji piaskowej.

Tablica 1. Porównanie symboliki gruntów według PN-EN ISO 14688 i PN-86/B-02480

PN-EN ISO 14688			PN-86/B-02480				
Frakcje	Podfrakcje	Symbol	Symbol	Nazwa gruntu	Grunt		
Bardzo gruboziarniste	Duże glazy ( <i>Large boulder</i> )	LBo	KW	zwietrzelina	Kamienisty		
	Glazy ( <i>Boulder</i> )	Bo	KWg	zwietrzelina gliniasta			
	Głaziki ( <i>Cobble</i> )	Co	KR	rumosz			
KRg			rumosz gliniasty				
Gruboziarniste	Żwir ( <i>Gravel</i> )	Gr	KO	otoczaki	Gruboziarnisty		
			Żwir gruby ( <i>Coarse gravel</i> )	CGr		Ż	żwir
			Żwir średni ( <i>Medium gravel</i> )	MGr			
			Żwir drobny ( <i>Fine gravel</i> )	FGr			
	Piasek ( <i>Sand</i> )	Sa	Żg	żwir gliniasty			
			Po	pospółka			
			Pog	pospółka gliniasta			
			Pr	piasek gruby	Drobnoziarnisty niespoisty		
			Ps	piasek średni			
			Pd	piasek drobny			
Pp	piasek pylasty						
Pył ( <i>Silt</i> )	Si	Pg	piasek gliniasty				
		Πp	pył piaszczysty				
		Π	pył	Gp	glina piaszczysta	Drobnoziarnisty spoisty	
				G	glina		
Gp	glina pylasta						
Gpz	glina piaszczysta zwięzła						
Gz	glina zwięzła						
Gpz	glina pylasta zwięzła						
Ip	il piaszczysty						
I	il						
Iπ	il pylasty						
Drobnoziarniste	Il ( <i>Clay</i> )	Cl					

Różnice pomiędzy normami dotyczą także samego sposobu posługiwania się tymi klasyfikacjami. W dotychczas stosowanej klasyfikacji istnieje gotowy podział „gruntów złożonych”. O przynależności do danej grupy decyduje zawartość frakcji ilowej i wskaźnik plastyczności na podstawie wykonanej analizy makroskopowej [5].

W praktyce jednak po makroskopowym klasyfikowaniu gruntów według PN-74/B-04452 [5] „weryfikuje” się ich nazwę w laboratorium stosując przepisy PN-86/B-02480 [7], gdzie jedynym wskaźnikiem do nadania nazwy gruntem jest ich uziarnienie. Natomiast PN-EN ISO 14688 oparta jest wyłącznie na systematyce gruntów podstawowych, gdzie definiowanie nazwy „gruntów



złożonych” odbywa się poprzez kombinację gruntów podstawowych, z podziałem na frakcję główną i frakcje drugorzędne [9].

W przeciwieństwie do PN-86/B-02480, uziarnienie gruntu jest tu tylko jednym z kilku wskaźników definiującym nazwę gruntu, a w przypadku gruntów spoistych nawet drugorzędny. Określanie nazwy gruntu spoistego według PN-EN ISO 14688 oparte jest na badaniach makroskopowych, takich jak wytrzymałość w stanie suchym, spoistość, plastyczność i uziarnienie oraz przede wszystkim na znajomości genezy.

## 2. Przeprowadzone badania

Dla sprawdzenia, jak różnie się klasyfikują konkretne grunty spoiste w dotychczas stosowanej i nowej normie, przeprowadzono badania porównawcze [1, 3].

Do badań wyselekcjonowano szeroką gamę gruntów reprezentujących najważniejsze typy gruntów spoistych. Z genetycznego punktu widzenia są to głównie osady jeziorne plicenu (iły poznańskie), ilaste i gliniaste grunty lodowcowe (gliny zwałowe), grunty zastoiskowe (iły warwowe) i rzeczne, związane z ograniczonym przepływem (mady).

Badania laboratoryjne omawianych gruntów przeprowadzono według zaleceń normy PN-88/B-04481 [8]. Dla 120 próbek przeprowadzono badania granulometryczne, oznaczono konsystencję [1], a na wybranych 60 próbkach przeprowadzono dodatkowo badania współczynnika filtracji systemem pomiarowym Trautwein [3].

Otrzymane wyniki badań – uziarnienie i konsystencję – odniesiono do normy PN-EN CEN 14688 i zdefiniowano na jej podstawie nazwę badanych gruntów (tab. 2).

Po przeprowadzeniu badań uziarnienia pobranych próbek do gruntów sklasyfikowanych według nowej normy jako drobnoziarniste, przyporządkowano większość przebadanych próbek gruntów wydzielonych przez PN-86/B-02480 jako spoiste. Okazało się, że przy stosowaniu nowej normy część glin (piaszczystych), określanych dotąd jako grunty (mało i średnio) spoiste, o wskaźniku plastyczności należącym do przedziału  $I_p = 1 \div 20$  [7] zakwalifikowano do gruntów gruboziarnistych – Sa, clSa (tab. 2).

**Tablica 2.** Porównanie klasyfikowania gruntów według PN-EN ISO 14688 i PN-86/B-02480 na wybranych przykładach [1, 3]

Miejsce pobrania próbki	Symbol gruntu wg		Skład granulometryczny				Geneza
	PN-86/B-02480	PN-EN ISO 14688	fż [%]	f <sub>p</sub> [%]	f <sub>π</sub> [%]	f <sub>l</sub> [%]	
Nadbrzeż	<b>π</b>	<b>sacSi</b>	-	21,0	70,0	9,0	rzeczne (ogr. przepływ) - mada
Kępa Nadarz.	<b>πp</b>	<b>sacSi</b>	-	47,0	46,0	7,0	rzeczne (ogr. przepływ) - mada
Kalenice	<b>Gp</b>	<b>clSa</b>	1,4	59,9	19,7	19,0	lodowcowe - glina zwałowa
Tykocin	<b>Gp</b>	<b>clSa</b>	-	65,0	22,0	13,0	rzeczne (ogr. przepływ) - mada
Budy Mszcz. II	<b>Gp</b>	<b>Sa</b>	0,9	86,1	2,2	10,8	lodowcowe - glina zwałowa
Babice Stare	<b>Gp</b>	<b>sasiCl</b>	-	55,0	30,0	15,0	lodowcowe - glina zwałowa
Tykocin	<b>G</b>	<b>saCl</b>	-	42,0	35,0	23,0	rzeczne (ogr. przepływ) - mada
Świdry Małe	<b>G</b>	<b>sacSi</b>	-	41,0	49,0	10,0	rzeczne (ogr. przepływ) - mada
Glinianki	<b>G</b>	<b>sasiCl</b>	-	57,0	30,0	13,0	zastoiskowe - il warwowy
Plecewice	<b>Gπ</b>	<b>clSi</b>	-	3,1	82,1	14,8	zastoiskowe - il warwowy
Nasierowo	<b>Gπ</b>	<b>sasiCl</b>	-	28,7	52,0	19,3	zastoiskowe - il warwowy
Emilianów	<b>Gz</b>	<b>sasiCl</b>	-	28,0	45,0	27,0	zastoiskowe - il warwowy
Glinianki	<b>Gz</b>	<b>sasiCl</b>	-	44,0	35,0	21,0	zastoiskowe - il warwowy
Glinianki	<b>Gpz</b>	<b>saCl</b>	-	51,0	28,0	21,0	zastoiskowe - il warwowy
Ossów	<b>Gπz</b>	<b>siCl</b>	-	9,0	64,0	27,0	zastoiskowe - il warwowy
Budy Mszcz. I	<b>I</b>	<b>Cl</b>	-	5,1	25,0	69,9	jeziorne - il pstry
Plecewice	<b>I</b>	<b>Cl</b>	-	1,0	24,6	74,4	zastoiskowe - il warwowy
Tadeuszów	<b>I</b>	<b>saCl</b>	-	20,8	41,1	38,1	jeziorne - il pstry
Budy Mszcz. I	<b>Iπ</b>	<b>Cl</b>	-	7,2	53,1	39,7	jeziorne - il pstry
Plecewice	<b>Iπ</b>	<b>Cl</b>	-	-	56,0	44,0	zastoiskowe - il warwowy
Kosewo	<b>Iπ</b>	<b>siCl</b>	-	8,2	56,8	35,0	jeziorne - il pstry
Ossów	<b>Iπ</b>	<b>siCl</b>	-	2,0	67,0	31,0	zastoiskowe - il warwowy
Ostrowiec	<b>Iπ</b>	<b>siCl</b>	-	6,0	57,0	37,0	rzeczne (ogr. przepływ) - mada

Porównując te same grunty sklasyfikowane według nowej normy oraz według dotychczas stosowanego podziału, stwierdzono, że w obrębie jednej grupy gruntów drobnoziarnistych może znajdować się kilka gruntów oznaczanych dotychczas w Polsce jako oddzielne (tab. 2). Ponadto grunty należące do jednego rodzaju według dotychczas stosowanego podziału, mogą należeć do zupełnie osobnych grup gruntów drobnoziarnistych wydzielanych według nowej normy. Na przykład grunty, według dotychczas stosowanego podziału należące do jednego rodzaju i oznaczane jako *gliny*, w zależności od procentowego stosunku zawartości poszczególnych frakcji budujących grunt, w nowej klasyfikacji mogą należeć do trzech odrębnych grup gruntów drobnoziarnistych: *clSa*, *saCl*, *sasiCl* (tab. 2, tab. 3).

**Tablica 3.** Przedziały wartości wskaźnika plastyczności  $I_p$  i współczynnika filtracji  $k$  dla gruntów sklasyfikowanych według PN-EN ISO 14688 [3]

Symbol gruntu wg		Wskaźnik plastyczności $I_p$ [%]		Współczynnik filtracji $k$ [m/s]	
PN-EN ISO 14688	PN-86/B-02480	średnia	zakres wartości	średnia	zakres wartości
-	-	średnia	zakres wartości	średnia	zakres wartości
saclSi	Gp	8,5	1÷10	$2,8 \cdot 10^{-7}$	$10^{-7} \div 10^{-8}$
clSa	$\pi_p; \pi; G$	7,8	1÷20	$4,4 \cdot 10^{-7}$	$10^{-5} \div 10^{-8}$
clSi	G $\pi$	15,1	10÷20	$4,1 \cdot 10^{-9}$	$10^{-8} \div 10^{-9}$
saCl	G $\pi z; I; G$	33,2	10÷40	$2,1 \cdot 10^{-8}$	$10^{-7} \div 10^{-10}$
sasiCl	G $\pi; G; Gz$	15,6	10÷30	$3,4 \cdot 10^{-8}$	$10^{-7} \div 10^{-9}$
siCl	G $\pi z; I\pi$	32	<20	$1,5 \cdot 10^{-9}$	$10^{-8} \div 10^{-11}$
Cl	I; I $\pi$	32,8	<30	$1,7 \cdot 10^{-10}$	$10^{-10} \div 10^{-12}$

Po przeprowadzeniu badań dla określonej grupy gruntów, wydzielonych według przepisów nowej normy, zestawiono zakresy wartości, w jakich się mieszczą oraz wartość średnią wskaźnika plastyczności i współczynnika filtracji (tab. 3).

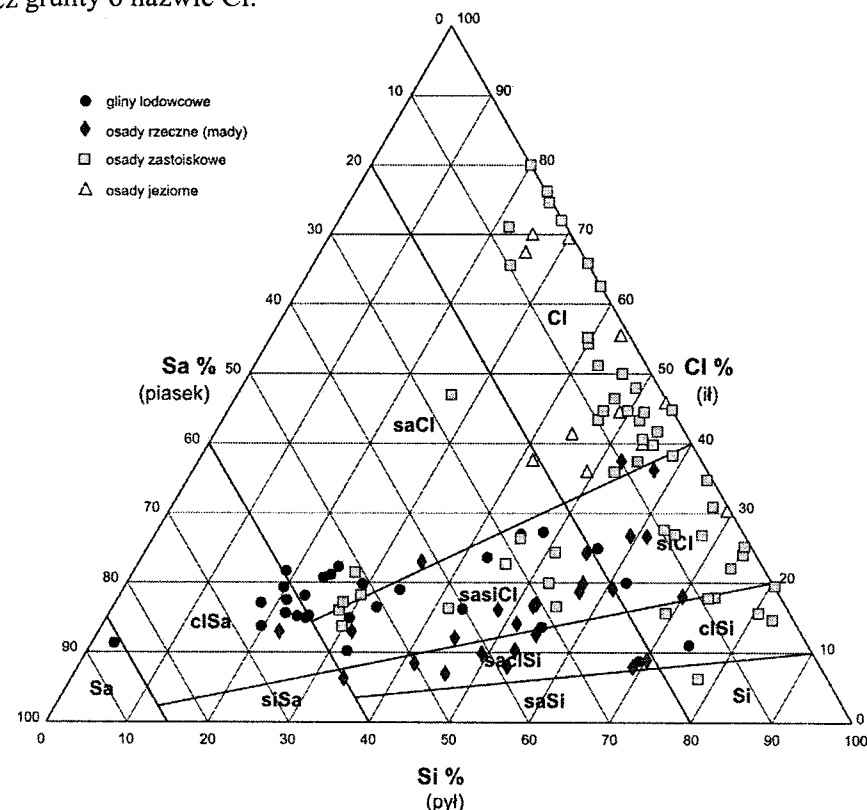
Oznaczone przedziały wartości parametrów, charakterystyczne dla rodzajów gruntów sklasyfikowanych normą PN-86/B-02480 i zgodne z literaturą, zostały odniesione do nowego podziału gruntów. Z tego porównania także wynika, że dla gruntów z obszaru Polski brak jest jednoznacznej korelacji między omawianymi klasyfikacjami. Można zatem wyznaczyć przedziały wartości parametrów zarówno mechanicznych jak i fizycznych dla gruntów wydzielonych według nowej klasyfikacji.

Opracowanie takich przedziałów powinno być związane z określeniem genezy gruntu. Wynika to z faktu, że w nowej klasyfikacji w obrębie jednej grupy gruntów (podobnych pod względem granulometrycznym) mogą znajdować się grunty o różnym pochodzeniu (tab. 2, rys. 1), a tym samym charakteryzujących się odmiennymi parametrami.

Biorąc pod uwagę genezę badanych gruntów, przedstawiono ich rozmieszczenie na trójkącie (rys. 1) [2]. Zobrazowano tu przypisanie konkretnych rodzajów gruntu sklasyfikowanych nową normą określonego typowi genetycznemu osadów.

Badaniami objęto grunty zaszeregowane do czterech typów genetycznych. „Gliny lodowcowe” najliczniej reprezentowane są przez grunty: clSa, saCl, sasiCl. Znajdują się też wśród: Sa, saclSi, clSi, siCl. „Osady rzeczne” (mady) głównie grupują się wśród gruntów: sasiCl i saclSi. W tym typie sklasyfikowano także grunty: Cl, siCl, saCl, clSa. „Osady zastoiskowe” charakteryzują się największym

rozprzestrzenieniem na trójkącie. Najliczniej reprezentowane są przez grunty: Cl, siCl, ale w tym typie genetycznym znalazły się także grunty: clSi, sasiCl, saCl oraz Si. „Osady jeziorne” (iły pstrze poznańskie) reprezentowane są niemal wyłącznie przez grunty o nazwie Cl.



**Rys. 1.** Trójkąt Feret'a [4, 10] przystosowany do nowej klasyfikacji gruntów [2]

Generalnie większość badanych osadów reprezentowana jest przez grunty, w których główną frakcją stanowią ił (Cl) i pył (Si). Tylko w nielicznej części badanych osadów główną frakcją jest piasek (Sa).

Położenie badanych gruntów na trójkącie (rys. 1) wskazuje, że niektóre grunty (np. gliny zwałowe) grupują się na niewielkim obszarze. Sugeruje to potrzebę weryfikacji linii rozgraniczających rodzaje gruntów o różnej genezie. Potrzebne są dalsze badania porównawcze w celu jak najlepszego dostosowania trójkąta do nowej klasyfikacji gruntów.

### 3. Podsumowanie i wnioski

Przystąpienie Polski do Unii Europejskiej wymaga zunifikowania sposobu klasyfikowania gruntów z normami obowiązującymi w krajach wspólnoty. Niestety każda zmiana stosowanych od lat systemów, norm, czy zwykłych ludzkich przyzwyczajzeń wywołuje obawy, dotyczące szybkiego przestawienia się na nowe terminy i definicje.

Jednak wśród geotechników i geologów inżynierskich musi nastąpić duża zmiana w podejściu do oceny i klasyfikowania gruntów. Wartości i przedziały parametrów opisujące właściwości gruntów należy dostosować do nowej klasyfikacji. Jest to o tyle trudne, że przyzwyczajenie polskich specjalistów do klasyfikowania gruntów stosowaną od ponad 50 lat klasyfikacją jest bardzo silne.

W świetle nowej klasyfikacji gruntów najistotniejszy staje się prawidłowy opis makroskopowy gruntu. Jego najważniejszym elementem jest wyznaczenie frakcji głównej i frakcji podrzędnych z uwzględnieniem pochodzenia genetycznego. Szczególne znaczenie ma to w przypadku klasyfikowania gruntów spoistych, gdzie na podstawie prostych badań makroskopowych należy wyodrębnić frakcję główną jako ilt lub pył. Zastosowanie nowej klasyfikacji, gdzie jednym z głównych elementów definiowania rodzaju gruntów jest określenie jego genezy, ułatwi określanie nazwy gruntu, zaliczanego genetycznie np. do glin zwałowych.

Wydaje się, że mimo ewidentnie zbyt drobiazgowego podziału glin, dotychczas stosowana klasyfikacja polska ma kilka lepiej opracowanych procedur niż nowa klasyfikacja. Taką jest z pewnością wałeczowanie, niewystępujące w klasyfikacji międzynarodowej.

Bardzo ważnym zagadnieniem jest także wpływ wprowadzenia nowego standardu w odniesieniu do stosowanych norm pochodnych i pokrewnych z normą PN-86/B-02480 [7]. Najważniejszą z nich jest norma PN-81/B-03020 [8] regulująca kwestie związane z posadowieniem bezpośrednim budowli. Zmiana systemu definiowania nazwy gruntów zdezaktualizuje niektóre tabele i nomogramy opisane w tej normie.

Analiza porównawcza obydwu klasyfikacji wskazuje, iż:

- obie normy charakteryzują się odmiennym sposobem tworzenia nazw gruntów; w PN-86/B-02480 istnieje gotowy podział z przypisaną nazwą dla każdego rodzaju gruntu; w PN-EN ISO 14688 nazwę gruntu tworzy się na podstawie kombinacji nazw gruntów podstawowych z określaniem frakcji głównej i frakcji drugorzędnych;
- przy klasyfikowaniu gruntu według nowej normy jednym z ważniejszych elementów jest określenie jego pochodzenia geologicznego, czyli genezy;

- największe trudności podczas korzystania z normy PN-EN ISO 14688 może sprawiać brak wydzielonego określenia odpowiadającego terminowi *gлина* w normie PN-86/B-02480;
- grunty należące do jednego rodzaju według PN-86/B-02480 mogą należeć do zupełnie osobnych grup gruntów drobnoziarnistych wydzielanych według PN-EN ISO 14688 (i odwrotnie);
- część gruntów oznaczanych jako (mało) spoiste wg PN-86/B-02480 zakwalifikowano wg PN-EN ISO 14688 do gruntów gruboziarnistych;
- zmiana klasyfikacji spowoduje zmiany lub nawet rezygnację ze stosowanych dotychczas tabel i nomogramów przy projektowaniu i posadowieniu budowli;
- można wyznaczyć przedziały wartości parametrów (mechanicznych jak i fizycznych) dla gruntów wydzielonych według nowej klasyfikacji, co wynika z faktu, że w nowej klasyfikacji w obrębie jednej grupy gruntów (podobnych pod względem granulometrycznym) mogą znajdować się grunty o różnym pochodzeniu a tym samym charakteryzujących się odmiennymi parametrami.

### Literatura

- [1] Jaros M.: *Porównanie klasyfikacji gruntów spoistych według PN-86/B-02480 z klasyfikacją według międzynarodowego standardu ISO/CEN 14688*. Mat. arch, PIG, Warszawa, 2004.
- [2] Majer E., Wysokiński L.: *Badania gruntów i kontrola jakości wykonanych z nich przestroni izolacyjnych na składowiskach odpadów*. Seria wydawnicza ITB. Instrukcje, wytyczne, poradniki nr 411/2005. Warszawa, 2005.
- [3] Majer K.: *Wartości współczynnika filtracji w gruntach spoistych w zależności od wskaźnika plastyczności według podziału ISO/CEN*. Mat. arch, PIG, Warszawa, 2004.
- [4] Myślińska E.: *2001 Laboratoryjne badania gruntów*. PWN, Warszawa, 1998.
- [5] PN-74/B-04452: *Grunty budowlane. Badania polowe*. WN Warszawa, 1975.
- [6] PN-81/B-03020: *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczanie statyczne i projektowanie*. WN, Warszawa, 1981.
- [7] PN-86/B-02480: *Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów*. WN „Alfa” Warszawa, 1987.
- [8] PN-88/B-04481: *Grunty budowlane. Badania próbek gruntu*. WN „Alfa”, Warszawa, 1988.
- [9] PN-EN ISO 14688 1 i 2: *Badania geotechniczne - oznaczanie, identyfikacja i klasyfikowanie gruntu – część 1: Oznaczanie i opis, część 2: Zasady*

klasyfikowania (ISO 14688-1 i 2:2002). CEN, Bruxelles, Belgium. (w Polsce ca 2005)

[10] Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*. WKiŁ, Warszawa, 1987.

[11] Wysokiński L.: *Dokumentowanie geotechniczne na potrzeby obiektów budowlanych w gospodarce przestrzennej i infrastrukturze* – Seminarium. ITB, Warszawa, 2004.

## COMPARISON OF CLASSIFYING COHESIVE SOILS ACCORDING TO NEW PN-EN ISO 14688 STANDARD AND FORMER POLISH CLASSIFICATION

**Summary:** The classification that has been used in Poland for the last 50 years was based on macroscopic description of soils. New international classification PN-EN 14688 accepted by UE CEN is based on identical method.

In the article, there are presented results of classifying cohesive soils according to both, former Polish classification and new European standard PN-EN ISO 14688 which is about to be in force in Poland. To conduct the comparison, 120 samples of cohesive soils from Mazowsze district underwent macroscopic and granulometric tests. Additionally, coefficient of permeability and plasticity index were examined for selected, 60 samples.

Tomasz Kotanka<sup>1</sup>

## Numeryczna analiza wpływu pionowej przesłony na warunki hydrogeologiczne w rejonie składowiska

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono zastosowanie obliczeń numerycznych do rozpoznania warunków hydrogeologicznych oraz oceny wpływu wykonanej przesłony na układ zwierciadła wód gruntowych. Artykuł ma na celu pokazanie możliwości zastosowania technik numerycznych w ocenie efektywności wykonanych uszczelnień bocznych dla starych składowisk odpadów. Do modelowania użyto pakietu programów GMS 5.

### 1. Wstęp

Nowo budowane składowiska odpadów, w myśl obowiązujących aktów prawnych, powinny spełniać wymogi bezpieczeństwa, zmniejszające ich uciążliwość dla środowiska naturalnego. Sytuacja komplikuje się w przypadku obiektów już eksploatowanych gdzie wykonanie poziomego uszczelnienia z warstw nieprzepuszczalnych nie jest możliwe. W takich sytuacjach najczęściej spotykanym rozwiązaniem jest wykonanie dogłębionej w warstwie słaboprzepuszczalnej pionowej przesłony przeciwfiltracyjnej. Do konstrukcji tego typu uszczelnień stosowane są różne techniki fundamentowania i wzmocnienia gruntu. Pionowe przesłony przeciwfiltracyjne mogą być wykonane ze ścianek stalowych, pali wierconych, zabiegów iniekcyjnych, lecz najbardziej rozpowszechnioną metodą uszczelnień bocznych jest wykonanie ścianki szczelnej metodą jednofazową na bazie samotwardniejącej zawiesiny bentonitowej [5].

<sup>1</sup> mgr inż., Katedra Geoinżynierii, SGGW Warszawa

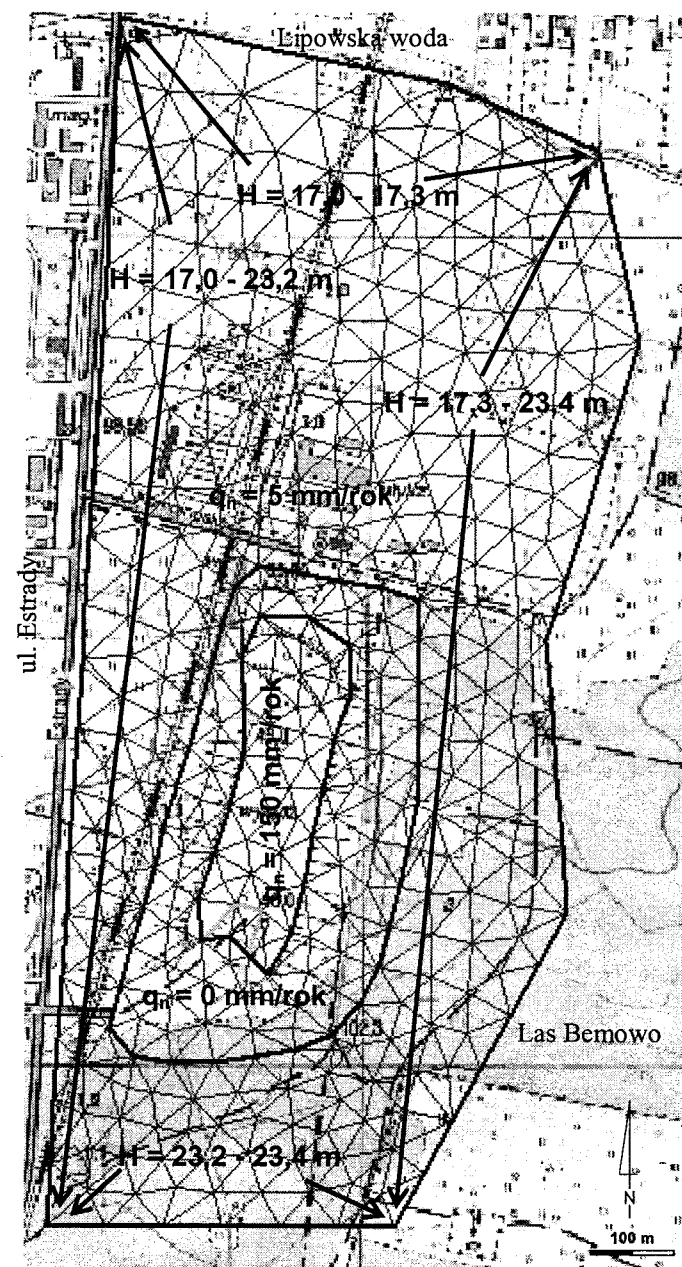
Wcięta przesłona przeciwfiltracyjna powinna być zagłębiona w warstwie słaboprzepuszczalnej na około 2 m, dzięki czemu strop tej warstwy stanowi szczelne dno. Uszczelnienia tego typu mogą być stosowane wówczas gdy w podłożu składowiska występują ciągłe warstwy słaboprzepuszczalne na głębokości nieprzekraczającej 20 – 30 m (względny ekonomiczne). Do prawidłowego funkcjonowania uszczelnień bocznych stosuje się systemy drenów i rowów opaskowych regulujących stosunki wodne na składowisku i wokół niego [2].

Coraz częściej w fazie projektowania rekultywacji starych składowisk, a szczególnie zabezpieczenia przed migracją odcieków, używane są komputerowe programy hydrogeologiczne. Dzięki ich użyciu można określić zmianę przepływu wywołaną wykonaną inwestycją. Możliwości tego typu programów są szerokie, poczynając od najprostszych symulujących sam przepływ w ujęciu dwuwymiarowym do bardziej skomplikowanych programów trójwymiarowych z uwzględnieniem transportu zanieczyszczeń (np. GMS/Femwater).

## 2. Obiekt badań

Składowisko Radiowo znajduje się w północno-zachodniej części Warszawy. Niesegregowane odpady komunalne zaczęto tu składować od 1962 roku, natomiast od roku 1992 składowisko przyjmuje wyłącznie odpady balastowe pochodzące z kompostowni. Powierzchnia, jaką zajmuje składowisko, to ok. 16 ha, a wysokość górotworu wynosi ok. 60 m (rys. 1). W ramach prac rekultywacyjnych na składowisku wykonano m. in.: uszczelnienie boczne, przykrycie i ukształtowanie skarp, system ujęcia i zagospodarowania odcieków, a także regulację stosunków wodnych w rejonie składowiska.

Podłoże składowiska zbudowane jest z polodowcowych i zastoiskowych osadów piaszczystych o miąższości od 2 do 5 m, lokalnie nawet do 20 m. Od góry są to piaski drobnoziarniste z namułami, a od spodu warstwy piasków różnoziarnistych (od drobno- do gruboziarnistych). W warstwie tej występuje swobodne zwierciadło wód gruntowych zasilane infiltracyjnie oraz napływem z terenów przyległych położonych na południowy-wschód od składowiska. Pod warstwą utworów piaszczystych zalegają gliny zwałowe zlodowacenia środkowopolskiego. Najstarszą warstwą rozpoznaną i odwzorowaną w modelowaniu ilów płoceńskich, której strop znajduje się na głębokości od kilku do kilkunastu metrów z lokalnymi odsłonięciami na powierzchni terenu [6].



Rys. 1. Mapa sytuacyjna analizowanego obszaru z określonymi warunkami brzegowymi modelu

### 3. Model numeryczny

Do odwzorowania litologii podłoża składowanych odpadów oraz przeprowadzonych prac rekultywacyjnych posłużono się pakietem GMS. Model, wraz z późniejszymi aktualizacjami bryły składowiska – uwzględnienie dowiezionych odpadów, wykonane prace rekultywacyjne [6], został wykonany w Katedrze Geoinżynierii SGGW [7].

Symulacje przepływu wykonywano programem FEMWATER, integralną częścią pakietu GMS [3]. Przestrzenny przepływ wód podziemnych opisany jest równaniem Richarda:

$$F \frac{\partial h}{\partial t} = \nabla \cdot [k_r \cdot k_s \cdot (\nabla h + \nabla z)] + q \quad (1)$$

gdzie:

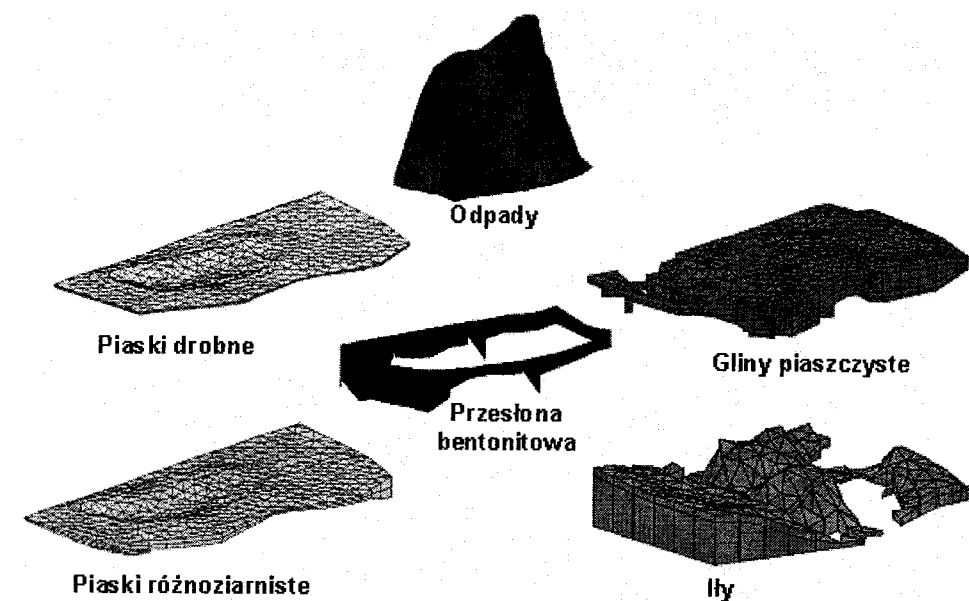
- $k_r$  – współczynnik względnej przepuszczalności hydraulicznej (/),
- $k_s$  – tensor przepuszczalności hydraulicznej strefy saturacji (L/T),
- $h$  – wysokość ciśnienia (L),
- $z$  – wysokość położenia (L),
- $q$  – zasilanie ośrodka (L<sup>3</sup>/T),
- $\nabla$  - operator Nabla,
- $F$  – różniczkowa pojemność wodna (L<sup>3</sup>/L<sup>3</sup>)

Model uwzględnia przepływ w strefie saturacji jak i aeracji [4]. Strefa niepełnego nasycenia scharakteryzowana została parametrami  $F$ ,  $\theta$  i  $k_r$ , wygenerowanymi przez program, w funkcji wysokości ciśnienia podanymi przez van Genuchtena.

Zasięg terytorialny modelu został przedstawiony na rysunku 1. Bryła modelu przedstawia składowisko, kompostownię oraz strefę otulinową wokół składowiska. Powierzchnia rozpatrywanego obszaru to 88 ha, z czego 16 ha stanowi teren składowiska. W planie obszar modelowania ograniczono warunkami I rodzaju (Dirichleta), odzwierciedlającymi cieki wokół składowiska o stałej wartości wysokości hydraulicznej (od 17 do 23,4 m nad „0” Wisły). Wartości te ustalono na podstawie okresowych badań terenowych wykonywanych w ramach monitoringu wód w rejonie składowiska i kompostowni [2]. Infiltrację wód opadowych oraz odcieków rozprowadzanych na koronie składowiska przedstawiono za pomocą warunków II (Neumanna), i tak dla korony składowiska przyjęto  $q_N = 150$  mm/rok,

dla stromych, uszczelnionych skarp założono brak infiltracji, a dla obszaru wokół składowiska przyjęto  $q_N = 5$  mm/rok (rys. 1).

W modelu zostały odwzorowane cztery rodzaje osadów oraz materiały antropogeniczne: odpady, przesłona bentonitowa, piaski drobne, piaski różnoziarniste, glina piaszczysta oraz łył plicieńskie (rys. 2). Parametry hydrauliczne opisujące w/w materiały przedstawiono w tabeli 1.



Rys. 2. Elementy składowiska i podłoża odwzorowane w modelu numerycznym

Tabela 1. Parametry materiałów zastosowane w modelu [1]

Material/grunt	Przepuszczalność strefy saturacji $k_s$ [m/s]	Objętościowa zawartość wody $\square$ [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]	Względna przepuszczalność hydrauliczna $k_r$ [/]
Bentonit	$5 \times 10^{-10}$	0.36	0.99-1.0
Odpady	$1 \times 10^{-4}$	0.055-0.43	0.37-1.0
Piasek drobny	$5 \times 10^{-5}$	0.43	0.99-1.0
Piaski różnoziarniste	$1 \times 10^{-4}$	0.43	0.99-1.0
Gliny piaszczyste	$1 \times 10^{-7}$	0.38	1.0
łył trzeciorzędowe	$5 \times 10^{-9}$	0.35	1.0

#### 4. Wyniki obliczeń numerycznych

Naturalny przepływ wód gruntowych pierwszego poziomu wodonośnego w rejonie składowiska został zakłócony wykonaniem przesłony przeciwfiltracyjnej. Badanie ukształtowania zwierciadła wody prowadzono dla warstwy piasków różnoziarnistych. Na podstawie obliczeń określono czas ustabilizowania się zwierciadła wody w tej warstwie.

Pierwszym etapem było wykonanie obliczeń dla sytuacji odzwierciedlającej warunki hydrogeologiczne występujące przed budową przesłony – przepływ ustalony. Obliczenia wykonano metodą kolejnych przybliżeń i zweryfikowano w oparciu o obserwacje prowadzone w ramach monitoringu wód gruntowych wokół składowiska. Na tej podstawie wybrano rozwiązanie optymalne, które przyjęto jako warunki początkowe do obliczeń przepływu nieustalonego.

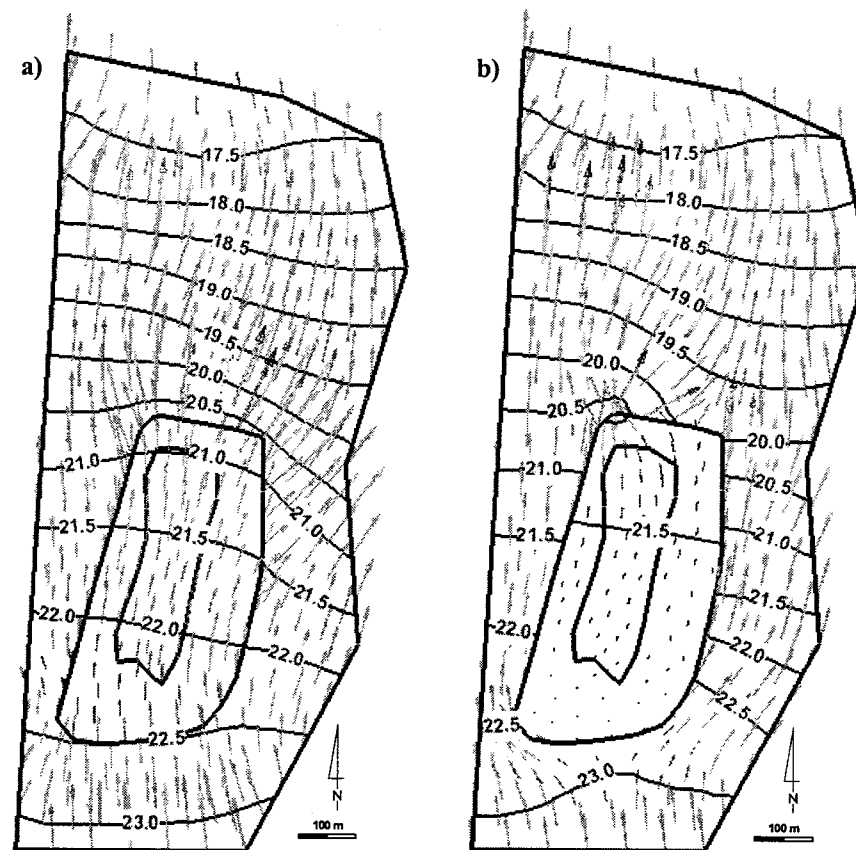
Obliczenia wykonano dla okresu 50 lat od zakończenia budowy przesłony wokół składowiska – tj. do roku 2050 (tabela 2). Analizując zmianę wysokości hydraulicznych w poszczególnych piezometrach można przyjąć czas ustalenia przepływu na 4 lata po zamknięciu przesłony.

Na rysunku 3 przedstawiono mapę hydroizohips analizowanego obszaru wraz z kierunkami przepływu przed wykonaniem uszczelnienia bocznego oraz przyjęte za ustalone warunki po 4 latach. Wykonane obliczenia wykazują szczelny charakter przesłony oraz utrudnienia filtracyjne spowodowane opływaniem wód gruntowych wokół przesłony. Zaobserwować można również podwyższenie poziomu wód gruntowych w północnej części modelu oraz obniżenie zwierciadła wody od południa nawet o 0.7 m (bezpośrednio przy krawędzi przesłony).

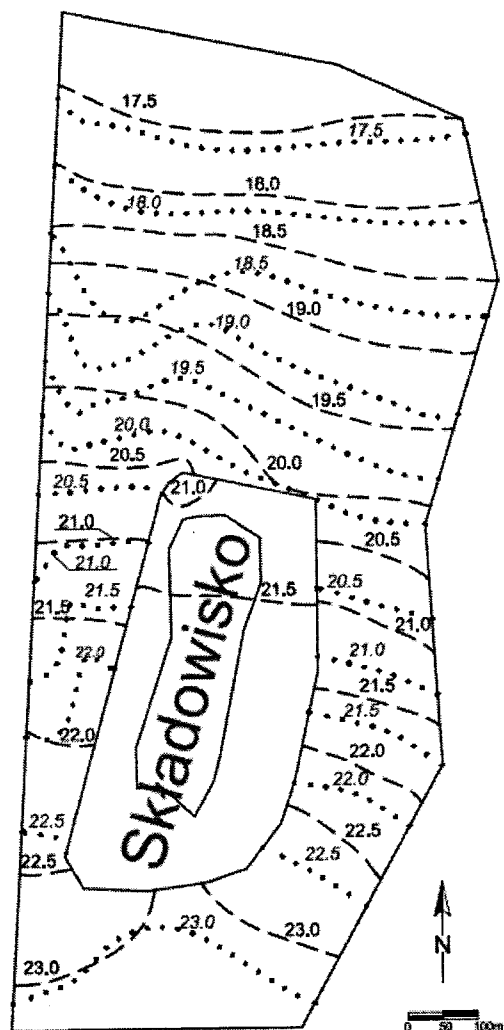
Dla zweryfikowania poprawności przeprowadzonych symulacji porównano pomierzone w sieci piezometrów zwierciadło wody gruntowej z dnia 13.07.2004 oraz poziom zwierciadła wody uzyskanej z modelowania numerycznego (rys. 4). Najmniejsza różnica poziomów wyniosła 0.02 m dla piezometru P-17, a największa 0.79 m dla piezometru P-12A (zakłócenie przepływu w rejonie kompostowni). Pozostałe różnice są niewielkie i nie przekraczają 0.4 m.

Tablica 2. Wyniki obliczeń modelowych dla wybranych piezometrów

PIEZOMETR	Rok symulacji po wykonaniu przesłony										
	0	1	2	3	4	5	10	20	30	40	50
P-2A	21,65	21,59	21,58	21,58	21,57	21,57	21,56	21,56	21,56	21,56	21,56
P-4	22,75	22,96	22,96	22,97	22,97	22,97	22,97	22,97	22,97	22,97	22,97
P-6A	22,7	22,8	22,83	22,83	22,83	22,83	22,83	22,83	22,83	22,83	22,83
P-11A	20,03	20,02	20,02	20,01	20,00	20,00	19,97	19,95	19,95	19,96	19,96
P-14A	17,96	17,95	17,95	17,95	17,94	17,94	17,93	17,93	17,93	17,93	17,93



Rys. 3. Kierunki przepływu wód podziemnych i poziomu wodonośnego w rejonie składowiska Radiowo: a) rok 2000 – przed budową przesłony, b) rok 2004 – cztery lata po wykonaniu przesłony



22,5 - hydroizohipsy I-go poziomu wodonośnego uzyskane na podstawie monitoringu  
 22,0 - hydroizohipsy I-go poziomu wodonośnego uzyskane z modelowania numerycznego

Rys. 4. Porównanie wyników uzyskanych z modelowania programem Femwater z lokalnym monitoringiem wód gruntowych (czerwiec 2004r.)

## 5. Wnioski

Monitoring prowadzony w rejonie składowiska pozwala ocenić jakość wód gruntowych oraz efektywność wykonywanych prac rekultywacyjnych, prowadzenie monitoringu jest również wymagane przepisami prawa. Wyniki badań monitoringowych pozwalają na porównanie i weryfikację modelowania numerycznego.

Nieznaczne rozbieżności między poziomami otrzymanymi z modelowania i pomierzonymi wartościami mogą wynikać z wahań zwierciadła wody w zależności od warunków atmosferycznych, zakłócenia warunków hydrogeologicznych drenażem w rejonie kompostowni oraz z przyjęcia uogólnienia danych użytych do modelowania. W północno-zachodniej części monitorowanego obszaru można zauważyć różnicę ukształtowania hydroizohips spowodowaną nieuwzględnieniem w modelu występowania w przeszłości starego rowu. Można przyjąć, iż kierunek i charakter przepływu uzyskany z obliczeń modelowych jest taki sam jak uzyskany z badań terenowych.

Wyniki symulacji przepływu wód gruntowych wykazały brak kontaktu hydraulicznego pomiędzy wnętrzem składowiska a wodami pierwszego poziomu wodonośnego, co jest efektem działania przesłony bentonitowej.

Z porównania wyników modelowania numerycznego przepływu wód gruntowych z wynikami pomiarów w piezometrach obserwacyjnych wynika poprawność wykonanego modelu oraz przyjęcia warunków początkowych i brzegowych.

## Literatura

- [1] Carsel R.F. and Parrish R.S.: *Developing joint probability distribution of soilwater retention characteristics*. Water Resources Research, Vol. 24, No. 5, 755-760, 1988.
- [2] *Dokumentacja hydrogeologiczna z programem monitoringu lokalnego wód w rejonie wysypiska i kompostowni Radiowo. Aktualizacja po wybudowaniu pionowej przesłony przeciwfiltacyjnej wokół wysypiska*. Oprac. E. Koda, P. Paprocki, D. Mamelka. Katedra Geoinżynierii SGGW, czerwiec 2002.
- [3] Lin H.C.J., Richards D.R., Yen G.T., Cheng J.R., Cheng H.P. & Jones N.: *FEMWATER – A Three-Dimensional Finite Element Computer Model for Simulating Density-Dependent Flow and Transport in Variably Saturated*



*Media. Version 3.0*, Technical Report CHL. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Vicksburg (USA), MS, 2000.

- [4] Kamiński R., Kijkowski J., Wienclaw E.: *Możliwości zastosowania programu FEMWATER w hydrotechnice*. IX Konferencja Naukowa nt.: Metody Numeryczne do Projektowania i Analizy Konstrukcji Hydrotechnicznych, Kraków, 17-24, 1998.
- [5] Koda E., Stępień M.: *Zastosowanie pionowych przeston przeciwfiltracyjnych wokół składowisk odpadów*. IV Międzynarodowe Forum Gospodarki Odpadami, Poznań-Piła, 333-344, 2001.
- [6] Kołanka T.: *Model migracji zanieczyszczeń z uwzględnieniem pionowej przestony przeciwfiltracyjnej*. Praca magisterska. Katedra Geoinżynierii – SGGW, 2005.
- [7] Wienclaw E., Koda E.: *Groundwater flow modelling for old landfill with vertical barrier*. Annals of Warsaw Agricultural University – SGGW, Land Reclamation, No 35, 2003.

## THE NUMERICAL ANALYZ INFLUENCE OF VERTICAL BARRIER ON HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS AROUND OLD LANDFILL

**Summary:** The numerical modelling of groundwater flow was analyzed for the old sanitary landfill surrounded by a vertical bentonite barrier. The re-circulation system of leachate applied on the landfill was also analysed. For the modelling was used numerical program – GMS/Femwater. The aim of modelling was assessment of the vertical bentonite barrier influence on shaping of groundwater level in subsoil on surroundings. The results of groundwater monitoring were used for verification and tarring of the numerical model.

Katarzyna Krakowska<sup>1</sup>

## Modele gruntów w zastosowaniu do wyznaczania przemieszczeń ścian szczelinowych

**Streszczenie:** W referacie przedstawiono analizę statyczną układu: ściana szczelinowa i współdziałający masyw gruntowy metodą elementów skończonych z zastosowaniem sprężysto idealnie plastycznego modelu gruntu z warunkiem plastyczności Coulomba – Mohra oraz sprężysto – plastycznego modelu Modified Cam – Clay. Dobór adekwatnego modelu gruntu i jego parametrów jest podstawową kwestią w szacowaniu przemieszczeń ścian. Takie założenie posłużyło do przeprowadzenia analiz ze szczególnym zwróceniem uwagi na model MCC.

### 1. Wstęp

Wykonawstwo ścian szczelinowych należy do specjalistycznych robót geotechnicznych, wymaga zaawansowanej wiedzy i doświadczenia. Ściany szczelinowe są stosowane powszechnie w budynkach z głębokimi podziemiami oraz w budownictwie komunikacyjnym. W takich obiektach pełnią one funkcje konstrukcji oporowych. Są jednostronnie odkopywane, z pozostawieniem kilkumetrowej części utwierdzonej w gruncie. Przy odsłonięciu ściany dużej wysokości niezbędne jest dodatkowe rozparcie albo zakotwienie na jednym lub kilku poziomach.

Jednym z celów prowadzonych badań było ustalenie wartości parametrów gruntu uzyskanych w badaniach laboratoryjnych, a następnie zastosowanie w programie komputerowym odpowiednich do analizy przemieszczeń ścian

<sup>1</sup> mgr inż., Politechnika Warszawska

szczelinowych modeli gruntu. Ma to służyć odpowiedzi na pytanie, jak odnoszą się modele i analizy komputerowe do rzeczywistości.

Często jest tak, że rzeczywistość pokazuje, iż przewidywania odpowiedzi ośrodka gruntowego opisywanych przez różne modele odbiegają od stanu faktycznego reprezentowanego przez wyniki monitoringu. Inspiruje to do ciągłego poszukiwania modelu opisującego możliwie jak najwierniej cechy gruntu, zwłaszcza zależności przemieszczeń od ścieżek naprężenia, zachowanie się ośrodka w stanie prekonsolidacji, a także w zakresie silnej nieliniowości małych odkształceń. Intencją autora jest przedstawienie analizy przemieszczeń ściany szczelinowej z wykorzystaniem najbardziej powszechnego spośród klasycznych modeli sprężysto – idealnie - plastycznych, modelu opisanego stowarzyszonym prawem płynięcia z warunkiem Coulomba – Mohra. Zdolność modeli sprężysto – idealnie – plastycznych do poprawnego opisu podstawowych właściwości mechanicznych gruntu jest bardzo ograniczona. Przewidują one występowanie odkształceń trwałych i efektów historii obciążenia tylko w strefach masywu gruntowego objętych stanem granicznym, czyli tam gdzie stan graniczny decyduje o przebiegu zjawisk. Ze względu na prostotę kalibrowania model Coulomba – Mohra jest powszechnie stosowany, aczkolwiek każdy z użytkowników powinien zdawać sobie sprawę z pewnych uproszczeń, odstępstw od rzeczywistości i świadomie popełnianych błędów. Drugi model, jaki został zastosowany w opisywanej w artykule analizie przemieszczeń poziomych ściany, to Modified Cam – Clay.

## 2. Opis analizowanego obiektu

### 2.1 Charakterystyka obiektu

Analizowany obiekt to głęboki wykop, którego obudowę stanowią ściany szczelinowe o grubości 80 i 100 cm i głębokości 18 m. Całkowita głębokość wykopu wynosi 11,5 m, zaś ściany posadowione są na głębokości 6,5 m poniżej poziomu dna wykopu. Ściany szczelinowe zaprojektowano z betonu wodoszczelnego B37 – W8.

Wykop realizowano w następujących fazach:

Faza 0 – wykonanie ściany szczelinowej,

Faza 1 – wykonanie wykopu do poziomu umożliwiającego wykonanie stropu zewnętrznego „na gruncie”,

Faza 2 – wykonanie zabezpieczenia skarp wykopu w postaci ścianki

berlińskiej do głębokości około 3m,

Faza 3 – wykonanie stropu grubości 1 m,

Faza 4 – wykonanie wykopu do poziomu spodu stropu pośredniego,

Faza 5 – wykonanie płyty stropu pośredniego.

### 2.2 Opis warunków geotechnicznych

W rejonie projektowanej inwestycji grunt jest zróżnicowany, zarówno w kierunku podłużnym jak i poprzecznym. Stwierdzono następujące warunki gruntowe:

- warstwę podpowierzchniową stanowią niekontrolowane nasypy o miąższości od 0,5 – do 2 m,
- pod warstwą nasypów, występują osady czwartorzędowe, gliniasto – piaszczyste z przewarstwieniami gruntów pylastych, jak gliny i ropy pylaste,
- poniżej osadów czwartorzędowych znajduje się gruba warstwa ropy i glin plioceńskich, której strop zalega na głębokości od 6 do 13 m i jest mocno pofałdowany na całej długości.

Cały obiekt posadowiony będzie na gruntach ilastych, trzeciorzędowych. Woda gruntowa występuje zarówno w warstwie osadów czwartorzędowych, jak i w warstwie ropy plioceńskich. Poziom wody przypowierzchniowej znajduje się na głębokości 3 – 3,5 m ppt, zaś zasadniczy poziom wody występuje w warstwach piaszczystych ropy a jego zwierciadło stabilizuje się na głębokości 4m ppt.

Do analizy komputerowej wybrano ścianę grubości 80 cm i za pomocą odpowiednich modeli gruntów przeprowadzono symulację przemieszczeń poziomych, a następnie dokonano porównania z przemieszczeniami rzeczywistymi.

## 3. Szacowanie parametrów

Wyznaczenie parametrów modelu MCC wymagało szeregu badań laboratoryjnych. Badany grunt to ropy pylasty. Zostały wykonane trzy serie badań w aparacie trójosiowego ściskania w celu określenia kąta tarcia wewnętrznego i spójności. Ze względu na brak specjalistycznych czujników śledzących odkształcenia próbki podjęto próbę wyznaczenia w badaniach edometrycznych następujących parametrów modelu:  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\nu$ ,  $M$  i  $G$ . Z badań tych określono  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,

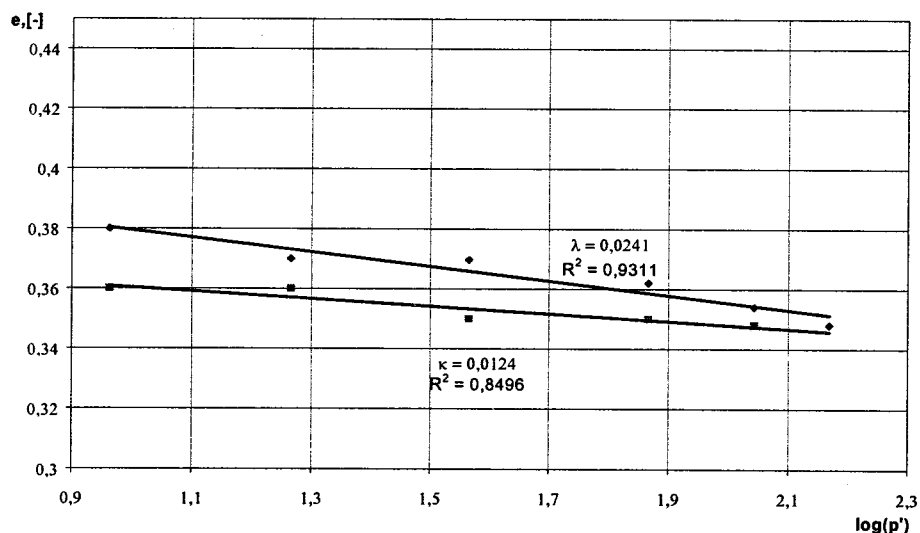
M, natomiast współczynnik Poissona przyjęto z badań prowadzonych przez M. Jastrzębską [3]. Uzyskane wartości parametrów zostały pokazane w tabeli 1.

Wartości  $\lambda$  i  $\kappa$  są niższe od powszechnie cytowanych w literaturze. Można to tłumaczyć tym, iż materiał, jaki został użyty w badaniach, stanowi grunt dostatecznie sztywny, a tym samym mało podatny na odkształcenia. Interpretację tych parametrów przedstawia rysunek 1.

Celem analizy numerycznej jest próba porównania wyników przemieszczeń poziomych ściany za pomocą klasycznych modeli takich jak Coulomb – Mohr, z bardziej złożonymi, jak MCC, i na tej podstawie sformułowanie odpowiednich wniosków.

Tablica 1. Parametry gruntu

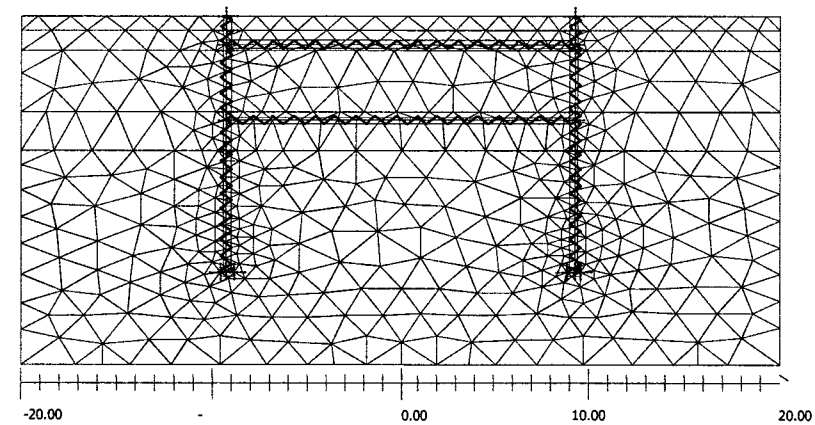
Rodzaj gruntu			II pylasty
Spójność(efekt.)	$c'$	[kPa]	26
Kąt tarcia wew.(efektywny)	$\phi'$	[°]	20
Współczynnik Poissona	$\nu$	[-]	0,085
	$\lambda$	[-]	0,0241
	$\kappa$	[-]	0,0124
	M	[-]	0,772



Rys.1. Wartości  $\lambda$  i  $\kappa$

## 4. Analiza obliczeniowa

Obliczenia przemieszczeń ścian szczelinowych oraz zamodelowania poszczególnych faz wykonano za pomocą programu Geo4. Do rozwiązania obciążonego podłoża o skończonych wymiarach zastosowano podejście przyrostowo – iteracyjne. Nieliniowy układ równań równowagi rozwiązano zmodyfikowaną metodą Newtona – Raphsona. Model obliczeniowy zastosowany do analizy numerycznej składał się ze ściany szczelinowej o grubości 80 cm, współpracującej z podłożem gruntowym. W ramach całego układu ściana – podłoże wyodrębniono elementy konstrukcji, jak ściany i stropy, a także elementy podłoża, na które składał się grunt rodzimy oraz elementy kontaktowe w miejscu styku ściany z podłożem. Do obliczeń przyjęto przedstawiony na rys.2 zamodelowany układ. Wyniki monitoringu ścian szczelinowych - przemieszczenia poziome przedstawiono na rys.3.



Rys.2. Model obliczeniowy z siatką elementów skończonych

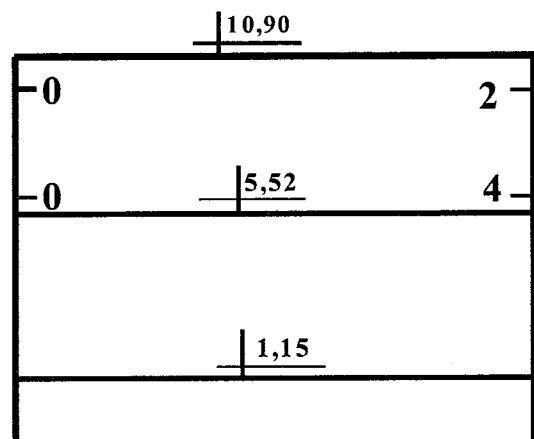
Model obliczeniowy został podzielony na sześć faz, tzn. do momentu wykonania drugiego stropu, czyli ok. 7.5 m ppt.

W pierwszym etapie obliczeń przemieszczeń poziomych ścian szczelinowych zastosowano model Coulomba – Mohra i otrzymano wyniki przedstawione na rys.4 (faza V). Tuż pod pierwszym stropem przemieszczenie wyniosło 1,6 mm, zaś nad drugim stropem 2,8 mm. Obliczenia prowadzono dla każdej fazy wykonania obiektu.

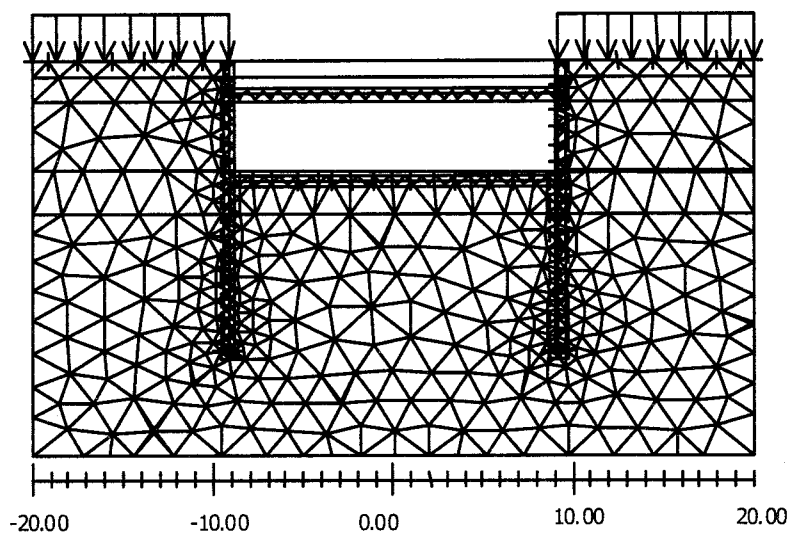
W drugim etapie obliczeń zastosowano model Modified Cam - Clay i wartości przemieszczeń w tych samych punktach co w poprzednim modelu wynosiły: 0 mm

i 0,56 mm Na rysunkach 5 i 6 przedstawiono i porównano całkowite przemieszczenia fazy V dla jednego i drugiego etapu obliczeń.

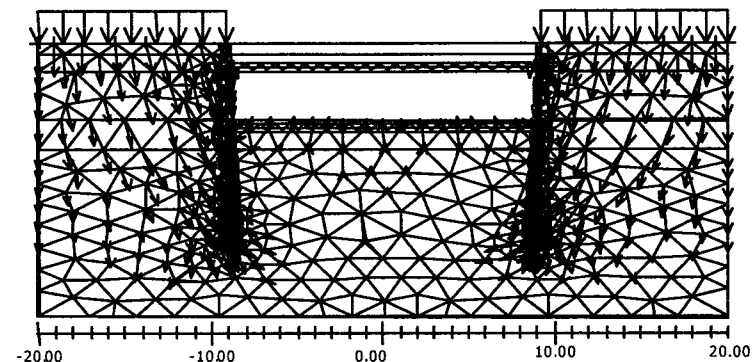
Wyniki otrzymanych przemieszczeń z poszczególnych etapów obliczeń porównano z przemieszczeniami rzeczywistymi które dla wyżej wymienionych punktów wynosiły odpowiednio: 2 i 4 mm. Błąd pomiaru wynosi  $\pm 2$  mm.



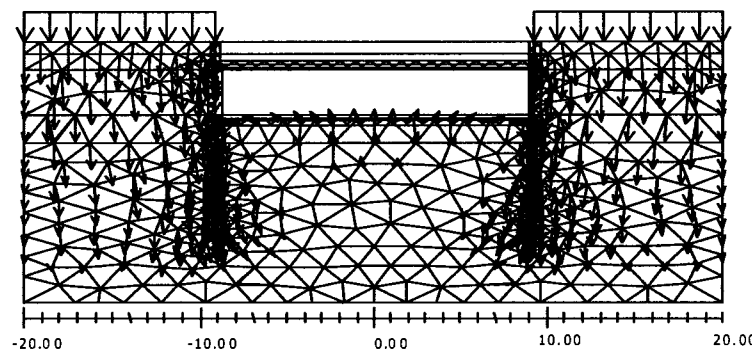
Rys.3. Rzeczywiste wartości przemieszczeń ściany szczelinowej



Rys.4. Przemieszczenia ściany w fazie V



Rys.5. Całkowite przemieszczenia, etap I, faza V



Rys.6. Całkowite przemieszczenia, analiza II, faza V

## 5. Wnioski

W wyniku przeprowadzonej analizy obliczeniowej stwierdza się, że zastosowany do opisu współpracy ściany szczelinowej z podłożem model z warunkiem plastyczności Coulomba – Mohra pozwala na uzyskanie wyników bliższych rzeczywistym wartościom przemieszczeń aniżeli wyznaczone z użyciem modelu Modified Cam – Clay. Natomiast po uwzględnieniu błędu pomiaru wynoszącego  $\pm 2$  mm okazuje się, że obliczenia wykonane obydwojema metodami dają zbliżone wartości przemieszczeń. Model Coulomba – Mohra jest właściwym narzędziem w szacowaniu przemieszczeń ścian, co zostało udowodnione w pracy [5]. Analizy statyczne ścian współdziałających z podłożem gruntowym wymagają użycia modelu sprężystego – plastycznego, który jest bliższy oddania prawdy pracy ośrodka gruntowego, jaki występuje w rzeczywistości. Powszechnie

stosowane modele, takie jak Coulomba – Mohra, czy Druckera – Pragera, są obecnie niewystarczające. Niesprężystość i nieliniowość występuje tu tylko w obszarach stanu granicznego, mimo że pojawia się już w stanach znacznie mniejszego wyężenia ośrodka gruntowego niż stany graniczne. Dlatego celem dalszych badań będzie skoncentrowanie się na weryfikacji modelu MCC [1,2,4] w zastosowaniu do wyznaczania poziomych przemieszczeń ścian szczelinowych. Dalsze prace nad badaniami laboratoryjnymi będą zmierzały w kierunku precyzyjnego ustalenia wartości parametrów modelu. Kolejnym krokiem stanie się analiza numeryczna w celu uściślenia wyników i porównania ich z rezultatami monitoringu.

## Literatura

- [1] Atkinson J.H., Bransby P. L.: *The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics*, McGraw Hill, London, 1978.
- [2] Burland J. B.: *Deformation of soft clay*, Ph. D. Thesis, Univ. Cambridge 1967.
- [3] Jastrzębska M.: *Kalibrowanie i weryfikacja jednopowierzchniowego sprężysto – plastycznego modelu gruntu o silnie nieliniowym wzmocnieniu anizotropowym*, Praca doktorska, Gliwice, 2002.
- [4] Roscoe K. H., Burland J. B.: *On the generalized stress – strain behaviour of “wet” clay*, In “Engineering Plasticity”, Cambridge Univ. Press, 1968, 535 – 608.
- [5] Siemińska – Lewandowska A.: *Przemieszczenia kotwionych ścian szczelinowych*, Praca hab., Warszawa, 2001.

## THE USE OF SOIL MODELS FOR ESTIMATING DISPLACEMENTS OF DIAPHRAGM WALLS

**Summary:** In the paper finite elements method analysis of diaphragm walls has been presented. For modeling the soil body 2 models were chosen: elastic perfectly plastic with Coulomb – Mohr plasticity criterion and elastic plastic - Modified Cam-Clay. The choice of appropriate constitutive model and its parameters are main problems in assessing displacements of walls. This assumption has been taken into account for realizing the analysis with special attention paid to MCC model.

Łukasz Aleksander Kumor<sup>1</sup>

## Badania gytii stabilizowanej metodą mechanicznego mieszania na sucho

**Streszczenie:** W referacie omówiono stabilizację gytii wapiennej cementem metodą mechaniczną mieszania na sucho. Badania wykazały, że zastosowanie metody DMM do gytii dały kompozyt o korzystnych parametrach mechanicznych. Przedstawiono wartości liczbowe parametrów wytrzymałościowych kompozytów oraz ich zależności od wskaźnika w/c i wilgotności naturalnej gytii wapiennej. Uzyskano proporcjonalny wzrost wytrzymałości materiału w zależności od ilości dodawanego cementu (kompozyt I do IV - wzrost maksymalny wytrzymałości o 1600%). Zawarto także analizę mikroskopową czystej gytii i kompozytów przy pomocy mikroskopu skaningowego SEM.

## 1. Wstęp

Rozwój budownictwa otwiera przed geotechniką nowe problemy dotyczące sposobów przygotowania i rozwiązania zagadnień nośności słabego podłoża. Zazwyczaj cechą takich podłoży jest występowanie gruntów, których stan, właściwości i rodzaj dyskwalifikowały dotychczas te tereny pod zabudowę. Rozwój infrastruktury i potrzeby inwestorów spowodował ko-nieczność rozwiązań różnych posadowień obiektów budowlanych na sła-bych gruntach organicznych. Wiąże się to przede wszystkim z zaga-dnieniami projektowania odcztałcalności i stateczności podłoża, co w przy-padku gruntów bardzo ściśliwych, do których należą np. gytie, stanowi poważny problem nie tylko geotechniczny, ale z zakresu inżynierii materia-łowej. Koniecznością staje się więc wykorzystanie w procesie

<sup>1</sup> mgr inż., Akademia Techniczno – Rolnicza w Bydgoszczy

realizacji obiektów interdyscyplinarnych metod służących stabilizacji słabonośnych warstw podłoża.

## 2. Problemy stabilizacji podłoża z gytii

Gytie zaliczają się do gruntów organicznych, które powstają podczas procesu rozkładu obumarłej substancji organicznej pochodzenia roślinnego i zwierzęcego. Idealne warunki sprzyjające tworzeniu się gruntów organicznych charakteryzują się nadmiernym uwilgotnieniem wraz z ograniczonym dostępem powietrza. Cechą tych gruntów jest mała wytrzymałość początkowa oraz duża odkształcalność. Powoduje to w praktyce konieczność całkowitej ich wymiany lub stosowanie zabiegów stabilizacyjnych dla uzyskania korzystnego podłoża budowlanego, spełniającego wymagania geotechniczne.

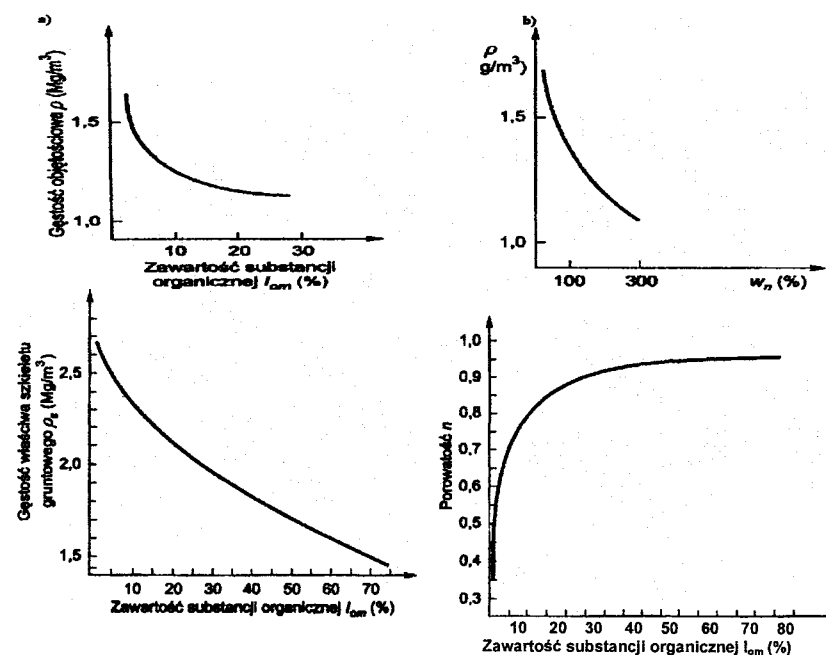
### 2.1. Rodzaje i właściwości gytii

Po raz pierwszy termin *gyttja*, oznaczający w języku szwedzkim szlam, wprowadził H. von Post w 1862 roku, definiując ją jako „jasno zabarwiony utwór kaprogeniczny, składający się z cząstek planktonu, skorupki mięczaków, chitynowych szczątków owadów, pyłków i spor roślin wyższych oraz części mineralnych, powstających w zbiornikach eutroficznych” [2]. Gytie są organicznym osadem jeziornym, powstałym przede wszystkim w okresie holocenu w słodkowodnych zbiornikach wód stojących, najczęściej w rynnach polodowcowych oraz jeziorach wytopiskowych. Występują one prawie zawsze w towarzystwie torfów. Gytia charakteryzuje się trójskładowością fazy stałej. Budują ją części pochodzenia organicznego i mineralnego. Skład części mineralnych dzieli się na: mineralne niewęglanowe i mineralne wapienne. Właściwości fizyczne gytii zależą od budowy fazy stałej szkieletu gruntowego, przede wszystkim od zawartości części organicznych  $I_{om}$  i węgla wapnia  $CaCO_3$ . Najniższą gęstością charakteryzuje się masa organiczna, najwyższą natomiast masa mineralna zbudowana z węgla wapnia - tab. 1.

Tablica 1. Średnie gęstości właściwe części gytii w  $[Mg/m^3]$  wg [2]

Masa organiczna	Masa mineralna bezwapienna	Węglan wapnia
1,25-1,40	2,65	2,70

Nie istnieje w chwili obecnej jednoznaczne nazewnictwo oraz podział gytii. W zależności od autorów klasyfikuje się ją pod względem obu tych parametrów (tab. 2). Umożliwia to również przybliżoną ocenę miejsca i historii powstania<sup>2</sup> utworów jeziornych. W zależności od zawartości części organicznych w szkielecie gruntowym zmieniają się parametry fizyczne gytii: gęstość właściwa maleje, rośnie natomiast porowatość i wilgotność gruntu (rys. 1).



Rys. 1. Zależność właściwości fizycznych gytii od zawartości części organicznych wg [2]

<sup>2</sup> miejsce i historia powstania - rozumie się przez to środowisko jeziorne - eutroficzne lub dystroficzne – oraz pionowe rozmieszczenie limnicznych osadów dennych, wg [3]

Tablica 2. Proponowany podział gytii wg Markowskiego (1980) wg [3]

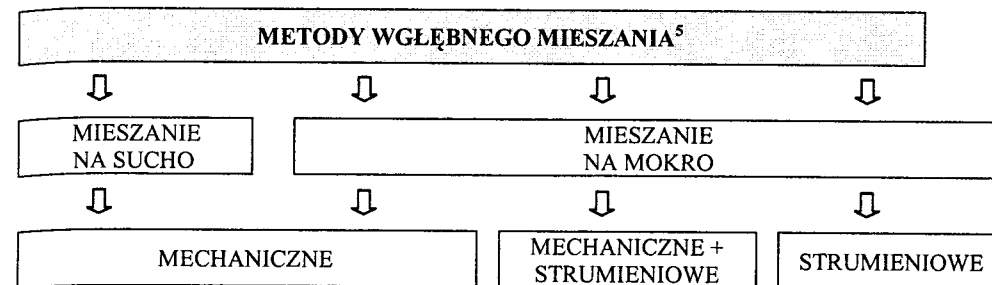
Typ i rodzaj gytii	Zawartość		
	Substancja organiczna [%]	Węglan wapnia [%]	Części mineralne bezwapienne [%]
A. Osady organiczne			
1. Glonowa	>80	bardzo mała	<20
2. Grubodetrytusowa	60-90	<20	<40
3. Drobnodetrytusowa	35-75	<20	<65
B. Osady węglanowe			
1. Kreda jeziorna	<20	>80	<20
2. Wapienna	<40	50-80	<40
3. Detrytusowo-wapienna	>30	20-50	<40
4. Ilasto-wapienna	<30	20-50	<60
C. Osady mineralne bezwapienne			
1. Ilasta	5-35	<20	>65
2. Piaszczysto-ilasta	5-35	<20	>65
3. Okrzemkowo-ilasta	5-35	<20	>65

## 2.2. Stabilizacja metodą wglębnego mieszania

Jedną z rozwijanych metod stabilizacji słabych podłoży zbudowanych nie tylko z gytii może być wglębne mieszanie. Przy pomocy tej metody uzyskuje się kompozyty gruntowe o odpowiednio programowanej wytrzymałości. Podstawowy podział ze względu na zakres głębokości, wyróżnia metody: DMM<sup>3</sup>- wglębnego mieszania, SMM<sup>4</sup>- płytkiego mieszania. Ogólny podział metod wglębnego mieszania przedstawia rys. 2. Największy wkład w rozwój nowoczesnych metod wglębnego mieszania mają przede wszystkim Japonia i kraje Skandynawskie. Pierwszym projektem w naszym kraju było wykonanie przez firmę Keller Polska przesłony uszczelniającej wały Wisły w Krakowie. Od tego momentu metody wglębnego mieszania stosuje się w Polsce przede wszystkim do wzmacniania podłoży pod obiekty liniowe. Rzadko natomiast wykorzystuje się je w budownictwie kubaturowym, mimo iż dają one projektantom szeroki zakres możliwości konstrukcyjno-geotechnicznych.

<sup>3</sup> Deep Mixing Method

<sup>4</sup> Shallow Mixing Method



Rys.2. Uproszczony podział metod wglębnego mieszania

## 2.3. Podsumowanie

Gytia jest gruntem organicznym o bardzo niekorzystnych właściwościach inżynierskich. Bez stabilizacji praktycznie nie nadaje się jako podłoże budowlane. Biorąc pod uwagę specyfikę genetyczną gytii, związaną z wysokim uwodnieniem oraz zawartością węglanu wapnia, preferowanym sposobem stabilizacji podłoża jest wykonanie kompozytu gytia-spoivo, przy pomocy wglębnego mieszania na sucho.

Podstawowym celem badania było uzyskanie materiału kruchego na bazie spoiva hydraulicznego i wybranej gytii. W niniejszym artykule przed-stawiono wyniki badań wytrzymałościowych opracowanych kompozytów gytia-cement, przygotowywanych metodą mechanicznego mieszania na sucho w warunkach laboratoryjnych.

## 3. Wykonane badania i wyniki

Skład kompozytu opracowano na podstawie Technologii Nordyckiej - metoda sucha [1], uwzględniając właściwości cementu i gytii wapiennej. Technologię wybrano ze względu na stosunkowo dokładną możliwość odtworzenia jej w warunkach laboratoryjnych. Założono badanie czterech zróżnicowanych kompozytów, w których za parametr główny przyjęto, jak w przypadku projektowania mieszanki betonowej, wskaźnik  $c/w^6$  (tab. 3).

<sup>5</sup> według [1]

<sup>6</sup>  $c/w$  gdzie:  $w$  - masa wody zawartej w gruncie obliczona na podstawie wilgotności gytii,

Tablica 3. Skład badanych kompozytów

Składnik		Kompozyt			
		I	II	III	IV
Cement	[kg]	3,0 <sup>7</sup>		9,5	10,5
Gytia wapienna		11,3			
Dodana woda		—	1,0	—	1,0
Wilgotność	[%]	140	165	140	165
Stosunek c/w		0,45		1,5 <sup>8</sup>	

### 3.1. Składniki kompozytu

**Właściwości gytii.** Do badań wybrano grunt organiczny wieku holocenijskiego, który należy do holocenijskich osadów utworów jeziornych. Sklasyfikowany jako osad węglanowy, gytia wapienna – tab. 2. Próbkę NNS pobrano z naturalnego złoża kopalni odkrywkowej w Piastoszynie koło Tucholi. Wyniki badań cech fizycznych gytii zestawiono w tab. 4. Na fotografii 3 przedstawiono powierzchnię mikrostrukturalną oraz widmo wskazujące na skład chemiczny analizowanej gytii wapiennej.

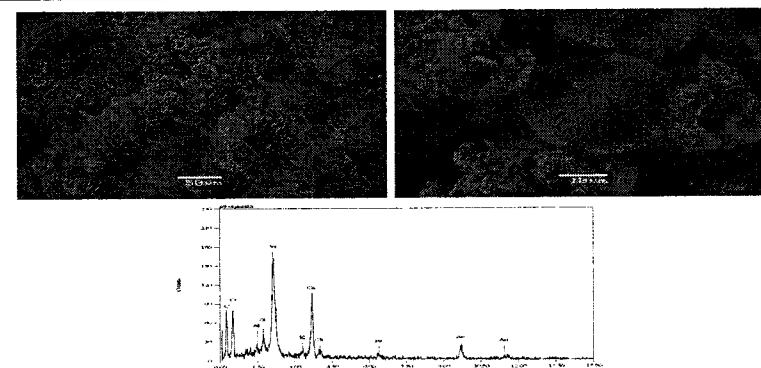
Tablica 4. Zestawienie wyników badań gytii wapiennej

Cechy fizyczne gytii wapiennej											
pozorna	Gęstość:		Zawartość części organicznych i popiołu	Zawartość węglanu wapnia CaCO <sub>3</sub>	Wilgotność naturalna	Granica:		Stopień plastyczności	Wskaźnik plastyczności	Porowatość, Wskaźnik porowatości	Stan zwilgocenia, Wilgotność całkowita
	szkieletu grantowego					plastyczność	płynność				
	objętościowa	władkiwa									
$\rho$	$\rho_d$	$\rho_s$	$\frac{I_{cm}}{A_c}$	—	$w_n$	$w_p$	$w_L$	$I_L$	$I_p$	$\frac{n}{e}$	$\frac{S_r}{w_w}$
Mg/m <sup>3</sup>			%					—	—	—	
1,26*	0,6	2,22*	21,6 78,4	— <sup>6</sup>	114,7	106,5	51,4	1,16	54,6	0,7 2,7	0,94 121,6

c – masa zastosowanego cementu.

<sup>7</sup> 3,0 kg – wartość uzyskana z przeliczenia potrzebnej ilości cementu na 1 m<sup>3</sup> gruntu w metodzie Nordyckiej, wg [1]

<sup>8</sup> 1,5 – wartość wskaźnika przyjęta jak przy projektowaniu mieszanek betonowych



Rys. 3. Mikrofotografia gytii z widocznymi częściami organicznymi i agregatami węglanu wapnia oraz widmo EDS

**Spoivo hydrauliczne.** Do wykonania kompozytu zastosowano cement portlandzki, popiołowy CEM II/B-V 32,5R charakteryzujący się zawartością dwóch składników głównych: klinkieru i popiołu krzemionkowego oraz związków drugorzędnych nieprzekraczających 5 % masy całego cementu.

### 3.2. Badania kompozytów

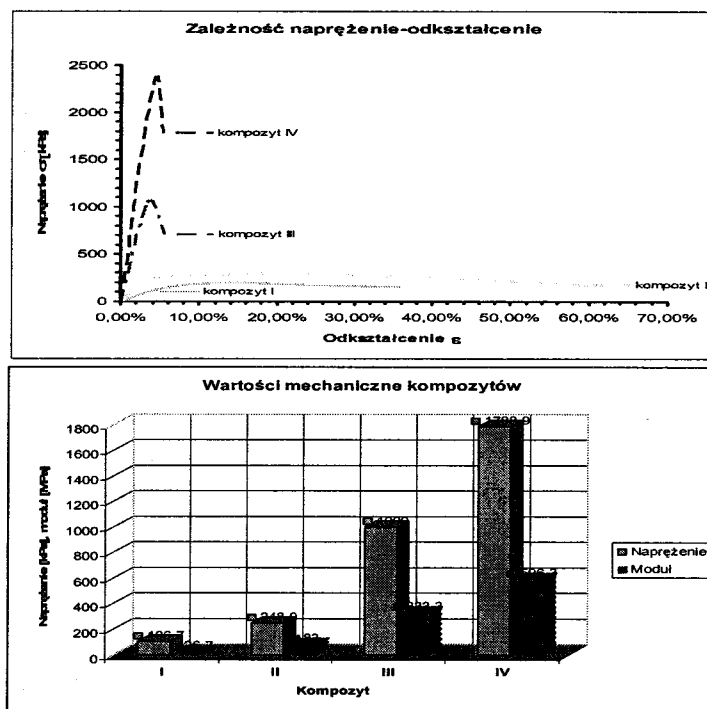
Jak wiadomo z zasad mechaniki budowli, dla obiektu posadowionego na podłożu stabilizowanym (materiał kruchy) musi być spełniony warunek wytrzymałości, aby pozostałe warunki były jednocześnie zachowane. Przyjęto, że kompozyt w warunkach naturalnych poddany będzie przede wszystkim jednoosiowemu obciążeniu. Badania jednoosiowego ściskania przeprowadzono na kostkach sześciennych 15x15x15 cm w maszynie wytrzymałościowej kl. 1 dokładności, po 7 dniach dojrzewania danego kompozytu w wilgotności względnej 100%.

### 3.3. Wyniki badań kompozytów

Badania wytrzymałościowe wykazały (rys. 4), że kompozyty III i IV charakteryzują się tylko zakresem odkształceń sprężystych do momentu zniszczenia, co spełnia założenia materiału kruchego. Natomiast w kompozytach I i II wystąpiły również odkształcenia plastyczne przy niewielkiej wartości

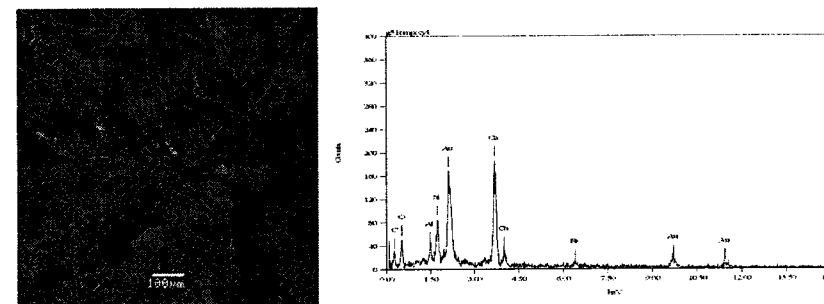


naprężenia niszczącego. Uzyskane średnie wartości naprężeń niszczących i modułów odkształceń poszczególnych kompozytów przedstawia wykres blokowy. Widoczny jest wzrost wartości naprężeń niszczących od 106,7 [kPa] kompozytu I (o najmniejszej zawartości cementu i wilgotności naturalnej) do 1788,9 [kPa] kompozytu IV (o stosunku c/w = 1,5). Wytrzymałość kompozytu IV w stosunku do I wzrosła szesnastokrotnie, natomiast moduł odkształcenia wzrósł ponad dwadzieścia razy (22). Należy zwrócić uwagę, że otrzymane wyniki wytrzymałości na ściskanie stanowią będą około 70 % wartości końcowych. Spowodowane jest to przeprowadzeniem badań po 7 dniach dojrzewania kompozytów.



Rys. 4. Wyniki badań wytrzymałościowych kompozytów

Rysunek 5 przedstawia budowę mikrostrukturalną kompozytu III. Widoczne jest wypełnienie większości porów hydratem krzemianowym. Widmo EDS ukazuje natomiast zmianę składu chemicznego kompozytu w odniesieniu do czystej gytii (rys. 3). Dominującymi pierwiastkami są wapń Ca oraz krzem Si. W gytii wapiennej dominującym był wapń oraz węgiel.



Rys. 5. Mikrofotografia kompozytu III z widocznymi częściami organicznymi, hydratem krzemianowym oraz widmo EDS

#### 4. Podsumowanie wyników badań

Zwiększenie wilgotności naturalnej o 25% w przypadku kompozytów I i II spowodowało wzrost: wytrzymałości na ściskanie o 142,2 kPa (150%) oraz modułu odkształcenia o ~57 MPa (320%) (tab. 5). Także przy zastosowaniu stałego wskaźnika c/w równego 1,5 w kompozytach III i IV uzyskano przyrost wytrzymałości na ściskanie o 800 kPa (180%) oraz modułu odkształcenia o 263 MPa (180%). Wzrost wilgotności gytii wpływa korzystnie na właściwości mechaniczne kompozytu. Bardzo ważnym jest fakt, że wyższa wartość wilgotności naturalnej nie gwarantuje, w przypadku kompozytu, uzyskania cech materiału kruchego.

Wynika z tego, że najważniejszym czynnikiem generującym właściwości kompozytów jest masa zastosowanego cementu. Stosując wysoki wskaźnik c/w, można uzyskać wysokie parametry wytrzymałościowe i materiał kruchy. Brak związków siarki w kompozycie gwarantuje, że w przypadku nieagresywnego środowiska wodnego nie wystąpi korozja siarczanowa, tzn. pęcznienie i rozsadzenie materiału.

Tablica 5. Zestawienie wyników z badań wytrzymałościowych kompozytu

Kompozyt	Parametry		Wartości średnie		
	C	w [%]	P [kN]	E [MPa]	$\sigma_i$ [kPa]
I	const. 3,0 kg	140	2,4	26,7	106,7
II		165	5,6	83,0	248,9
III	c/w =1,5	140	22,5	333,3	1000,0
IV		165	40,25	596,3	1788,9

## 5. Zakończenie

Występująca w podłożu budowlanym gytia wapienna stanowi zawsze warstwę o niekorzystnych właściwościach geotechnicznych. Badania wykazały, że zastosowanie metody DMM do stabilizacji gytii dały kompozyt o korzystnych parametrach mechanicznych. Uzyskano progresywny wzrost wytrzymałości materiału w zależności od ilości dodawanego cementu, (kompozyt I do IV - wzrost maksymalny wytrzymałości o 1600%). Dokładna analiza geotechniczna właściwości fizykochemicznych i genetycznych gytii oraz odpowiedni dobór spoiwa umożliwiającą uzyskanie w warunkach laboratoryjnych kompozytów o wymaganych parametrach wytrzymałościowych. Problemy ten wymaga dalszych badań i studiów interdyscyplinarnych w zakresie geotechniki i inżynierii materiałowej.

## Literatura

- [1] Moseley M., Kirsch K.: *Ground improvment, second edition*. Spoon Press ISBN:0415274559, 23 July 2004.
- [2] Myślińska E.: *Grunty organiczne i laboratoryjne metody ich badania*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2001.
- [3] Wojnicka-Janowska E.: *Wpływ konsolidacji na wybrane parametry geotechniczne kredy jeziornej i gytii*. Rozprawa doktorska. Politechnika Poznańska, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Instytut Inżynierii Lądowej, Zakład Geotechniki i Geologii Inżynierskiej. Poznań-Zielona Góra, 2000.

## THE INVESTIGATION OF STABILISED GYTTJA IMPROVED WITH MECHANICAL DRY METHOD

**Summary:** In report cement stabilization of calcareous gytja using mechanical dry method was talked over. Investigations showed, that use of method DMM to improve gytja, gave a substance with profitable mechanical parameters. Numerical values of stamina's parameters, as well as their dependence on coefficient w/c and natural humidity of calcareous gytja were introduced. There was shown increase of material endurance depending on the quantity of added cement, (substance I to IV - maximum increase of endurance about 1600%). The report includes also microscopic analysis of pure gytja and its substances with the help of scan microscope SEM.

Rafał Kuszyk<sup>1</sup>

## Analiza wpływu głębokiego wykopu na otoczenie na przykładzie obiektu „Złote Tarasy”

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono wstępną analizę geodezyjnych pomiarów przemieszczeń wokół głębokiego wykopu obiektu „Złote Tarasy” w Warszawie. Analizie zostały poddane przemieszczenia pionowe i poziome zarejestrowane na reperach ziemnych oraz obiektowych. Wyniki skorelowano z pracami odwodnieniowymi oraz fazowaniem robót ziemnych. Podjęto próbę zestawienia przemieszczeń w funkcji odległości od wykopu.

## 1. Wstęp

Inwestycja „Złote Tarasy” zlokalizowana jest w Warszawie pomiędzy Dworcem Centralnym i ulicami: Jana Pawła II, Złotą i E. Plater (por. rys.2). Powstający kompleks składa się z obiektów handlowych i biurowych oraz części hotelowej. Obiekty zostały wykonane we wspólnym wykopie fundamentowym o głębokości 11÷15 m ppt. Przestrzeń ta została przeznaczona na podziemne garaże - do 4 kondygnacji. Wykop fundamentowy został wykonany pod osłoną konstrukcyjnych ścian szczelinowych (strona północna, wschodnia i zachodnia) oraz konstrukcji muru oporowego Dworca Centralnego (od południa). Wykonano następujące zabezpieczenia obudowy wykopu:

- mur oporowy posadowiony na palach a wykop na długości dworca zabezpieczony ścianką stalową (tracony szalunek),
- kotwione ściany szczelinowe od strony ul. Jana Pawła II oraz E. Plater,

<sup>1</sup> mgr, Politechnika Warszawska

- ściany szczelinowe od strony ul. Złotej (zabezpieczające budynki Holiday Inn, City Center i budynek E. Plater 47) podparte przyporami ziemnymi.

Podstawowe rzędne obiektu:

- pierwotny poziom terenu 31,0÷37,0m n0W,
- zero budynku 36,5m n0W,
- dno wykopu - część zasadnicza 21,6m n0W,
- dno wykopu - część hotelowa 20,7m n0W,
- dno wykopu - szachty windowe 18,9m n0W,
- spód ścian szczelinowych 12,0÷17,0m n0W.

## 2. Budowa geologiczna

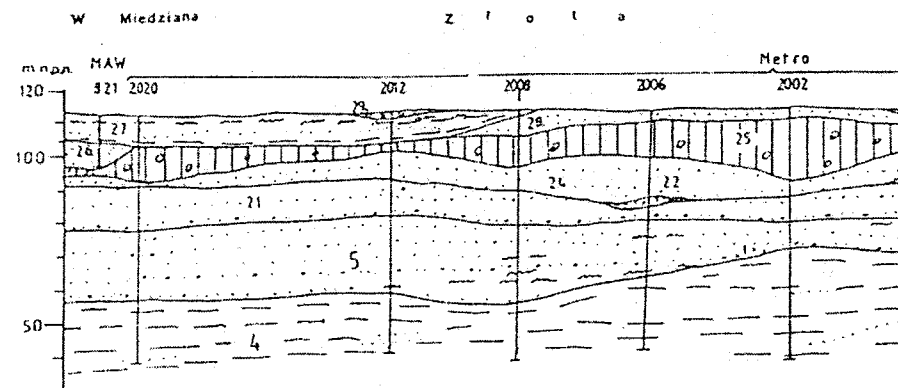
Omawiany obiekt zlokalizowany jest na Warszawskiej Wysoczyźnie Polodowcowej. Od powierzchni terenu wyszczególnia się następujące warstwy wg schematyzacji [4] (por. rys. 1):

- nasypy niebudowlane o miąższości 1,4÷7,0m,
- piaski średnie i grube ze żwirami wodnolodowcowe,  $I_D = 0,50÷0,80$ ; miąższość do 4÷6m,
- gliny zwałowe w postaci piasków gliniastych i glin piaszczystych zwartych i półzwartych,  $I_L = 0,00$ ; miąższość do 15m,
- miąższy kompleks piaszczysty w postaci piasków średnich i grubych ze żwirami,  $I_D = 0,70÷0,85$ ; miąższość do 35m,
- iły plioceńskie na głębokości ok. 55m ppt.

Warunki hydrogeologiczne przedstawiają w tym rejonie układ typowy dla Warszawy:

- I poziom wodonośny, nieciągły i mało zasobny w wodę, związany z piaskami nadglinowymi i soczewkami oraz wtrąceniami piasków w obrębie glin (wody śródglinowe); zwierciadło wód jest najczęściej swobodne i stabilizuje się na rzędnych 29,0÷32,0m n0W,
- II poziom wodonośny, rozległy i zasobny w wodę, dwuwarstwowy z przewarstwieniem - przeponą filtracyjną, którą stanowią mułki w stropie osadów preglacjału; naturalny poziom stabilizacji wód wynosi 26,0÷27,0m n0W.

Poziom I został odcięty ścianami szczelinowymi i odpompowany w postaci wód statycznych. II poziom został nacięty wykopem w partii stropowej, co wymagało obniżenia naporu hydrostatycznego w tej warstwie.



Rys. 1. Przekrój geologiczny wg [5]

## 3. Pomiary geodezyjne

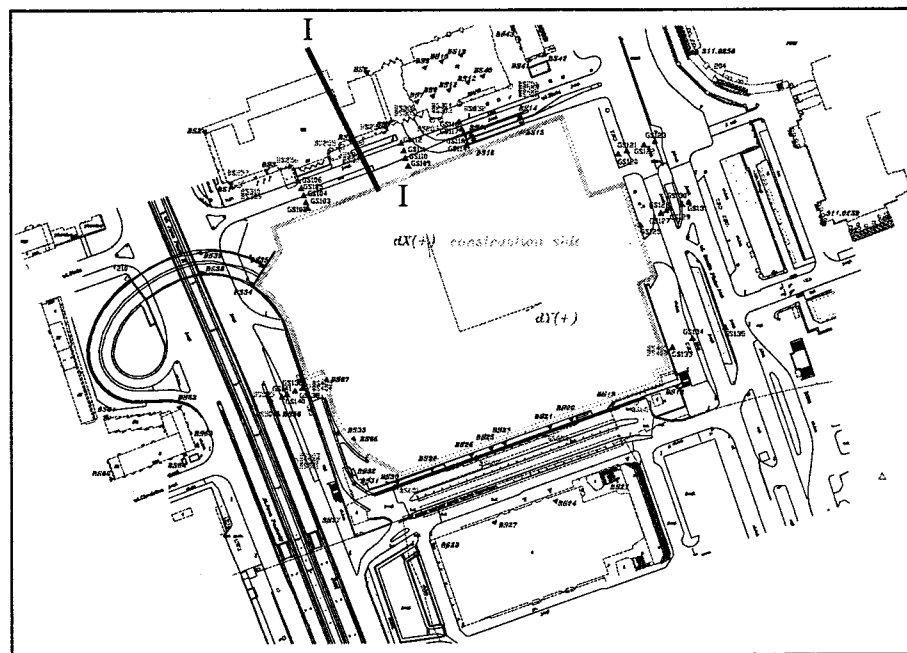
Pomiary geodezyjne były wykonywane przez Warszawskie Przedsiębiorstwo Geodezyjne z częstotliwością raz na tydzień. Mierzono przemieszczenia pionowe i poziome oparte na rozbudowanej sieci pomiarowej zainstalowanej dookoła wykopu. Stosowano następujące punkty pomiarowe:

- punkty kontrolne do badania przemieszczeń poziomych – lustra naklejane na budynkach,
- repery do badania przemieszczeń pionowych – pręt stalowy z kulką,
- repery ziemne do badania przemieszczeń pionowych i poziomych – pionowy pręt stalowy.

### 3.1. Przemieszczenia poziome wg [3]

Punkty kontrolne do pomiaru przemieszczeń poziomych zostały zlokalizowane na następujących obiektach:

- Holiday Inn – 0 punktów na ścianie południowej,
- City Center – 6 punktów na ścianie południowej, wjazd do garażu - 2 punkty,
- ściana północna Dworca Centralnego PKP – 4 punkty,
- wiadukt w Al. Jana Pawła II – 5 punktów,
- Al. Jana Pawła II – 4 punkty ziemne i 2 punkty na ścianie oporowej,



Rys. 2. Plan sytuacyjny wg [3]

- ul. Złota – 12 punktów ziemnych,
- ul. Emilii Plater – 13 punktów ziemnych i 3 punkty na ścianie oporowej,
- ściany szczelinowe – 11 punktów.

Sieć pomiarowa składała się z ww. punktów kontrolnych oraz 10 punktów odniesienia. Pomiar wykonywano metodą poligonizacji precyzyjnej przy użyciu precyzyjnej stacji Total Station Leica TC 2003.

Obliczenia wykonano metodą ścisłą, poddając oddzielnemu wyrównaniu obserwacje uzyskane w pomiarze pierwotnym oraz obserwacje z pomiaru wtórnego (bieżącego). W następnej kolejności wykonano metodą transformacji analizę stałości punktów odniesienia, a później obliczono wartości przemieszczeń w okresie pomiędzy pomiarem pierwotnym a pomiarem wtórnym. W wyniku wyrównania otrzymano wektory przemieszczeń  $dX$  i  $dY$  w układzie lokalnym, gdzie oś  $X$  jest prostopadła, a oś  $Y$  równoległa do lica ściany frontowej budynku hotelu Holiday Inn. Średni błąd określenia wektorów przemieszczeń punktów kontrolnych założonych na budynkach i budowlach wyniósł  $mdX = mdY \leq \pm 2.0$  mm, zaś dla pozostałych punktów (repery ziemne i na ścianach szczelinowych) –  $mdX = mdY \leq \pm 2.5$  mm.

### 3.2. Przemieszczenia pionowe wg [3]

Repery kontrolne do pomiarów przemieszczeń pionowych zostały zlokalizowane na następujących obiektach:

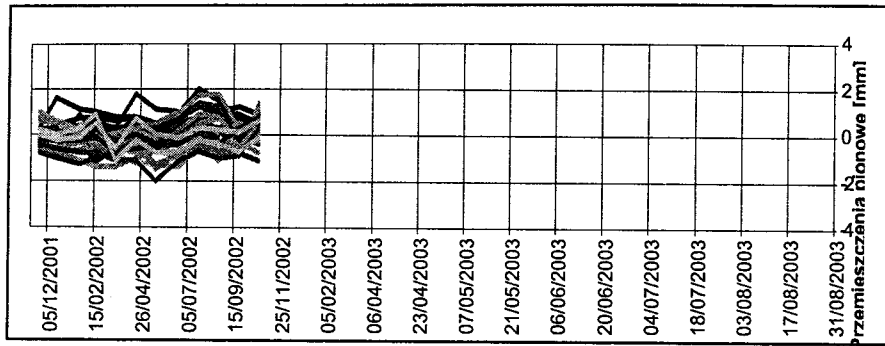
- Holiday Inn – 6 reperów,
- City Center - wjazd do garażu - 4 repery, podziemia budynku – 8 reperów, - Emilii Plater 47 – 3 repery,
- Dworzec Centralny PKP – 11 reperów;
- drogi i wiadukty – 8 reperów,
- budynek Chmielna 98 – 5 reperów,
- Al. Jana Pawła II – 4 repery ziemne,
- ul. Złota – 12 reperów ziemnych,
- ul. Emilii Plater – 14 reperów ziemnych,
- ściany szczelinowe – 11 reperów.

Pomiar reperów na budowlach wykonano metodą precyzyjnej niwelacji geometrycznej, a reperów ziemnych metodą niwelacji rozproszonej, przy użyciu precyzyjnego niwelatora automatycznego Leica NA 3003 z kompletem inwarowych łąt kodowych. Sieć pomiarowa składa się z ww. punktów kontrolnych oraz 11 reperów odniesienia.

Obliczenia wykonano metodą ścisłą poddając wyrównaniu obserwacje z pomiaru pierwotnego i pomiaru wtórnego (bieżącego). Średni błąd określenia przemieszczenia repery kontrolnego na budynkach i budowlach wyniósł  $m\text{śr} \leq \pm 0,5$  mm, natomiast repery ziemnego  $m\text{śr} \leq \pm 1,0$  mm.

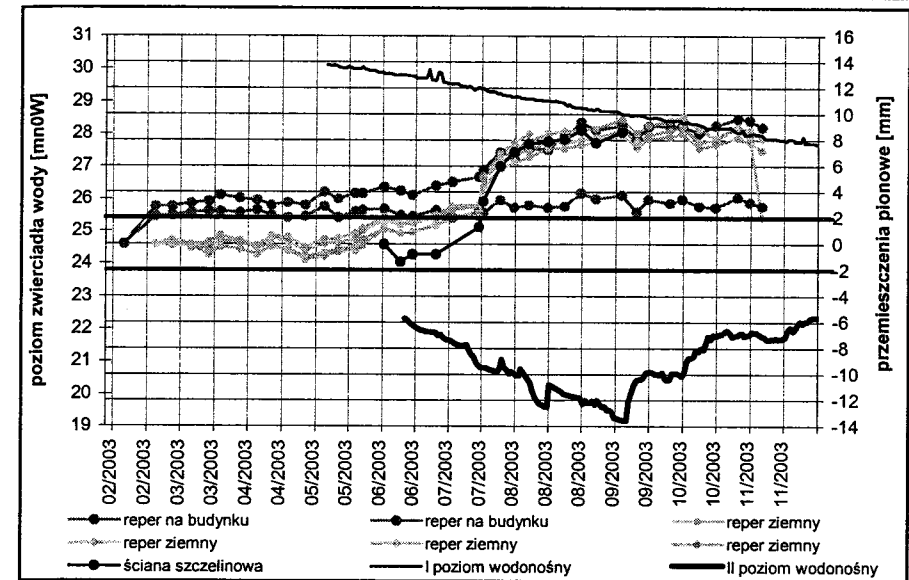
### 4. Analiza pomiarów

W niniejszym artykule analizowano przemieszczenia pionowe reperów geodezyjnych. Punktem wyjścia do opracowania wyników pomiarów było porównanie tła, analiza przemieszczeń, jakie występowały na badanym terenie przed rozpoczęciem robót fundamentowych. Pomiaru takie były wykonywane w okresie od grudnia 2001 do października 2002. Wynikiem ich było ustalenie tła przemieszczeń pionowych w granicach  $\pm 2,0$  mm (por. rys.3).

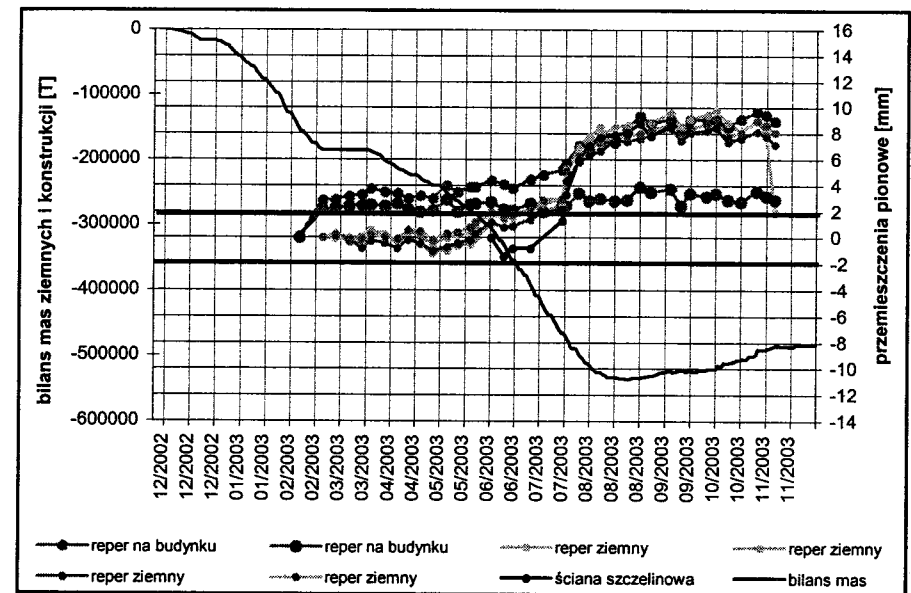


Rys. 3. Tło pomiarowe

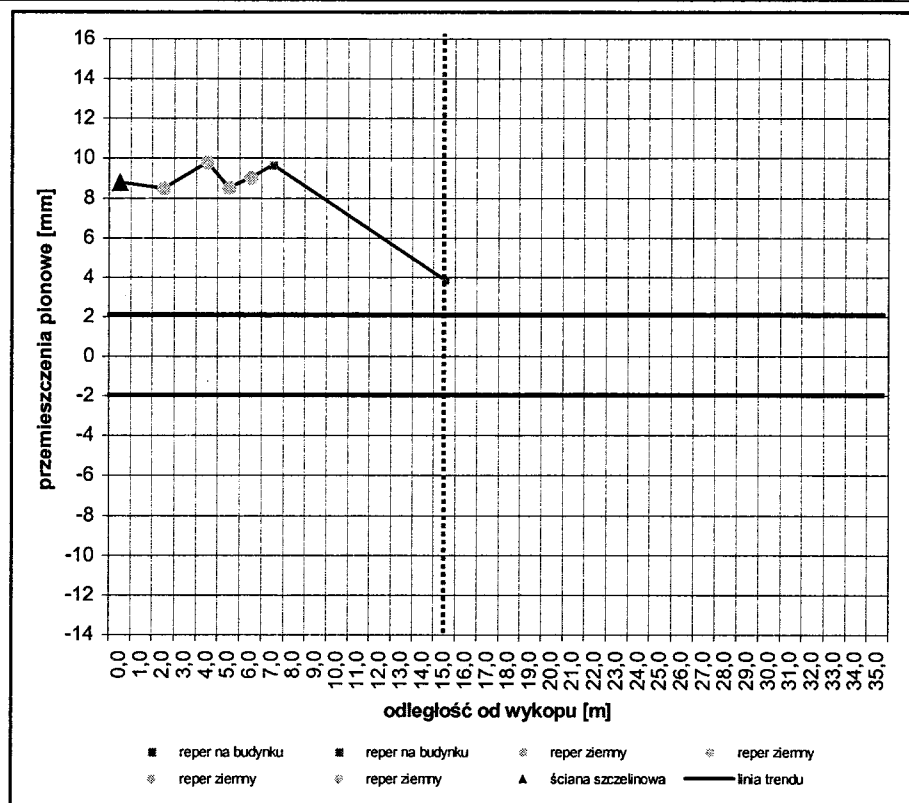
Na podstawie uzyskanego tła zestawiono (na wykresach) wyniki przemieszczeń pomierzone w wybranym, charakterystycznym przekroju I-I (lokalizacja wg rys. 2) prostopadłym do wykopu. Wybrany przekrój obejmował reper na ścianie szczelinowej, 2 repery na budynku Hotelu Holiday Inn oraz 4 repery ziemne zainstalowane w ul. Złotej. Wyniki przemieszczeń porównano z pomiarem zwierciadła wód odwadnianego I i II poziomu wodonośnego (por. rys. 4) oraz bilansem mas ziemnych i konstrukcji (por. rys. 5) wg [2]. Dodatkowo zestawiono jednoczesne pomiary przemieszczeń w funkcji odległości od wykopu (por. rys. 6). Krzywa zmian masy (rys. 5) jest oparta na różnicy masy wywiezionego z budowy gruntu i masy żelbetu w konstrukcji. Masa urobku wynika z jego objętości wywożonej ciężarówkami. Gęstość została przyjęta jak dla gruntu naruszonego, tzn. średnio  $1,6 \text{ g/cm}^3$ . Masa żelbetu wynika z objętości poszczególnych betonowanych działek i jego gęstości – przyjęto  $2,5 \text{ g/cm}^3$ .



Rys. 4. Przyrost przemieszczeń w stosunku do odwodnienia



Rys. 5. Przyrost przemieszczeń w stosunku do robót ziemnych



Rys. 6. Zależność wartości przemieszczeń od odległości od wykopu

Wg [1], strefę oddziaływania wykopu można podzielić na strefę oddziaływań bezpośrednich  $S_I$  oraz strefę oddziaływań wtórnych  $S_{II}$ . Strefa  $S_I$  to obszar w bezpośrednim sąsiedztwie wykopu, na którym mogą wystąpić przemieszczenia podłoża zagrażające nośności konstrukcji budynków, natomiast strefa  $S_{II}$  to obszar wokół wykopu, na którym mogą wystąpić uszkodzenia niezagrażające nośności konstrukcji. W tab. 1 porównano wyniki obliczeń zasięgu strefy  $S_I$  i  $S_{II}$  wg wzorów z literatury oraz otrzymanych wyników pomiarów geodezyjnych. Jak wynika z obliczeń, w omawianym przypadku rzeczywista strefa zasięgu oddziaływań jest o 35÷50% mniejsza od obliczeniowej. Nie jest jednak możliwe rozdzielenie zasięgu strefy bezpośredniej i wtórnej na podstawie pomiarów geodezyjnych.

Tablica 1. Zestawienie obliczeń zasięgu strefy oddziaływania wykopu (głębokość wykopu –  $H_w=15m$ )

rodzaj gruntów	$S_I$	$S_{II}$	$S_I$	$S_{II}$	$S_{II}$ z pomiarów [m]
	wzory wg [1]		obliczone [m]		
wykop w piaskach	0,5 $H_w$	2,0 $H_w$	7,5	30	15-20
wykop w glinach	0,75 $H_w$	2,5 $H_w$	11,2	37,5	

## 5. Podsumowanie i wnioski

Wykop pod obiekt „Złote Tarasy”, ze względu na swoją wielkość, był wielkoskalowym polem badawczym zjawisk geotechnicznych. Jednocześnie została założona rozbudowana sieć punktów pomiarowych różnego rodzaju. W wyniku podjętej analizy przemieszczeń pionowych wykonanej z uwzględnieniem istotnych elementów dodatkowych można stwierdzić iż:

- brak jest widocznego wpływu odwodnienia (obniżenia zwierciadła wód podziemnych I i II poziomu wodonośnego) na przebieg i wartość odkształceń pionowych (por. rys. 4),
- głównym czynnikiem przemieszczeń pionowych jest zależność ilości masy wydobytej ziemi w stosunku do przyrostu masy konstrukcji w czasie. Analiza przemieszczeń reperów pokazuje wyraźne przemieszczenia dodatnie w czasie głębienia wykopu i wartości stałe lub spadki przy dociążaniu konstrukcją (por. rys. 5),
- wartość przemieszczeń pionowych maleje w funkcji odległości od wykopu. Odprężenie gruntu wywołuje mierzalne przemieszczenia pionowe sięgające na odległość 15 do 20 m od granicy wykopu, tj. 1 – 1,3 głębokości wykopu.

Różnica zasięgu stref oddziaływań wykopu  $S_I$  i  $S_{II}$  między wartościami obliczeniowymi i pomierzonymi może wynikać ze zróżnicowanego układu warstw gruntu za ścianą szczelinową, a także ze sposobu zabezpieczenia obudowy wykopu (kotwy oraz przypora ziemna).

## Literatura

- [1] Kotlicki W., Wysokiński L.: *Instrukcja ITB nr 376/2002. Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów.*

- [2] Kuszyk R., Opęchowski W.: *Geotechnical Report for the Złote Tarasy Multifunction Design, Warszawa St Złota – Jana Pawła II – E. Plater*. Report no. 1 and 2. Geosystem, 2003.
- [3] Markiewicz M., Pleskot M.: *Dokumentacja pomiarów geodezyjnych obiektów sąsiadujących z budową „Złotych Tarasów”*, Warszawskie Przedsiębiorstwo Geodezyjne S.A. Warszawa, 2002.
- [4] Salgeo: *Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla projektowanej inwestycji Złota Centrum w Warszawie*. Warszawa, 1999.
- [5] Sarnacka Z.: *Stratygrafia czwartorzędu Warszawy i okolic*. PIG, 1992.

## THE ANALYSIS OF DEEP EXCAVATION ENVIRONMENT INFLUENCE ON ZŁOTE TARASY EXAMPLE

**Summary:** The article presents the analysis of geodetic measurements of horizontal and vertical environment displacements around deep excavation of Złote Tarasy construction in Warsaw. Displacements were registered on bench-marks and ground bench-marks. The outcomes were compared with dewatering works (ground water level measurements) and mass balance on construction site (difference between removed ground mass and ferroconcrete mass increase). There is also a comparison of displacements as a function of a distance from excavation.

Ślawomir Kwiecień<sup>1</sup>

## Badania modelowe wbijanych kolumn kamiennych

**Streszczenie:** W prezentowanym referacie przedstawiono stanowisko do badań modelowych wbijanych kolumn kamiennych oraz wyniki próbnych obciążeń. Badania wzbogacono o inwentaryzację kolumn, a także wyniki sondowań statycznych słabego gruntu otaczającego kolumnę. Całość poprzedzono opisem technologii wykonywania wbijanych kolumn kamiennych.

### 1. Wstęp

Wbijane kolumny kamienne stanowią jedną z wielu metod wzmocnienia słabego podłoża gruntowego [2], zbudowanego z gruntów spoistych i organicznych. Takie wzmocnienie powoduje nie tylko wzrost nośności podłoża, ale również redukcję jego osiadań oraz przyspiesza konsolidację słabego gruntu [3], [9].

W przypadku kolumn formowanych z użyciem uderzeń o wysokiej energii szacowanie nośności podłoża i jego osiadań metodami odnoszącymi się do kolumn wibroflotacyjnych może budzić pewne wątpliwości. Przesłanki mogą wynikać głównie z odmienności technologii formowania kolumn. Potwierdzają to m.in. różnice osiadań obliczonych wg istniejących metod i osiadań z próbnych obciążeń, zamieszczone w pracy [6]. O wiele lepszą dokładność osiadań kolumn otrzymujemy dzięki analizie MES [8], lecz i tu osiadania rzeczywiste są mniejsze od osiadań obliczonych. Stąd wniosek, że dla prawidłowego określenia nośności i osiadań podłoża wzmocnionego wbijanymi kolumnami kamiennymi potrzebna jest dokładna znajomość parametrów wytrzymałościowo - odkształceniowych

<sup>1</sup> mgr inż., Politechnika Śląska

zarówno kolumny jak i słabego gruntu oraz parametrów geometrycznych formowanych kolumn (wysokość kolumny i jej średnica). Przypomnijmy, iż w przypadku kolumn wykonywanych metodą wibroflotacji ich kształt przyjmowany jest jako cylindryczny, co – jak pokazano w artykule [7] – dla kolumn wbijanych nie musi być prawdą. Również założenie, iż kolumny wbijane opierają się na warstwie nośnej może nie być do końca spełnione. Odmienność technologii wykonania takich kolumn nie daje bowiem, tak jak dla kolumn wykonanych z użyciem wibroflota, takiej pewności. Dodatkowo zachodzi pytanie: czy dla kolumn wbijanych, nieopierających się na warstwie nośnej mechanizmy utraty stateczności pozostają takie jak dla kolumn wibroflotacyjnych opartych na warstwie nośnej. Stąd pomysł na podjęcie badań, jak na razie w skali laboratoryjnej, których celem byłoby uchwycenie kształtu kolumn wykonywanych przy użyciu uderzeń przed i po zniszczeniu. Ich wstępne wyniki zawiera niniejszy referat.

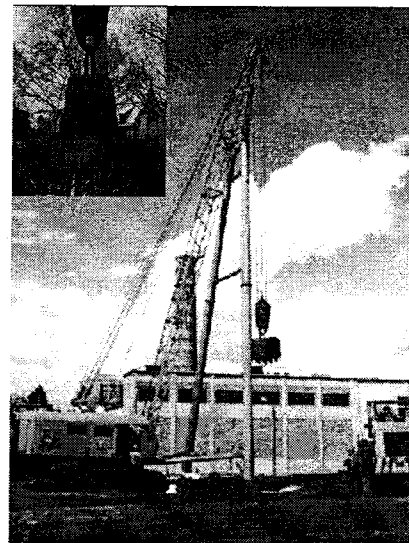
W prezentowanym referacie przedstawiono stanowisko do badań modelowych wbijanych kolumn kamiennych oraz wyniki próbnych obciążeń wraz z inwentaryzacją kolumn. Całość poprzedzono opisem technologii wykonywania wbijanych kolumn kamiennych.

## 2. Technologia kolumn kamiennych

Do wbijania materiału kamiennego w podłoże stosowane jest urządzenie, umożliwiające swobodny zrzut ubijaka o dużej masie z określonej wysokości (rys. 1).

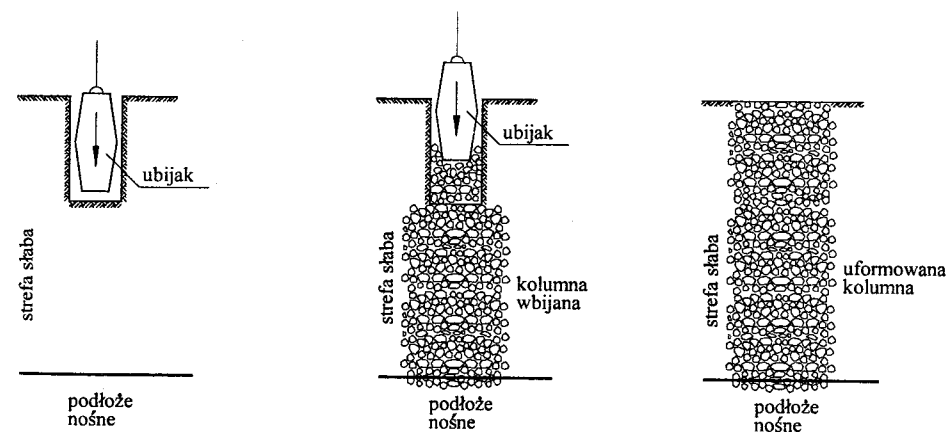
Jako pierwszy poprzez swobodny zrzut ubijaka wykonywany jest krater, do którego wsypuje się grubookruchowy materiał, w następnej kolejności ubijany. Ubijanie trwa dopóki materiał z zapełnionego krateru nie zostanie wprowadzony w grunt. Do ponownie pustego krateru wsypuje się materiał i sytuacja powtarza się (rys. 2). Kolumnę wykonuje się do momentu osiągnięcia stropu warstwy nośnej, co uwidacznia się wystąpieniem wyraźnego oporu przeciw wbijaniu.

Do wykonywania wbijanych kolumn kamiennych urządzeniem o nazwie DYZAG [3] używany jest ubijak o kształcie podobnym do beczki (rys. 1,2), wykonany z zespolonych blach o znacznej grubości. Ma on wysokość 1,97 m, średnicę środkową 1,05 m, a średnice: górną i dolną wynoszą 0,9 m. Ciężar o masie 10,5 t zrzucany jest z wysokości do 15 m.



Rys. 1. Urządzenie DYZAG wraz z ubijakiem ([5])

Liczba uderzeń potrzebna do uformowania kolumny waha się w przedziale 7÷15. Średnica tak tworzonych kolumn uzależniona jest od podatności gruntu i może osiągnąć nawet 1,7 m (najmniejsza średnica 1,2 m). Długość kolumny ustala się na podstawie dokumentacji geologiczno - inżynierskiej oraz jako sumę długości wbitych kraterów.



Rys. 2. Proces formowania kolumny kamiennej ([5])

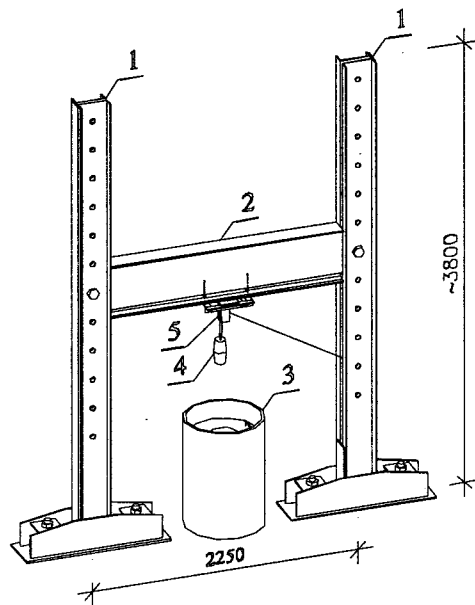


Obok materiałów rodzimych, w postaci np. tłuczni coraz częściej stosowane są różnorodne materiały odpadowe (np: przepalony łupek kopalniany, żużle wielkopieczowe, kamień dołowy, gruz betonowy).

### 3. Stanowisko badawcze

#### 3.1. Konstrukcja stanowiska

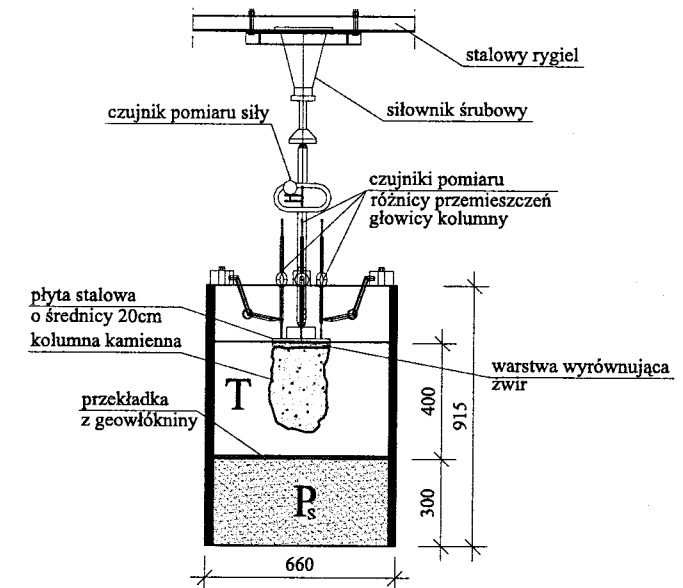
Stanowisko do badań umożliwia wykonanie wbijanej kolumny kamiennej jak i przeprowadzenie jej próbnych obciążeń. Na jego konstrukcję składają się (rys. 3): stalowe słupy „1” w postaci pary spawanych ceowników oraz stalowy rygiel „2” (I 450) z możliwością regulacji zawieszenia co 25 cm. Całość ustawiona jest na żelbetowej płycie stropowej. Formowanie kolumn odbywa się w stalowej rurze „3” o średnicy wewnętrznej 620 mm i grubości ścianki 20 mm. Wysokość cylindra wynosi 915 mm (rys. 4).



Rys. 3. Stanowisko do badań modelowych

Do formowania kolumny skonstruowano stalowy ubijak „4” w kształcie beczki o wymiarach dziesięciokrotnie mniejszych od ubijaka stosowanego w urządzeniu DYZAG. Ubijak o masie 10 kg podwieszony jest liną do rygla poprzez krążek stały „5”.

Schemat konstrukcji stanowiska badawczego przygotowanego do próbnych obciążeń oraz układ i grubości poszczególnych warstw pokazano na rys.4.



Rys. 4. Schemat konstrukcji stanowiska badawczego i układ warstw w komorze

Dodajmy, że dla tak dobranych warunków początkowych wykonywane kolumny będą kolumnami krępyimi spełniającymi warunek:

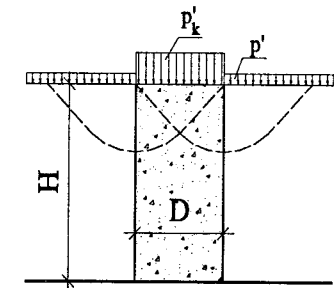
$$\frac{H}{D} < 4,$$

gdzie:

H – wysokość kolumny

D – średnica kolumny

Przypomnijmy też za [1], iż kolumna krępa traci stateczność w wyniku osiągnięcia stanu granicznego w otoczeniu głowicy (rys. 5).



Rys. 5. Mechanizm utraty stateczności kolumny krępej

### 3.2. Materiały

Do badań modelowych dobrano materiały modelujące: słabą i nośną warstwę w podłożu ulepszanym oraz materiał kolumny kamiennej. Warstwę nośną stanowi piasek średni o wilgotności naturalnej  $w_n = 0,15\%$  i wskaźniku różnoziarnistości  $U = 2,35$ . Grunt słaby jest torfem o wilgotności naturalnej  $w_n = 110\%$  i zawartości części organicznych  $I_{om} = 100\%$ . Materiałem dla kolumn był natomiast równoziarnisty ( $U = 1,91$ ) ostrokrawędzisty bazalt łamany o wilgotności naturalnej  $w_n = 0,5\%$ . Wielkość frakcji bazaltu ( $4 \div 12\text{mm}$ ) dobrano tak, aby była dziesięciokrotnie mniejsza od frakcji stosowanej w warunkach rzeczywistych. Na rys. 4 przedstawiono sposób ułożenia i miąższości poszczególnych warstw podłoża ulepszanego.

### 3.3. Program i wyniki badań

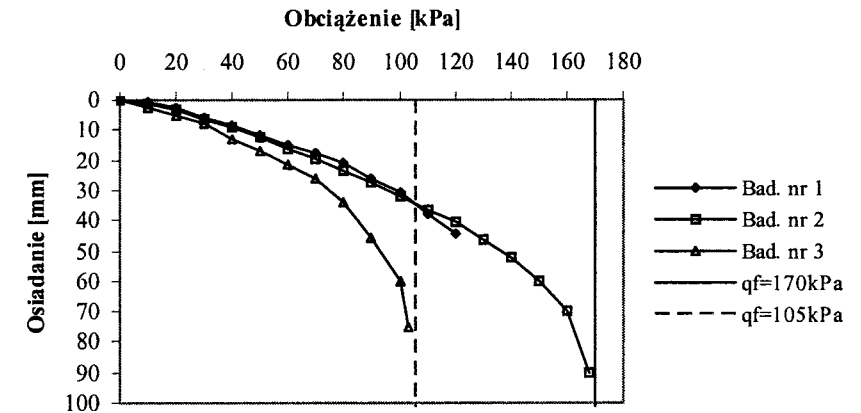
Przeprowadzone badania są kontynuacją badań opisanych w artykule [7], w którym podjęto próbę uchwycenia kształtu wbijanych kolumn kamiennych w zależności m.in. od: miąższości warstwy słabej, stopnia jej skonsolidowania i sposobu wykonywania kolumn i obejmują próbne obciążenia kolumn, wykonywanych z zachowaniem technologii przedstawionej w punkcie 2. W celu uchwycenia mechanizmu utraty stateczności zinventaryzowano kształt trzech kolumn, które nie były poddane próbnemu obciążeniu oraz trzech kolumn po próbnym obciążeniu. Z tych ostatnich dwie doprowadzono do zniszczenia. Dodatkowo podjęto też próbę uchwycenia wpływu wymiany dynamicznej na otaczającą kolumnę słabe podłoże. W tym celu przeprowadzono sondowania gruntu słabego przenośną sondą statyczną HYSO 5 przed i po wykonaniu kolumn.

Jako niezmiennie w badaniach przyjęto: rodzaj i stan tak gruntu nośnego jak i gruntu słabego, a także wysokość zrzutu ubijaka ( $h = 1\text{ m}$ ). Również materiał kolumny kamiennej pozostał jednakowy we wszystkich badanych próbach. Z uwagi na fakt, iż w praktyce kolumny wykonywane są najczęściej z platformy roboczej (zwykle w postaci warstwy nasypu), umożliwiającej pracę ciężkiego sprzętu, w badaniach zasymulowano takie warunki poprzez obciążenie warstwy torfu płytą żelbetową o grubości 5cm i średnicy 59 cm z otworem wewnętrznym o średnicy 23 cm. Dodajmy, że przyjmowane w poszczególnych badaniach miąższości warstwy słabej i miąższość nasypu platformy (równoważna obciążeniu  $q = 1,1\text{ kPa}$ ) były w założeniu dziesięciokrotnie mniejsze od wartości

rzeczywistych. Przed wbiciem kolumny grunt słaby (torf układany luźno w komorze badawczej) skonsolidowano wstępnie obciążeniem 6,5 kPa, natomiast kolumnę wykonano przy symulacji wspomnianej wcześniej platformy.

Wszystkie z badanych kolumn przed odkrywką zalewane były zaczynem gipsowo - wodnym w stosunku 1/1, co znacznie ułatwiło ich inwentaryzację.

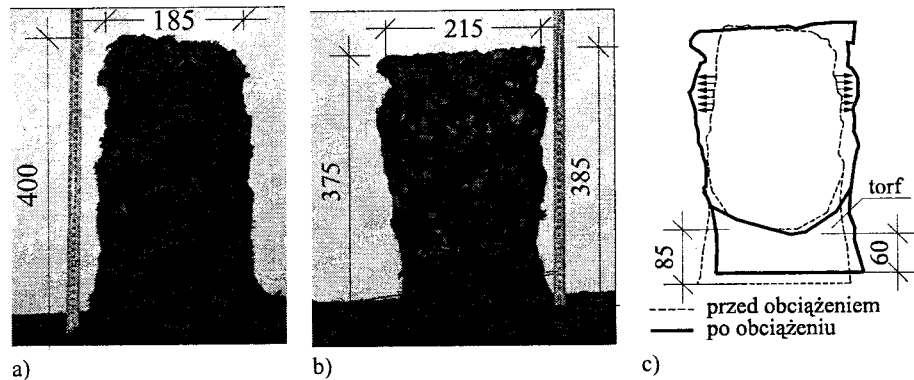
Próbne obciążenia kolumn przeprowadzono metodą stałych stopni obciążenia. Każdy stopień utrzymywano tak długo aż prędkość osiadania kolumny wynosiła co najmniej 0,05mm / 10 minut. Wykonano trzy próbne obciążenia, których wyniki przedstawiono na rys. 6.



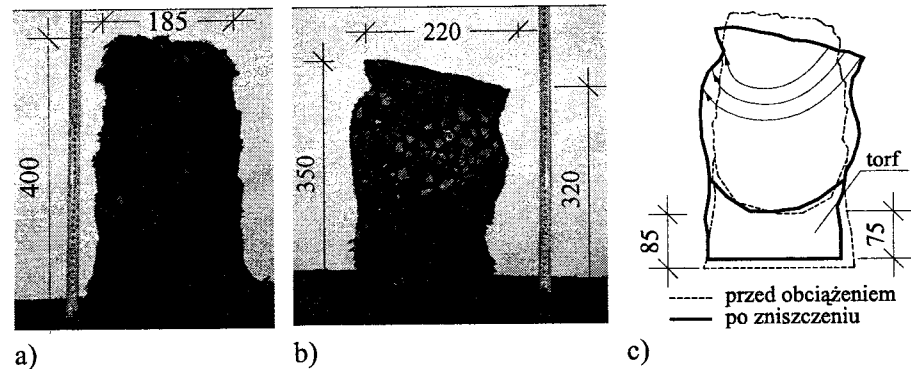
Rys. 6. Wyniki próbnego obciążenia kolumn kamiennych

Na rys. 7 a przedstawiono typowy kształt kolumny nie poddanej próbnemu obciążeniu. Natomiast na rys. 7 b przedstawiono kształt kolumny próbnie obciążonej, lecz nie doprowadzonej do utraty stateczności. Porównanie kształtu obydwu kolumn pokazano na rysunku 7 c. Wynika z niego, że kolumna podczas obciążania ulegała obustronnemu pęcznieniu.

W przypadku dwóch dalszych kolumn doprowadzono do utraty ich stateczności (niekontrolowany przyrost osiadań z obrotem płyty obciążającej). I w tym też przypadku kolumna ulegała obustronnemu spęcznieniu z zaznaczającą się coraz wyraźniej jednostronną strefą odłamu. Mechanizm zniszczenia (utraty stateczności) kolumn krępych jest więc zgodny z mechanizmem przyjętym w pracy [1]. Ilustruje to rys.8.



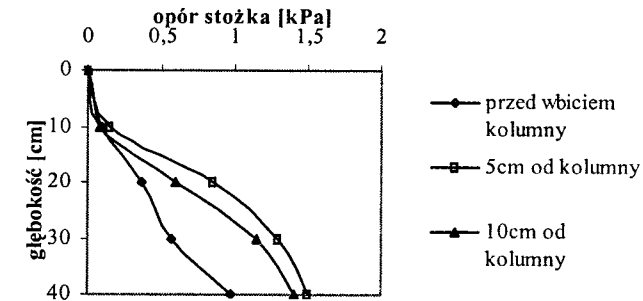
Rys. 7. Kolumny kamienne: a) przed obciążeniem, b) po obciążeniu (przed zniszczeniem), c) porównanie kształtu obydwu kolumn



Rys. 8. Kolumny kamienne: a) przed obciążeniem, b) po obciążeniu i zniszczeniu, c) porównanie kształtu obydwu kolumn

Sondowanie statyczne wykonano każdorazowo przed wbiciem kolumn oraz po ich wykonaniu. To pierwsze w osi komory badawczej (w miejscu wbicia kolumn), drugie w odległości 5 i 10 cm od krawędzi kolumn. Wyniki przeprowadzonego badania pokazano na rys. 9.

Z przeprowadzonych sondowań wynika, że wbijane kolumny kamienne poprawiają właściwości słabego podłoża (zwiększony opór stożka), przy czym efekt ten jest zmienny z wysokością i koresponduje z kształtem kolumny [7].



Rys. 9. Wyniki sondowań statycznych

#### 4. Uwagi końcowe

Istniejące obecnie metody wymiarowania kolumn kamiennych w zakresie I i II stanu granicznego opierają się na założeniach odnoszących się do kolumn wibroflotacyjnych. W związku z odmienną technologią wykonania kolumn wbijanych (udary o dużej energii) metody te budzą jednak wątpliwości [6]. Stąd też próba, jak na razie w skali laboratoryjnej, weryfikacji przyjmowanych założeń w odniesieniu do kształtu kolumn oraz mechanizmu utraty ich stateczności.

Przedstawione w referacie wyniki badań mają charakter jakościowy. Dowodzą one jednak efektywności wbijanych kolumn kamiennych we wzmacnianiu słabego podłoża gruntowego. Wynika z nich także, że, pomimo odmienności w technologiach formowania wbijanych i wibroflotacyjnych kolumn kamiennych, mechanizm utraty ich stateczności jest podobny. Spostrzeżenie to dotyczy, jak na razie, kolumn krępych.

Kolejnym etapem badań będą: grupa kolumn i kolumny smukłe. Przewiduje się także przeprowadzenie badań w warunkach rzeczywistych. Wyniki przeprowadzonych badań poddane zostaną analizie MES.

#### Literatura

- [1] Brauns J.: *Initial bearing capacity of stone column and sand piles*. Proc. Symp. „Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques in Engineering Practise”, Sydney, 1978.

- [2] Gryczmański M.: *Współczesne kierunki rozwoju geotechniki w Polsce*. Inżynieria i Budownictwo, 8 (1994), 339-347.
- [3] Gryczmański M.: *Wzmacnianie podłoża wbijanymi kolumnami kamiennymi. Przegląd doświadczeń śląskich*. Inżynieria i Budownictwo, 3 (2003), 123-126. 2003.
- [4] Gryczmański M.: *Metody analizy nośności i osiadania podłoża wzmocnionego kolumnami kamiennymi*. Inżynieria Morska i Geotechnika, 5 (1993), 224-231.
- [5] Gryczmański M., Sękowski J., Kwiecień S.: *Ulepszanie podłoża gruntowego wbijanymi kolumnami kamiennymi*. Przegląd Budowlany, 2 (2005), 34-37.
- [6] Kwiecień S.: *Analiza porównawcza obliczonych i pomierzonych osiadań kolumn kamiennych wzmacniających słabe podłoża gruntowe*, V Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa, Wisła (2004), z. 102, 273-282.
- [7] Kwiecień S.: *Stanowisko do badań modelowych wbijanych kolumn kamiennych*, VI Konferencja Naukowa Doktorantów Wydziałów Budownictwa, Wisła (2005), z. 103, 219-226.
- [8] Sękowski J., Kwiecień S.: *Analiza numeryczna wpływu parametrów modelu Coulomba - Mohra na osiadania podłoża wzmocnionego kolumnami kamiennymi*, XXVIII Zimowa Szkoła Mechaniki Górniczej i Geoinżynierii, Szklarska Poręba (2005), 333-340.
- [9] Steckiewicz R., Szypcio Z.: *Nośność graniczna kolumn kamiennych*. Inżynieria Morska i Geotechnika, 3 (1996), 241-243.

## MODEL TEST FOR DRIVEN STONE COLUMNS

**Summary:** The paper presents model test station for stone columns strengthening soft soils and load test results. Moreover there are stone column inventory and cone penetration test of weak soil surrounding stone column. Description of the method has been provided at first.

Marzena Lendo<sup>1</sup>

## Wykorzystanie edometru UPC do badań nienasyconych gruntów ekspansywnych

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono wyniki badań ścisłości gruntów ekspansywnych w edometrze UPC, który pozwala kontrolować stan naprężenia efektywnego i nasycenia próbki gruntu metodą translacji osi. Charakterystyki ścisłości uzyskano dla różnych wartości ciśnienia ssania, którego wartości dobierano w celu uzyskania założonego stopnia nasycenia próbek gruntu wodą. Przeprowadzone badania pozwoliły określić zależność ciśnienia ssania ( $u_a - u_w$ ) od naprężenia pionowego ( $\sigma_v - u_a$ ) i wartości współczynników konsolidacji  $c_v$  dla różnych wartości wzbudzonego ciśnienia ssania i stopnia obciążenia

### 1. Wstęp

Tematyka gruntów nienasyconych dopiero od niedawna znajduje się w centrum zainteresowań geotechników [4]. Dotychczas w zagadnieniach mechaniki gruntów przyjmowano zwykle stan pełnego nasycenia porów gruntowych wodą ( $S_r = 1$ ). Grunty nienasycone (takimi gruntami mogą być np. ility plicieńskie występujące w strefie aeracji) były opisywane prawami ustalonymi dla gruntów występujących w strefie pełnego nasycenia. Przy projektowaniu obiektów budowlanych przyjmowano zatem większe wartości współczynników filtracji, mniejsze wartości wytrzymałości na ścinanie, większą odkształcalność, czyli parametry bardziej bezpieczne, co jednakże oznaczało większe koszty. W latach 80 XX wieku wyodrębniła się mechanika gruntów nienasyconych jako nowy dział mechaniki gruntów. Potrzeba wydzielenia tego nowego działu wynikała z faktu, że

<sup>1</sup> mgr inż., Katedra Geoinżynierii SGGW

grunty nienasycone pod obciążeniem zachowują się odmiennie od gruntów nasyconych. Przy właściwym zbadaniu takich gruntów, co wymaga odpowiedniego sprzętu, istnieje możliwość pełnego wykorzystania ich rzeczywistych możliwości i bardziej ekonomicznego projektowania budowli inżynierskich.

Właściwości gruntów nienasyconych nie mogą być analizowane na podstawie tylko jednego tensora, tj. naprężenia efektywnego, co wynika z zupełnie innego oddziaływania na szkielet gruntowy naprężenia od zewnętrznych obciążeń i ciśnienia ssania macierzystego fazy ciekłej, wypełniającej tylko częściowo pory gruntowe [2]. Metody zakładające tylko jedno naprężenie efektywne nie pozwalają prawidłowo modelować uplastycznienia gruntów nienasyconych, w tym zwłaszcza złożonego stanu naprężenia i odkształcenia występującego podczas nasączenia gruntu wodą (zwiększenie wilgotności), kiedy to występują duże zmiany objętości gruntu (odkształcenia) [4]. W przypadku ośrodka nienasyconego, na podstawie warunków równowagi można określić trzy zmienne niezależne:  $\sigma - u_a$  (naprężenie efektywne),  $u_a - u_w$  (ciśnienie ssania) oraz  $u_a$  (ciśnienie powietrza w porach gruntu). Zmiennej  $u_a$  można nie uwzględniać w przypadku nieściśliwych cząstek szkieletu gruntowego i wody. W analizie głównych zagadnień mechaniki gruntów nienasyconych wykorzystuje się dwie zmienne niezależne tensora naprężenia: naprężenie efektywne, zwane naprężeniem netto i naprężenie (nazywane powszechnie ciśnieniem) ssania macierzystego [5]. W związku z powyższym, aby móc odpowiednio modelować zachowanie się gruntów nienasyconych należy do ich badań użyć odpowiedniej aparatury pozwalającej na wyznaczenie i kontrolę w/w parametrów.

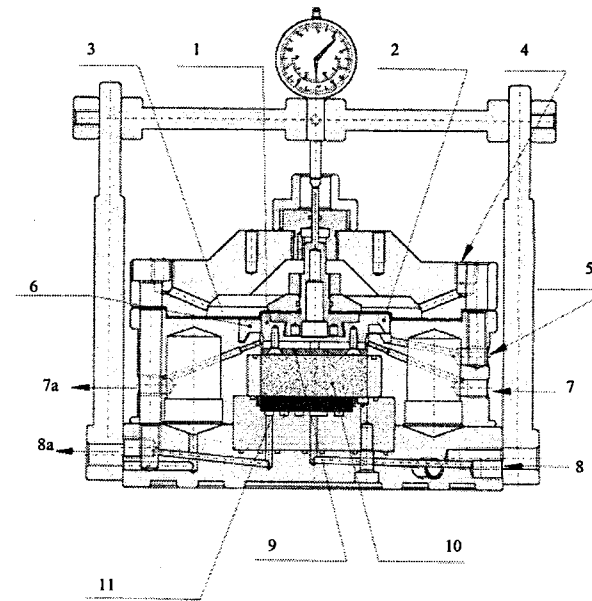
## 2. Badania ściśliwości gruntów w edometrze UPC

### 2.1. Budowa edometru i metodyka badań

W edometrze UPC (rys. 1), w przeciwieństwie do tradycyjnego edometru, próbka gruntu jest szczelnie zamknięta w stalowej obudowie. Głównym elementem edometru jest ceramika HAEV o dużej wartości wejścia powietrza (z ang. high air entry value), stanowiąca podstawę próbki umieszczonej w pierścieniu edometrycznym.

Zastosowana ceramika HAEV, o ciśnieniu wejścia powietrza wynoszącym 1500 kPa, pozwala na utrzymywanie ciśnienia powietrza w próbce gruntu

większego od ciśnienia wody w porach zadanego poprzez tę ceramikę (technika translacji osi).

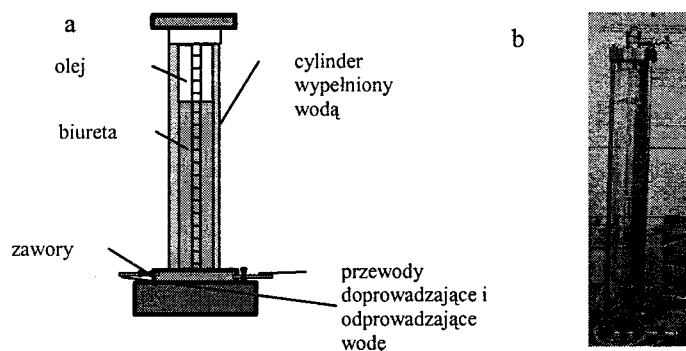


- 1 - kopolka do niskich ciśnień,  $\phi = 50\text{mm}$
- 2 - kopolka do wysokich ciśnień,  $\phi = 71\text{mm}$
- 3 - membrana
- 4 - ciśnienie (naprężenie) pionowe
- 5 - zawór odpływu wody
- 6 - urządzenie centrujące do kopolki niskich ciśnień
- 7, 7a - zawory kontrolne ciśnienia wody lub pary wodnej
- 8, 8a - ciśnienie wody (dopływ, odpływ - do płukania układu)
- 9 - kamień porowy górny
- 10 - próbka gruntu,  $\phi = 50\text{mm}$ ,  $h = 20\text{mm}$
- 11 - kamień ceramiczny HAEV (high air entry value),  $\phi = 50\text{mm}$ ,  $h = 7,1\text{mm}$

Rys.1. Schemat edometru UPC do badań gruntów nienasyconych z kontrolowanym ciśnieniem ssania [11]

Obciążenie pionowe próbki przykładane jest pneumatycznie za pomocą sprężonego powietrza działającego na membranę przekazującą nacisk na górny kamień porowy i na próbkę. Ciśnienie powietrza porowego oddzielone jest od ciśnienia działającego na próbkę gumową membraną grubości 1mm. Zmiany

objętości wody, dopływającej bądź odpływającej z próbki gruntu, mierzone są za pomocą specjalnej biurety umieszczonej w cylindrze wypełnionym wodą (rys. 2), w którym panuje takie same ciśnienie jak w biurecie. Zapewnia to niezależność odczytu od zmieniających się wartości ciśnień. Dokładność pomiaru objętości wody wynosi 0,02 ml. Zmiany wysokości próbki rejestrowane są za pomocą mechanicznego czujnika przemieszczeń o dokładności pomiaru 2  $\mu\text{m}$ .

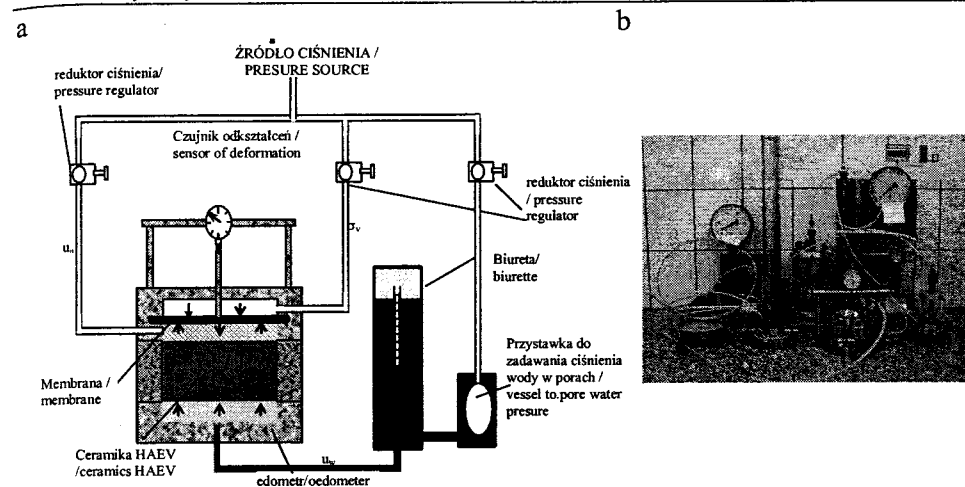


Rys. 2. Schemat (a) i widok (b) biurety do pomiaru objętości próbki gruntu

W edometrze można wykonywać badania gruntów nienasyconych kontrolując ciśnienie ssania i naprężenie efektywne oraz odkształcenie objętościowe próbki i jej wilgotność. Ssanie macierzyste jest kontrolowane poprzez zastosowanie techniki translacji osi umożliwiającej badanie gruntów nienasyconych w warunkach bardzo wysokiego ssania macierzystego (rys. 3). Technika ta pozwala pokonać ograniczenie wynikające z kawitacji słupa wody występującej przy ciśnieniu ok -101 kPa, czyli ciśnieniu absolutnego zera. Technika polega na translacji ciśnienia powietrza ( $u_a$ ) i ciśnienia wody w porach ( $u_w$ ) w zakres wartości dodatnich w taki sposób, że w próbce gruntu ssanie ( $s = u_a - u_w$ ) pozostaje stałe, niezależne od ciśnienia atmosferycznego powietrza ( $u_{\text{atm}}$ ); jest to zatem zamknięty układ hydrauliczny.

Przypuśćmy, że początkowe ciśnienie wody w porach  $u_w$ , mierzone poniżej ceramiki HAEV, wynosi 100 kPa.

Następnie do próbki od górnej jej powierzchni zadawane jest ciśnienie powietrza wynoszące 200 kPa, co zwiększa ciśnienie powietrza w porach  $u_a$  do tej samej wartości. W wyniku tego ciśnienie wody w porach wzrasta o taką samą wartość, ale ostatecznie wynosi 100 kPa poniżej ceramiki. Oprócz translacji ciśnienia powietrza w porach od wartości odniesienia równej 0 kPa do 200 kPa, ssanie macierzyste w próbce gruntu pozostanie stałe i będzie równe 100 kPa.



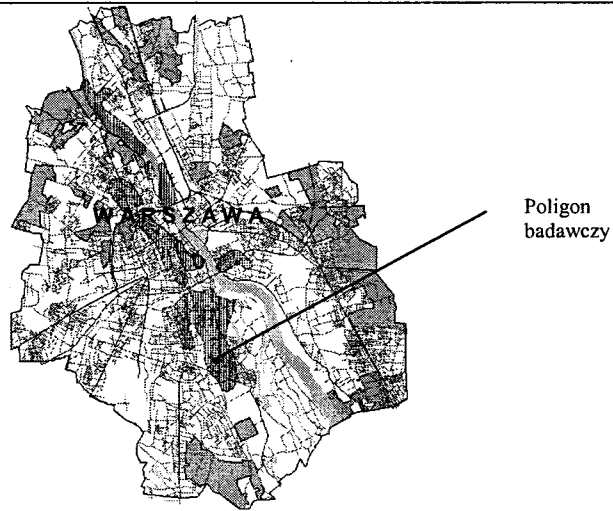
Rys. 3. Stanowisko do badań gruntów nienasyconych; a) schemat ideowy, b) widok aparatury

## 2.2. Właściwości badanego gruntu

Badania zostały wykonane na próbkach gruntu o nienaruszonej strukturze, pobranych na poligonie badawczym „Stegny”. Poligon ten znajduje się w Warszawie na osiedlu mieszkaniowym pomiędzy ulicami Warneńską i Czerniakowską (rys.4). Poligon położony jest na czwartorzędowym tarasie nadzalewowym Wisły w odległości około 0.5 km od Skarpy Warszawskiej. Wybór poligonu doświadczalnego uwarunkowany był przede wszystkim płytkim zaleganiem ilów trzeciorzędowych, około 4,5 m ppt.

Z otworów wiertniczych wykonywanych w ramach prac geologicznych zostały pobrane trzy próbki gruntu w próbniki typu Shelby.

Głębokości pobrania próbek wynosiły 6.0-6.7 m (próbka nr 1), 7.6-8.0 m (próbka nr 2), 8.0-8.7 m (próbka nr 3). Po przeprowadzeniu analizy granulometrycznej stwierdzono, że pobrane próbki gruntu to ły. Pozostałe właściwości badanych ilów podano w tabeli nr 1.



Rys. 4. Lokalizacja poligonu badawczego

Badania laboratoryjne miały na celu:

- określenie zależności ciśnienia ssania od naprężenia pionowego;
- określenie współczynnika konsolidacji  $c_v$  dla różnych wartości wzbudzonego ciśnienia ssania i stopnia obciążenia.

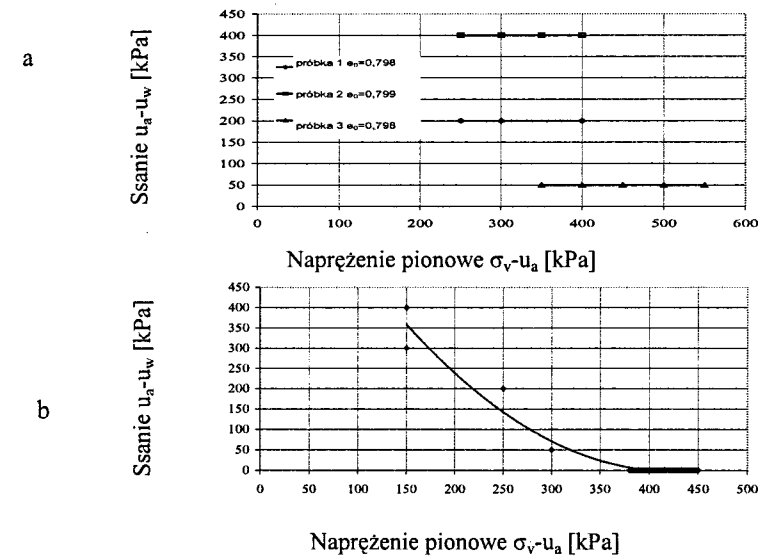
Tablica 1. Zestawienie właściwości fizycznych badanych gruntów

Próbka	$\rho_s$	$\rho$	$\rho_d$	$e_0$	$w_n$	$w_p$	$w_L$	$I_p$
	[Mg/m <sup>3</sup> ]	[Mg/m <sup>3</sup> ]	[Mg/m <sup>3</sup> ]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	2,72	1,88	1,44	0,9	31,0	41,0	96,0	55,0
2	2,69	1,95	1,48	0,82	31,7	35,0	83,0	48,0
3	2,71	2,05	1,61	0,69	27,5	22,5	69,5	47,0

## 2.3. Wyniki badań

W celu wyznaczenia charakterystyk konsolidacyjnych gruntu dla założonych wartości obciążenia i ciśnienia ssania badania prowadzono według ścieżek przedstawionych na rys. 5. Dla każdego etapu obciążenia rejestrowano zmiany wysokości próbki w odstępach czasu, jak w badaniach konsolidacyjnych w tradycyjnym edometrze, aż do chwili osiągnięcia zarówno stabilizacji osiadań

jak i zmian objętości wody mierzonych za pomocą biurety. Następnie dla każdego etapu obciążenia sporządzono wykresy przebiegu konsolidacji. W początkowym etapie każdego badania, po zadaniu określonej wartości ciśnienia ssania oraz początkowej wartości naprężenia pionowego, obserwowano odkształcenia pionowe próbek. W przypadku, gdy próbka wykazywała tendencje do zwiększania wysokości (objętości), zwiększano naprężenie pionowe, aby zachować stałą objętość próbki. Taki sposób postępowania pozwolił dla każdej wartości wzbudzonego ciśnienia ssania ustalić minimalną wartość naprężenia pionowego, przy którym próbka nie zwiększała swojej objętości (nie pęczniała). Na podstawie wyników powyższych badań sporządzono wykres zależności ciśnienia ssania od naprężenia pionowego (rys.5).



Rys. 5. Ścieżki obciążenia w badaniach konsolidacyjnych próbek iltu (a) i zależność ciśnienia ssania od naprężenia pionowego (b)

Według Croneya i Colemana (1953) [3] wartości ciśnienia ssania ( $s$ ) zmniejszają się zależnie od ciśnienia wynikającego z nadkładu gruntu ( $p$ ), co można wyrazić wzorem:

$$s = \alpha \cdot p \quad (1)$$

Wartości współczynników  $\alpha$  w zakresie od 0 do 1 zależą od rodzaju gruntu (tab.2)

Tablica 2. Wartości współczynnika  $\alpha$  w zależności od rodzaju gruntu

Wartość współczynnika $\alpha$	Rodzaj gruntu
1	Słabonośny nasycony wodą il
0,5	Gлина pylasta
0,15	Gлина piaszczysta
0	Grunt o sztywnej strukturze

Wykorzystując zasady sprzężonej analizy, przepływ wody-odkształcenie gruntu podane przez Richarda (1974) [9] współczynnik  $\alpha$  można określić z równania:

$$\alpha = \frac{de}{dw} \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (2)$$

W równaniu tym  $\rho_s/\rho_w$  jest stałe dla analizowanych materiałów i w związku z tym większe zmiany wartości wskaźników  $de$  do zmian wilgotności gruntu dają większe wartości współczynnika  $\alpha$ . Z badań, których wyniki przedstawione są na rys. 5, wykonywanych według opisanej wyżej metody, przy stałej objętości próbki gruntu, wynika, że zależność pomiędzy obciążeniem ( $\sigma_v - u_a$ ) i ciśnieniem ssania ( $s$ ) można wyrazić za pomocą równania:

$$s = 0,007(\sigma_v - u_a)^2 - 5,9934(\sigma_v - u_a) + 1280,8 \quad (3)$$

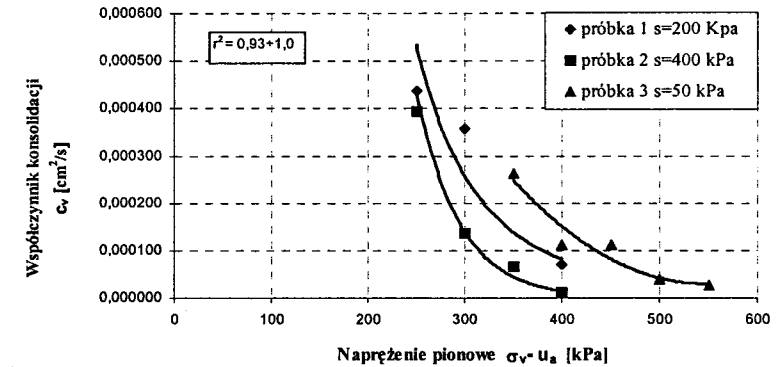
Następnie aby określić współczynnik konsolidacji  $c_v$  na podstawie pomiarów zmiany wysokości próbki w czasie dla każdego etapu obciążenia, sporządzono wykresy krzywych konsolidacji, na których podstawie wyznaczono czas  $t_{50}$ . Współczynnik konsolidacji  $c_v$  określono korzystając ze wzoru 4. We wszystkich przypadkach do określenia współczynnika konsolidacji zastosowano metodę Casagrandego.

$$c_v = 0,196 \frac{h^2}{t_{50}} [cm^2 / s] \quad (4)$$

gdzie:  $h$  - połowa wysokości próbki w edometrze [cm]

$t_{50}$  - odczytany ze skorygowanej krzywej konsolidacji czas dla stopnia konsolidacji  $U=0,5$  [min]

Wyniki badań konsolidacyjnych oraz obliczone na ich podstawie wartości współczynnika konsolidacji  $c_v$  zestawiono w tabeli 3. Uzyskane wartości współczynników konsolidacji  $c_v$  przedstawiono w zależności od naprężenia pionowego i ciśnienia ssania (rys.6).

Rys. 6. Zmienność współczynnika konsolidacji  $c_v$  w funkcji naprężenia konsolidacyjnego i ciśnienia ssania [8]

Tablica 3. Zestawienie wyników badań

Próbka	$s = u_a - u_w$	$e$	$Sr$	$u_a$	$u_w$	$\sigma_v$	$\sigma_v - u_a$	$t_{50}$	$c_v$
	[kPa]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[s]	[cm <sup>2</sup> /s]
1	200	0,798	0,951	310	110	560	250	1800	0,000438
						610	300	2200	0,000358
						710	400	11000	0,000072
2	400	0,799	0,886	410	10	660	250	2000	0,000394
						710	300	5800	0,000136
						760	350	12000	0,000066
						810	400	70000	0,000011
3	50	0,7981	0,881	60	10	410	350	3000	0,000263
						460	400	7000	0,000113
						510	450	7000	0,000113
						560	500	20000	0,000039
						610	550	30000	0,000026



### 3. Wnioski

Przeprowadzone w edometrze UPC badania pozwoliły na opracowanie zależności naprężenia pionowego od wzbudzonego metodą translacji osi ciśnienia ssania, przy których nie zachodzi wzrost objętości próbki. Analizując powyższą charakterystykę, można zauważyć, że naprężenie pionowe maleje wraz ze wzrostem ciśnienia ssania.

Analiza uzyskanych zależności współczynnika  $c_v$  od naprężenia pionowego i ciśnienia ssania wskazuje, że dla każdej wartości ciśnienia ssania wartość współczynnika konsolidacji  $c_v$  maleje wraz ze wzrostem naprężenia pionowego. Natomiast dla danej wartości naprężenia pionowego wartość współczynnika konsolidacji  $c_v$  maleje, gdy wzrasta ciśnienie ssania.

### Literatura

- [1] Alonso E.E., Gens A.: *A framework for the behavior of unsaturated expansive clays*. Canadian Geotechnical Journal 29:1013-1032. (1991)
- [2] Bishop A.W., Blight G.E.: *Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils*. Geotechnique 13, No. 3, 177-197. (1963)
- [3] Croney D., Coleman J.D.: *Soil moisture suction properties and their leaving on the moisture distribution in soils*. Zürich, 3 rd ICSMFE, 1 (1/3), PP.13-18. (1953)
- [4] Fredlund D.G., Rahardjo H.: *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, John Wiley & Sons Inc., New York. (1993)
- [5] Grabowska-Olszewska B.: *Geologia stosowana. Właściwości gruntów nienasyconych*. (1998)
- [6] Head K.H.: *Manual of Soil Laboratory Testing Vol.3*. (1982)
- [7] Lendo M.: *Analiza zachowania się ilów pliczeńskich w świetle badań edometrycznych z kontrolowanym ciśnieniem ssania*. Praca magisterska, SGGW, Wydział Inżynierii i Kształtowania Środowiska, Warszawa. (2004)
- [8] Lendo M., Skutnik Z.: *Badania współczynnika konsolidacji  $c_v$  nienasyconych ilów pliczeńskich*. Przegląd Naukowy. Zeszyt 32 – artykuł w druku. (2005)
- [9] Richards G.B.: *Behavior of unsaturated silos*. In: Lee I. K: Soil Mechanics- New Horizons. London: Newnes-Butterworths. Pp. 112-157. (1974)

- [10] Skutnik Z.: *Weryfikacja parametrów geotechnicznych rdzenia zapory nasykowej na podstawie badań prowadzonych podczas budowy*. Praca doktorska, SGGW, Warszawa. (2002)
- [11] Tyszka A.: *Znaczenie stanu nasycenia w analizie zachowania się gruntów w rdzeniu zapory*, Praca magisterska, SGGW, Wydział Inżynierii i Kształtowania Środowiska, Warszawa. (2002)
- [12] Wilun Z.: *Mechanika gruntów i gruntoznawstwo drogowe*. WKiŁ, Warszawa. (1962)

## APPLICATION OF THE UPC CONSOLIDOMETER TO INVESTIGATION OF UNSATURATED EXPANSIVE SOILS

**Summary:** The paper presents selected test results obtained for expansive clay soils using the UPC consolidometer. The UPC consolidometer allows to determine the soil compressibility parameters under control suction by the "axis-translation" technique. The compressibility characteristics of clay soils were obtained for different pressures of suction. Based on test results obtained the relationship between values of suction and net vertical loading was proposed. Moreover, the coefficients of vertical consolidation were determined depending on imposed suction values ( $u_a-u_w$ ) and loading pressures.

*Krzysztof Malesiński<sup>1</sup>*

## **Badania modelowe wpływu zbrojenia gruntu na stateczność fundamentów bezpośrednich posadowionych na koronie zbocza**

**Streszczenie:** Charakterystyka stanowiska badawczego, metodyki badań modelowych, zastosowanych rodzajów gruntu i zbrojenia. Jakościowe i ilościowe wyniki własnych badań modelowych wraz z ich analizą.

### **1. Wstęp**

W praktyce inżynierskiej coraz częściej posadawia się fundamenty bezpośrednie na zboczach z gruntu zbrojonego. Odpowiednio dobrane i rozmieszczone zbrojenie zbocza zwiększa nośność i redukuje osiadanie fundamentów bezpośrednich zlokalizowanych na koronie zbocza w porównaniu do zbocza bez zbrojenia.

W celu doboru właściwego rodzaju zbrojenia oraz jego optymalnego położenia, w wielu ośrodkach badawczych na świecie przeprowadzono w ciągu ostatnich kilkunastu lat obszerne badania modelowe [1, 3, 4]. Na ich podstawie określono jakościowy i ilościowy wpływ zbrojenia na stateczność fundamentów bezpośrednich posadowionych na koronie zbocza.

Prowadzone aktualnie w Laboratorium Katedry Geotechniki Wydziału Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej własne badania modelowe stanowią rozszerzenie zakresu wspomnianych wcześniej prac o inne

---

<sup>1</sup> mgr inż., Politechnika Gdańska

rodzaje gruntów niespoistych (naturalnych i analogowych) oraz inne rodzaje zbrojenia.

Celem aktualnie prowadzonych badań modelowych jest między innymi ustalenie ilościowych zależności empirycznych umożliwiających określenie współczynników:

- wpływu nachylenia zbocza na redukcję nośności gruntu naturalnego i gruntu zbrojonego,
- zwiększenia nośności *BCR* (*Bearing Capacity Ratio*) dla gruntu zbrojonego,
- redukcji osiadania *SRF* (*Settlement Reduction Factor*) dla gruntu zbrojonego.

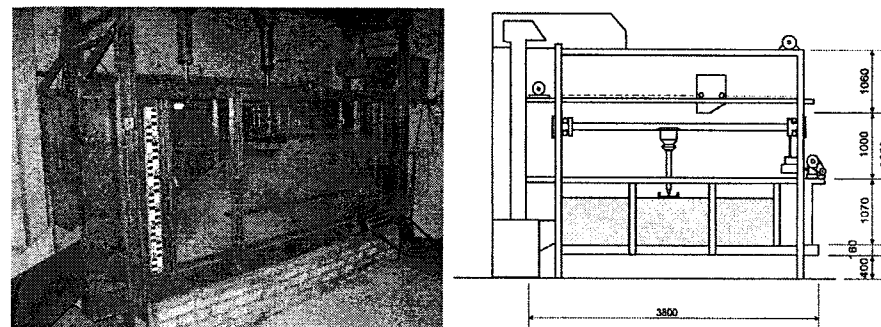
Współczynniki te są przydatne do wykorzystania przy projektowaniu fundamentów bezpośrednich posadowionych na zboczach z gruntu zbrojonego.

Swoistym *novum* aktualnie prowadzonych własnych badań modelowych jest zastosowanie – po raz pierwszy w kraju w tego rodzaju badaniach – nowoczesnej techniki *PIV* (*Particle Image Velocimetry*) do rejestracji przemieszczeń podłoża gruntowego [2,5]. Stosując tą technikę możliwe jest wyznaczenie przemieszczeń podłoża gruntowego bez konieczności stosowania, jak to miało miejsce dotychczas, tradycyjnych znaczników punktowych lub liniowych umieszczanych w gruncie. Wpływa to znacząco na dokładność otrzymywanych wyników i ich numeryczną analizę, a także na istotne skrócenie czasu potrzebnego do przygotowania poszczególnych badań.

## 2. Metodyka badań modelowych

Pierwszą serię badań modelowych w płaskim stanie odkształcenia na gruncie naturalnym przeprowadzono w zmodernizowanym w 2004 roku stanowisku badawczym przedstawionym na rys. 1. W serii tej wykonano 55 badań modelowych.

Zastosowano sztywny model fundamentu o szerokości  $B = 150$  mm i długości równej szerokości stanowiska badawczego, wynoszącej  $L = 500$  mm. Model fundamentu obciążano za pomocą mechanicznego układu obciążającego napędzanego silnikiem elektrycznym, stosując stałą prędkość przemieszczenia tłoka równą około 1 mm/min. Obciążenie na model fundamentu przykładano w sposób przegubowy, co zapewniało swobodne przemieszczanie się modelu fundamentu. Wartości obciążenia oraz przemieszczenia modelu fundamentu rejestrowano co sekundę za pomocą komputerowego systemu pomiarowego aż do momentu uzyskania nośności granicznej.



Rys. 1. Widok i schemat stanowiska do badań modelowych na gruncie naturalnym w płaskim stanie odkształcenia

We wszystkich badaniach modelowych na gruncie naturalnym stosowano piasek średni Rybaki o symbolu handlowym  $0,2 \div 0,8$  w stanie powietrzno-suchym. Parametry geotechniczne piasku zestawiono w tab. 1.

Tablica 1. Parametry geotechniczne piasku używanego do badań modelowych

Parametr	Piasek Rybaki $0,2 \div 0,8$
Średnica miarodajna $d_{60}$ [mm]	0,470
Średnica miarodajna $d_{50}$ [mm]	0,423
Średnica miarodajna $d_{10}$ [mm]	0,213
Wskaźnik różnoziarnistości $U$ [-]	2,210
Gęstość właściwa $\rho_s$ [ $\text{g}/\text{cm}^3$ ]	2,650
Maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego $\rho_{d,max}$ [ $\text{g}/\text{cm}^3$ ]	1,818
Minimalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego $\rho_{d,min}$ [ $\text{g}/\text{cm}^3$ ]	1,534
Maksymalny wskaźnik porowatości $e_{max}$ [-]	0,728
Minimalny wskaźnik porowatości $e_{min}$ [-]	0,458
Stopień zagęszczenia $I_D$	0,50
Kąt tarcia wewnętrzznego $\phi$ [°]	35,5

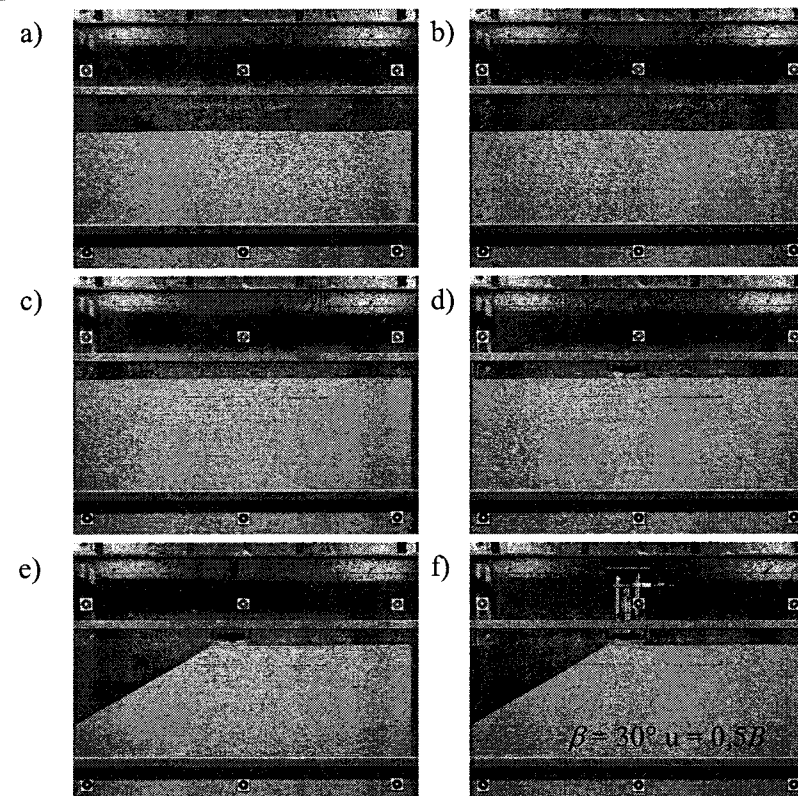
Jako zbrojenie gruntu naturalnego stosowano geotkaninę Wigolen oraz siatkę techniczną Żłoty Stok o parametrach zestawionych w tab. 2. Zbrojenie układano na czterech głębokościach  $u$  wynoszących  $0,25B$ ,  $0,50B$ ,  $0,75B$  i  $1,00B$ . Długość zbrojenia dobierano w taki sposób, aby dla każdej lokalizacji sięgało ono poza powierzchnię poślizgu wyznaczoną dla zbocza z gruntu naturalnego bez zbrojenia.

Tablica 2. Parametry fizyczne i wytrzymałościowe geosyntetyków używanych do zbrojenia gruntu

Parametr	Materiał	Geotkanina Wigolen 62F/17-500	Siatka techniczna Złoty Stok typ 201 HDPE
	Grubość [mm]	2 kPa	0,770
20 kPa		0,678	2,645
200 kPa		0,540	2,452
Masa powierzchniowa [g/m <sup>2</sup> ]		195,950	528,75
Wytrzymałość na rozciąganie [kN]	wzdłuż kierunku produkcji	7,563	0,651
	prostopadle do kierunku produkcji	5,601	0,646
Opór na przebicie metodą CBR [kN]		4,361	0,437
Opór na przebicie metodą piramidki [kN]	z zastosowaniem cylindra pustego	1,106	-
	z zastosowaniem pianki poliuretanowej	0,125	-
	na podłożu nieodkształcalnym	0,104	-

Przygotowanie stanowiska do badań modelowych obejmowało następujące etapy przedstawione na rys. 2:

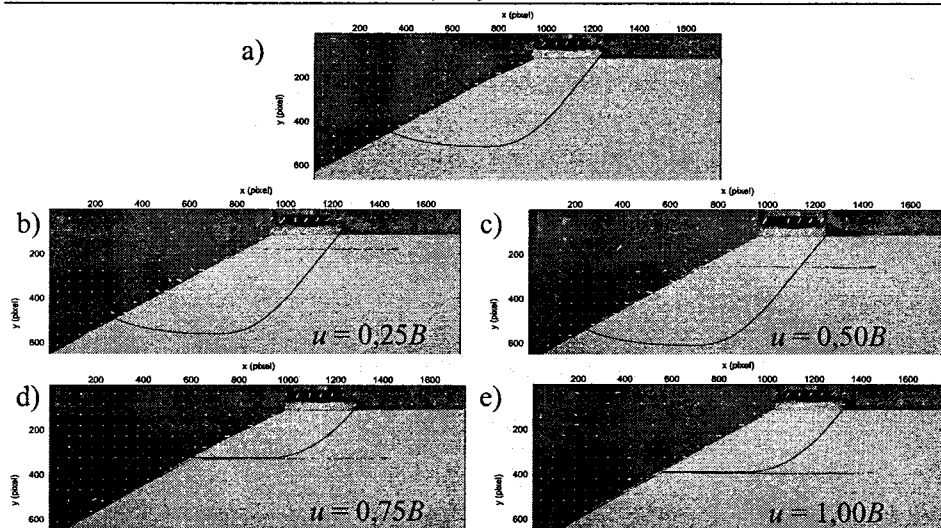
- wykonanie zasypu o odpowiednim zagęszczeniu metodą kurtyny piaskowej do poziomu, na którym ma być ułożona warstwa zbrojenia,
- ułożenie warstwy zbrojenia,
- wykonanie zasypu o odpowiednim zagęszczeniu ponad zbrojeniem, do poziomu posadowienia modelu fundamentu,
- ustawienie modelu fundamentu,
- uformowanie zbocza poprzez wybranie części zasypu,
- zamontowanie czujników pomiarowych, przyłożenie obciążenia i realizacja badania.



Rys. 2. Etapy przygotowywania stanowiska do badań modelowych

### 3. Jakościowe wyniki badań modelowych

Trajektorie przemieszczeń oraz kształt i zasięg powierzchni poślizgu dla zbocza o nachyleniu  $\beta = 30^\circ$  zbrojonego geotkaniną Wigolen o zmiennym zagłębieniu  $u$  i obciążonego fundamentem bezpośrednim posadowionym na krawędzi zbocza ( $b / B = 0$ ), określone za pomocą techniki *PIV* [2, 5] przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Trajektorie przemieszczeń gruntu dla zbocza naturalnego (a) i zbrojonego geotkaniną Wigolen (b ÷ e)

W celu wyznaczenia przemieszczeń podłoża gruntowego wykorzystano odpowiednio zmodyfikowany moduł do programu *MATLAB* o nazwie *MPIV*. Modyfikacja polegała na rozszerzeniu możliwości programu o:

- wyznaczenie trajektorii przemieszczeń poszczególnych fragmentów zdjęcia początkowego na podstawie analizy serii zdjęć,
- opcjonalny zapis i podgląd uzyskiwanych wyników aktualizowany po przeanalizowaniu każdej pary zdjęć,
- przedstawienie uzyskanych wyników w postaci animacji w formacie *MPG* lub *AVI*.

Możliwości programu *MPIV* i jego modyfikacji opisano w pracy [2].

Z rys. 3 wynika, że zaobserwowane trajektorie przemieszczeń zbocza z gruntu bez zbrojenia są płytsze i skierowane głównie w stronę pochyłości zbocza. Trajektorie przemieszczeń zbocza zbrojonego dla  $u \leq 0,5B$  mają podobny kształt, lecz są głębsze. W tym przypadku warstwa zbrojenia przenosi obciążenie z fundamentu na głębszą niezbrojoną strefę zbocza. Przy głębokim ( $u > 0,5B$ ) położeniu warstwy zbrojenia, powierzchnia poślizgu przebiega stycznie bezpośrednio nad warstwą zbrojenia. Taka lokalizacja zbrojenia nie powoduje istotnego wzrostu nośności i zmniejszenia osiadania. Spostrzeżenie to znajduje również potwierdzenie w obcych badaniach modelowych opisanych w pracach [1, 3, 4].

## 4. Ilościowe wyniki badań modelowych

Wyniki ilościowe przeprowadzonych własnych badań modelowych zgrupowano i przeanalizowano pod kątem określenia wpływu zagłębienia zbrojenia  $u$  oraz nachylenia zbocza  $\beta$  na zmianę nośności granicznej i osiadania fundamentów. Wpływy te definiuje się za pomocą dwóch współczynników:

- współczynnika zwiększenia nośności  $BCR$

$$BCR = \frac{q_z}{q_{nz}} \quad (1)$$

$q_z$  – nośność graniczna fundamentu posadowionego na zboczu z gruntu zbrojonego

$q_{nz}$  – nośność graniczna fundamentu posadowionego na zboczu z gruntu bez zbrojenia

- współczynnika redukcji osiadania  $SRF$

$$SRF = \frac{(S/B)_z}{(S/B)_{nz}} \quad (2)$$

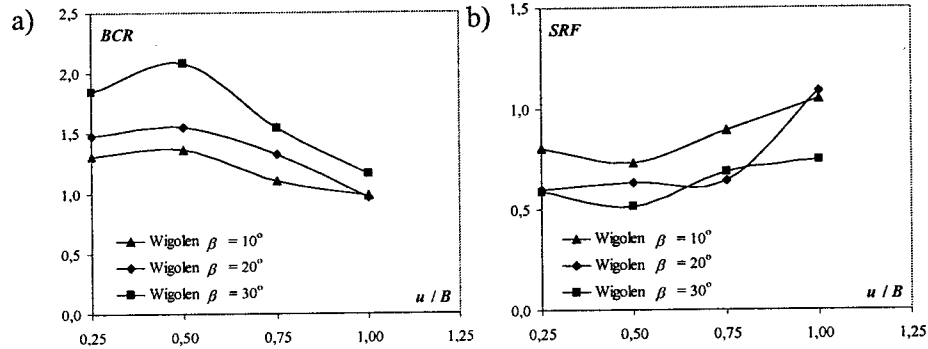
$(S/B)_z$  – osiadanie względne fundamentu posadowionego na zboczu z gruntu zbrojonego

$(S/B)_{nz}$  – osiadanie względne fundamentu posadowionego na zboczu z gruntu bez zbrojenia

W dalszej części przedstawiono najistotniejsze wstępne wyniki ilościowe z przeprowadzonych dotychczas badań modelowych.

### 4.1. Wpływ zagłębienia zbrojenia

Ilościowy wpływ zagłębienia zbrojenia  $u/B$  pod fundamentem na wzrost nośności i redukcję osiadania przedstawiono na rys. 4.



Rys. 4. Wpływ zagłębienia górnej warstwy zbrojenia na nośność (a) i osiadanie (b) fundamentów posadowionych na koronie zbocza

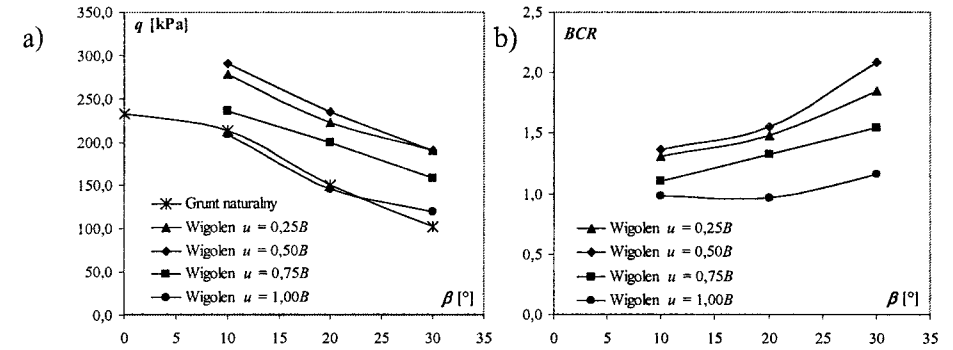
Z badań wynika, że optymalnym zagłębieniem zbrojenia z geotkaniny Wigolen, przy którym występuje jednocześnie największy wzrost nośności (rys. 4a) i najmniejsze osiadanie (rys. 4b), jest głębokość  $u$  równa w przybliżeniu połowie szerokości fundamentu  $B$ . Korzystny wpływ zbrojenia przy jego optymalnym zagłębieniu jest szczególnie odczuwalny dla większych nachyleń zbocza.

Stwierdzony w badaniach spadek nośności i wzrost osiadania przy zagłębieniu zbrojenia większym od  $u = 0,5B$  wynika ze zmian kształtu i zasięgu powierzchni poślizgu przedstawionych wcześniej na rys. 3 i wiąże się z występowaniem poślizgu gruntu po warstwie zbrojenia.

## 4.2. Wpływ nachylenia zbocza

Wpływ nachylenia zbocza  $\beta$  zbrojonego geotkaniną Wigolen, położoną na różnej głębokości  $u/B$  pod fundamentem zlokalizowanym na krawędzi zbocza, na zmianę nośności granicznej fundamentu przedstawiono na rys. 5.

Z rysunku tego wynika, że tendencje jakościowe i ilościowe redukcji nośności wraz ze wzrostem kąta nachylenia zbocza z gruntu zbrojonego można uznać za zbliżone do tendencji zaobserwowanych dla zbocza z gruntu bez zbrojenia.



Rys. 5. Zależność nośności granicznej  $q$  (a) oraz współczynnika zwiększenia nośności  $BCR$  (b) od kąta nachylenia zbocza

Największy wzrost nośności wśród wszystkich przypadków zagłębienia zbrojenia zauważono w zboczu o nachyleniu  $\beta = 30^\circ$ . W przypadku ułożenia geotkaniny na głębokości  $u = 1,0B$  dla zbocza o kącie nachylenia  $10^\circ$  i  $20^\circ$  nośność okazała się zbliżona do nośności zbocza bez zbrojenia.

## 5. Podsumowanie

Na podstawie wyników ilościowych uzyskanych z przeprowadzonych własnych badań modelowych fundamentów bezpośrednich posadowionych na zboczu z gruntu zbrojonego stwierdzono, że optymalna lokalizacja zbrojenia z geotkaniny Wigolen pod fundamentem odpowiada głębokości równej połowie szerokości fundamentu (rys. 4).

Przy takiej głębokości ułożenia zbrojenia trajektorie przemieszczeń skierowane są w głąb zbocza, a uzyskana powierzchnia poślizgu jest głębsza niż dla zbocza bez zbrojenia (rys. 3). Świadczy to o tym, że tak zlokalizowane zbrojenie przenosi obciążenie z fundamentu na głębszą niezbrojoną strefę zbocza, zwiększając tym samym nośność graniczną i redukując osiadanie fundamentu.

Uzyskane wstępne zależności znajdują potwierdzenie w wynikach obcych badań modelowych opisanych w pracach [1,3,4].

## Literatura

- [1] Lee K. M., Manjunath V. R.: *Experimental and numerical studies of geosynthetic-reinforced sand slopes loaded with a footing*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 37, 2000, 828-842., 2000.
- [2] Malesiński K.: *Zastosowanie techniki PIV do wyznaczania przemieszczeń podłoża gruntowego*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej. Budownictwo z. 104, Gliwice 2004, 235-242., 2005.
- [3] Selvadurai A. P. S. i Gnanendran C. T.: *An experimental study of a footing located on a sloped fill: influence of a soil reinforcement layer*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 26, 1989, 467-473., 1989.
- [4] Yoo C.: *Laboratory investigation of bearing capacity behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand slope*. Geotextiles and Geomembranes 19, 279-298., 2001.
- [5] Zadroga B., Malesiński K.: *Nowe techniki pomiaru przemieszczeń podłoża gruntowego w badaniach modelowych stateczności fundamentów*. Inżynieria Morska i Geotechnika 3/2005, 208-218., 2005.

## INFLUENCE OF GEOSYNTHETIC-REINFORCEMENT ON STABILITY OF SHALLOW FOUNDATIONS ON THE SLOPE'S CREST

**Summary:** Description of test tank, model test's methodology, applied types of subsoil and reinforcement. Qualitative and quantitative results of own model tests and its analysis.

### Podziękowanie

Artykuł opracowano w ramach projektu badawczego nr 5 T07E 005 25 pt. „Stateczność fundamentów bezpośrednich posadowionych na zboczu. Badania modelowe i analizy numeryczne”. Projekt finansowany był przez Komitet Badań Naukowych w Warszawie, za co autorzy wyrażają podziękowanie.

Edyta Malinowska<sup>1</sup>

## Charakterystyki przepływu w procesie konsolidacji gruntów organicznych

**Streszczenie:** Posadowienie budowli inżynierskich na słabonośnych gruntach organicznych stwarza szczególne problemy inżynierskie ze względu na specyficzne właściwości tych gruntów. Grunty organiczne charakteryzują się dużą porowatością i ściśliwością, małą wytrzymałością i dużą przepuszczalnością początkową, która maleje wraz z postępującym procesem ściśliwości. W wyniku deformacji szkieletu gruntowego pod obciążeniem zmienia się porowatość gruntu, a w szczególności ulega zmianie charakterystyka przepływu. Zatem projektowanie, wznoszenie i utrzymywanie budowli na gruntach organicznych powinno być poprzedzone prognozą i obliczeniami odkształceń podłoża pod obciążeniem ze szczególnym uwzględnieniem przepływu wody, który odgrywa istotną rolę w procesie konsolidacji. W artykule przedstawione zostały wyniki badań charakterystyk przepływu wody w gruntach organicznych.

### 1. Wprowadzenie

W artykule podjęta została tematyka gruntów organicznych, charakteryzujących się dużą zmiennością parametrów pod wpływem przyłożonego obciążenia. Prowadzenie gospodarki oraz niektórych inwestycji związanych z kształtowaniem środowiska przyrodniczego na terenach, gdzie występują grunty organiczne stwarza problem konieczności wykonania szeregu budowli inżynierskich, co wynika z charakterystycznych właściwości tych gruntów. Rozwój budownictwa w dolinach rzek powoduje konieczność wznoszenia

<sup>1</sup> dr inż., SGGW - Warszawa, Katedra Geoinżynierii

nasypów i obwałowań związanych z ochroną przeciwpowodziową przyległych obszarów oraz zagospodarowania dolin rzecznych.

Posadowianie nasypów na słabych gruntach organicznych stwarza szczególnie problemy. Jednym z nich jest duże pionowe i poziome odkształcenie podłoża, pojawiające się podczas budowy i po jej zakończeniu. Niska wytrzymałość początkowa gruntów organicznych często powoduje trudności z zapewnieniem stateczności budowli, w związku z czym obciążenie musi być przykładane etapowo lub na wzmocnione podłożu.

Podstawą wyboru odpowiedniej metody posadowienia nasypu jest ocena stateczności budowli, oparta na analizie odkształceń i procesu konsolidacji podłoża. W procesie odkształcenia gruntu pod obciążeniem następuje wzrost wytrzymałości na ścinanie, a zatem i poprawa warunków stateczności budowli. Proces wzmocnienia podłoża jest uzależniony jednak od intensywności rozpraszania nadwyżki ciśnienia wody w porach a zatem od rodzaju i miąższości gruntu organicznego oraz jego przepuszczalności.

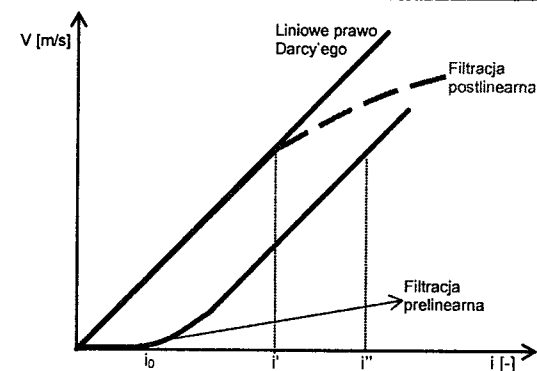
Dlatego projektowanie nasypów musi być poprzedzone analizą wielkości i przebiegu w czasie odkształceń podłoża oraz rozpraszania w nim ciśnienia porowego [9]. Ocenę taką umożliwiają rozwiązania z zakresu teorii konsolidacji.

Większość z istniejących teorii konsolidacji opartych jest na założeniach Terzaghi'ego. Jednym z uogólnień stosowanych w tradycyjnej teorii konsolidacji jest założenie, że obowiązuje liniowe prawo przepływu Darcy'ego, parametry gruntowe nie zmieniają się w procesie konsolidacji a zależność naprężenie-odkształcenie ma charakter liniowy.

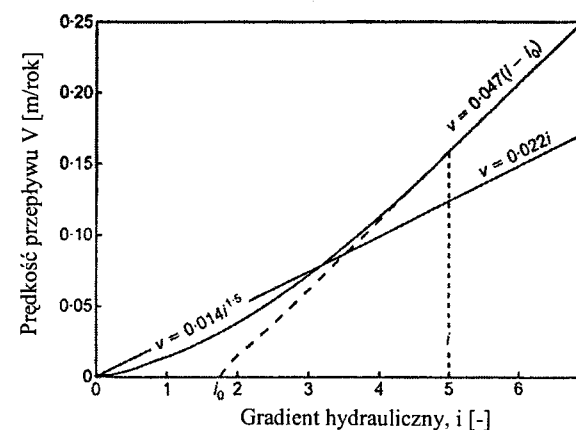
Niemniej jednak wielu autorów, m.in.: Hansbo [4,5,6], Macioszczyk i Szestakov [10], Kany i Herman [8], Bartholomeeusen i in. [2], Malinowska [11], Malinowska i in. [13], dowiedło w serii badań, że zależność pomiędzy prędkością przepływu a gradientem hydraulicznym jest nieliniowa (rys. 1 i 2).

W świetle literatury przebieg procesu konsolidacji, opisywany przez klastyczną teorię nie ma charakteru uniwersalnego i bezwzględne stosowanie wynikających z tej teorii metod interpretacji badań wskazuje, że uzyskiwane w ten sposób wartości liczbowe stopnia konsolidacji są często przypadkowe i nie zawsze korelują z rzeczywistymi pomiarami. Ing i Xiaoyan dowodzą, że nieliniowość charakterystyk przepływu w ilach istotnie wpływa na stopień konsolidacji [7] (rys. 3).

Charakterystyki uzyskiwane z doświadczeń wskazują na znaczące odstępstwa od założeń teorii konsolidacji Terzaghi'ego. Zatem na przebieg procesu konsolidacji gruntów organicznych wpływa nie tylko nieliniowy charakter zależności naprężenie – odkształcenie [17,18,16], ale także nieliniowe charakterystyki przepływu.



Rys. 1. Graficzna ilustracja prawa filtracji [10]



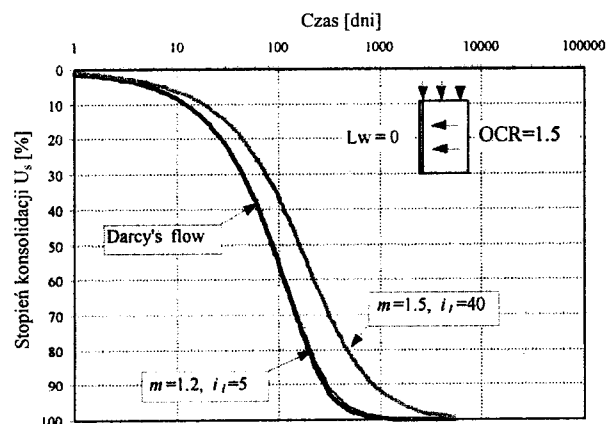
Rys. 2. Zależność pomiędzy prędkością przepływu a gradientem hydraulicznym [6]

## 2. Metodyka badań przepływu w gruntach organicznych

Do wyznaczenia charakterystyk przepływu wody w gruntach w warunkach laboratoryjnych stosowane są różnorodne badania, zarówno z zakresu metod pośrednich jak i bezpośrednich. Wybór metody uznawanej za standardową wymaga analizy takich czynników, jak: wiarygodność wyników badań, powtarzalność i odtwarzalność wyników badań, stopień odzwierciedlenia warunków terenowych, złożoność procedury i koszty badań [3]. Ze względu na



wagę i ilość tych czynników wskazane jest, aby badania przepływu wykonywane były metodami bezpośrednimi w celu wyeliminowania dodatkowego czynnika błędu, jakim może być przeliczanie uzyskanych z badań pośrednich wyników na poszukiwane parametry.



Rys. 3. Wpływ nieliniowości charakterystyk przepływu na stopień konsolidacji [7]

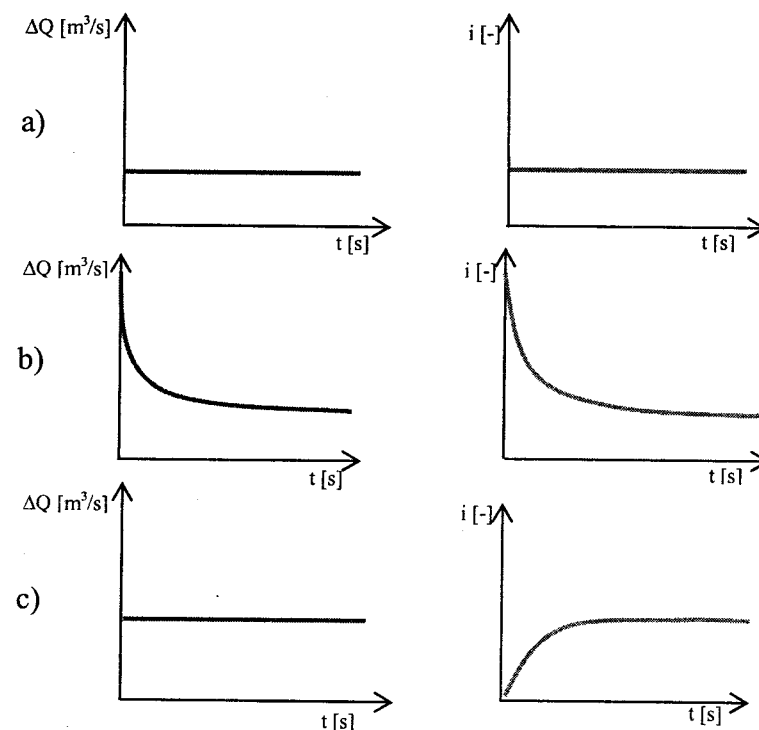
Wiarygodne obliczenia przebiegu odkształcenia w czasie uzależnione są od dokładności stosowanego opisu przepływu wody przez ośrodek porowaty. Ogólnie można wyróżnić dwie metody badań przepływu w warunkach laboratoryjnych (rys. 4), tj.: metodę stałego gradientu i metodę zmiennego gradientu. Niemniej jednak wraz z postępem technologicznym w ostatnich latach została uwzględniona nowoczesna technika stałego, kontrolowanego przepływu [11, 13], której prekursorem był Olsen [14].

Podstawową zaletą metody bezpośredniej, wykorzystującej technikę kontrolowanego stałego przepływu, w porównaniu z metodą stało- lub zmiennogradientową jest to, że przepływ hydrauliczny może być otrzymywany dużo szybciej przy małych gradientach hydraulicznych [1, 15], występujących zwykle w terenie.

Mając na uwadze zachowanie nienaruszonej struktury gruntów organicznych badania zostały wykonane w aparacie trójosiowym techniką stałego kontrolowanego przepływu.

W czasie jednego badania przez próbkę przepuszczano wodę o kilku różnych wydatkach  $Q$  i dla każdego rejestrowano wyniki pomiarów. Podczas badania rejestrowany był czas i wielkość ciśnienia różnicowego  $\Delta H$  aż do momentu

ustabilizowania się tej wartości. System sterujący kontroluje czas od początku badania oraz całkowitą objętość przepływającej cieczy z dokładnością do  $0.001 \text{ cm}^3$ . Na wyświetlaczu cyfrowym możliwy jest odczyt różnicy ciśnień na obu końcach próbki. Czujnik różnicowy ciśnienia (np. model DP 15-52) umożliwia pomiar ciśnienia w zakresie od 0 do 150 kPa z dokładnością do 0.1 kPa.



Rys. 4. Zmiana przepływu i gradientu hydraulicznego w czasie w zależności od metodyki badań: a) metoda stałogradientowa, b) metoda zmiennogradientowa, c) technika kontrolowanego przepływu

### 3. Wyniki badań

Odształcenia konsolidacyjne stanowią zasadniczą część całkowitych odkształceń podłoża słabonośnego. Zatem z punktu widzenia poprawności prognozy konsolidacji najistotniejsze jest określenie wpływu zmian wartości spadku hydraulicznego, wywołującego przepływ wody w konsolidowanym gruncie na zmiany wartości parametrów przepływu oraz zależności między tymi

parametrami a zmianami porowatości występującymi w procesie konsolidacji ośrodka gruntowego.

Badania wykonane na słabonośnym podłożu organicznym wskazują, że przepływ wody w gruncie nie może być opisany prawem Darcy'ego, którego podstawowe założenia zastosowano w większości teorii konsolidacji.

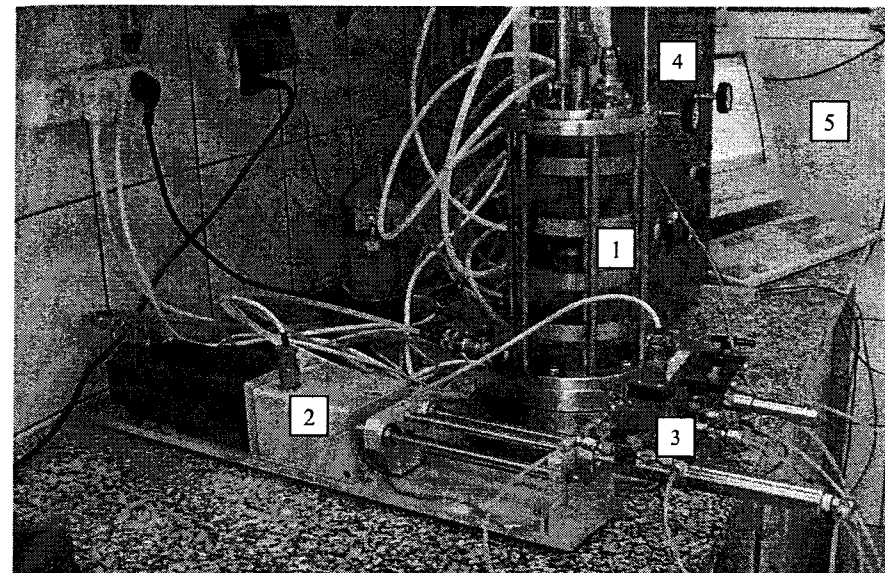
Celem weryfikacji tej tezy zostały przeprowadzone badania laboratoryjne na próbkach torfu amorficznego.

Badania przepływu wody w gruntach organicznych wykonano na próbkach gruntu pobranego ze złoża poligonu doświadczalnego „Kampus SGGW”, którego właściwości zostały przedstawione w tabeli 1.

**Tabela 1.** Właściwości fizyczne gruntów organicznych ze złoża poligonu doświadczalnego „Kampus SGGW”

Właściwości	Symbol	Jednostka	Torf
Wilgotność	w	[%]	390 - 420
Gęstość właściwa	$\rho_s$	[kN/m <sup>3</sup> ]	15.8
Gęstość objętościowa	$\rho$	[kN/m <sup>3</sup> ]	9.5 - 14.0
Gęstość objętościowa szkieletu	$\rho_d$	[kN/m <sup>3</sup> ]	2.0 - 3.3
Zawartość części organicznych	$I_{OM}$	[%]	60 - 80
Stopień rozkładu	R	[%]	60 - 70

W celu określenia zależności pomiędzy prędkością przepływu a gradientem hydraulicznym przy różnych stanach naprężenia gruntu wykorzystano technikę kontrolowanego przepływu (fot.1), która charakteryzuje się krótkim okresem uzyskania precyzyjnych wartości badanych parametrów [11, 12, 13].



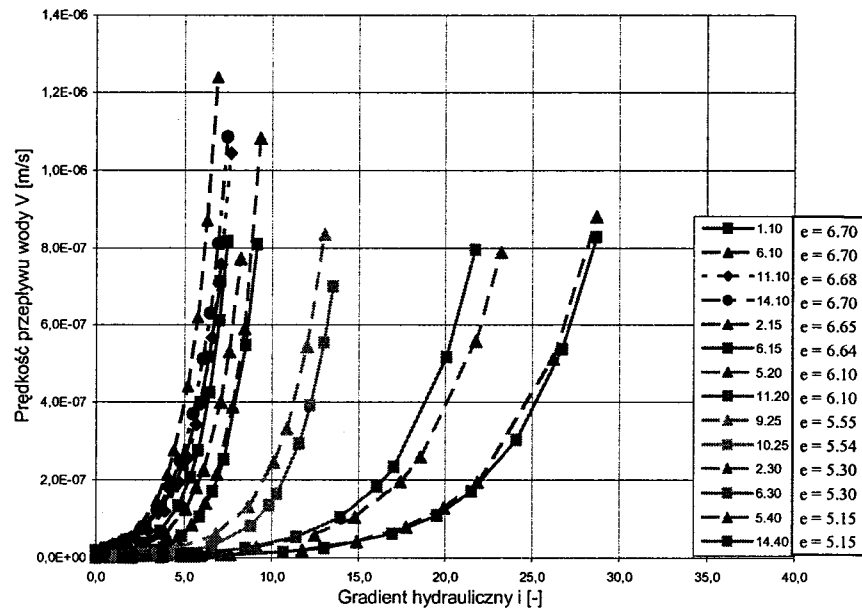
**Fot. 1.** Stanowisko do badania przepływu techniką stałego kontrolowanego przepływu: 1 – komora aparatu trójosiowego, 2 - pompa infuzyjna o ruchu posuwistozwrotnym, 3 - czujnik różnicowy ciśnienia, 4 – system sterujący w komorze trójosiowej, 5 - system zapisu

Zakres badań obejmował: nasączenie próbki gruntu organicznego (parametr  $B > 0,92$ ), konsolidację próbki przy różnych stanach naprężenia gruntu, pomiar wskaźnika porowatości, badanie przepływu wraz z pomiarem gradientu hydraulicznego [11, 13].

Badania wykonano na próbkach torfu pobranych z poligonu doświadczalnego „Kampus SGGW”. Przeprowadzono 221 pomiarów przepływu na 14 próbkach, przy 6 różnych stanach naprężenia gruntu (rys. 5), gdzie oznaczenia w legendzie świadczą odpowiednio o numerze próbki i zadanym naprężeniu konsolidacyjnym podanym w kPa.

Wyniki badań wykonane techniką stałego kontrolowanego przepływu wskazują na nieliniową zależność pomiędzy prędkością przepływu wody i gradientem hydraulicznym [11, 13]. Prędkość przepływu wody przez grunt organiczny zależy od zmian gradientu hydraulicznego i wskaźnika porowatości.

Badania przepływu gruntu organicznego techniką kontrolowanego przepływu zostały wykonane w dwóch przedziałach zakresu zmienności wskaźnika porowatości. Pierwszy z nich jest odniesiony do tzw. fazy prelinearnej, czyli w zakresie małych gradientów hydraulicznych (rys. 5).

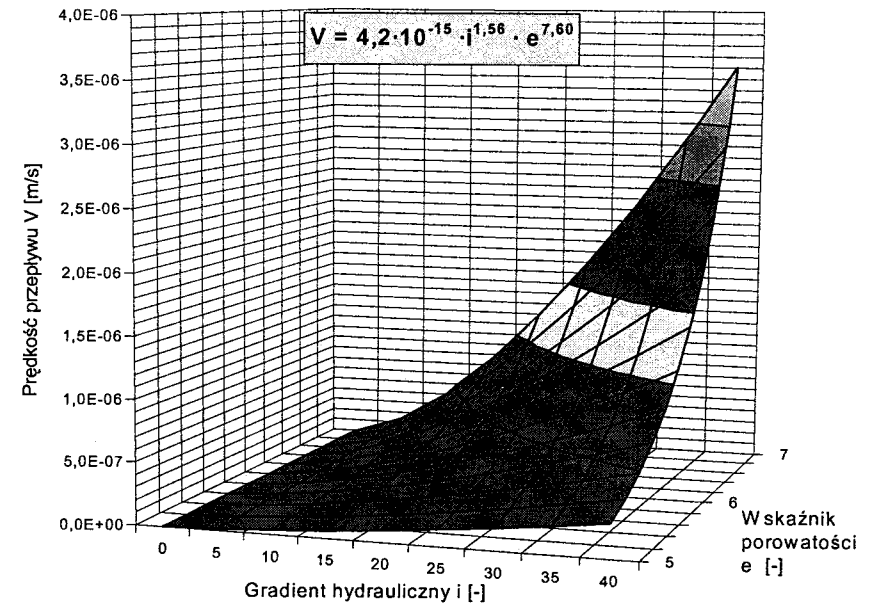


Rys.5. Zależność prędkości przepływu od gradientu hydraulicznego dla różnych wartości wskaźnika porowatości wyznaczona na podstawie badań laboratoryjnych techniką kontrolowanego przepływu

Powyższe wyniki pozwoliły na uzyskanie zależności prędkości przepływu od gradientu hydraulicznego dla różnych stanów naprężenia gruntu organicznego na przykładzie torfu. Charakterystyki przepływu opracowano statystycznie i wyznaczono funkcje regresji najlepiej opisujące zależności otrzymane z badań laboratoryjnych. Rozkład zależności prędkości przepływu od gradientu hydraulicznego różnicuje wskaźnik porowatości. I tak dla mniejszego stanu naprężenia gruntu, czyli w fazie przepływu prelinearnego, charakterystyki przepływu mają postać funkcji wykładniczej:

$$V = 4,2 \cdot 10^{-15} \cdot i^{1,56} \cdot e^{7,60} \quad (1)$$

gdzie:  $V$  – prędkość przepływu wody [m/s],  
 $i$  – gradient hydrauliczny [-],  
 $e$  – wskaźnik porowatości [-].



Rys.6. Zależność prędkości przepływu od gradientu hydraulicznego i wskaźnika porowatości wyznaczona na podstawie badań techniką kontrolowanego przepływu wraz z proponowaną funkcją regresji w zakresie fazy prelineamej

## 4. Wnioski

Projektowanie, wznoszenie i utrzymywanie budowli na gruntach organicznych powinno być poprzedzone prognozą i obliczeniami odkształceń podłoża pod obciążeniem, ze szczególnym uwzględnieniem przepływu wody, który odgrywa istotną rolę w procesie konsolidacji.

Analiza wyników badań odkształceń podłoża organicznego potwierdza, że grunty organiczne charakteryzują się wysoką ściśliwością i porowatością, osiągającą nawet ponad 87% dla badanych dobrze rozłożonych i niezamulonych gruntów organicznych [19]. Zmiana wskaźnika porowatości opisuje proces ściśliwości gruntu. Im wyższy jest początkowy wskaźnik porowatości tym większa jest potencjalna ściśliwość gruntu. Porowatość gruntu, a tym samym jego współczynnik filtracji, zmniejsza się w wyniku odkształcenia gruntu, które może być wywołane przez proces obciążenia.

Badania laboratoryjne przepływu, przeprowadzone na próbkach torfu pobranych ze złoża poligonu doświadczalnego „Kampus SGGW”, pozwoliły na wyznaczenie empirycznych związków konstytutywnych opisujących nieliniowy charakter przepływu przy różnych stanach naprężenia podczas konsolidacji w tzw. fazie prelinearnej.

Podstawową zaletą metody bezpośredniej, wykorzystującej technikę kontrolowanego przepływu, jest krótszy czas badania przy małych gradientach hydraulicznych występujących w terenie. Ponadto metoda stałej prędkości przepływu unika bezpośredniego pomiaru prędkości przepływu i związanych z tym błędów pomiarowych charakterystycznych dla w innych metod.

Wyniki przeprowadzonych badań laboratoryjnych wskazują na fakt, że charakter przepływu wody przez słabonośny ośrodek gruntowy jest nieliniowy i nie może być opisywany przez liniowe prawo Darcy'ego.

Charakterystyki przepływu wody warunkują proces konsolidacji gruntu. Parametr związany z przepływem wody występuje w nieliniowości równań konsolidacyjnych jako wartość stała, a charakter krzywych przepływu wskazuje na jego zmienność w czasie trwania konsolidacji. Zatem proces konsolidacji powinien być opisywany przy założeniu nieliniowego prawa przepływu.

## Literatura

- [1] Aiban S.A., Znidarcic D.: *Evaluation of the flow-pump and constant head techniques for permeability measurements*. Geotechnique 39, No. 4, pp. 655-666. 1989.
- [2] Bartholomeeusen G., Znidarcic D., Hwang Ch., Sills G.C.: *Seepage Inducted Consolidation Test*. University of Colorado. UK. Materiały ze stron internetowych - [www-civil.eng.ox.ac.uk](http://www-civil.eng.ox.ac.uk) 2001.
- [3] Garbulewski K.: *Dobór i badania gruntów uszczelnień składowisk odpadów komunalnych*. Rozprawa Naukowa. Katedra Geoinżynierii. Wyd. SGGW. Warszawa, 2000.
- [4] Hansbo S.: *Consolidation of clay with special reference to influence of vertical sand drains*. Doctoral Thesis, Swedish Geotechnical Institute, Proceedings, No.18, Stockholm. 1960.
- [5] Hansbo S.: *Consolidation equation valid for both Darcian and non-Darcian flow*. Geotechnique 51, No. 1, pp. 51-54. 2001.
- [6] Hansbo S.: *Deviation from Darcy's law observed in one-dimensional consolidation*. Geotechnique 53, No. 6, pp. 601-605. 2003.

- [7] Ing T.C., Xiaoyan N.: *Coupled consolidation theory with non-Darcian flow*. Computers and Geotechnics 29. School of CSE, Nanyang Technological University, Singapore, pp. 169-210. 2002.
- [8] Kany M., Herrmann R.: *Water motion in soils based on a diffusion theory of mixtures (part 2)*. Proc. of the 9<sup>th</sup> Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Dublin 1.
- [9] Ladd C.C., Foott R.: *The behaviour of embankments on clay foundations*. Canadian Geotechnical Journal. Discuss., Vol.17. 1980.
- [10] Macioszczyk T., Szestakow W.M.: *Prawo filtracji, hydrauliczne charakterystyki strumienia, filtracja ustalona. Dynamika wód podziemnych-metody obliczeń*. Wyd. geologiczne, 1983.
- [11] Malinowska E.: *Analiza odkształceń wybranych gruntów organicznych z uwzględnieniem nieliniowych charakterystyk przepływu*. Rozprawa doktorska. SGGW – Warszawa, 2005.
- [12] Malinowska E., Hyb M.: *Wyznaczanie współczynnika filtracji na podstawie badań laboratoryjnych*. EU GeoEnvNet Seminar. SGGW - Warszawa, 2004.
- [13] Malinowska E., Szymański A., Sas W.: *Wyznaczanie charakterystyk przepływu wody w gruntach organicznych metodą flow-pump*. Przegląd Naukowy Inżynierii i Kształtowania Środowiska. SGGW – Warszawa. Zeszyt 1 (31), s.114-121. 2005.
- [14] Olsen H.W.: *Darcy's Law in Saturated Kaolinite*. Water Resources Research Vol.2, No. 6, pp. 287-295. 1966.
- [15] Olsen H.W., Gill J. D., Willden A. T., Nelson K. R.: *Innovations In Hydraulic – Conductivity Measurements*. Geotechnical Engineering 1991, Transportation Research Record 1309, Transportation Research Board, National Research Council, pp. 9-17. 1991.
- [16] Sas W.: *Modelowanie odkształceń gruntów organicznych z uwzględnieniem zmian właściwości ośrodka*. Rozprawa doktorska SGGW, Warszawa, 2001.
- [17] Szymański A.: *Charakterystyki procesu odkształcenia pod obciążeniem wybranych rodzajów torfów*. Praca doktorska SGGW-AR. Warszawa, 1982.
- [18] Szymański A., Sas W.: *Modelowanie procesu odkształcenia gruntów organicznych*. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, 2000.
- [19] Zawadzki S.: *Relationship between the content of organic matter and physical properties of hydrogenic soils*. Polish J. of Soil Science, III; Vol. 1. 1970.

## PERMEABILITY CHARACTERISTICS IN CONSOLIDATION PROCESS OF ORGANIC SOILS

**Summary:** Constructions of embankments on soft organic soils cause specific problems because of their high compressibility and a low initial shear strength. The large deformations of loaded subsoil may occur during and after the structures construction period, both vertically and horizontally causes special problems for engineers. In result of deformation of soil skeleton the porosity changes and therefore the permeability coefficient decreases.

The analyses of deformations in soft organic soils in classical methods assume the linear water flow characteristic and linear relationship between stress and strain. The observation of laboratory test results shows that the linear Darcy's law can not be accepted in organic soils.

In this paper the results of laboratory investigations carried out on organic soils taken from test site – "Kampus SGGW" are presented. Based on analysis of laboratory tests results the nonlinear water flow characteristics which determine the consolidation process were elaborated.

Praca naukowa finansowana ze środków budżetowych na naukę w roku 2005 jako projekt badawczy – 2P06S 028 28.

Katarzyna Markowska-Lech<sup>1</sup>

## Analiza czynników wpływających na prędkość fali poprzecznej w gruntach spoistych

**Streszczenie:** Budowle inżynierii środowiska posadowione są coraz częściej na podłożu o niekorzystnych warunkach geotechnicznych. Właściwości mechaniczne gruntu zmieniają się wraz ze zmianą stanu naprężenia, dlatego ważne jest poznanie zależności naprężenie-odkształcenie w całym zakresie. Istotny jest zwłaszcza zakres odkształceń rzędu 0.0001%, ponieważ tylko przy bardzo małych odkształceniach możliwy jest pomiar właściwości sprężystych gruntu. Do określania modułu ścinania gruntu wykorzystywana jest prędkość fali poprzecznej, której pomiar nie jest sprawą łatwą, ponieważ na uzyskaną wartość wpływa bardzo wiele czynników. Artykuł zawiera opis metodyki oraz wyniki badań gruntów spoistych z terenu Warszawy w zmodyfikowanym aparacie trójosiowego ściskania wyposażonym w piezoelementy.

### 1. Wprowadzenie

Prawidłowe zaprojektowanie budowli inżynierskiej wymaga znajomości zachowania się gruntu pod obciążeniem. W ośrodku gruntowym pod działaniem obciążenia o określonej wielkości i kierunku powstaje pewien stan naprężenia i odkształcenia. Grunt nie jest materiałem sprężystym, a jego osiadania pod wpływem przyłożonego obciążenia są sumą odkształceń sprężystych i trwałych. Do opisu odkształcenia gruntu używane są wskaźniki ściśliwości lub moduły sprężystości. Dla bardzo małych odkształceń stosuje się początkowy moduł odkształcenia  $E_0$  ( $E_{max}$ ) lub moduł ścinania  $G_0$  ( $G_{max}$ ). Wielkości te można określić

mgr inż., SGGW

na podstawie pomiaru prędkości fali poprzecznej  $V_s$ , którą uzyskuje się w badaniach. Moduł ścinania  $G_0$  obliczany jest ze wzoru:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (1)$$

gdzie:  $\rho$  – gęstość objętościowa gruntu,  
 $V_s$  – prędkość fali poprzecznej.

Moduł ścinania  $G_0$  (a więc i prędkość fali sejsmicznej) w gruncie zależy od wielu czynników, takich jak: średnie naprężenie efektywne, wskaźnik porowatości, naprężenie styczne, stopień wilgotności, historia naprężenia, struktura gruntu (kształt i wielkość ziaren, skład mineralny), amplituda odkształcenia, częstotliwość drgań, pełzanie szkieletu, temperatura [3]. Czynniki te nie wpływają jednakowo na wartość prędkości uzyskiwanej w badaniach. Najbardziej istotnymi czynnikami są naprężenie efektywne i wskaźnik porowatości [4, 2].

W świecie naukowym istnieje kierunek badań wychodzący od równania podanego przez Hardina i Blanforda [5], pierwotnie odnoszącego się do piasków, a następnie zaadaptowanego dla ilów:

$$G_{0(ij)} = S_{ij} F(e) (\text{OCR})^k p_r^{(1-n_i-n_j)} (\sigma_i)^{n_i} (\sigma_j)^{n_j} \quad (2)$$

gdzie:  $S_{ij}$  – bezwymiarowa stała charakteryzująca strukturę gruntu,  
 $F(e)$  – funkcja wskaźnika porowatości,  
 $\text{OCR}$  – współczynnik prekonsolidacji,  
 $k$  – funkcja zależna od wskaźnika plastyczności dla gruntów spoistych;  $k=0$  dla  $I_p < 40$ ,  $k=1$  dla  $I_p > 40$ ,  
 $p_r$  – naprężenie referencyjne,  $p_r=1$  kPa,  
 $n_i, n_j$  – wykładniki empiryczne.

Wyznacza je Jamiolkowski i in. [6], którzy zakładając przybliżoną równość wykładników empirycznych, wykazali, że  $k=0$ , a tym samym brak jest wpływu współczynnika prekonsolidacji na moduł ścinania. Przy odpowiednio dobranej funkcji wskaźnika porowatości historia naprężenia nie ma żadnego wpływu na moduł ścinania. Funkcja wskaźnika porowatości ustalona została jako [6,7]:

$$F(e) = e^x \quad (3)$$

gdzie  $x = -1.3 \div -1.5$  w glinach.

Zakładając izotropowy stan naprężenia zależność (4) upraszcza się do postaci:

$$G_0 = S \cdot F(e) \cdot (\sigma_m)^n \quad (4)$$

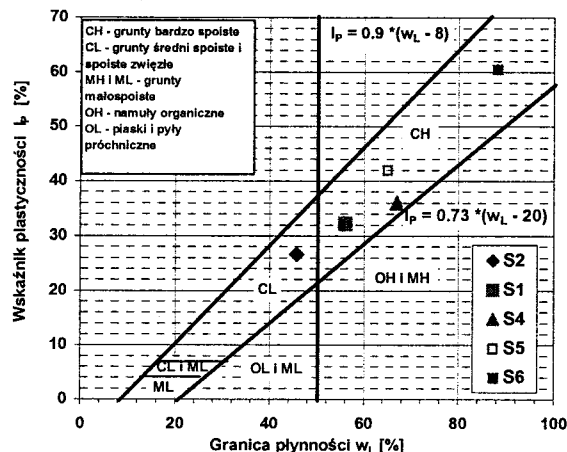
gdzie:  $\sigma_m$  – naprężenie średnie.

Na podstawie literatury przyjęto, że prędkość fali poprzecznej  $V_s$  w gruncie w największym stopniu zależy od naprężenia efektywnego  $p'$ , wskaźnika porowatości  $e$ , wskaźnika plastyczności  $I_p$  oraz częstotliwości  $f$ . W niniejszym artykule został pominięty wpływ prekonsolidacji gruntu na prędkość fali poprzecznej.

## 2. Metodyka przeprowadzonych badań

Badania zaprezentowane w artykule wykonane zostały w aparacie trójosiowym na próbkach o nienaruszonej strukturze NNS. Badania przeprowadzone zostały na prekonsolidowanych gruntach spoistych zalegających na terenie projektowanej II linii metra w Warszawie. Właściwości fizyczne poszczególnych gruntów przedstawione zostały w tabeli 1 oraz na nomogramie Casagrandego (rys.1).

Badanie obejmowało trzy podstawowe etapy: nasączenie, konsolidację i ścinanie. Konsolidacja prowadzona była etapowo w warunkach izotropowych. Na każdym etapie badania kontrolowano zmianę wysokości próbki oraz wykonywano pomiary prędkości fali poprzecznej  $V_s$  rozchodzącej się w próbce gruntu. Pomiar umożliwiały przetworniki typu bender (fot.1) zbudowane z piezoceramicznego materiału, który zamienia energię mechaniczną (drgania) na energię elektryczną (impuls) i na odwrót. Wysłane przez generator fal impulsy elektryczne powodowały drgania nadajnika, które, przenoszone dzięki sprężystym właściwościom gruntu, docierały do odbiornika i były zamieniane na impuls elektryczny. Impuls po odpowiednim wzmocnieniu przesyłany był do oscyloskopu, na ekranie którego widoczne wejście sygnału odpowiadało dotarciu sygnału do piezoelementu odbiorczego. Pomiar prędkości fali poprzecznej przeprowadzony został dla sześciu różnych wartości naprężenia efektywnego w każdej próbce. Podczas każdego pomiaru analizowany był na ekranie oscyloskopu zarówno wysyłany jak i odbierany sygnał; porównywano częstotliwości i amplitudy tych sygnałów [10].



Rys. 1. Nomogram Casagrande dla badanych gruntów

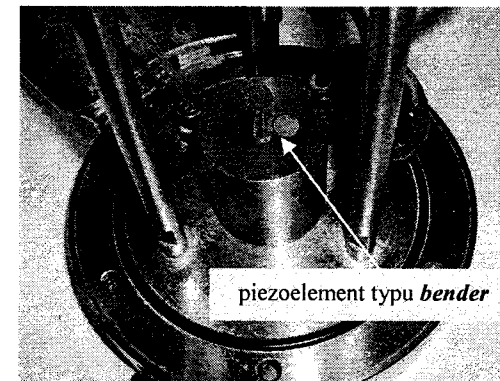
Tablica 1. Właściwości fizyczne badanych gruntów

próbka	głębokość [m]	$I_p$ [%]	$w_l$ [%]	$w_n$ [%]	$w_p$ [%]	$I_L$ [%]	$\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]
S1	22-22.5	32.2	56	22.5	23.8	-0.04	1.61	1.97
S2	22.5-22.8	26.6	45.7	21.4	19.1	0.09	1.64	1.99
S4	16-16.5	36	67	23.9	31	-0.20	1.56	1.93
S5	19.5-19.8	42	65	22.8	23	-0.01	1.62	1.98
S6	17.0-17.4	60.6	88.1	25.9	27.5	-0.03	1.58	1.98

Prędkość fali rozchodzącej się w gruncie obliczana była z zależności:

$$V = \frac{h}{t} \quad (5)$$

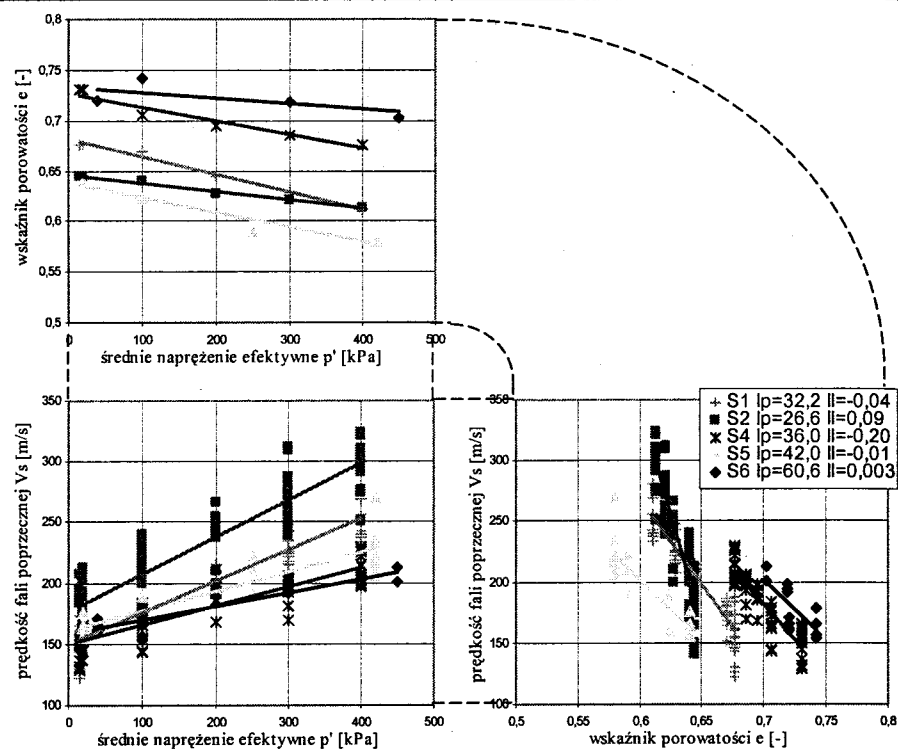
gdzie:  $h$  – odległość pomiędzy nadajnikiem i odbiornikiem, czyli wysokość próbki pomniejszona o głębokość wciśnięcia piezoelementów w grunt [11],  
 $t$  – czas przejścia fali przez badany grunt.



Fot 1. Aparat trójosiowy z przetwornikami do pomiaru fali poprzecznej i podłużnej

### 3. Wyniki badań

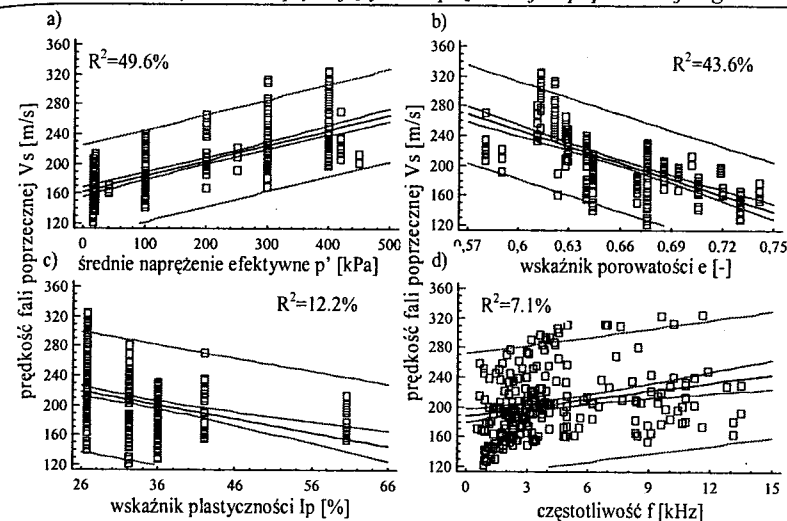
Wyniki uzyskane w badaniach trójosiowych z wykorzystaniem piezoelementów przedstawione zostały w na rys.2. Wyraźnie widoczne są zależności pomiędzy średnim naprężeniem efektywnym, wskaźnikiem porowatości oraz prędkością fali poprzecznej. Dla badanych gruntów zależności te mają charakter funkcji liniowych. Wzrost naprężenia podczas kolejnych etapów konsolidacji powoduje zmniejszenie wskaźnika porowatości, natomiast zmniejszanie się wskaźnika porowatości powoduje wzrost prędkości fali poprzecznej. Przyrost wartości prędkości fali poprzecznej jest największy dla próbki S6 o największym wskaźniku plastyczności wynoszącym 60.6%, natomiast najmniejszy dla próbki o S2 o wskaźniku plastyczności wynoszącym 26.6%. Na wykresie przedstawiającym zależność pomiędzy prędkością fali poprzecznej a średnim naprężeniem efektywnym o sile wpływu naprężenia mówi kąt pochylenia



Rys. 2. Wyniki badań laboratoryjnych

takiej samej wartości średniego naprężenia efektywnego zanotowano dla próbek S1 i S2.

W celu ustalenia czynników, które najbardziej wpływają na prędkość fali poprzecznej  $V_s$  w gruncie, wyniki badań naniesione zostały na wykresy, w których zmienną zależną stanowi prędkość fali poprzecznej  $V_s$ , natomiast zmienne niezależne to średnie naprężenie efektywne  $p'$ , wskaźnik porowatości  $e$ , wskaźnik plastyczności  $I_p$  oraz częstotliwość  $f$  (rys.3). Do oceny zależności pomiędzy prędkością fali poprzecznej  $V_s$  a pojedynczymi zmiennymi niezależnymi wykorzystana została funkcja liniowa postaci  $y=ax+b$ , jako miara dopasowania zastosowany został współczynnik korelacji  $R^2$ . Na podstawie obliczeń wykonanych w programie statgraphics zostało stwierdzone, że spośród badanych czynników mniejszy wpływ na prędkość fali poprzecznej mają: wskaźnik plastyczności (współczynnik korelacji równy 12,2%) i częstotliwość (współczynnik korelacji równy 7,1%). Dalsza część artykułu dotyczy czynników znacznie bardziej

Rys.3. Zależność prędkości fali poprzecznej  $V_s$  w badanych gruntach od: a) średniego naprężenia efektywnego  $p'$ , b) wskaźnika porowatości  $e$ , c) wskaźnika plastyczności  $I_p$ , d) częstotliwości  $f$ 

wpływających na wartość prędkości fali poprzecznej - średniego naprężenia efektywnego (współczynnik korelacji wynosi 49,6%) oraz wskaźnika porowatości (współczynnik korelacji wynosi 43,6%).

W celu ograniczenia wpływu poszczególnych czynników na otrzymywaną prędkość fali poprzecznej, a tym samym moduł ścinania, podejmowane są próby ich normalizacji.

Proponowana jest normalizacja modułu ścinania względem średniego naprężenia efektywnego podniesionego do potęgi zgodnie ze wzorem (4), przy czym wykładnik, w zależności od badanego materiału, wynosi  $n=0,5 \div 1$  [1,4,8]. I tak znormalizowany moduł ścinania  $G_{01}$  wynosi:

$$G_{01} = \frac{G_0}{p'^n} \quad (6)$$

Wyniki przeprowadzonych obliczeń przedstawione są na rys.4. Rozproszenie punktów uzyskanych w badaniach (rys.4a) uległo zmniejszeniu po zastosowaniu wykładnika  $n=1$  [1,8] (rys. 4b), ale układ punktów obserwowany przy przedstawieniu modułu ścinania  $G_0$  względem wskaźnika porowatości  $e$  (rys. 4a) został odwrócony – znormalizowany moduł ścinania  $G_{01}$  dla poszczególnych próbek



maleje wraz ze zmniejszeniem się wskaźnika porowatości  $e$ . Podobnie układają się punkty na rys. 4c otrzymane dla wykładnika  $n=0.5$  [4]. Jednocześnie można zauważyć generalny trend dla wszystkich próbek – wartości znormalizowanego modułu ścinania  $G_{01}$  wzrastają ze zmniejszaniem się wskaźnika porowatości  $e$ ; próbki bardziej spoiste o wyższym wskaźniku plastyczności  $I_p$  mają wyższe wartości wskaźnika porowatości i osiągają mniejsze wartości modułu ścinania (S4 i S6), natomiast próbki mniej spoiste osiągają wyższe wartości modułu ścinania. Zwłaszcza widoczne to jest po odrzuceniu pomiarów wykonanych podczas nasączania próbek (naprężenia poniżej 100 kPa), co przedstawia rys. 4d. Podobnie podejmowana jest próba normalizacji modułu ścinania  $G_0$  względem wskaźnika porowatości  $e$  zgodnie ze wzorem:

$$G_{02} = \frac{G_0}{F(e)} \quad (7)$$

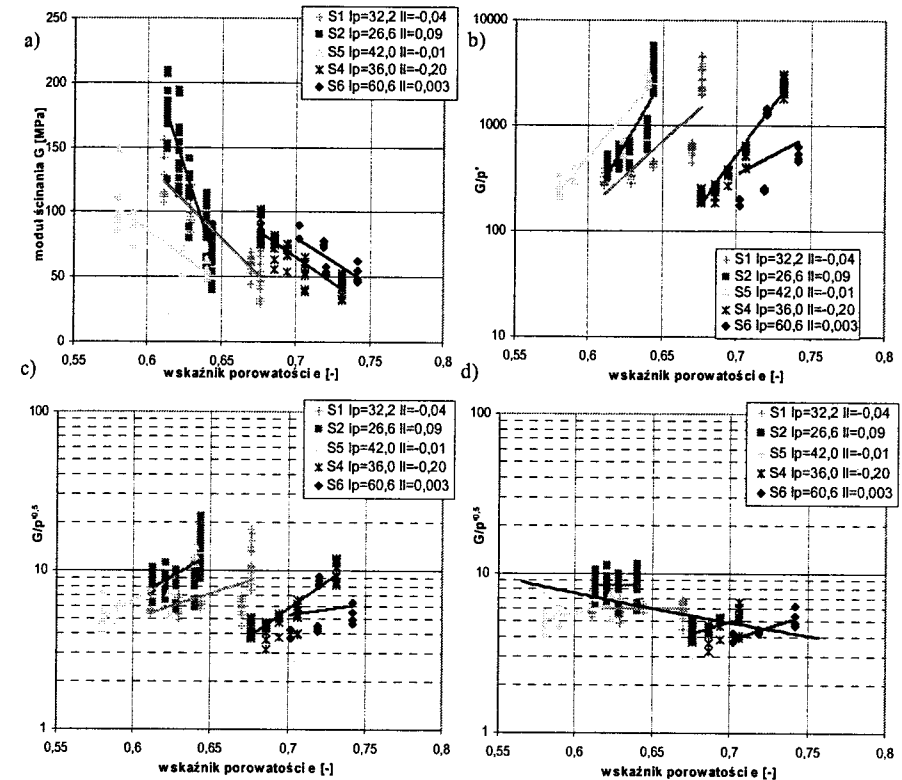
Na rys. 5 przedstawione zostały zależności pomiędzy modułem ścinania  $G_0$  oraz znormalizowanym modułem ścinania  $G_{02}$  i średnim naprężeniem efektywnym  $p'$ . Rysunek 5b obrazuje układ punktów po znormalizowaniu modułu ścinania  $G$  względem funkcji wskaźnika porowatości  $e$  postaci [12]:

$$F(e) = \left( \frac{2.17 - e^2}{1 + e} \right)^{0.5} \quad (8)$$

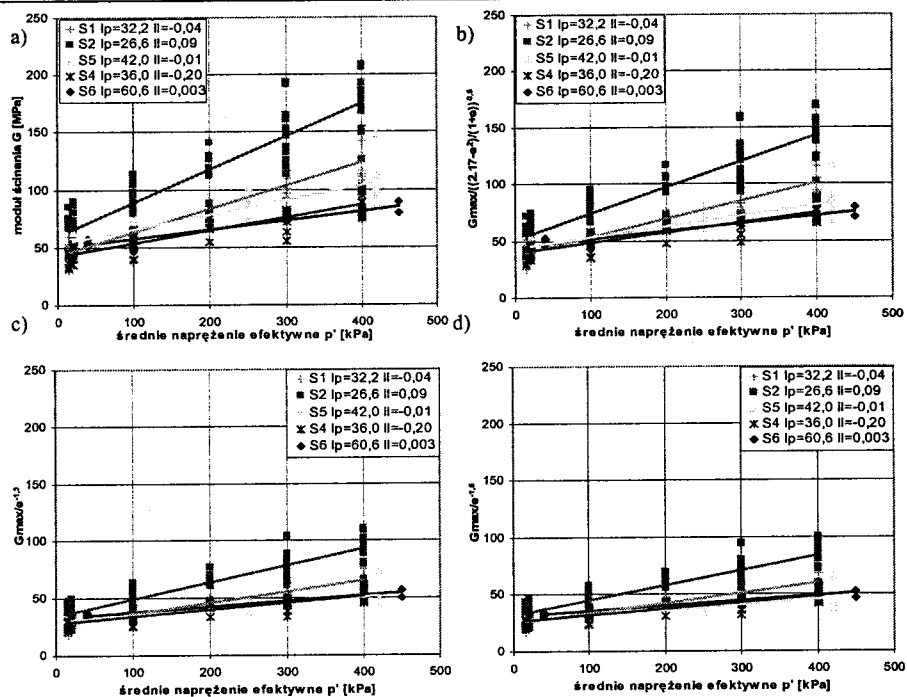
Widać nieznaczne zmniejszenie rozrzutu wartości modułu ścinania, podobnie jak przy pominięciu wykładnika 0.5 [9], co wynika ze stosowania wzorów uzyskanych dla piasków [12, 9]. Lepsze wyniki daje normalizacja przy zastosowaniu wzoru (3) proponowanego przez Jamiolkowskiego i in. [6] z użyciem wykładnika  $x=-1.3$  (rys 5c) i  $x=-1.5$  (rys.5d). Po zmniejszeniu wpływu wskaźnika porowatości  $e$  wartość znormalizowanego modułu ścinania  $G_{02}$  rośnie wraz ze wzrostem średniego naprężenia efektywnego  $p'$ . Wzrost ten jest mniej gwałtowny niż w przypadku modułu ścinania  $G_0$  uzyskanego bezpośrednio z prędkości fali poprzecznej  $V_s$  (linie wyrównujące punkty otrzymane z badań są bardziej płaskie).

Powyższe rozważania pozwalają przypuszczać, że można opisać moduł ścinania  $G_0$  w gruntach przy pomocy średniego naprężenia efektywnego  $p'$  i wskaźnika porowatości  $e$ . Wyznaczenie zależności umożliwiłoby szacowanie modułu ścinania  $G_0$  bez pomiaru prędkości fali poprzecznej  $V_s$ . Uwzględniając funkcje użyte do normalizacji zależność ta dla badanych gruntów może mieć postać:

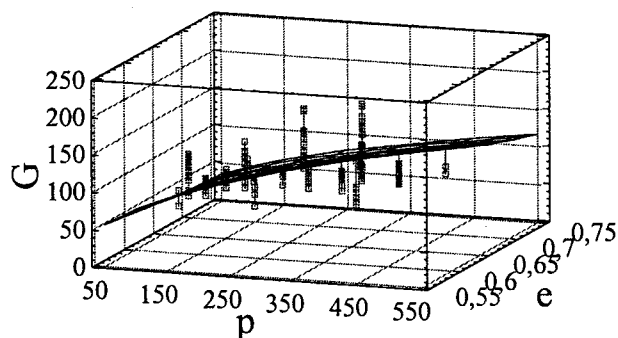
$$G_0 = 3.25 \cdot e^{-1.5} \cdot p'^{0.5} \quad (9)$$



Rys. 4. Zależność modułu ścinania  $G_0$  i znormalizowanego modułu ścinania  $G_{01}$  od wskaźnika porowatości  $e$  dla badanych gruntów (objaśnienia w tekście)



Rys.5. Zależność modułu ścinania  $G_0$  i znormalizowanego modułu ścinania  $G_{02}$  od średniego naprężenia efektywnego  $p'$  dla badanych gruntów (objaśnienia w tekście)



Rys. 6. Zależność modułu ścinania  $G_0$  od średniego naprężenia efektywnego  $p'$  oraz wskaźnika porowatości  $e$  w badanych gruntach

Jednak współczynnik korelacji  $R^2=40,3\%$ , a średni błąd popełniany przy obliczaniu modułu ścinania  $G_0$  równy jest 24%. Proponowana powierzchnia zamieszczona została na rys.6. Dopasowanie zależności do posiadanych wyników badań jest niewystarczające i wymaga dalszych prac, zarówno w kierunku ilości próbek jak i modyfikacji postaci funkcji.

## 4. Wnioski

Z przeprowadzonych badań na naturalnych gruntach spoistych zalegających na terenie Warszawy można wyciągnąć następujące wnioski:

1. na prędkość fali poprzecznej w gruntach spoistych największy wpływ ma naprężenie efektywne i wskaźnik porowatości,
2. zależność między średnim naprężeniem efektywnym i prędkością fali poprzecznej oraz w badanych gruntach spoistych ma charakter liniowy,
3. dalszych badań wymaga wyznaczenie funkcji uzależniającej moduł ścinania od średniego naprężenia efektywnego w gruntach i wskaźnika porowatości w badanych gruntach,
4. wpływ stanu gruntu na prędkość fali poprzecznej wymaga kontynuacji badań podobnie jak wpływ historii naprężenia w przeszłości przenieszonego przez grunt.

## Literatura

- [1] Clayton C.R.I., Heymann G.: *Stiffness of geomaterials AT very small strains*. Géotechnique 51(3), 245-255, 2001
- [2] Lipiński M.J.: *Laboratoryjne pomiary prędkości fal akustycznych dla określenia parametrów geotechnicznych*. XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania „Problemy Geotechniczne Obszarów Przymorskich” Szczecin-Międzyzdroje, 2000.
- [3] Hardin B.O., Black W.L.: *Vibration modulus of normally consolidated clay*. Journal of SMF, Div. ASCE, vol.95, No SM6, 1531-1537, 1968
- [4] Hardin B.O., Blanford G.E.: *Elasticity of particulate materials*. ASCE Journal Geotechnical Engineering Div. 115(6), 788-805, 1989.
- [5] Hardin B.O., Richart F.E.Jr.: *Elastic wave velocities in granular soils*. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 89(1), 33-65, 1963.

- [6] Jamiolkowski M., Lancelotta R., Lo Presti D.C.F.: *Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays*. Prefailure Deformation of Geomaterials, Balkema 2, 817-836, 1994.
- [7] Shibuya S., Tanaka H.: *Estimate of elastic shear modulus in holocene soil deposits*. Soils and Foundations 36(4), 45-55, 1996
- [8] Shiwakoti D.R., Tanaka H., Tanaka M.: *A study on small strain shear modulus of undisturbed soft marine clays and its correlations with other soil parameters*. 2247-2252
- [9] Tika Th., Kallioglou P., Papadopoulou A., Pitilakis K.: *Shear modulus and damping of natural sands*. Deformation Characteristics of Geomaterials, Swets&Zeitlinger, Lisse, ISBN 9058096041, 401-407, 2003
- [10] Tyimiński W., Markowska-Lech K.: *Kryteria pomiaru prędkości fali poprzecznej w gruntach spoistych*. 51 Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Gdańsk-Krynica, 65-72, 2005.
- [11] Viggiani G., Atkinson J.H.: *Stiffness of fine grained soil AT very small strains*. Géotechnique 45(2), 249-265, 1995.
- [12] Yamashita S., Suzuki T.: *Effect of fabric anisotropy of sand specimaen on small strain stiffness measured by the bender element method*. Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials, Swets&Zeitlinger Publishers Lisse, ISBN 9026518439, 317-322, 2001.

## ANALYSIS OF FACTORS WHICH DETERMINE THE SHEAR WAVE VELOCITY IN COHESIVE SOILS

**Summary:** The determination of initial shear modulus in soils from shear wave velocity measurements needs the application of bender elements in laboratory investigations. The piezoelements gives possibility to determine elastic properties of soil and the initial shear modulus. Both shear wave velocity and initial shear modulus depends on many factors, especially mean effective stress and void ratio. Results of laboratory test performed on cohesive soils samples are presented. Empirical relationships between shear modulus and the most important factors in tested soils were described in this paper.

Badania wykonane w ramach niniejszej pracy sponsorowane były przez Ministerstwo Nauki i Informatyzacji w ramach projektu badawczego 4T07E07828.

Maciej Maślakowski<sup>1</sup>

## Analiza posadowienia obiektu zabytkowego

**Streszczenie:** Analizę posadowienia obiektu zabytkowego przedstawiono na przykładzie Zamku w Oporowie. Posadowiony jest on na sztucznie usypanej wyspie, której oddziaływanie ma wpływ na liczne uszkodzenia konstrukcji murów i fundamentów. W artykule przedstawiono wpływ wieloletnich wzajemnych oddziaływań konstrukcji budowlanej i podłoża. Ukazano jednocześnie przyczyny uszkodzeń konstrukcji zamku, wynikające z posadowienia obiektu na gruntach słabonośnych i metody zapobiegania im.

### 1. Rys historyczny

Zamki polskie, ze względu na strategiczne położenie, dzielą się na wyżynne i nizinne. Wyżynne, usytuowane w południowej części kraju, wznoszone były na wzgórzach, często skalistych i miały, uzależniony od naturalnych warunków morfologicznych, kształt - przeważnie nieregularny. Ceglane zamki nizinne, rozsiane od Wielkopolski po Mazowsze, miały kształty regularne, czego przykładem jest Zamek w Oporowie.

Zamek, obecnie Muzeum (rys. 2), wybudowano na początku XV wieku. Ponad 600-letnia historia czyni go jednym z nielicznych dobrze zachowanych zabytków w Polsce, mających duże znaczenie historyczne i turystyczne [4].

Początki obiektu to drewniana konstrukcja (XIV wiek), która uległa spaleni i ustąpiła miejsca nowej, murowanej. Wznoszono kolejno wieże, dom mieszkalny oraz mury obronne na fundamentach z kamieni przyniesionych przez lodowce

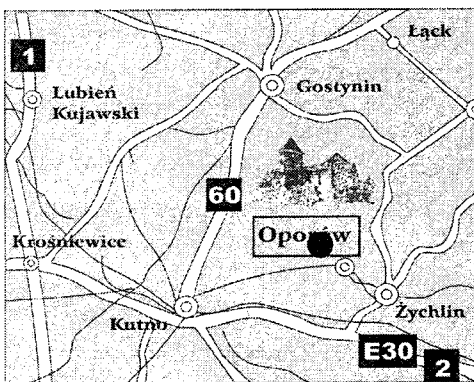
<sup>1</sup> mgr, Politechnika Warszawska

(posiadłość zyskuje miano Zamku), układano na zaprawie wapiennej, a posadowiono na glinie przelawiconej warstwą próchnicy.

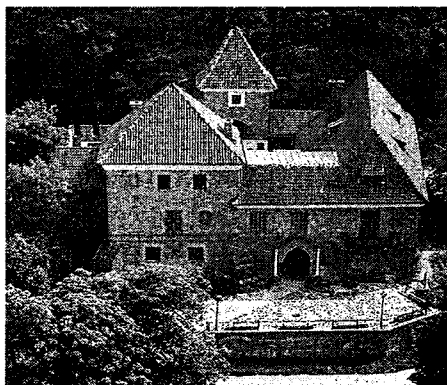
Od XV do XIX wieku następują nieustanne przebudowy i rozbudowy Zamku, powstaje dwukondygnacyjny budynek mieszkalny, baszta itd. Wszystkie modernizacje związane są z okresami niszczącymi (wojny) i przechodzeniem majątku „z rąk do rąk”. Rozwój obiektu wynikał także z tego, że posadowiony jest on na gruntach słabonośnych, powodujących ciągłe zawilgocenie i osiadanie, wręcz zapadanie się niektórych elementów konstrukcji (piwnic i części murów). Aktualnie Zamek w Oporowie jest jednym z najlepiej zachowanych zabytków średniowiecznych w Polsce, mimo to w dalszym ciągu dochodzi do zawilgocenia konstrukcji przez wody opadowe oraz ruch zwierciadła wody w fosie. Obecnie mury obronne oraz przypory ulegają destrukcji: - mury rysują się, pękają cegły i zaprawa osypuje się (rys. 5 i 6) [5,7].

## 2. Warunki wodno-gruntowe

Oporów – wieś w województwie łódzkim, położona 15 km od Kutna i 6 km od Żychlina (rys. 1) – leży na Równinie Kutnowskiej, wchodzącej w skład Niziny Południowomazowieckiej. Teren ten jest wyrównany przez procesy geologiczne odsłaniające, pozostawione przez lodowiec, gliny morenowe zlodowaceń środkowopolskich, zwłaszcza ostatniego - zlodowacenia Warty. Pokazano je na fragmencie mapy geologicznej Polski – Arkusz Płock (rys. 3) oraz na przekroju geologicznym (rys. 4).



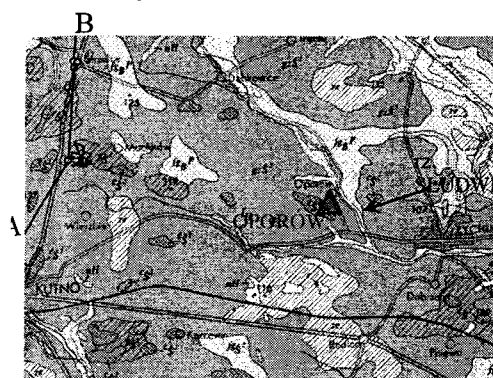
Rys.1. Szkic lokalizacyjny



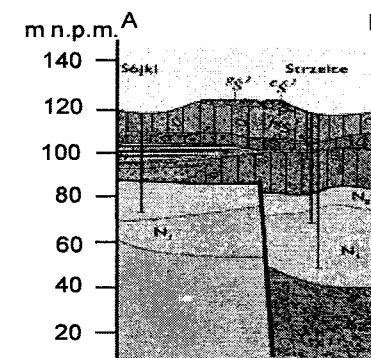
Rys.2. Zamek w Oporowie

Średnia wysokość Równiny Kutnowskiej nad poziomem morza wynosi ok. 100 m. Brak spadków terenu oraz nieprzepuszczalne podłoże umożliwiają utrzymywanie się wody na powierzchni i rozwój wodnolubnych środowisk roślinnych, co prowadzi do zatorfienia.

Teren jednocześnie drenuje rzeka Śłudwia (rys. 3), która płynie obecnie około 60 m na wschód od fosy Zamku. Koryto rzeki umocnione jest gładami narzutowymi i ma szerokość ok. 10-12 m.



Rys.3. Fragment mapy geologicznej Polski. Arkusz Płock [7]



Rys.4. Przekrój geologiczny wzdłuż linii A-B [7]

Wyspa, na której stoi Zamek została podniesiona o ok. 4 m. W bezpośrednim sąsiedztwie znajdują się stawy powstałe w wyniku działalności ludzi, na co wskazują różne poziomy lustra wody i obwałowania [2,8].



Rys.5. Spęknięcia murów na elewacji północnej



Rys.6. Nowe pęknięcia wskazujące na niestanny proces odkształcenia podłoża

### 3. Opis geotechniczny podłoża

Podłożem budowlanym jest poziom glin morenowych piaszczystych, ciemnoszarych, w stanie twardoplastycznym (warstwa I na przekroju geotechnicznym rys. 7). Stopień plastyczności waha się w przedziale  $I_L = 0 - 0.2$ , średnio można przyjąć dla całej warstwy  $I_L = 0.1$ . Gliny w podłożu zawierają 15-20% frakcji ilowej i wtedy, zgodnie z klasyfikacją geotechniczną, nazywane są glinami zwięzłymi lub glinami piaszczystymi zwięzłymi. Gęstość glin wynosi - 2,2 g/cm<sup>3</sup>. Parametry obliczeniowe wyprowadzone z badań przedstawiają się następująco:  $\varphi - 22^\circ$ ;  $c - 25$  kPa;  $M - 30$  MPa.

Warstwa druga to namuł organiczny gliniasty, czarny, oznaczony jako warstwa II na przekroju geotechnicznym (rys. 7). W warstwie tej występuje torf z przerostami próchnicy bagiennej (części org. ponad 30%), namuł gliniasty (części org. ponad 5%) i grunt próchniczny, czyli humusowy (części org. 2-5%) związane ze spalaniem Zamku w XV-XIX wieku.  $I_L - 0.30$ ;  $\varphi - 1,9$  g/cm<sup>3</sup>. Parametry obliczeniowe:  $\varphi - 10^\circ$ ;  $c - 15$  kPa;  $M - 8$  MPa.

Warstwa trzecia to nasypy powstałe na skutek zasypywania kilku poziomów piwnic (4 m) oraz podniesienia poziomu dziedzińca o ok. 2 m w XV wieku. Nasypy gliniaste, z gliny piaszczystej miejscowej, plastyczne warstwa III a na przekroju geotechnicznym o  $I_L - 0.3-0.4$ . Miąższość warstwy 1-1,5 m. Nasypy gruzowe i piaszczyste warstwa III b na przekroju geotechnicznym. Średni stopień zagęszczenia tych nasypów jest na granicy stanu luźnego i średniozagęszczonego ( $I_D=0.3-0.4$ )[8].

Osiadania fundamentów wieży mieszkalnej, posadowionej na glinach morenowych wynoszą:

$$s = 0,7 \div 0,9 \text{ cm}$$

Przyjmując, że baszta oraz budynek mieszkalny (poziomy nierozpoznane), są także posadowione na glinach morenowych można obliczyć, że osiadania wynoszą:

$$s = 0,5 \div 0,7 \text{ cm}$$

Nieznaczne różnice poszczególnych osiadań, w tym przypadku mniejsze od 1 cm, nie mają większego znaczenia przy powstawaniu uszkodzeń konstrukcji natomiast założenie posadowienia baszty oraz budynku mieszkalnego na nasypach gliniastych kształtuje osiadania w zakresie:

$$s = 2,5 \div 2,7 \text{ cm}$$

Różnica osiadań wieży mieszkalnej, baszty i budynku mieszkalnego, jest większa od 1 cm. To zróżnicowane osiadanie może powodować powstawanie

uszkodzeń konstrukcji.

Przyczyną rozrzutu wyników jest niedostateczne rozpoznanie poziomów posadowienia obiektów.

### 4. Analiza posadowienia

Specyficzne posadowienie Zamku oraz jego długoletnia historia są ściśle związane z powstawaniem uszkodzeń konstrukcji budowlanej pokazanych na (rys. 5 i 6). Wpływ na to ma szereg przyczyn, w tym m.in. występowanie na glinach morenowych szarych, w stanie twardoplastycznym, nieciągłej warstwy namułów gliniastych o miąższości do 1 m, powyżej których znajduje się ok. 4-metrowa warstwa nasypów, w spągu – gliniastych, wyżej – gruzowych. Nasypy znajdujące się poniżej lustra wody mogą być rozmywane przez wody fosy.

Obiekt usytuowany jest na sztucznie usypanej, na terenie bagnistym, wyspie otoczonej fosą, wypełnionej wodą, co przedstawiono na przekroju geotechnicznym (rys. 7). W podłożu pod fundamentami może występować próchnica. Podczas przebudowy obiektu posadowiono go na słabych nasypach, a nie na gruntach rodzimych. Infiltracja wód opadowych lub roztopowych zmienia parametry geotechniczne podłoża, powodując zróżnicowane osiadanie poszczególnych elementów obiektu (brak hydroizolacji od fosy).

Założenie instalacji wodno – kanalizacyjnej i centralnego ogrzewania wpłynęło na zmianę temperatury w piwnicy zamkowej (kotłownia), co z kolei spowodowało zmianę mikroklimatu piwnicznych pomieszczeń i związane z tym bardzo znaczne destrukcje.

Kolejnymi przyczynami powstawania uszkodzeń jest rozciągnięta w czasie (XV – XIX wiek) etapowość realizacji obiektu oraz rozbiórki wykonanych fragmentów obiektu. Związane jest to ze zmianami konstrukcyjnymi przeprowadzonymi podczas użytkowania obiektu (wzmacnianiem podziemia wieży i części mieszkalnej, przemurowaniem wynikającym ze zmian funkcjonalnych, wykonaniem przypór).

Czynnikami mającymi destrukcyjny wpływ są ponadto:

- zniszczenia materiałów konstrukcyjnych w ścianach nośnych (cegła, zaprawa);
- wykopy archeologiczno-architektoniczne prowadzone w latach 1984 – 1996;
- rozszczelnienie koryta fosy oraz obniżenie poziomu wody pod fundamentami podczas mechanicznego czyszczenia fosy;
- korozja biologiczna pali drewnianych wzmacniających podłoże w poziomie posadowienia (zmiany poziomu wody gruntowej) [2,8].

## 5. Rozwiązania konstrukcyjne

Przeprowadzone badania umożliwiły ustalenie metod zapobiegających uszkodzeniom. Stwierdzono, że linia brzegowa wokół Zamku powinna zostać zabezpieczona palościanką - palami i faszyną, tak by nie następowała erozja gruntów ze skarp. Dodatkowo zaproponowano wykonanie pali drewnianych o średnicy 10-12 cm i długości ok. 2 m w rozstawie 50-60 cm umocnionych w górnej części faszyną (wykonaną narzutowo z kamieni polnych (głazów), około 1 m<sup>3</sup> kamieni na 1 mb. brzegu). Należy sukcesywnie określać w ramach badań archeologicznych poziomy posadowienia obiektów, które dotychczas nie zostały ustalone.

Pomocne w tym mogą być badania geofizyczne wykonane przy współpracy geotechnika i archeologa. Fragmenty zdylatowanych pęknięciami murów konstrukcyjnych, które w okresie ok. 2 lat obserwacji wykażą przemieszczenia należy pilnie zabezpieczyć przed utratą stateczności, zgodnie z opinią konstruktora, a także przebudować zewnętrzną murowaną skarpgę w narożniku północno-wschodnim.

Badania geotechniczne wykazały także możliwość występowania przyczyn uszkodzeń w podłożu gruntowym. Brak określenia poziomów posadowienia nie zezwala na dokładniejszą analizę problemu.

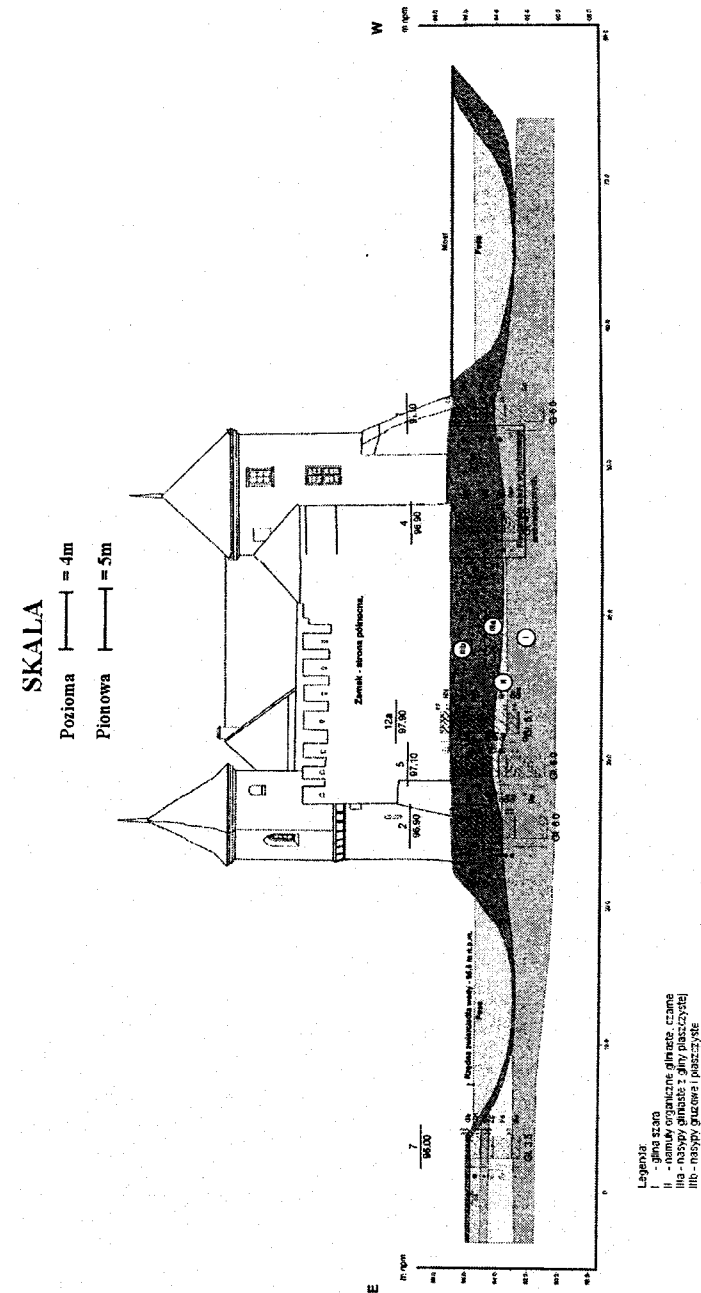
Należy rysy w ścianach oraz pęknięcia wypełnić iniekcją scalającą oraz wklejaniem (żywicą kotwiącą) stalowych prętów gwintowych (w bruzdach lub otworach wierconych) (rys. 8 a,b,c,d).

W celu uszczelnienia koryta fosy można zastosować maty uszczelniające – bentomaty [2,8].

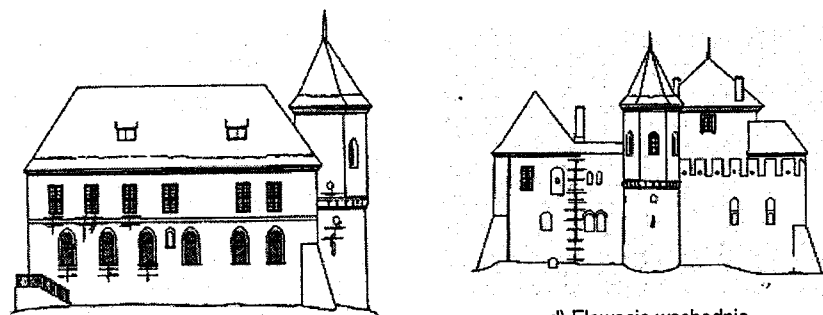
## 6. Podsumowanie

Zamek jest posadowiony w specyficznych warunkach geotechnicznych. Zmienne warunki wodno-gruntowe powodujące nierównomierne osiadanie, oraz inne wymienione wyżej przyczyny, m.in. dokonywane przebudowy i modernizacje wywołują charakterystyczne skutki wpływające na obecną kondycję konstrukcji Zamku (rys. 8 a,b,c,d).

Niewątpliwie jednak dokładne analizowanie zmian konstrukcyjnych zachodzących w przeszłości oraz nieustanny rozwój nauki, pozwolą na skuteczniejsze rozwiązywanie problemów, jakie pojawiają się przy tego rodzaju budowlach jak Zamek w Oporowie.



Rys.7. Przekrój geotechniczny



c) Elewacja południowa

d) Elewacja wschodnia

Legenda: - iniekcje rys i pęknięć - kotwy wklejane w bruzdach i otworach wierconych

Rys.8. a,b,c,d. Zastosowanie wzmocnień na elewacjach

## Literatura

- [1] Baraniecka M.D., Skompski S.: *Mapa geologiczna Polski w skali 1:200 000 – arkusz Płock*. Instytut Geologiczny, Warszawa 1976.
- [2] Frey J., Kaczorowski T.: *Opinia Techniczna dla Zabudowań Zamku w Oporowie dotycząca stanu istniejącego, przyczyn uszkodzeń, koncepcji naprawy, programu działania*. Warszawa 2001.
- [3] PN-81/B-03020. *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowli*.
- [4] Kin-Rzymowska G.: *Muzeum Zamek w Oporowie – informator*. 2000.
- [5] Opracowanie zwarte: *Oporów, stan badań*. Materiały sesji naukowej Oporów 2000r.
- [6] Rudy M.: *Opinia konserwatorska dotycząca stanu zachowania, przyczyn zniszczeń i wytycznych konserwatorskich dla murów Zamku w Oporowie*. Oporów 1998.
- [7] Tomala J.: *Studium archeologiczno- architektoniczne*, Oporów 2002.
- [8] Wysokiński L., Godlewski T.: *Dokumentacja geotechniczna dla terenu lokalizacji Zamku w Oporowie*. Warszawa 2002.

**Summary:** This article including methodology of operations had determined reasons arise shell damaged building connection between stability embankment ground and conceptions of repair existing damaged.

Also showing how important functions in direction optimally volumne these operations had carried out (conduct) research detailed all questions stability.

Monika Piotrowska<sup>1</sup>

## Wpływ rodzaju podłoża na uszkodzenia mechaniczne geowłóknin

**Streszczenie:** W referacie opisano badania wytrzymałościowe geowłóknin separacyjno-ochronnych dla próbek fabrycznie nowych oraz odzyskanych z nasypu. Celem badań było przedstawienie wpływu rodzaju podłoża na uszkodzenia mechaniczne badanych włóknin, ze szczególnym uwzględnieniem odporności na przebicie ziarnami ostrokrawędzistymi, które symulowano za pomocą badania piramidką wg normy PN-EN 14574. Otrzymane wyniki badań dla geowłóknin przed i po wbudowaniu poddano szczegółowej analizie.

### 1. Wstęp

Geowłókniny, pełniące funkcje separacyjno-ochronne, znalazły w budownictwie bardzo szerokie zastosowanie. Głównym ich celem jest zabezpieczenie gruntów o różnym uziarnieniu przed wymieszaniem. Wyroby te powinna charakteryzować duża odporność na uszkodzenia, tak aby po wbudowaniu w konstrukcję spełniały określone funkcje w projektowanym okresie użytkowania. Odpowiednia wytrzymałość, wydłużenie, odporność na przebicie CBR i przebicie piramidką zabezpieczają geowłókninę przed uszkodzeniami, które mogą powstać podczas instalacji oraz eksploatacji budowli ziemnych.

W niniejszym referacie przedstawiono badania symulujące uszkodzenia mechaniczne geowłóknin w kontakcie z gruntem o ziarnach ostrokrawędzistych. Badania przeprowadzono zgodnie z normą PN-EN 14574 oraz jej załącznikiem A, stosując podparcia o zróżnicowanej podatności.

<sup>1</sup> mgr inż., Politechnika Gdańska



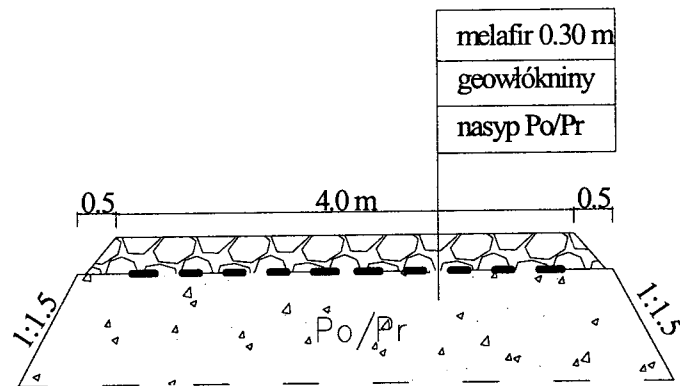
## 2. Zastosowane geowłókniny

Badania przeprowadzono dla czterech geowłóknin igłowanych (A, B, C, D), mechanicznie wzmacnianych, z włókien ciągłych, ze 100% polipropylenu stabilizowanego przeciw promieniowaniu UV. W konstrukcjach ziemnych pełnią one funkcję rozdzielającą ośrodki o różnych właściwościach, ochrony mechanicznej geomembran oraz zbrojenia skarp.

Poszczególne geowłókniny różnią się parametrami fizycznymi i wytrzymałościowymi. W celu dokładnego rozpoznania tych właściwości, przeprowadzono badania cech fizycznych oraz wytrzymałościowych na próbkach kontrolnych oraz odzyskanych.

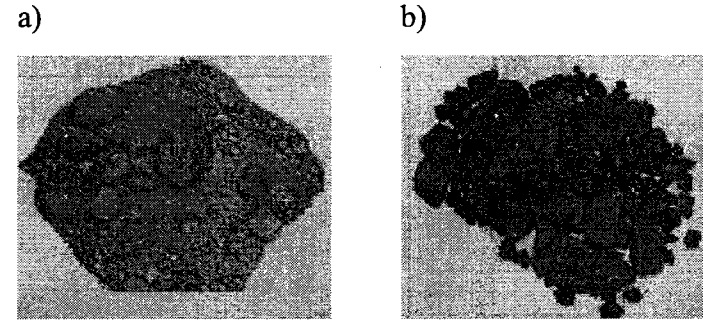
### 2.1. Próbki odzyskane i poletko doświadczalne

*Próbki odzyskane* – są to próbki, które wycięto z materiałów wcześniej wbudowanych w nasyp (rys. 1). Celowo przed badaniem nie oczyszczano ich, aby odwzorować faktyczne właściwości wyrobu w konstrukcji.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny poletka doświadczalnego

W celu przeprowadzenia badań próbek, które zostały wbudowane w konstrukcję ziemną, skonstruowano *poletko doświadczalne* o wymiarach 4,0 [m] x 16,0 [m]. Cztery rodzaje geowłóknin (A, B, C, D) rozłożono na istniejącym nasypie przecinającym, z piasku grubego i pospółki o  $I_D = 0,5$  (rys. 2a), warstwę wierzchnią o grubości 30 cm stanowił grunt ostrokrawędzisty – melafir (rys. 2b). Po poletku doświadczalnym ośmiokrotnie przejeżdżał walec wibracyjny (częstotliwość wibracji 20 Hz).



Rys. 2. Grunty poniżej (a) i powyżej (b) geowłóknin wbudowanych w nasyp



Rys. 3. Instalacja i wydobywanie geowłóknin: a) rozkładanie warstwy melafiru za pomocą spycharki, b) odkopywanie geowłóknin koparką, c) odkopywanie geowłóknin ręcznie

Po upływie trzech miesięcy geowłókniny z poletka doświadczalnego ostrożnie wydobyto: pierwsze 20 cm gruntu zdjęto za pomocą koparki – rys. 3b, a następne 10 cm ręcznie – rys. 3c, tak aby nie powstały żadne uszkodzenia. Geowłókniny przewieziono do Laboratorium Geotechniki PG, gdzie przeprowadzono badania cech fizycznych i mechanicznych. Część wyników otrzymanych z badań przedstawiono w tabeli 1.

Tablica 1. Zestawienie wyników badań cech fizycznych i mechanicznych dla próbek kontrolnych (I) i odzyskanych (II) [8]

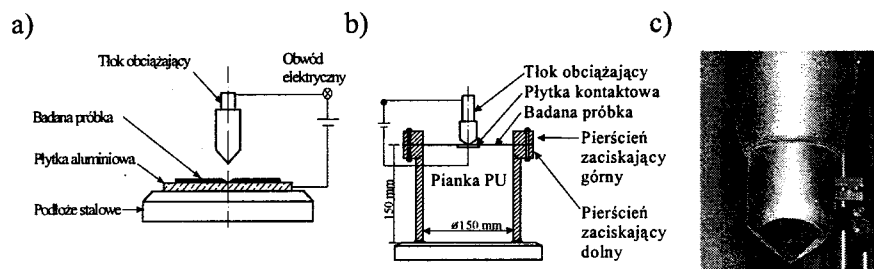
Wyrób	Masa powierzchniowa [2]		Przebiecie CBR [3]		Rozciąganie w kierunku produkcji [4]		Rozciąganie w kierunku poprzecznym [4]	
	[g/m <sup>2</sup> ]		[N]		[kN/m]		[kN/m]	
	I	II	I	II	I	II	I	II
A	508	717	5 832	5 5834	32,85	32,89	40,41	39,17
B	825	875	8 537	7 769	43,21	45,42	49,95	51,23
C	1 078	1 217	10 139	10 104	66,38	67,41	67,21	63,70
D	1 283	1 375	12 670	11 489	81,13	79,97	79,94	76,61



### 3. Badania na przebicie z zastosowaniem podłoża o różnej podatności

Badania na przebicie przeprowadzono metodą piramidki zgodnie z normą PN-EN 14574 (podparcie nieodkształcalne – rys. 4a) oraz według załącznika A (podparcie odkształcalne – rys. 4b) w maszynie wytrzymałościowej pierwszej klasy dokładności Zwick 1476.

Badania te polegają na przebijaniu próbki geosyntetyku tłokiem z wysokogatunkowej stali nierdzewnej o kształcie cylindrycznym, średnicy 25 mm, z wyszlifowaną i utwardzoną końcówką w kształcie piramidki o wierzchołku składającym się z czterech boków i kącie wierzchołkowym 90° (rys. 4c).



Rys. 4. Badanie na przebicie piramidką: a) podparcie nieodkształcalne b) podparcie odkształcalne c) tłok obciążający

### 3.1. Badanie na podparciu nieodkształcalnym

Do badania zgodnie z normą PN-EN 14574 wycinano próbki o wymiarach 100 x 100 [mm], które następnie układano na aluminiowej płytce i obciążano tłokiem z prędkością 1 mm/min., aż do zarejestrowania przebicia. W chwili przebicia wyrobu następowało zamknięcie obwodu między piramidką a aluminiową płytką.

Badania przeprowadzono dla 10 próbek kontrolnych i odzyskanych geowłóknin: A, B, C i D. Schemat badania z zastosowaniem podparcia twardego przedstawiono na rysunku 4a. Wynikiem badań jest średnia arytmetyczna wartość siły przebicia otrzymana z 10 badań.

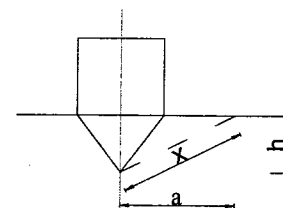
### 3.2. Badanie na podparciu odkształcalnym

Zgodnie z załącznikiem A normy PN-EN 14574 do badania wycinano próbki o wymiarach 250 x 250 [mm]), które następnie zamocowano między dwoma stalowymi pierścieniami i zabezpieczono ośmioma śrubami, aby nie wyszły z siebie w trakcie badania. Tak zamocowaną próbkę umieszczono na górze stalowego cylindra o wysokości 160 mm i średnicy 150 mm, do wewnątrz którego wkładano odkształcalne poliuretanowe pianki (tabela 2). Na poliuretanowych piankach umieszczono giętką, cienką blaszkę o średnicy 20 mm (rys. 4b), w celu stworzenia obwodu elektrycznego między blaszką a piramidką, sygnalizującego moment przebicia. Próbkę obciążano piramidką z prędkością przemieszczenia 50 mm/min. Wynikiem badania jest średnia arytmetyczna siła przebicia otrzymana z 10 badań oraz średnie odkształcenie w momencie zniszczenia obliczone według wzoru 1:

$$\varepsilon = \frac{x - a}{a} \cdot 100 \quad (1)$$

gdzie: a – odległość pomiędzy wewnętrznym brzegiem pierścienia a wierzchołkiem piramidki przed odkształceniem próbki w [mm] (rys.5).

x - odległość pomiędzy wewnętrznym brzegiem pierścienia a wierzchołkiem piramidki w chwili przebicia próbki w [mm] (rys.5).



Rys. 5. Odkształcenie geowłókniny

Tablica 2. Zestawienie parametrów pianek poliuretanowych zastosowanych jako podparcie podatne

Pianki	Twardość	Gęstość	CBR <sup>1)</sup>
	[kPa]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[%]
1*	13,6	96	0,115
2**	25,00	120 - 160	0,247
3**	62,50	180 - 230	0,650

\*dane wg normy EN 14574, \*\*dane wg producenta, <sup>1)</sup>wskaznik CBR wyznaczono na podstawie badań własnych.

## 4. Analiza wyników badań na przebicie piramidką

Analizując wyniki badań przedstawione w tabelach 3 i 4 oraz wykres na rysunku 6, stwierdzono, że wraz ze wzrostem wskaźnika CBR siła przebicia maleje, zarówno dla próbek kontrolnych jak i odzyskanych. W większości przypadków próbki odzyskane (IIA, IIB, IIC, IID) mają znacznie wyższą wytrzymałość na przebicie piramidką niż próbki kontrolne (IA, IB, IC, ID), tylko w przypadku dla geowłókniny A (IA i IIA), dla podparcia charakteryzującego się wskaźnikiem podatności CBR = 0,115%, siła ta prawie nie ulega zmianie – na wykresie (rys. 6) obydwa punkty znajdują się blisko siebie.

Tablica 3. Zestawienie wyników badań dla podparcia odkształcalnego

Podparcie	Badanie	geowłóknina A		geowłóknina B		geowłóknina C		geowłóknina D	
		$F_A$	$\varepsilon_A$	$F_B$	$\varepsilon_B$	$F_C$	$\varepsilon_C$	$F_D$	$\varepsilon_D$
		[N]	[%]	[N]	[%]	[N]	[%]	[N]	[%]
1	I	1597,82	17,27	2519,37	20,35	3455,39	22,07	3778,93	21,47
	II	1560,73	17,33	2986,66	20,61	3606,57	21,30	4312,98	23,50
2	I	1422,20	13,55	2350,13	19,00	3305,41	19,63	3696,48	19,83
	II	1511,95	14,23	2847,44	19,83	3480,80	20,99	4281,20	21,63
3	I	1256,84	13,42	2224,40	15,80	2978,33	18,46	3350,43	19,73
	II	1418,41	14,33	2753,50	18,12	3356,29	18,76	4188,79	22,22

I – próbki kontrolne, II – próbki odzyskane;  $F_A, F_B, F_C, F_D$  – średnie siły na przebicie kolejno dla geowłóknin: A, B, C, D;  $\varepsilon_A, \varepsilon_B, \varepsilon_C, \varepsilon_D$  – średnie odkształcenie geowłóknin: A, B, C, D.

Tablica 4. Zestawienie wyników badań dla podparcia nieodkształcalnego

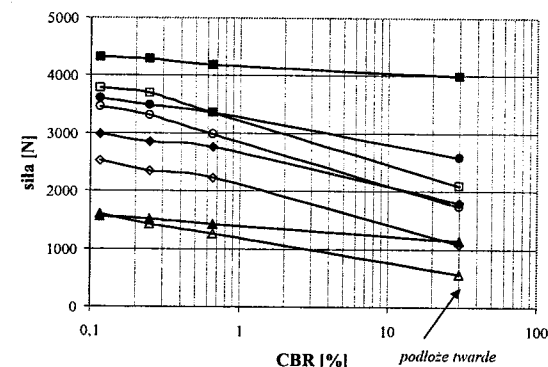
Badanie	geowłóknina A		geowłóknina B		geowłóknina C		geowłóknina D	
	$F_A$	$F_B$	$F_C$	$F_D$	$F_A$	$F_B$	$F_C$	$F_D$
	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]
I	559,64	1082,41	1743,20	2094,94				
II	1142,69	1797,44	2587,87	3994,28				

Wraz ze wzrostem masy powierzchniowej geowłóknin (tabela 1) wzrasta odporność na przebicie ostrym elementem. Masa powierzchniowa próbek odzyskanych wzrasta na skutek wnikania cząstek gruntu we włókna wyrobu.

Największy przyrost siły  $\Delta F$ , na skutek wbudowania w nasyp geowłóknin, na przebicie piramidką zaobserwowano dla podparcia twardego. Przy zastosowaniu podparcia o najwyższym wskaźniku CBR przyrost ten jest największy, a dla

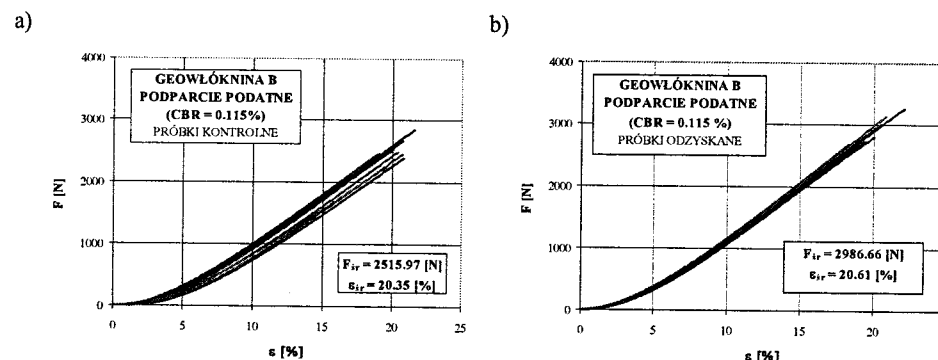
geowłókniny A wynosi nawet 51%. Najmniejszy przyrost  $\Delta F$  dla poszczególnych geowłóknin stwierdzono dla parametru CBR = 0,115%. Parametr  $\Delta F$  wzrasta stopniowo wraz ze zmniejszeniem podatności podłoża.

Odształcenia ( $\varepsilon_A, \varepsilon_B, \varepsilon_C, \varepsilon_D$ ), wyznaczone wg załącznika A [5], w przypadku podparcia odkształcalnego zmniejszają się wraz ze zmniejszaniem się podatności podłoża. Porównując natomiast próbki kontrolne z odzyskanymi można stwierdzić, że odkształcenia nie wykazują większych zmian.



Rys. 6. Zależność pomiędzy siłą przebicia piramidką a wskaźnikiem CBR

Prawie wszystkie odkształcenia dla próbek kontrolnych wzrastają wraz ze wzrostem twardości podłoża, wzrost ten wynosi około 0,5%. Natomiast dla geowłókniny D, o najlepszych parametrach, dla wszystkich podparć podatnych wzrost odkształcenia wynosi około 2%, a w przypadku geowłókniny B dla podparcia o podatności 0,650% wartość odkształcenia zwiększyła się o 2,32%.



Rys. 7. Przykładowe wykresy przedstawiające zależność pomiędzy siłą przebicia a odkształceniem: a) próbki kontrolne, b) próbki odzyskane

Na rysunku 7 przedstawiono przykładowe porównanie zależności: siła przebijająca-odkształcenie dla próbek kontrolnych i odzyskanych geowłókniny B. Krzywe dla geowłóknin po wbudowaniu charakteryzuje mniejsza rozbieżność (rys. 7b) w porównaniu z próbkami przed wbudowaniem. Przy mniejszym odkształceniu krzywe na rysunku 7b osiągają wyższą siłę niż na rysunku 7a i charakteryzują się mniejszym nachyleniem. Geowłókniny przed wbudowaniem, przy mniejszym nacisku piramidką, bardziej się odkształcają.

Analizując dane w tabelach 1, 3 i 4 stwierdzono, że w zależności od rodzaju badania dla próbek kontrolnych i odzyskanych uzyskać można różne wyniki. Badania CBR i wytrzymałości na rozciąganie metodą szerokich próbek dowiodły, że parametry po wbudowaniu zmniejszyły się [8].

## 5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania, wskazują, że geowłókniny A, B, C i D są dobrej jakości i stanowią ochronę przed przebiciem dla innych geosyntetyków, np. geomembran stosowanych na składowiskach odpadów jako warstwy uszczelniające. Mogą być również stosowane jako warstwy rozdzielające dwa różne ośrodki gruntowe o odmiennych cechach, ponieważ wykazują wysoką wytrzymałość na uszkodzenia (przebicia, czy przecięcia).

Stwierdzane w badaniach różnice wskazują, że właściwa ocena zachowania się wyrobów w warunkach rzeczywistych wymaga wykonywania badań kontrolnych powiązanych z rzeczywistymi warunkami geotechnicznymi i eksploatacyjnymi wyrobu.

## Literatura

- [1] PN-EN 963:1999 *Geotekstylii i wyroby pokrewne – pobieranie i przygotowanie próbek do badań.*
- [2] PN-EN 965:1999 *Geotekstylii i wyroby pokrewne – wyznaczanie masy powierzchniowej.*
- [3] PN-EN ISO 12236:1998 *Geotekstylii i wyroby pokrewne – badanie CBR dla geotekstyliów i wyrobów pokrewnych.*
- [4] PN-ISO 10319:1996 *Geotekstylii – Badanie wytrzymałości na rozciąganie metodą szerokich próbek.*

- [5] PN-EN 14574:2005 *Geotekstylii – wyznaczenie odporności na przebicie piramidką geosyntetyków umieszczonych na podparciu nieodkształcalnym.*
- [6] Bolt A. F., Piotrowska M.: *Badania geosyntetyków na przebicie.* Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej. Budownictwo Z. 97. XIII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Gliwice, 2003.
- [7] Bolt A. F., Duszyńska A., Piotrowska M.: *Static puncture tests of geotextiles and geotextile-related products.* VII International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering, Podbanské, 2003.
- [8] Bolt A., Duszyńska A., Piotrowska M.: *Zmiany parametrów cech fizycznych i mechanicznych geosyntetyków na skutek wbudowania w nasyp.* XIV Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej, Białystok-Augustów, 2006.

## INFLUENCE OF SUPPORT ON MECHANICAL DAMAGE OF NONWOVEN GEOTEXTILES

**Summary:** In the paper procedure of the test puncture resistance of supported geosynthetics (control and extract samples) and analysis results were conducted as defined in PN-EN 14574.

Artykuł opracowano na Wydziale Inżynierii Lądowej i Środowiska Politechniki Gdańskiej w ramach projektu badawczego nr 4 T07 E 044 28, umowa MN i I 1513/T07/2005/28 „Wpływ podatności podłoża na uszkodzenia mechaniczne w trakcie instalacji geosyntetyków pełniących funkcje separacyjno – ochronne”.

Piotr Renke<sup>1</sup>

## Wyznaczanie parametrów modeli gruntów na podstawie badań próbnych obciążeń w skali naturalnej

**Streszczenie:** W celu uzyskania wykresu zależności  $q - s$ , na podstawie badań próbnego obciążenia, należy wykonać szereg badań in-situ. W tym celu na wybranym polu doświadczalnym o jednorodnej warstwie gruntu składającej się z piasku średniego, gdzie wcześniej wykonano sześć pali kotwiących, przeprowadzono siedem badań próbnego obciążenia. Zastosowano dwa modele fundamentów: ławę i stopę, które posadowiono na powierzchni terenu oraz na głębokości  $D/B = 0,6$ . Badania próbnego obciążenia przeprowadzono metodą stałych stopni obciążenia. Dla uzyskanych wyników badań in situ przeprowadzono symulację MES sprzężoną z analizą wsteczną. Wyznaczono parametry dla modelu gruntu: Druckera - Pragera (D-P).

### 1. Wprowadzenie

Próbne obciążenia w skali naturalnej są najdokładniejszą metodą uzyskania parametrów gruntu na podstawie wykresu krzywej eksperymentalnej  $q^E - s^E$ . Wyznaczenie tych parametrów możliwe jest dzięki analizie wstecznej, której podstawową ścieżkę stanowi numeryczne postępowanie iteracyjne.

Główną zasadą analizy wstecznej w podejściu iteracyjnym jest poszukiwanie tak zwanego optymalnego wektora parametrów modelu gruntu. Punktem wyjścia jest dowolny wektor parametrów, przyjmowany na podstawie praktycznych doświadczeń. W miarę zbliżania się do wektora poszukiwanego proces iteracji staje się krótszy.

---

<sup>1</sup> mgr inż., Politechnika Śląska

Najważniejszym elementem w całym procesie wyznaczania parametrów gruntu jest właściwe przygotowanie stanowiska badawczego oraz przeprowadzenie badania dla osiągnięcia rzeczywistej krzywej eksperymentalnej q-s.

Badanie w skali naturalnej wymaga bardzo dokładnego obliczenia wszystkich elementów stanowiska badawczego z uwagi na bardzo duże naprężenia pojawiające się podczas obciążenia. Należy także umiejętnie dostosować zakres obciążeń do warunków gruntowych, rozmiarów poletka oraz wytrzymałości stanowiska.

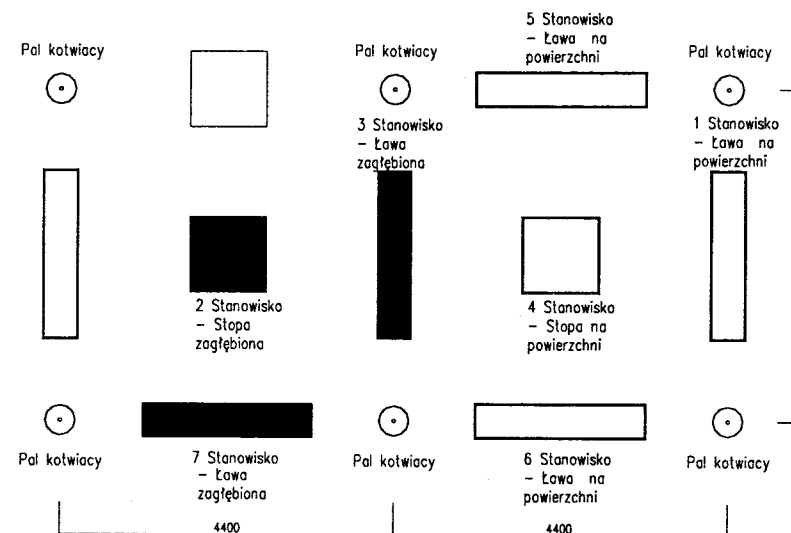
W referacie przedstawione zostały rezultaty badań próbnego obciążenia oraz parametry gruntu uzyskane na podstawie analizy wstecznej.

## 2. Poletko i stanowisko badawcze

Jednym z najbardziej istotnych etapów badania próbnego obciążenia jest właściwy wybór poletka doświadczalnego. Poletko takie musi posiadać jednorodną warstwę gruntu o miąższości ponad 3,0 m. W przypadku podłoża uwarstwionego bardzo trudno byłoby rozdzielić wpływy poszczególnych warstw. Znaleziono poletko doświadczalne składa się z piasku średniego do głębokości 3,7 m [8].

W tym miejscu wykonano sześć pali kotwiących w technologii jet - grouting o średnicy 30,0 cm i długości 9,0 m. Na etapie betonowania zostały zazbrojone rurami stalowymi. Końcówki rur zostały nagwintowane w celu zamocowania belek ramy oporowej. Pale wykonano w rozstawie osiowym równym 4,40 m. Rozstaw ten podyktowany został wcześniej wykonanymi obliczeniami oddziaływania: stopa – pal oraz ława – pal dla obu wariantów posadowienia fundamentów: na powierzchni oraz na głębokości  $D/B = 0,6$  (rys. 1). We wszystkich przypadkach bryły naprężeń, jakie powstają pod fundamentami i wokół pali, nie zachodziły na siebie (rys. 2).

Do badań przygotowano dwa modele fundamentów. Model ławy fundamentowej o wymiarach boków podstawy  $L=223,6$  cm i  $B=44,7$  cm ( $L/B = 5$ ) oraz model stopy fundamentowej o stosunku boków podstawy  $B/L = 1$  ( $L=1$  m,  $B=1$  m). Oba modele posiadają tę samą powierzchnię, czyli  $A=L \times B=1$  m<sup>2</sup>. Wykonane zostały z betonu B25, zbrojone prętami  $5\phi 16$  mm ze stali AIII.

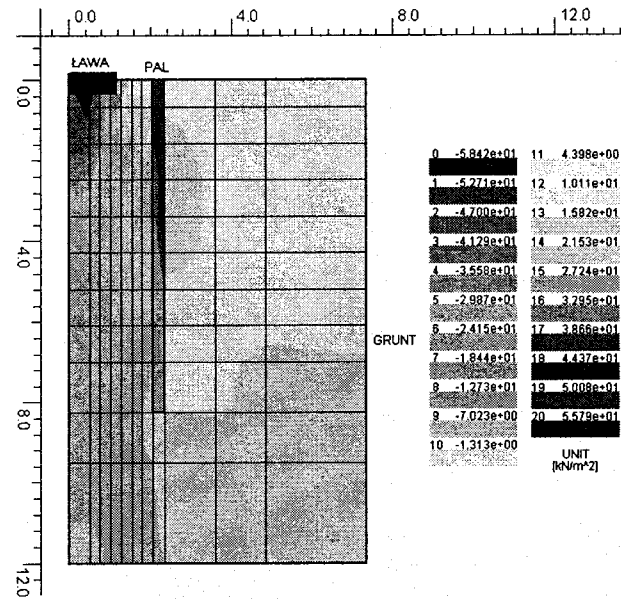


Rys. 1. Stanowiska badawcze: figury niezaczernione oznaczają usytuowanie fundamentów niezagłębionych ( $D=0$ ), figury zaczernione oznaczają usytuowanie fundamentów zagłębionych ( $D/B=0,6$ )

## 3. Próbné obciążenia modeli fundamentów

Na wybranym poletku doświadczalnym przeprowadzono siedem badań próbnego obciążenia. Zastosowano dwa modele fundamentów: ławę i stopę, dla których przeprowadzono badanie fundamentu niezagłębionego ( $D=0$ ) i fundamentu zagłębionego ( $D/B=0,6$ ). Obciążenie modeli fundamentów realizowane było przy pomocy podnośnika hydraulicznego, dla którego oporę stanowiła rama stalowa. Rama dla obciążania stopy kotwiona była do czterech pali (rys. 3), natomiast dla obciążania ławy do dwóch pali.

Badania próbnego obciążenia modeli stopy i ławy przeprowadzono metodą stałych stopni obciążenia. Każdy stopień obciążenia  $Q_i$  utrzymywano tak długo aż prędkość osiadań fundamentu malała co najmniej do wartości 0,05 mm/10 minut. Pierwsze dwie próby ławy niezagłębionej i stopy zagłębionej wykonano dla małego zakresu obciążeń rozpoczynając od obciążenia  $Q_1 = 71,6$  kN, stopniowo zwiększając obciążenie aż do  $Q_{10} = 620,6$  kN. Program ten odpowiadał obliczonej wstępnie nośności granicznej [10].



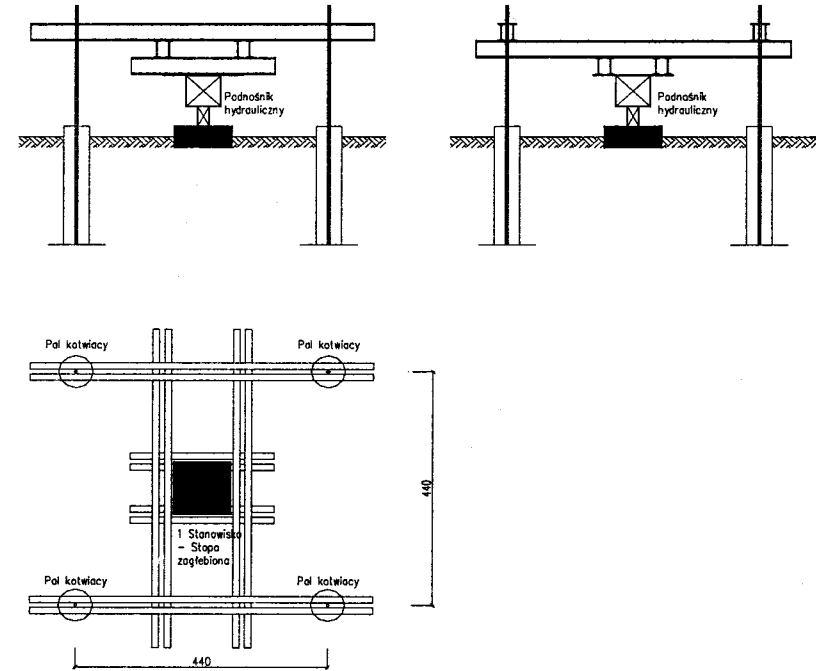
Rys. 2. Mapa naprężeń w gruncie od obciążenia przyłożonego do ławy fundamentowej i pala

Na podstawie uzyskanych wyników z dwóch pierwszych badań pilotażowych oraz problemów związanych z wygięciem niektórych elementów ramy oporowej postanowiono zmienić program obciążeń oraz wzmocnić ramę stalową. W związku z tym, dla wszystkich pozostałych przypadków ustalono, że każdy kolejny stopień obciążenia będzie wynosił w przybliżeniu 100 kN. Badania kończono, gdy obciążenie przekroczyło wartość 1000 kN, z uwagi na graniczną wytrzymałość pali kotwiących.

#### 4. Metoda analizy wstecznej

Spośród wszystkich siedmiu badań próbnego obciążenia modeli fundamentów, do dalszej analizy wybrano trzy, których wyniki nie budzą żadnych wątpliwości. Są to modele zagłębionej ławy i stopy oraz model niezagłębionej stopy. Dla uzyskanych wyników badań in situ przeprowadzono symulację MES sprzężoną z analizą wsteczną. Analizę wykonano w programie Z\_Soil, wstępnie wizualnie dopasowując krzywą teoretyczną do krzywej eksperymentalnej, a w miarę zbliżania się obu wykresów, sprawdzenie zmodyfikowanego

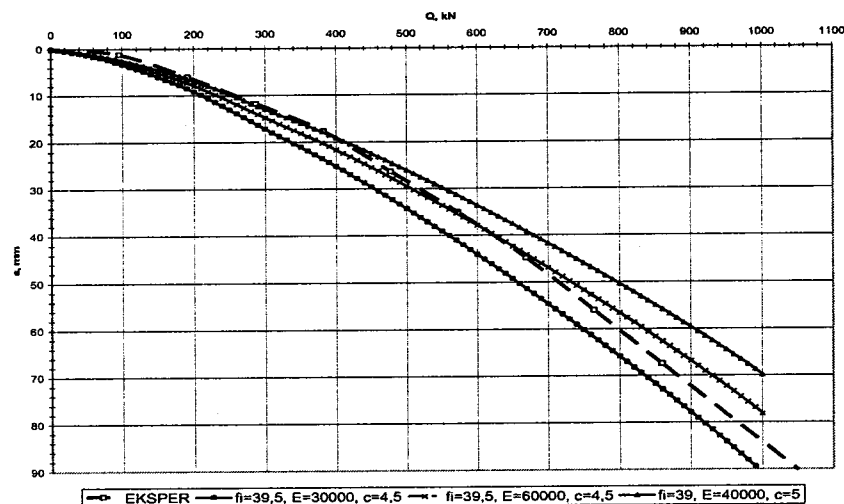
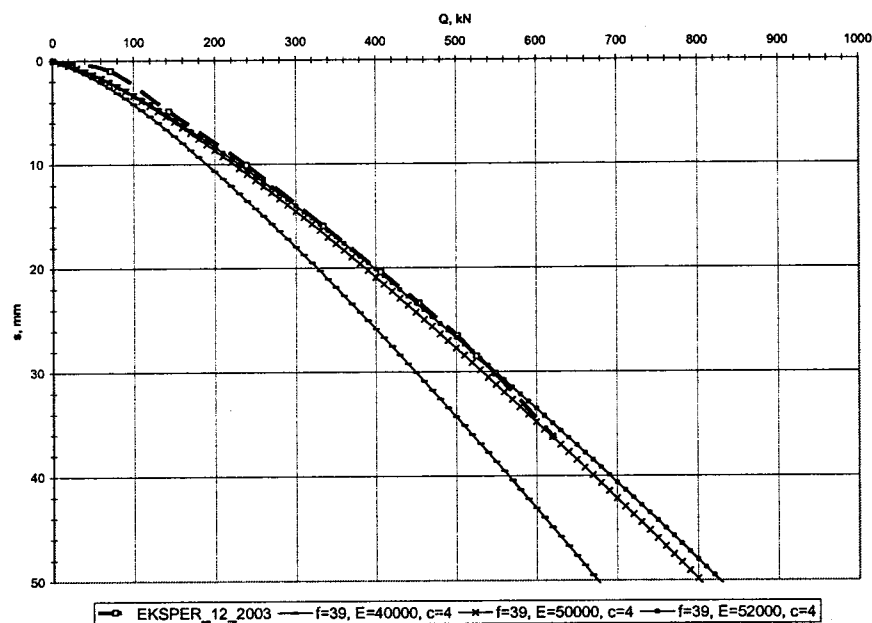
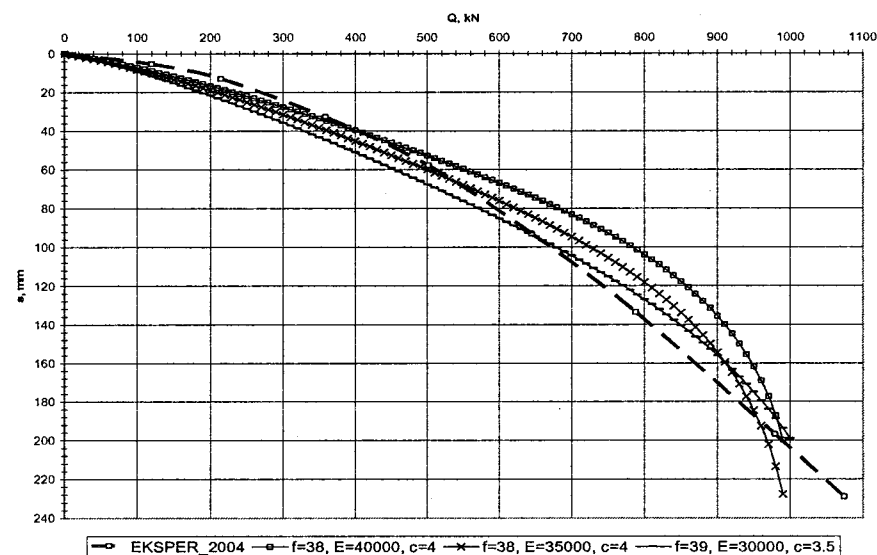
Wyznaczanie parametrów modeli gruntów na podstawie badań próbnego obciążenia... współczynnika determinacji  $R^2$ . Wyznaczono parametry dla modelu Druckera - Pragera (D-P) (rys. 4, 5, 6).



Rys.3. Stanowisko badawcze - rama wykonana z dwunastu I 320 zakotwionych w czterech palach żelbetonowych

#### 5. Spostrzeżenia

Przeprowadzenie badań próbnego obciążenia wymaga wybrania właściwego poletka badawczego, ustalenia geometrii modeli fundamentów, rozmieszczenia stanowisk badawczych, sztywności ramy oporowej oraz ustalenia rozstawu pali kotwiących i ich uciągu. Oprócz spełnienia tych warunków należy jeszcze określić zakres obciążenia, jakie powinno być realizowane w badaniu próbnego obciążenia [8].

Rys. 4. Krzywa eksperymentalna i teoretyczna ławy zagłębionej ( $D/B=0,6$ )Rys. 5. Krzywa eksperymentalna i teoretyczna stopy zagłębionej ( $D/B=0,6$ )Rys. 6. Krzywa eksperymentalna i teoretyczna stopy niezagłębionej ( $D=0$ )

Przedstawione wyniki symulacji MES sprzężonej z analizą wsteczną dla wykonanych doświadczeń badania próbnego obciążenia pokazują niedoskonałości wybranego modelu obliczeniowego. Pomimo usilnych poszukiwań właściwych parametrów gruntu nie było możliwe dopasowanie krzywej teoretycznej do krzywej eksperymentalnej  $q-s$ .

Biorąc pod uwagę uzyskane doświadczenia analizy wstecznej, planuje się poszukiwanie stałych materiałowych występujących w logarytmicznym prawie zmienności siecznego modułu odkształcenia, zaproponowanym przez Puzrina – Burlanda. Wyniki badań doświadczalnych ocenione zostaną statystycznie.

## Literatura

- [1] Bowles J.E.: *Foundation Analysis and Design*. McGRAW-HILL BOOK COMPANY. New York, 1977.
- [2] Glinicka M.J.: *Sposoby interpretacji badań podłoża obciążonego płytą*. Inżynieria i Budownictwo, nr 6, s. 311-313., 2000.
- [3] Lambe T.W., Whitman R.V.: *Mechanika gruntów*. Arkady, Warszawa, 1977.

- [4] Lewicki B.: *Obciążenia próbne konstrukcji istniejących budynków. Metodyka postępowania i kryteria oceny*. Prace naukowe ITB, monografie. Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa, 1997.
- [5] Pieczyrak J.: *Problemy wyznaczania parametrów geotechnicznych na podstawie próbnych obciążeń*. XI Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Geotechnika w budownictwie i transporcie. T. II. Gdańsk, 127-131., 1997.
- [6] Pieczyrak J.: *Parametry podłoża gruntowego fundamentów ustalone na podstawie wyników próbnego obciążenia*. I Problemowa Konferencja Geotechniki „Współpraca budowli z podłożem gruntowym”. Białystok-Wigry, 253-259, 1998.
- [7] Pieczyrak J.: *Ustalanie parametrów wybranych modeli gruntu na podstawie próbnych obciążeń*. Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, Z. 91, Gliwice, 2001.
- [8] Pieczyrak J., Renke P.: *Warunki i wymagania stawiane próbnym obciążeniom gruntu*. II Problemowa Konferencja Geotechniki pt. „Współpraca budowli z podłożem gruntowym”. Białystok-Białowieża 2004, s. 181-190.
- [9] Szydłowski H.: *Teoria pomiarów*. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa, 1981.
- [10] Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2001.

## ESTIMATION PARAMETERS OF SOIL MODELS ON THE BASIS OF TRIAL LOADING TESTS CARRIED OUT IN NATURAL SCALE

**Summary:** To receive relation between loading and settlements (q-s) on the basis of trial loading tests, it is necessary to carry out in situ many tests. Such tests were prepared for two types of foundations – for base and strip foundation. The models of foundations were founded directly on the ground level and on the depth  $D/B = 0.6$ . Seven trial loading tests were carried out at the homogeneous subsoil (medium sand) using the method of steady-degree loadings. Additionally, Finite Element Method with back analysis was used for simulation of trial loading tests. Soil parameters for Drucker-Prager's model were estimated.

Małgorzata Superczyńska<sup>1</sup>

## Historia geologiczna oraz identyfikacja parametrów geotechnicznych iłów formacji poznańskiej

**Streszczenie:** Iły formacji poznańskiej są gruntem skomplikowanym z punktu widzenia przydatności jako podłoże budowlane. Na znacznych obszarach ich występowania uległy zaburzeniom glaciektonicznym, które doprowadziły do zafałdowań, zluźnień oraz przemieszczeń. Sprawia to wiele trudności w technice wykonywania badań polowych i laboratoryjnych oraz identyfikacji parametrów geotechnicznych. Również w modelowaniu współpracy podłoże – obiekt budowlany należy uwzględnić historię geologiczną (silną prekonsolidację) iłów mioplioceniowych.

### 1. Wstęp

W artykule przedstawiono analizę stosowanych badań laboratoryjnych i polowych z punktu widzenia ich przydatności do wyznaczania parametrów geotechnicznych iłów formacji poznańskiej. Parametry te odnoszą się do prostych oraz zaawansowanych metod obliczeniowych.

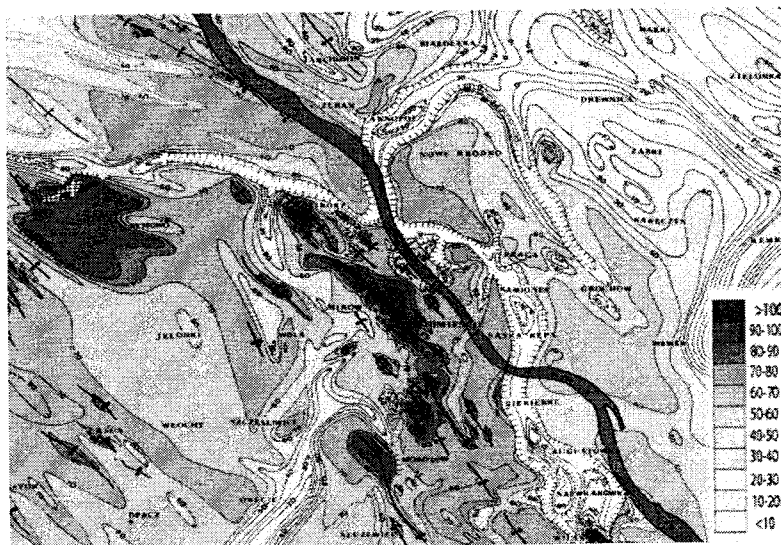
Iły mioplioceniowe są postrzegane jako niezbyt korzystne podłoże budowlane, szczególnie dla wysokich obiektów oraz metra. W Polsce centralnej, w rejonie Warszawy i okolic, formacja poznańska wykształcona jest m. in. w postaci iłów – gruntów silnie prekonsolidowanych w wyniku złożonej historii geologicznej. Grunt ten wykazuje cechy anizotropowe w zakresie struktury i stanu naprężenia. Jest to efekt warunków sedymentacji oraz procesów diagenetycznych, jakim grunt podlegał w swojej historii geologicznej [1,3,5,9].

<sup>1</sup> mgr, Politechnika Warszawska



## 2. Iły poznańskie w rejonie Warszawy

Sedymentacja iłów rozpoczęła się 13 mln lat temu w środkowym miocenie i trwała 9 mln lat. W tym czasie iły osiągnęły maksymalną miąższość 150 metrów. Kolejno na tym terenie występowały procesy erozji związane z tworzeniem się sieci rzecznej, następnie zjawiska glacictektoniczne doprowadziły do powstania sfaldowań, zlustrzeń i przemieszczeń w masie iłów. Następowaly kolejno procesy odprężeniowe, erozyjne i wietrzeniowe [1].



Rys. 1. Schemat występowania iłów formacji poznańskiej w rejonie Warszawy (strop osadów plioceńskich w m n.p.m.) [8]

Na terenie Warszawy iły występują tuż pod powierzchnią terenu (w obrębie wysoczyzny, np. w Śródmieściu, na Żoliborzu, w rejonie skarpy warszawskiej) lub pod nakładem osadów czwartorzędowych. Pierwotna ich miąższość to  $100 \div 140$  m. Istnieją liczne zagłębienia i wzniesienia o kierunku NNW-SSE pochodzenia glacictektonicznego i erozyjnego (rys. 1), średnia grubość osadów to 50 metrów, a różnice wysokości stropu osadów sięgają 100 m. Główne zaburzenia glacictektoniczne związane są ze stadiąłem maksymalnym zlodowacenia środkowopolskiego [8].

Dla iłów szczególnie ważna jest historia obciążeń: lądolody co najmniej 3-krotnie pokryły teren Warszawy, grubość lodu w czasie maksymalnego zasięgu zlodowacenia południowopolskiego szacuje się w szerokim przedziale od 100 do

800 metrów. Ciężar objętościowy lodu wynosi  $10 \text{ kN/m}^3$ , maksymalne obciążenie iłów mogło więc dochodzić nawet do 10 MPa. Rzeczywista wartość tego obciążenia prawdopodobnie była jednak niższa, z uwagi na skomplikowane warunki naprężeń efektywnych w podłożu. Wartość wskaźnika prekonsolidacji dla iłów oszacowana jest nawet na  $\text{OCR} = 50 [-]$  [5].

## 2. Parametry geotechniczne iłów miopliocenijskich

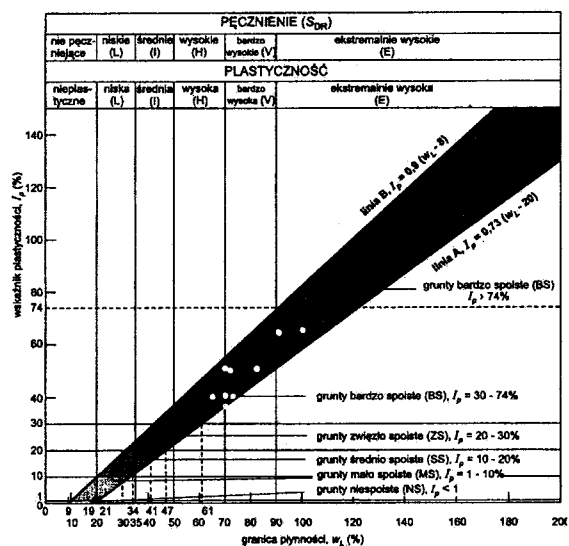
Ustalenie parametrów geotechnicznych, w szczególności iłów formacji poznańskiej, wymaga dokładnej znajomości warunków wodno-gruntowych oraz historii obciążeń. Formacja poznańska charakteryzuje się zmiennością litologiczną - w kompleksach ilastych występują izolowane przewarstwienia pylaste i piaszczyste. Spotykana jest w nich woda pod znacznym ciśnieniem hydrostatycznym. Silna prekonsolidacja iłów wymaga uwzględnienia przy interpretacji badań wytrzymałościowych i odkształceniowych wpływu naprężeń działających na nie w przeszłości geologicznej. Zaburzenia glacictektoniczne są przyczyną licznych zlustrzeń i nieciągłości strukturalnych iłów. Istnieje konieczność identyfikacji tych płaszczyzn i uwzględniania ich wpływu na wartości parametrów wytrzymałościowych.

Iły miopliocenijskie są gruntami ekspansywnymi, a możliwość wystąpienia zmian objętościowych masywu gruntowego pod wpływem wody zwykle oceniana jest na podstawie empirycznych nomogramów. Poniżej została przedstawiona ocena ekspansywności iłów formacji poznańskiej na podstawie wyników badań na 9 próbach ładu z różnych rejonów Warszawy. Badane grunty charakteryzują się wysoką, bardzo wysoką i ekstremalnie wysoką plastycznością oraz pęcznieniem ( $S_{DR}$ , rys. 2); potencjalna ekspansywność (PE, rys. 3) jest bardzo wysoka, natomiast aktywność mieści się w przedziale  $A = 0,50 - 1,80$  (grunty nieaktywne i normalnie aktywne i aktywne wg Skempton'a i Head'a) [4]. Stopnie ekspansji (DE, rys. 5) zawarte są w przedziale od wysokich do bardzo wysokich. Ciśnienie pęcznienia badanych gruntów ( $\sigma_{se}$ , rys. 4), powinno charakteryzować się wartościami od 30 - do ponad 300 kPa. [4]. Przedstawione wyniki badań (tab. 1) wskazują na szczególną potrzebę analizowania ekspansji przy ocenie gruntów miopliocenijskich.

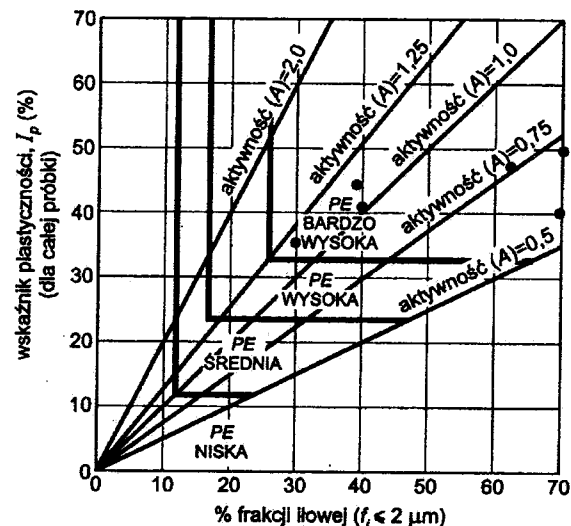
Tablica 1. Właściwości fizyczne ilów formacji poznańskiej<sup>1)</sup>

Numer próby	1	2	3	4	5	6			
Frakcja ilowa $f_i$ [%]	39	81	40	70	80	81	72	63	30
Gęstość właściwa $\rho_s$ [Mg/m <sup>3</sup> ]	2,72	2,72	2,70	2,71	2,72	2,70	2,69	2,71	2,70
Gęstość objętościowa $\rho$ [Mg/m <sup>3</sup> ]	2,05	1,98	1,94	2,02	1,86	1,85	1,95	2,03	2,10
Wilgotność naturalna $w_n$ [%]	20,13	22,82	23,20	24,10	36,00	36,60	31,70	27,50	31,10
Porowatość $n$ [%]	0,25	0,27	0,28	0,25	0,32	0,31	0,28	0,25	0,22
Granica płynności $w_L$ [%]	70,90	92,00	64,40	70,10	74,40	97,80	83,00	69,50	69,90
Granica plastyczności $w_P$ [%]	25,96	28,32	22,60	30,00	34,90	33,70	35,00	22,50	39,30
Wskaźnik plastyczności $I_P$ [%]	44,94	63,68	41,80	40,10	39,5	64,10	48,0	47,00	36,00
Wskaźnik pęcznienia $I_s = w/w_L$ [-]	0,28	0,25	0,36	0,34	0,48	0,37	0,38	0,40	0,44
Aktywność $A = I_P / (f_i - 10)$ [-]	1,55	0,90	1,39	0,67	0,56	0,90	0,77	0,89	1,80

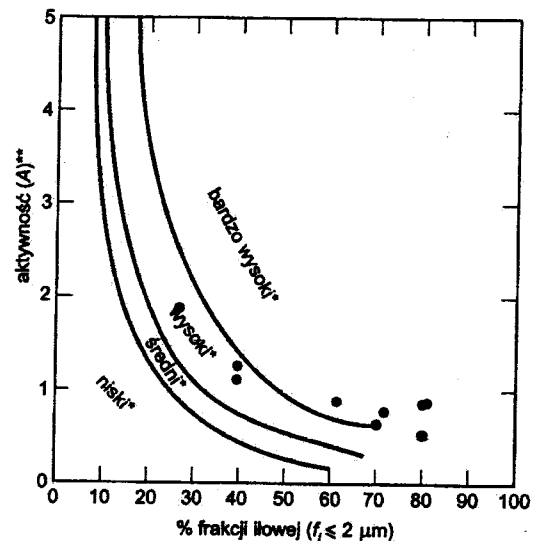
<sup>1)</sup>Podane wielkości są wartościami charakterystycznymi, 1 – ul. Świętokrzyska, 2 – Marymont, 3 – Arsenał, 4 – Ratusz, 5,6 – ul. Belwederska, 7,8,9 – poletko badawcze Stegny.



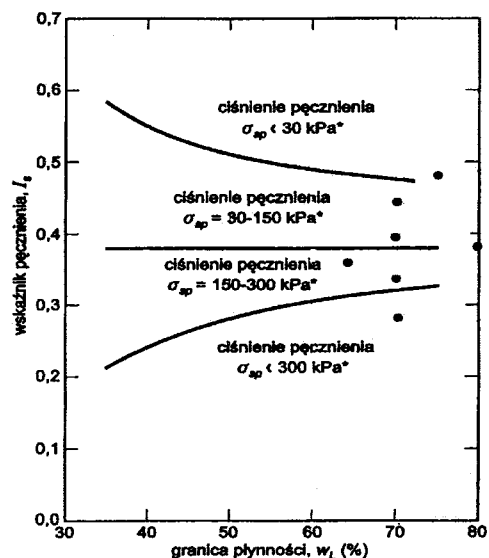
Rys. 2. Ocena pęcznienia i plastyczności na podstawie nomogramu Casagrande'a zmodyfikowanego przez B. Grabowską – Olszewską [4]



Rys. 3. Ocena potencjalnej ekspansyjności (PE) na podstawie nomogramu Van der Merwega, zmodyfikowanego przez B. Grabowską – Olszewską [4]



Rys. 4. Ocena potencjału pęcznienia (S) i stopnia ekspansji (DE) na podstawie nomogramu Seeda i in. [4]



Rys. 5. Zależność między wskaźnikiem ściskania ( $I_s$ ) a granicą płynności ( $w_L$ ) wg Vijayvergiya i Ghazzaly'ego, 1973; Chen, 1988 [4]

## 2.1. Kategorie podłoża budowlanego oraz zakres badań laboratoryjnych i polowych

W rejonie Warszawy występują liczne budowle, które w swoim podłożu gruntowym mają łył poznańskie. Zlokalizowane są one także na obszarze skarpy warszawskiej, a więc z możliwym ryzykiem występowania osuwisk. Przykładami obiektów zlokalizowanych np. w rejonie elewacji śródmiejskiej (obszar, gdzie strop ółów jest wyniesiony) są Błękitny Wieżowiec oraz metro warszawskie. Obiekty w których podłożu występują łył mioplioceńskie powinny być zaliczane do II, a nawet III kategorii geotechnicznej.

Poniżej przedstawiono zakres i rodzaj badań ółów w zależności od zakwalifikowania obiektu do kategorii geotechnicznej. Wyszczególniono też parametry geotechniczne, jakie wyznacza się podczas tych badań.

- *Kategoria geotechniczna II*: badania polowe obejmują wykonanie otworów badawczych umożliwiających wydzielenie warstw geotechnicznych z taką dokładnością, aby odpowiadały wymaganiom obliczeń projektowych. W przypadku gruntów słabych, których obecność mogłaby wpłynąć na wzrost

osiadań i osłabienie nośności podłoża, liczba punktów powinna być odpowiednio zwiększona. Należy prowadzić obserwację zwierciadła wody podziemnej oraz pobrać próbki gruntu w celu identyfikacji parametrów geotechnicznych, jednakże nie zawsze istnieje taka konieczność. Badania laboratoryjne traktuje się jako weryfikację ustaleń terenowych. Wykonuje się analizę granulometryczną, badanie wilgotności, ustala granice płynności i plastyczności, określa się stan gruntu. Zaleca się pobranie prób gruntu w celu określenia wskaźnikowych wartości wytrzymałości i odkształcalności oraz ocenę ekspansywności dla ółów mioplioceńskich. Parametry geotechniczne można również określić przy pomocy wyników sondowań na podstawie korelacji lub doświadczenia. Wybór metody ustalenia parametrów zależy od warunków lokalnych, dokładności rozpoznania i stopnia ryzyka.

- *Kategoria geotechniczna III*: rozpoznanie charakterystyk gruntowych w terenie oraz program badań laboratoryjnych powinny być ściśle ukierunkowane na problematykę współpracy podłoża i konstrukcji budowlanej w trakcie jej budowy i eksploatacji. Badania terenowe to głównie wiercenia badawcze, sondowania statyczne i dynamiczne, próbne obciążenia, obserwacje zwierciadła wód podziemnych, badanie współczynnika filtracji, badania geofizyczne i inne badania specjalistyczne. W trakcie badań laboratoryjnych należy odzwierciedlić stany naprężeń, jakie mogą występować podczas pracy obiektu i dla takich stanów należy określać parametry geotechniczne. Bardzo istotna, w szczególności w przypadku ółów formacji poznańskiej, jest jakość pobieranych prób gruntu. Ważne, aby zachować nienaruszoną strukturę, wilgotność, konsystencję. Jeśli chodzi o zakres badań laboratoryjnych to wykonuje się te same badania jak w przypadku II kategorii geotechnicznej, rozszerzone w zależności od potrzeby o rozmakanie, skurcz, ściskanie, ciśnienie ściskania.

## 2.2. Identyfikacja parametrów geotechnicznych ółów

W projektowaniu geotechnicznym należy sprawdzić czy obciążenia od planowanego obiektu nie spowodują przekroczenia stanu granicznego nośności (utrata wytrzymałości, nadmiernego odkształcenia konstrukcji lub jej elementów, ścicia lub zbyt dużych deformacji w gruntach, zniszczenia przez wypór lub gwałtowny przepływ wody)[6]. Stany graniczne sprawdza się przeprowadzając obliczenia, stosując modele doświadczalne i próbne obciążenia. Należy jednak brać pod uwagę fakt, iż parametry otrzymywane doświadczalnie z badań laboratoryjnych mogą się różnić od rzeczywistych właściwości gruntu. Na różnice te, w przypadku ółu poznańskiego, istotny wpływ mają:

- *stan naprężeń i rodzaj odkształceń* – ły są silnie prekonsolidowane w związku z tym podczas planowania badań wytrzymałościowych w laboratorium należy pamiętać o rekonsolidacji i takim przebiegu badania, aby odzwierciedlało warunki w jakich grunt będzie pracował;
- *struktura łu* – z historii geologicznej łu mioplioceniowego wynikają liczne spękania, zlustrzenia, powierzchnie poślizgu oraz przewarstwienia litologiczne, podczas badań wytrzymałościowych należy zwrócić uwagę na nieciągłości w strukturze łu oraz niejednorodność próbek;
- *dobór właściwych prędkości przeprowadzanych badań* - w szczególności wytrzymałościowych i odkształceniowych - w celu uniknięcia błędów wynikających z niepełnej redystrybucji naprężeń w próbce;
- *wpływ wody* – kontakt z wodą może spowodować zmniejszenie wytrzymałości, na co grunt jest narażony szczególnie podczas wykonywania robót budowlanych, jednakże zasada wykonywania dna wykopu w łąch i natychmiastowego ułożenia chudego betonu zapobiega odprężeniu i zmianie wilgotności; ły w stanie twaroplastycznym i plastycznym, będące w stanie naturalnym, raczej nie wykazują tendencji do pęcznienia;
- *efekt skali i wielkość badanych próbek* – istotne z punktu widzenia przełożenia wielkości parametrów geotechnicznych otrzymanych z prac laboratoryjnych i polowych na wartości opisujące cały ośrodek gruntowy.

Wprowadza się pojęcie „wartości wyprowadzone” dla określenia charakterystycznych parametrów geotechnicznych przyjmowanych w projektowaniu. Wartość podana przez eksperta nie musi być literalnie zgodna z wynikami badań (laboratoryjnych, polowych lub określona z zależności korelacyjnych), a interpretacja wyników analizy statystycznej oparta jest na doświadczeniu zawodowym.

Parametry geotechniczne wykorzystywane w projektowaniu charakteryzują deformacje gruntu oraz opisują jego stan i wytrzymałość na ścinanie. Jednym z istotnych i ważących w obliczeniach parametrów jest moduł odkształcenia gruntu.

Moduły odkształcenia są silnie związane ze stanem naprężenia w podłożu, z obciążeniem, jakiemu grunt podlegał w przeszłości geologicznej, warunkami drenażu, rodzajem i trójfazowością gruntu. Dla ich określenia wykonuje się sondowania statyczne typu CPTU, SCPTU, badania dylatometryczne i presjometryczne. Do opisu odkształceń podłoża można wyznaczyć trzy rodzaje modułów w zależności od modelu pracy gruntu w warunkach rzeczywistych. Są to: moduł sprężystości Younga, moduł sieczny (odpowiadający modułowi

edometrycznemu w warunkach bez drenażu) oraz początkowy moduł ścinania  $G_0$  w warunkach bez drenażu.

Moduły odkształcenia mierzone w terenie znacznie różnią się od wartości modułów w normie PN-81/B-03020 [6]. Na tę różnicę wpływ ma stopień przekonsolidowania podłoża, makrostruktura oraz początkowe parametry stanu gruntów.

Wykorzystanie badań laboratoryjnych w celu identyfikacji parametrów geotechnicznych, przy licznych zastrzeżeniach i warunkach brzegowych daje nam możliwość modelowania ścieżek naprężeń i odkształceń, jakie będą mogły zaistnieć w rzeczywistości. W tym celu jednak należy stosować aparat trójosiowego ściskania, wyposażony w system pomiarowy małych odkształceń próbki.

Ponieważ w praktyce moduł odkształcenia, współczynnik prekonsolidacji oraz współczynnik parcia spoczynkowego  $K_0$  są parametrami najważniejszymi, opisującymi zachowanie się gruntów spoistych prekonsolidowanych, historia naprężeń w łąch powinna być przedstawiona jako interpretacja krzywej edometrycznej uzupełniona analizą wyników badań polowych.

### 3. Wybór modelu gruntu

Przeprowadzono już wiele badań polowych oraz laboratoryjnych łu formacji poznańskiej dotyczących wyznaczenia parametrów geotechnicznych dla klasycznego modelu Coulomba-Mohra. Jednakże możliwość coraz dokładniejszego rozpoznania podłoża gruntowego, wyznaczania parametrów geotechnicznych (modułu odkształcenia, kąta tarcia wewnętrznego, spójności, współczynnika prekonsolidacji OCR i współczynnika parcia w spoczynku  $K_0$ ) na podstawie badań polowych CPTU i DMT, także modyfikacja laboratoryjnej aparatury badawczej dały szansę rozwinięciu modeli gruntu dokładniej opisujących rzeczywiste procesy zachodzące w ośrodku gruntowym.

Coraz częściej w analizie obliczeniowej stosuje się programy wykorzystujące MES, gdzie istnieje możliwość wykorzystania modeli bardziej skomplikowanych, lecz jednocześnie o stosunkowo łatwo wyznaczanych parametrach materiałowych. Przykładem takiego modelu jest Modified Cam Clay. Model ten zastosowany w analizie statycznej układu „budowla- podłoże” umożliwia uwzględnienie bardzo znaczącego wpływu prekonsolidacji na wielkość i rozkład osiadań fundamentów i sił wewnętrznych w ich konstrukcjach. Poza zasięgiem klasycznego modelu MCC pozostaje jednak opis zmian sztywności gruntu prekonsolidowanego w zakresie małych i średnich odkształceń wywołanych obciążeniem z budowli. W celu

przeprowadzania analizy MES z zastosowaniem tego modelu celowe jest wykonywanie badań wytrzymałościowych w aparacie trójosiowego ściskania z czujnikami pomiaru odkształceń bocznych próbki przy różnych ścieżkach naprężeń oraz badania edometryczne.

#### 4. Wnioski

Ważną rolę w ocenie parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych podłoża gruntowego powinny odgrywać badania polowe, natomiast badania laboratoryjne, przeprowadzone z jak największą starannością i dokładnością, powinny weryfikować rezultaty i modelować zmianę parametrów od stanu wyjściowego, stwierdzonego w warunkach początkowych *in situ*, do stanu pełnej współpracy budowli z podłożem. Badania geotechniczne należy planować przy uwzględnieniu wymagań dotyczących budowy i zachowania planowanej konstrukcji. Szczególnie ważne jest to w badaniach ilów mioplioceniowych – gruntach silnie prekonsolidowanych, ekspansywnych, a stanowiących istotny składnik podłoża budowlanego Warszawy. Stosowanie badań polowych wymaga opracowania zależności korelacyjnych dostosowanych do regionalnej specyfiki gruntu (w tym ilów formacji poznańskiej).

W ostatnich latach w wielu jednostkach naukowych trwają prace nad wdrażaniem do projektowania modeli konstytutywnych gruntów, a co za tym idzie prace nad wyznaczaniem parametrów tych modeli. Również w Zakładzie Geotechniki i Budowli Podziemnych Politechniki Warszawskiej są, lub były realizowane projekty badawcze KBN związane z tą tematyką. Obejmowały one analizę numeryczną z zastosowaniem metody elementów skończonych oraz modeli konstytutywnych gruntów w zagadnieniach posadowień głębokich [2] realizowanych także w warunkach występowania w podłożu budowlanym ilów mioplioceniowych.

#### Literatura

- [1] Barański M.: *Wybrane właściwości ilów na podstawie badań polowych*, Seminarium ITB Iły plioceńskie Warszawy. s. 15-30, Warszawa, 26 feb. 2004r. ISBN 83-7413-127-6.
- [2] Dłużewski J. M.: *Posadowienia głębokie w ujęciu metody elementów skończonych*, projekt badawczy KBN nr 7T07E02319

- [3] Frankowski Z.: *Występowanie ilów formacji poznańskiej w Warszawie*, Seminarium ITB Iły plioceńskie Warszawy. s. 5-14, Warszawa, 26 feb. 2004r. ISBN 83-7413-127-6.
- [4] Grabowska – Olszewska B.: *Właściwości gruntów nienasyconych*. Wydawnictwo naukowe PWN, Warszawa, 1998.
- [5] Kaczyński R.: *Litogeneza, mikrostruktury i geologiczno – inżynierskie właściwości ilów plioceńskich rejonu Warszawy*. Zakład Prac Geologicznych, Wydział Geologii UW, Warszawa, 2000.
- [6] Młynarek Z., Tschutschke W.: *Parametry geotechniczne z badań in situ dla potrzeb projektowania posadowień.*, WPPK, Wisła – Ustroń, 2005.
- [7] Pisarczyk S., Rymś B. : *Badania laboratoryjne i polowe gruntów*. Oficyna Wydawnicza PW, Warszawa, 1993.
- [8] PN EN 1977.3 *Eurocode 7. Projektowanie geotechniczne, cz.1.*
- [9] Sarnacka Z.: *Stratygrafia osadów czwartorzędowych Warszawy i okolic*. Prace Państwowego Inst. Geologicznego CXXXVII, Warszawa, 1992.

### GEOLOGICAL HISTORY AND TERTIARY CLAYS GEOTECHNICAL PARAMETERS IDENTIFICATION

**Summary:** The article presents problems connected with carrying out laboratory and field tests in peculiarity in range of strength parameters investigations. It describes Tertiary clays (Poznań Formation), which are relatively the weakest and the most dangerous inorganic soil, which is the foundation soil for many construction investments in region of Warsaw.

Bożena Trzpis<sup>1</sup>

## Wpływ pełzania zboczy rejonu Wieliczki na sposób projektowania obiektów budowlanych

**Streszczenie:** Głównym problemem budowlanym w rejonie Wieliczki są szkody górnicze oraz zbocza pełzające o charakterze osuwiskowym. Aktualnie obszary związane z występowaniem osuwisk są wyłączone z działalności budowlanej. W wielu przypadkach projektanci pomijają wpływ pełzania na obiekty budowlane, chociaż przeważająca liczba zboczy z rejonu Wieliczki charakteryzuje się występowaniem powolnych przemieszczeń przy stałych wielkościach obciążeń. Praca zawiera propozycję wykorzystania wytycznych do projektowania na obszarach objętych wpływem eksploatacji górniczej do opracowań projektowych dla obiektów osadawianych na zboczach pełzających. Dzięki temu możliwe będzie przywrócenie części tych obszarów osuwiskowych, na których występują ciągłe procesy deformacyjne, dla działalności budowlanej.

### 1. Wstęp

Rejon Pogórza Wielickiego stanowi obszar, na którym uwydatniają się procesy deformacji nieciągłych wynikających z dwóch przyczyn:

- osuwiskowego charakteru zboczy;
- wpływu eksploatacji górniczej związanej z wydobywaniem soli.

Ruchy masowe występujące na obszarze Pogórza Wielickiego można sklasyfikować za A. Kleczkowskim [4] jako osuwiska strukturalne (obejmujące zasięgiem zwietrzelinę i skały podłoża) oraz splezywanie. Te ostatnie występują w miejscach, gdzie plastyczne grunty spoiste tworzą cienką pokrywę na podłożu skalnym. Materiał gruntowy przemieszcza się w dół z bardzo małą prędkością.

---

<sup>1</sup> mgr inż., Politechnika Krakowska

Według Varnesa [1], ruchy te należą do grupy sływów i można je klasyfikować jako pełzanie gruntu – czyli bardzo powolne przemieszczenia o charakterze ruchu lepkiego płynu, obejmujące drobne i bardzo drobne ziarna gruntu. Prędkość ruchu wynosi około 10mm/rok lub mniej, zaś prędkość chwilowa uzależniona jest od wilgotności gruntu.

Obszary osuwiskowe w miejscowym planie zagospodarowania stanowią tereny wyłączone z działalności budowlanej. Jeśli jest to jeszcze uzasadnione w przypadku osuwisk w obrębie gruntów i osuwisk strukturalnych, to wydaje się, że obszary osuwisk pełzających można przywrócić dla celów budowlanych. Świadczą o tym dotychczasowe obserwacje zboczy i zbudowanych na nich obiektów. Brak teoretycznego opracowania i przepisów uzasadniają obawy władz i wyłączenie bardzo atrakcyjnych terenów z zabudowy. Wydaje się, że po opracowaniu wytycznych do projektowania na takich terenach można będzie przywrócić je do zabudowy. Należy zauważyć podobieństwo zjawiska pełzania do dobrze rozpoznanego związanego ze szkodami górniczymi i zwrócić uwagę na możliwość wykorzystania poprzez analogię wytycznych z innych obszarów objętych wpływem deformacji ciągłych.

## 2. Zarys problemów geologiczno – górniczych w rejonie Wieliczki

### 2.1. Budowa geologiczna

Pogórze Wielickie stanowi północną część Karpat Zewnętrznych, wchodzi w skład Pogórza Karpackiego [5]. Dominują tu osady fliszowe (naprzemianległe ułożone warstwy głównie piaskowców i łupków oraz zlepieńców, mułowców, margli i wapieni), a pod względem tektonicznym formy te związane są z fałdowaniem. Osady fliszowe z okresu górnej jury, kredy i starszego trzeciorzędu zostały sfałdowane w czasie trzeciorzędowej orogenezy alpejskiej.

Na całym obszarze Pogórza Wielickiego utwory fliszowe przykryte są pokrywą utworów zboczowych czwartorzędu w formie zwietrzliny, koluwiów i deluwiów. Łagodnie nachylone zbocza pokryte są typowymi ciągłymi profilami zwietrze-linowymi – od gruntów drobnoziarnistych poprzez grunty drobnoziarniste z okruchami skalnymi i strefę okruchów skalnych do warstw spękanego podłoża. Koluwia reprezentowane są przez różnego rodzaju grunty drobnoziarniste spoiste. Drobnoziarniste deluwia występują u podnóży zboczy, w wyższych partiach w obniżeniach i załomach morfologicznych.

Miąszość pokrywy czwartorzędowej mieści się w przedziale  $2 \div 5$  m do kilkunastu metrów. W wielu rejonach Pogórza zbocza pokryte są pokrywami z gruntów pylasto - gliniastych zaliczanych do lessów lub glin lessopodobnych pochodzenia wietrzeniowego oraz glin – powstałych w czasie zlodowaceń plejstocenijskich w wyniku wietrzenia i różnych procesów zboczowych.

### 2.2. Charakterystyka terenów osuwiskowych

Osuwiska strukturalne na Pogórze Wielickim powstają głównie w utworach jednostki podśląskiej, śląskiej i skolskiej [1].

Płaszczowina podśląska występuje w postaci wąskich pasm na czole jednostki śląskiej i magurskiej. Przez rejon Pogórza Wielickiego przebiega jej nieciągły pas północny o intensywnej osuwiskowości, która wynika z silnego rozwoju utworów marglistych i łupkowych. Tworzenie się osuwisk wiąże się z występowaniem łupków pstrych, margli węglowieckich pstrych, łupków wierzchowskich oraz łupków warstw lgockich. Jednostka śląska rozciąga się od Olzy aż po San. W obszarze Pogórza Wielickiego jednostka wykształciła się w postaci bloków o słabo wyróżniającej się strukturze fałdowej. Rejon Wieliczki obejmuje swoim zasięgiem również płaszczowina godulska. Zbudowana jest ona z utworów różnych okresów, począwszy od walażynu (górne łupki cieszyńskie) po oligocen (warstwy krośnieńskie), i charakteryzującymi się dużą osuwiskowością. Północno – wschodnią część Karpat tworzy jednostka skolska, obejmująca swym zasięgiem wschodni rejon Pogórza Wielickiego. Strefa zewnętrzna antyklinoriałna zbudowana jest z licznych wąskich i stromych fałdów. Struktury jednostki złożone są głównie z piaskowcowo – łupkowych warstw, w których powstają osuwiska (na kontakcie z łupkami pstrymi).

Aktywność powierzchniowych ruchów masowych obserwowana jest także na strefach kontaktu utworów czwartorzędowych i fliszu karpackiego. Głównie w miejscach, gdzie plastyczne grunty spoiste tworzą cienką pokrywę na podłożu fliszowym materiał gruntowy przemieszcza się w dół z bardzo małą prędkością. Jest to proces ciągły do momentu przekroczenia na płaszczyźnie poślizgu wytrzymałości na ścinanie, wtedy prędkość przemieszczeń może wzrastać.

Proces ten trwa już bardzo długo i wytrzymałość na płaszczyznach poślizgu osiągnęła graniczne wartości. Gdy do pełzania dodają się odkształcenia od eksploatacji górniczej procesy osuwiskowe ulegają intensyfikacji.

Znaczna ilość osuwisk znajduje się w całości, lub w części na obszarze górniczym Kopalni Soli Wieliczka. W latach 80 zostały przeprowadzone badania, które miały za zadanie określić zasięg zjawisk osuwiskowych oraz stopień ich

aktywności. Aktywność osuwisk ustalano w oparciu o pomiary geodezyjne, ale także obserwując zmiany w morfologii terenu w powiązaniu ze stanem obiektów budowlanych znajdujących się w ich obszarze.

Na mapie spadków [7] określono cztery klasy nachyleń zboczy:

- Klasa I – o nachylenia zboczy do 3°
- Klasa II -//- 3-7°
- Klasa III -//- 7-10°
- Klasa IV -//- > 10°

Osuwiska zachodzą na zboczach klasy III i IV, z tym, że stoki o nachyleniu powyżej 10° uznawane są za osuwiskowe, o nachyleniu od 7-10° za predysponowane do osuwania. Powstanie ruchów osuwiskowych w klasie II, a tym bardziej w I, może mieć miejsce tylko wtedy, gdy decydują o tym inne czynniki niewynikające z nachylenia zbocza (podcięcie erozyjne stoku, wykonanie głębokich przekopów w poprzek zboczy itp.).

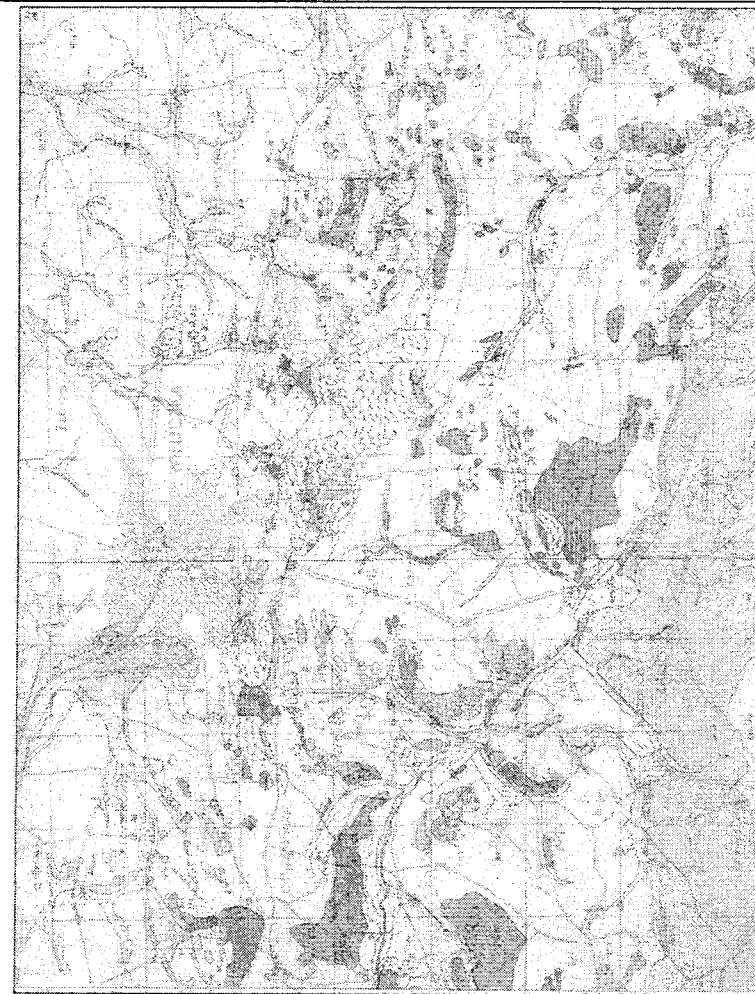
Rodzaj gruntów występujących na zboczach ma istotny wpływ na powstanie ruchów osuwiskowych. Stwierdzono, że osuwiska w rejonie Wieliczki powstają na ogół na tych zboczach (o odpowiednim nachyleniu), na których utwory czwartorzędowe wykształcone są w postaci gruntów spoistych zawierających powyżej 30% frakcji ilowej, czyli zbudowane z ilów. Tę zależność występowania osuwisk od rodzaju gruntu ustalono w wyniku przeanalizowania w sposób statystyczny badań laboratoryjnych gruntów w powiązaniu z płaszczyznami poślizgu w szybkach badawczych [7].

Na mapie poglądowej rys.1 przedstawiony jest zasięg osuwisk na terenie Wieliczki.

### 2.3. Obszary wpływu szkód górniczych

Eksploatacja od wieków złóż kopalnianych soli w Wieliczce powodowała i w dalszym ciągu powoduje problemy dotyczące ochrony powierzchni i znajdujących się na niej obiektów budowlanych.

W poprzednich latach kopalnia była intensywnie eksploatowana z uwagi na duże zapotrzebowanie na surowiec, jakim jest sól kamienna.



Rys.1. Mapa z zasięgiem osuwisk w Wieliczce

Obecnie sytuacja jest diametralnie inna niż w minionych latach. Ze względu na nieopłacalność zdecydowano się na całkowite zaniechanie wydobywania soli. Kopalnia służy tylko jako atrakcja turystyczna. W przyszłości nie planuje się już powiększenia wyrobisk. Jednak z uwagi na duży zasięg wpływów kopalnianych, problem ochrony powierzchni i obiektów budowlanych przed szkodami górniczymi będzie jeszcze przez wiele lat aktualny. Istotnym problemem w rejonie Wieliczki jest intensywne zagospodarowanie powierzchni i obawa przed szkodami górniczymi. Zakres zasięgu wyrobisk Kopalni Soli przedstawiono na rys. 2.



### 3. Proponowane podejście projektowe

Obecne podejście do terenów osuwiskowych jest bardzo ostrożne i najczęściej takie tereny pozostawiane są poza strefą działalności budowlanej. Tereny Wieliczki stanowią dużą atrakcję budowlaną dla mieszkańców Krakowa oraz wielką wartość krajobrazową i funkcjonalną. Rozwiązanie sposobu projektowania obiektów na zboczach pełzających może poszerzyć zakres terenów inwestycyjnych.

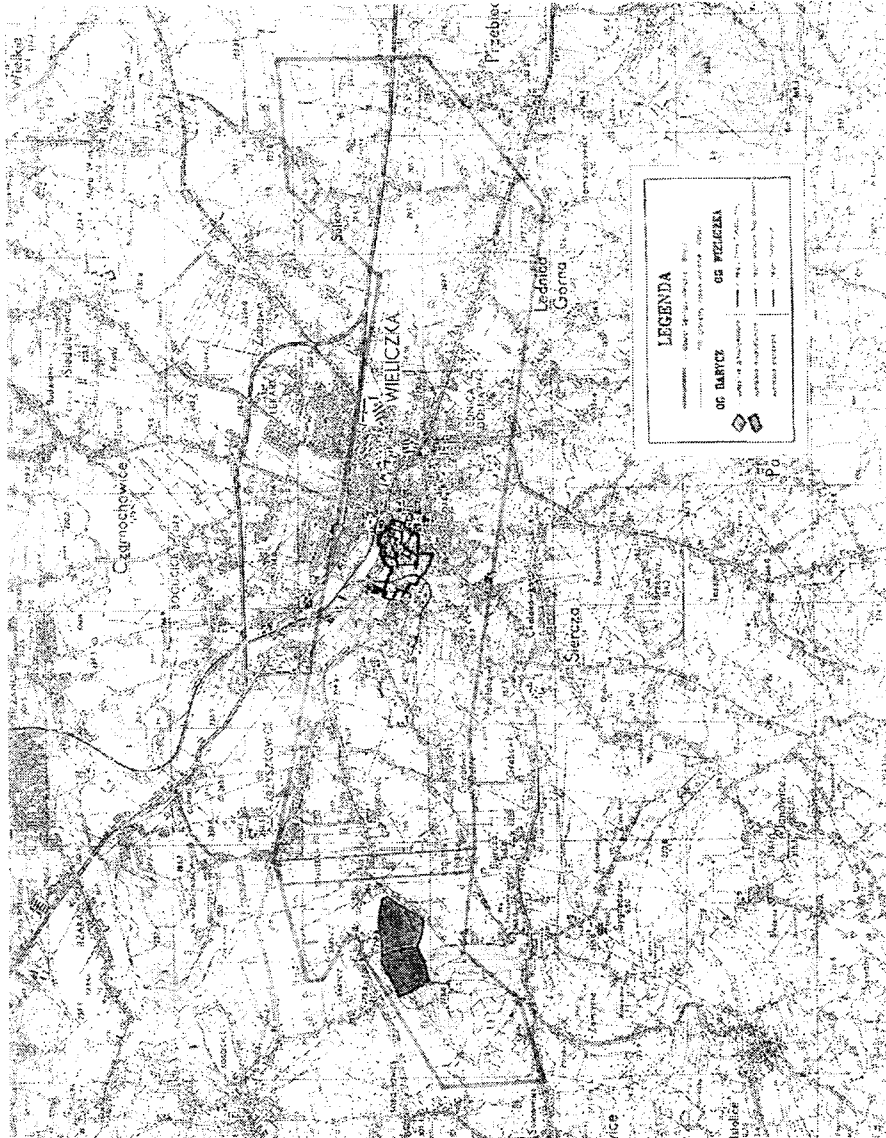
#### 3.1. Rezultaty analizy pomiarów geodezyjnych i badań laboratoryjnych

Autorka w ciągu ostatnich trzech lat prowadziła obserwacje na tym terenie i zgromadziła wyniki pomiarów geodezyjnych oraz przeprowadziła badania laboratoryjne gruntów spoistych z okolic Wieliczki. Pozwalają one na następujące przewidywania: możliwe jest już dziś uznanie terenów zboczy pełzających jako przydatnych do zagospodarowania. Na podstawie analizy pomiarów geodezyjnych w odniesieniu do kąta nachylenia zboczy uzyskano zależności:

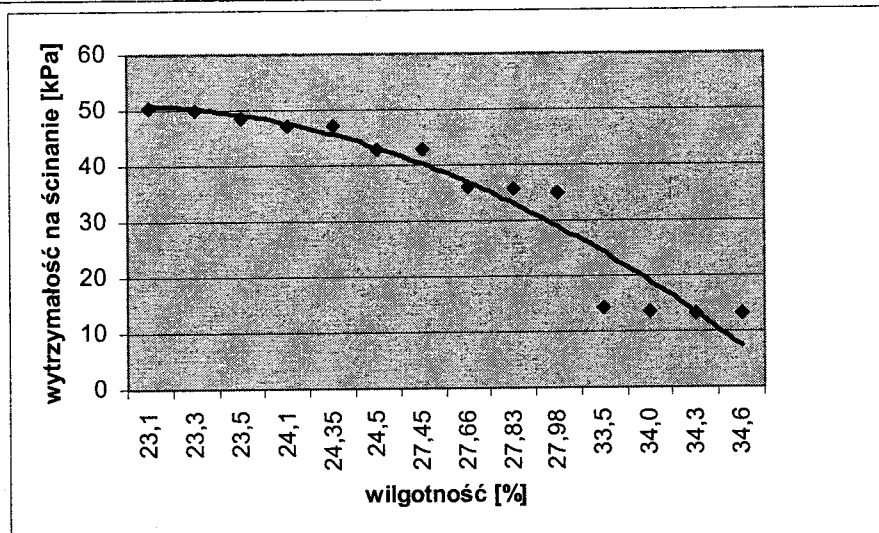
- zbocza o nachyleniu do  $3^\circ$  - przemieszczenia poziome  $< 1,5\text{mm/rok}$ ;
- zbocza o nachyleniu od  $3^\circ$  do  $7^\circ$  - przemieszczenia poziome od  $1,5\text{mm/rok}$  do  $15\text{mm/rok}$ ;
- zbocza o nachyleniu od  $7^\circ$  do  $10^\circ$  - przemieszczenia poziome od  $15\text{mm/rok}$  do  $50\text{mm/rok}$ ;
- zbocza o nachyleniu  $> 10^\circ$  - przemieszczenia poziome  $> 50\text{mm/rok}$ .

Proces pełzania gruntów na zboczach jest zjawiskiem długotrwałym i wytrzymałości gruntu na ścinanie są bliskie wytrzymałościom granicznym, a ich wartość uzależniona jest od wilgotności (wykres 1). W związku z tym badania laboratoryjne prowadzone były na pastach gruntowych wykonanych z ilów o trzech poziomach wilgotności: 24%, 28% oraz 34%. Próbkę badano m.in. w aparacie trójosiowego ściskania, ścinając każdą próbkę przy różnych poziomach naprężenia (od 50 kPa do 300 kPa). Uzyskano następujące wielkości parametrów wytrzymałościowych całkowitych:

- dla pasty o  $w=24\%$  →  $c_u = 25 \div 30 \text{ kPa}$ ,  $\Phi_u = 3^\circ \div 5^\circ$ ;
- dla pasty o  $w=28\%$  →  $c_u = 20 \div 25 \text{ kPa}$ ,  $\Phi_u = 1^\circ \div 3^\circ$ ;
- dla pasty o  $w=34\%$  →  $c_u < 10 \text{ kPa}$ ,  $\Phi_u < 1^\circ$ ;



Rys 2. Mapa z zasięgiem eksploatacji górniczej

Wykres 1. Zależność  $T_r - w$  dla past gruntowych

### 3.2. Kategorie górnicze w odniesieniu do zboczy pełzających

Deformacje terenu na zboczach pełzających do momentu przekroczenia wytrzymałości na ścinanie mają charakter ciągły i są zjawiskiem reologicznym [3]. W wielu przypadkach pełzanie, które przebiega w czasie wielu lat może być przeniesione metodami konstrukcyjnymi przez obiekt, który, mimo ruchu, będzie bezpieczny.

W związku z tym proponujemy zastosować przy projektowaniu podejście projektowe jak dla kategorii terenów górniczych, z uwagi na ciągłe deformacje powierzchni, przy wykluczeniu występowania deformacji nieciągłych. Na Śląsku posadowiane są obiekty na terenach o I i II kategorii górniczej przy zastosowaniu odpowiednich zabezpieczeń konstrukcyjnych [6]. W klasyfikacji kategorii terenów górniczych uwzględnione zostały: nachylenie, promień krzywizny i odkształcenia poziome powierzchni - tabela 1 [2]. Wielkości te pozwalają na określenie dodatkowego wyłączenia konstrukcji.

Tablica.1. Kategorie terenu górniczego z uwagi na ciągłe deformacje powierzchni

Kategoria	Nachylenie $T$ $\text{mm/m}^2$	Promień $R$ krzywizny km	Odkształcenie poziome $\varepsilon$ $\text{mm/m}^2$
0	$T \leq 0,5$	$40 \leq  R $	$ \varepsilon  \leq 0,3$
I	$0,5 < T \leq 2,5$	$20 \leq  R  < 40$	$0,3 <  \varepsilon  \leq 1,5$
II	$2,5 < T \leq 5$	$12 \leq  R  < 20$	$1,5 <  \varepsilon  \leq 3$
III	$5 < T \leq 10$	$6 \leq  R  < 12$	$3 <  \varepsilon  \leq 6$
IV	$10 < T \leq 15$	$4 \leq  R  < 6$	$6 <  \varepsilon  \leq 9$
V	$15 < T$	$ R  < 4$	$9 <  \varepsilon $

Analizując zachowanie się gruntów pełzających na zboczach, również możliwe jest określenie wielkości charakteryzujących deformacje ciągłe i odniesienie ich do odpowiedniej kategorii terenów górniczych. Dalszy algorytm postępowania wiąże się z określoną w ten sposób kategorią górniczą. Projektowanie związane jest z określeniem wymaganych zabezpieczeń, które przewiduje dana kategoria.

### 4. Wnioski

Deformacje terenu na zboczach pełzających, do momentu przekroczenia na płaszczyźnie poślizgu wytrzymałości granicznej gruntu na ścinanie, są procesem ciągłym. W związku z tym możliwe jest uznanie części terenów zboczy pełzających jako przydatnych do zagospodarowania, wykorzystując podejście projektowe stosowane na terenach szkód górniczych. Pełzanie może zostać przeniesione przez obiekt znanymi metodami konstrukcyjnymi, które obecnie stosowane są na terenach objętych wpływem eksploatacji górniczej.

Dziękuję prof. Lechowi Wysokińskiemu za pomoc i udział przy opracowaniu tematu.

## Literatura

- [1] Bober L., Thiel K., Zabuski L.: *Osuwiska we fliszu Karpat polskich*. IBW PAN, Gdańsk, 1999.
- [2] Instrukcja ITB: *Wytyczne projektowania budynków na terenach górniczych*. Rudy Raciborskie, 2004.
- [3] Kisiel I.: *Mechanika skał i gruntów*. PWN, Warszawa, 1982.
- [4] Kleczkowski A.: *Osuwiska i zjawiska pokrewne*. WG, Warszawa 1955.
- [5] Książkiewicz M.: *Budowa geologiczna Polski, Karpaty*. WG, Warszawa, 1972.
- [6] Kwiatek J.: *Obiekty budowlane na terenach górniczych*. GIG, Katowice, 2002.
- [7] Materiały archiwalne udostępnione przez Kopalnię Soli Wieliczka.

## THE INFLUENCE OF WIELICZKA REGION'S SLOPE CREEPING ON THE BUILDING DESIGNING

**Summary:** The mining damages and slide areas in the Wieliczka's area are the main building activity problems. Those zones are actually excluded from any building activity. The designers frequently are skipping creeping influence on the building objects. The big number slopes in the Wieliczka's region under consist load have tendency to slowly displacement. According to the author the directions for designer on the mining exploitation areas on the creep slopes places should be used. The zones included of continuous deformations may be then accessed for building activity under condition above.

Wojciech Tymiński<sup>1</sup>

## Wykorzystanie pomiaru prędkości fali poprzecznej do określania sztywności początkowej gruntów spoistych

**Streszczenie:** Artykuł przedstawia wyniki badań laboratoryjnych przeprowadzonych dla potrzeb oceny początkowej sztywności gruntu na podstawie pomiaru prędkości fali poprzecznej. Ze względu na nieinwazyjność testu zakres wzbudzanych drgań jest bardzo mały (ok. 10<sup>-4</sup> %) i dlatego obliczone miary sztywności gruntu odnoszą się do jego „prawdziwego sprężystego” zakresu.

Badania przeprowadzono na gruntach spoistych pochodzących z trasy projektowanej II linii warszawskiego metra. Otrzymane wyniki badań pozwoliły na ustalenie pewnych zależności pomiędzy prędkością fali poprzecznej, normalnym naprężeniem efektywnym, wskaźnikiem porowatości i wskaźnikiem plastyczności.

### 1. Wstęp

W projektowaniu budowli inżynierskich, szczególnie w prognozie osiadań obiektów, sztywność początkowa jest bardzo ważną informacją w modelowaniu odkształceń podłoża.

Korzystając z liniowej teorii sprężystości, na podstawie znajomości prędkości fali poprzecznej i gęstości ośrodka, można obliczyć początkową wartość modułu ścinania  $G_0$ . Określa się ją ze wzoru:

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (1)$$

<sup>1</sup> mgr inż., Katedra Geoinżynierii SGGW, Warszawa

gdzie:  $V_s$  – prędkość fali poprzecznej  
 $\rho$  – gęstość gruntu

Wartość początkowego modułu odkształcenia wyznacza się ze wzoru:

$$E_0 = 2(1+\nu)G_0 \quad (2)$$

$\nu$  - wartość współczynnika Poissona przyjmuje się jako 0.5, ponieważ propagacja fali przez próbkę gruntu nie powoduje odkształceń objętościowych. Pomiarowy zakres odkształceń nie przekracza  $10^{-4}\%$ .

W artykule przedstawiono metodykę badań oraz wyniki pomiarów prędkości fal akustycznych dla wybranych gruntów spoistych.

## 2. Charakterystyka badanych gruntów

Badania gruntów normalnie skonsolidowanych i prekonsolidowanych zostały wykonane w Laboratorium Geotechnicznym, Katedry Geoinżynierii SGGW.

Grнты prekonsolidowane pochodziły z terenów projektowanej trasy II linii metra w Warszawie. Grunt został pobrany próbnikami typu *Shellby* o średnicy zewnętrznej 89 mm i grubości ścianki 2 mm.

Grнты normalnie skonsolidowane przygotowano w laboratorium. Wykorzystane w tym celu grнты spoiste również pochodziły z obszaru przebiegu trasy planowanej II linii metra w Warszawie.

Grнты rozdrobniono a następnie zalano wodą destylowaną i dokładnie wymieszano. Powstałą masę wlało do metalowych cylindrów i skonsolidowano przy naprężeniu 12 kPa. Podczas konsolidacji mierzono i rejestrowano przemieszczenie pionowe.

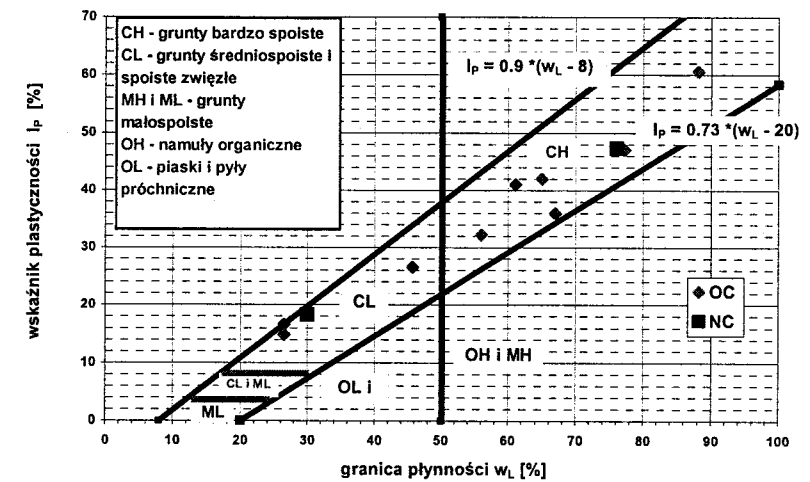
Wartości parametrów fizycznych dla wszystkich badanych gruntów przedstawiono w tab. 1, a wartości  $I_p$  i  $w_L$  naniesiono na nomogram Casagrandego (rys. 1).

## 3. Metodyka badań

Badane próbki gruntu miały kształt walca o wymiarach: średnica  $d=50$  mm oraz wysokość  $h=100$  mm.

Tablica 1. Zestawienie parametrów fizycznych dla badanych gruntów

Próbka	Głębokość [m]	$I_p$ [%]	$w_L$ [%]	$w_n$ [%]	$w_p$ [%]	$I_L$	$\rho_d$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\rho$ [t/m <sup>3</sup> ]
NNS1	22.0-22.5	32.2	56	22.5	23.8	-0.04	1.61	1.97
NNS2	22.5-22.8	26.6	45.7	21.4	19.1	0.09	1.64	1.99
NNS3	16.0-16.5	36	67	23.9	31	-0.2	1.56	1.93
NNS4	19.5-19.85	42	65	22.76	23	-0.01	1.62	1.98
NNS5	18.0-18.35	41	61.1	20.19	20.1	0.002	1.73	2.08
NNS6	0.5	16.6	26.5	12.05	9.9	0.13	1.96	2.2
NNS7	0.5	14.8	26.5	10.73	11.7	-0.07	1.96	2.2
NNS8	0.5	14.8	26.5	12.42	11.7	0.05	1.95	2.19
NNS9	17.0-17.4	60.6	88.1	25.86	27.5	-0.03	1.58	1.98
NNS10	13.0-13.7	47.1	77.2	25.83	30.1	-0.09	1.58	1.99
NC 1	-	47.3	76.1	52	28.8	0.49	1.08	1.64
NC 2	-	18.3	30	20	11.7	0.45	1.63	1.96

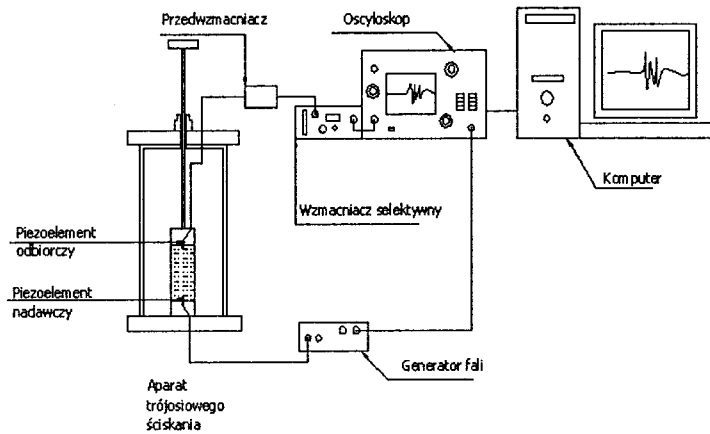


Rys. 1. Badane grнты naniesione na nomogram Casagrandego

Badania przeprowadzono w zmodyfikowanym aparacie trójosiowym wyposażonym w przetworniki piezoelektryczne typu *bender*. Schemat zestawionej

aparatury do pomiaru prędkości fal akustycznych przedstawia rys. 2 [3]. Badanie obejmowało trzy etapy:

- nasączenie próbki metodą ciśnienia wyrównawczego,
- wieloetapowa konsolidacja gruntu,
- ścinanie metodą stałego przyrostu odkształcenia pionowego w czasie.



Rys. 2. Schemat aparatury do pomiaru prędkości fal akustycznych zestawiony w Laboratorium Geotechnicznym Katedry Geoinżynierii SGGW

Pomiaru prędkości fali poprzecznej dokonywano podczas etapu nasączenia próbki oraz na końcu każdego etapu konsolidacji.

Wyznaczenie prędkości fal akustycznych polega na pomiarze czasu propagacji fali przez próbkę. Wysokość próbki jest znana, ponieważ na każdym etapie badania jest ona mierzona i rejestrowana. Od wysokości próbki należy odjąć wartość wysokości piezoelementu pograżonego w próbce [1].

$$V_s = \frac{h_p - 2h_e}{t_s} \quad (3)$$

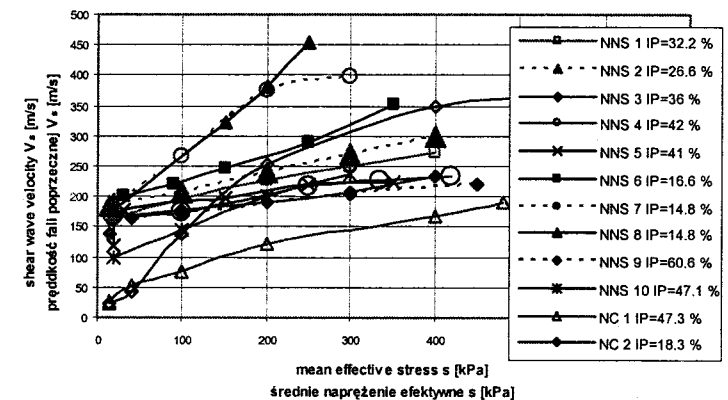
gdzie:  $h_p$  – wysokość próbki,  
 $h_e$  – wysokość piezoelementu,  
 $t_s$  – czas propagacji fali przez próbkę.

Czas propagacji fali akustycznej odczytuje się z ekranu oscyloskopu. Obraz zarejestrowany na ekranie oscyloskopu pokazuje czas - opóźnienie z jakim reaguje

piezoelement odbiorczy po wysłaniu sygnału przez nadajnik. Jest to czas propagacji fali akustycznej przez próbkę gruntu.

## 4. Wyniki badań

Wyniki badań przedstawiono w formie wykresów - zależności prędkości fali poprzecznej od naprężenia efektywnego i wskaźnika porowatości (rys. 3 i rys. 4). Wzrost naprężenia efektywnego powoduje wzrost sztywności gruntu, co jest zobrazowane reakcją wartości prędkości fali poprzecznej (rys. 3). Jak widać na rysunku 5, prędkość fali poprzecznej dobrze koreluje z wartością wskaźnika porowatości i zależność wskaźnika porowatości od prędkości fali poprzecznej jest bardzo zbliżona do charakterystyki ściśliwości [2].



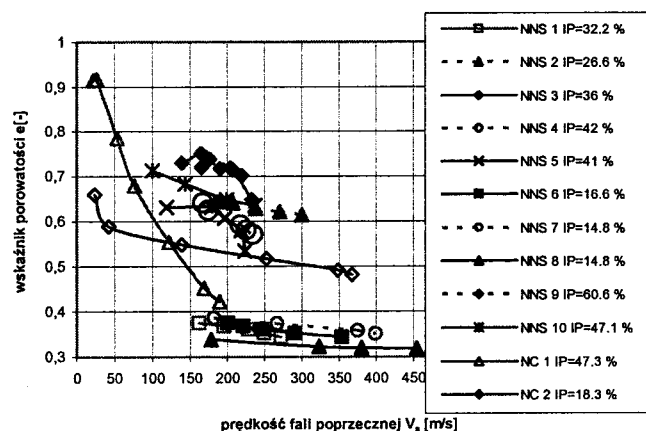
Rys. 3. Zależność pomiędzy naprężeniem efektywnym i prędkością fali poprzecznej

Przyrost naprężenia efektywnego w zakresie naprężeń 15-200 kPa powodował większy wzrost prędkości fali poprzecznej dla gruntów normalnie skonsolidowanych. Powyżej 200 kPa reakcja gruntów normalnie skonsolidowanych na przyrost naprężenia efektywnego była podobna do gruntów prekonsolidowanych.

Na podstawie przeprowadzonych badań sformułowano następujące równanie:

$$V_s = \ln \left( \frac{P^{(a)}}{e_0} \right) \quad (4)$$

gdzie:  $p'$  – napężenie efektywne [kPa],  
 $e_0$  – wskaźnik porowatości,  
 $a$  – współczynnik zależny od wskaźnika plastyczności  $I_p$ .



Rys. 4. Zależność pomiędzy wskaźnikiem porowatości i prędkością fali poprzecznej

Zależność pomiędzy wskaźnikiem plastyczności a współczynnikiem  $a$  wyrażono wzorem:

$$a = 255.7 * I_p^{-0.5038} \quad (5)$$

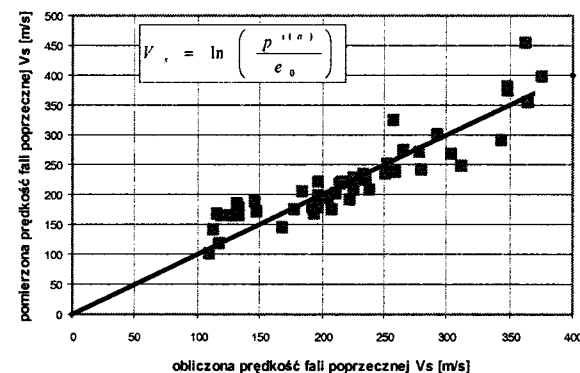
Zgodność pomiędzy prędkością fali poprzecznej i prędkością obliczoną na podstawie wzoru (4) przedstawiono na rys.5.

Oprócz napężenia efektywnego i wskaźnika porowatości istnieje bardzo wiele czynników, od których zależy prędkość fali poprzecznej (m.in. wskaźnik plastyczności, OCR, sposób ułożenia ziaren, stan gruntu). W celu wyprowadzenia zależności uwzględniającej wyżej wymienione parametry należałoby przeprowadzić szczegółowe badania na specjalistycznej aparaturze.

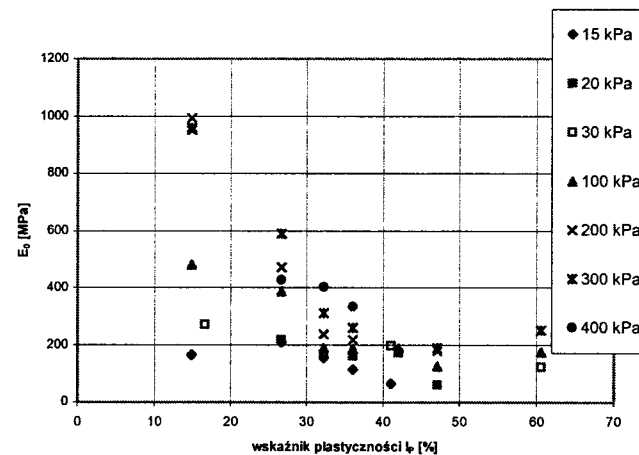
## 5. Sztywność początkowa gruntów spoiстых

Na podstawie wzorów (1) i (2) obliczono początkowe wartości stałych materiałowych  $G_0$  i  $E_0$ . Szczególnie ważną wartością w projektowaniu inżynierskim jest moduł odkształcenia  $E$ . Aby ogólnie przedstawić wpływ rodzaju

gruntu na wartość sztywności początkowej, sporządzono zależność pomiędzy początkowym modułem odkształcenia a wskaźnikiem plastyczności. Początkowy moduł odkształcenia obliczono dla wartości prędkości fali poprzecznej pomierzonej na końcu etapu konsolidacji, a w przypadku 15, 20 i 30 kPa był to etap nasączenia próbek.



Rys. 5. Zależność pomiędzy obliczoną prędkością fali poprzecznej na podstawie wzoru (4) i (5) a wartościami pomierzonymi



Rys. 6. Zależność pomiędzy wskaźnikiem plastyczności  $I_p$  a początkowym modułem odkształcenia  $E_0$

## 6. Podsumowanie

Naprężenie efektywne jest najbardziej istotnym czynnikiem wpływającym na propagację fali poprzecznej w gruncie. Wzrost naprężenia efektywnego powoduje zmniejszenie wskaźnika porowatości i zmianę ułożenia ziaren gruntu. Zmiany tych parametrów wywołane przyrostem naprężenia efektywnego są zróżnicowane w zależności od rodzaju gruntu. Przekłada się to na prędkości fali poprzecznej, a więc również na wartości początkowych parametrów odkształceniowych poszczególnych rodzajów gruntu. Wzrost naprężenia efektywnego powoduje przyrost sztywności początkowej gruntów.

W artykule zaproponowano zależność pomiędzy naprężeniem efektywnym i wskaźnikiem porowatości a prędkością fali poprzecznej dla gruntów spoistych o różnym wskaźniku plastyczności  $I_p$  (4).

Sztywność początkowa jest większa dla gruntów o mniejszym wskaźniku plastyczności  $I_p$  (Rys.6).

## Literatura

- [1] Brignoli E., Gotti M., Stoke K.H.: *Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers*. ASTM Geotech. Test. J.19 No. 4 (1996), 384-397.
- [2] Lipiński M.J.: *Laboratoryjne pomiary prędkości fal akustycznych dla określenia parametrów geotechnicznych*, XII Krajowa Konferencja Mechaniki Gruntów i Fundamentowania, Szczecin – Międzyzdroje, 2000.
- [3] Tymiński W.: *Wyznaczanie sztywności początkowej gruntu na podstawie pomiaru prędkości fal akustycznych*, 2004.

## THE USE OF SHEAR WAVE VELOCITY MEASUREMENT FOR EVALUATION OF INITIAL STIFFNESS OF COHESIVE SOILS

**Summary:** The paper presents some results of laboratory tests carried out for evaluation of initial stiffness of soil on basis of shear wave velocity measurement. Due of nondestructure nature of wave propagaton strain range impased by vibrations is very small ic.  $10^{-4}$  % and there for calulated stiffness refer to true elastic range.

Tests were carried out on cohesive soils sampled at designed route of the II line of Warsaw underground railway. The obtained results allowed to set up some correlations amog shear wave velocity versus effective stress, void ratio and plasticity index.

Dorota Wąsowska<sup>1</sup>

## Monitoring geodezyjny na potrzeby badań ośrodka gruntowego

**Streszczenie:** Efektywne stosowanie metod geodezyjnych wymaga modyfikacji typowych technik obserwacji oraz indywidualnych programów monitoringu. W artykule przedstawiono problematykę dotyczącą aktualnych zagadnień geotechnicznych i pomiarów geodezyjnych w badaniach deformacji podłoża gruntowego przy głębokich wykopach oraz ich wpływu na sąsiadującą zabudowę.

## 1. Wprowadzenie

Nie jest rzeczą nową, iż na obszarze tak silnie zurbanizowanym i atrakcyjnym pod względem inwestowania jak Warszawa tereny niezainwestowane należą do rzadkości.

Powierzchnie terenów przeznaczone pod nowe obiekty są coraz mniejsze, a w związku z wysokimi kosztami gruntów teren wykorzystywany jest znacznie intensywniej. Inwestycje sytuowane są często w ostrych granicach. Konstrukcje są coraz wyższe, a jednocześnie coraz głębiej posadowione.

Wiadomo, że wszelkie ingerencje w ośrodek gruntowy (zwłaszcza tak niejednorodny, z jakim mamy do czynienia na obszarze Warszawy) zmieniają istniejącą równowagę statyczną warstw powierzchniowych, a co za tym idzie mogą być źródłem zagrożenia dla obiektów znajdujących się w otoczeniu.

Budownictwo obejmujące m.in. budowę garaży podziemnych, tras komunikacyjnych, konstrukcji zapewniających stateczność nasypów, skarp,

<sup>1</sup> mgr, Politechnika Warszawska

zboczy, konstrukcji stabilizujących podpory budowli, wykonawstwo głębokich wykopów wymaga dokładnego rozpoznania podłoża gruntowego, w którym znaczące miejsce zajmują obserwacje geodezyjne.

Choć z reguły są to typowe zagadnienia, to lokalne uwarunkowania geologiczno-inżynierskie oraz urbanistyczne coraz częściej wymuszają istotne modyfikacje stosowanych procedur pomiarowych.

## 2. Przyczyny deformacji podłoża gruntowego związane z głębokimi wykopami

Prowadzenie realizacji inwestycji, zwłaszcza z zastosowaniem kotwi iniekcyjnych, wiąże się z odkształceniami ścian szczelinowych i deformacjami podłoża gruntowego, a także zabudowy znajdującej się w bezpośrednim lub bliskim sąsiedztwie wykopu. Odkształcenia te mogą wpływać na powstanie różnego rodzaju uszkodzeń budynków już istniejących. Dlatego, projektując budynki mające kondygnacje podziemne, ocenia się stan techniczny istniejącej zabudowy, a także analizuje się wpływ realizacji głębokiego wykopu i nowego budynku na zabudowę w trakcie i po zakończeniu wykonywania robót.

Podczas wykonywania wykopów głębokich oraz realizacji obiektów występują zazwyczaj odkształcenia przylegającego terenu i ruch mas gruntowych w bezpośrednim sąsiedztwie obudowy.

Przyczyny tych zjawisk upatruje się w:

- zmianie stanu naprężenia i odkształcenia w gruncie oraz w obudowie wykopu,
- osiadaniu powierzchni terenu wywołanym przez obniżenie zwierciadła wody gruntowej,
- odkształceniach podłoża gruntowego wskutek jego odprężania (odciążenia wykopu),
- skomplikowanych warunkach geologicznych, niewłaściwej technologii wykonania obudowy wykopu, jej podparcia itp.

Przemieszczenia mogą być wywołane również przez:

- a) drgania spowodowane wbijaniem brusów ścianki szczelnej w warstwy gruntów podlegających zagęszczeniu,
- b) opóźnienia w rozpieraniu bądź kotwieniu w stosunku do postępu robót związanych z głębinem wykopu,
- c) uszkodzenia (w trakcie pracy) urządzeń do obniżania poziomu wód gruntowych i w konsekwencji ponowne podtapianie gruntu [3].

Głębokości wykopów pod budynki zazwyczaj są znaczne, co powoduje, że dużo wykopów znajduje się poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej. Niezbędne jest w takich przypadkach zastosowanie zabezpieczenia przed napływem wody do wnętrza wykopu oraz zachowanie stateczności jego dna.

W zależności od wartości parcia wody oraz zastosowania obudowy (szczelna, przepuszczalna) wykonuje się:

- obniżenie zwierciadła wody gruntowej poprzez zastosowanie studzien depresyjnych bądź igłofiltrów, usytuowanych w obrębie i poza obrysem wykopu,
- obudowę szczelną (ściana szczelinowa, ścianka szczelna) oraz uszczelnienie dna wykopu, lub wprowadza się tę obudowę do warstwy gruntów spoistych odpowiedniej miąższości.

## 3. Pomiary deformacji podłoża gruntowego

Zakres obserwacji podłoża gruntowego obiektów budowlanych zarówno w czasie realizacji jak i eksploatacji jest zróżnicowany w zależności od rodzaju inwestycji oraz obiektów otaczających.

Tablica.1. Metody pomiaru przemieszczeń wg B. Wolskiego

Pomiary przemieszczeń			
Metody geodezyjne		Metody fizyczne	
• Niwelatory	Właściwością tych metod pomiarowych jest to, że wyniki obserwacji są jednorodne pod względem dokładności, również gdy badania prowadzi się na dużym obszarze.	W metodach tych wykorzystywana jest aparatura specjalistyczna. W metodach tych wyróżnia się dwie cechy: są precyzyjne, a obserwacje mogą być wykonywane w zautomatyzowanym procesie pomiarowym, często mającym charakter ciągłego monitoringu. Są szczególnie efektywne w przypadku pomiarów względnych. Jednak mają one lokalny zasięg obserwacji.	• Inklinometry
• Teodolity			• Tensometry
• Dalmierze			• Niwelatory hydrostatyczne
• Stacje GPS			• Repery magnetyczne

W pomiarach deformacji ośrodka gruntowego wykorzystuje się zarówno metody fizyczne, jak i geodezyjne. Na efektywność poszczególnych metod ma wpływ wielkość obszaru, na którym wykonywany jest pomiar. Metody te znacznie różnią się kosztami. Systemy pomiarowe wykorzystujące metody fizyczne charakteryzują się tym, że ich budowa jest relatywnie kosztowna, natomiast koszt obserwacji niewielki. Natomiast, gdy przestrzeń pomiaru jest znaczna, pojedynczy



wynik uzyskany metodą geodezyjną stanowi efekt długiego procesu, co ma niekorzystny wpływ na koszt pomiaru. Często optymalnym rozwiązaniem jest łączenie tych technik pomiarowych.

### 3.1. Monitoring geodezyjny

Jak już wspomniano, budowy nowych obiektów w bliskim sąsiedztwie istniejącej zabudowy, o znacznym zagłębieniu w gruncie stwarzają zagrożenie awarią lub nawet katastrofą obiektów istniejących. Zagrożenie to wynika z jednostronnego obciążenia podłoża uaktywniającego wystąpienie parcia gruntu zalegającego pod istniejącym obiektem. Następstwem tego są nierównomierne przemieszczenia podłoża oraz budowli w obrębie strefy oddziaływania wykopu. Dodatkowo może wystąpić zjawisko kumulowania się energii w gruncie powodujące, dopiero z pewnym opóźnieniem, powstanie przyrostu składowych naprężeń [11].

Wykonanie wykopu powoduje rozluźnienie gruntu (bez względu na jego rodzaj), które uwidacznia się w deformacjach ścianki zabezpieczającej oraz w osiadaniach budynków. Największe wpływy tego zjawiska obserwowane są na poziomie terenu. Zarówno osiadania, jak i deformacje poziome ścianki zabezpieczającej wykop są tu największe [12]. Bardzo istotne jest zatem kontrolowanie tego procesu w czasie wykonywania wykopu i konstrukcji podziemnych. W tym celu zalecane jest prowadzenie ciągłego monitoringu geodezyjnego i geotechnicznego obiektów usytuowanych w strefie oddziaływania oraz kontrolowanie budowy nowego obiektu, a także przez pewien okres po zakończeniu robót, aż do ustabilizowania się odkształceń. Na potrzebę monitoringu zwraca się również uwagę w ogólnych warunkach wykonywania i odbioru robót oraz Normie Europejskiej [4].

W ocenie wpływu głębokiego wykopu na budynki sąsiednie wyróżniono dwie strefy oddziaływania wykopu:

I - w której mogą wystąpić przemieszczenia zagrażające bezpieczeństwu konstrukcji, np. przy niewłaściwym prowadzeniu robót; strefa ta jest usytuowana w bezpośrednim sąsiedztwie wykopu,

II - w której występujące przemieszczenia mogą spowodować powstanie w budynku widocznych uszkodzeń, niepowodujących jednak zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji.

Proponowane przez Instytut Techniki Budowlanej zasięgi wyodrębnionych stref  $S_1$  i  $S_2$  w zależności od warunków gruntowych i głębokości wykopu ( $H_w$ ) wynoszą:

Wykop	$S_1$	$S_2$
w piaskach	$0,5 H_w$	$2 H_w$
w glinach	$0,75 H_w$	$2,5 H_w$
w ilach	$1,0 H_w$	$3,5 H_w$

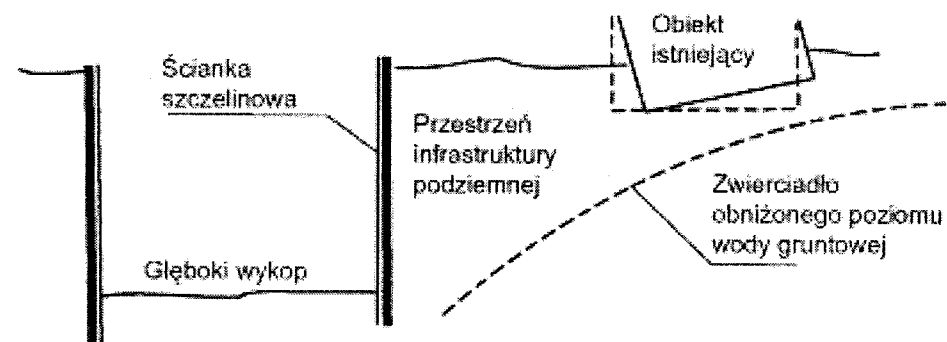
Zasięg strefy I ustalono na podstawie przesłanek teoretycznych, natomiast zasięg strefy II przyjęto w przybliżeniu do granicy, gdzie występują przemieszczenia bliskie zera. Uwzględniono przy tym również wyniki pomiarów przemieszczeń występujących przy wykopach odwadnianych. Podane zasięgi zawierają pewne „zapasy bezpieczeństwa”.

W przypadku budynków usytuowanych nawet częściowo w  $S_1$  wskazane jest prowadzenie pomiarów kontrolnych przemieszczeń elementów konstrukcji. Pomiaru stanowią informację o bezpieczeństwie i odkształceniach konstrukcji. Zalecane jest również prowadzenie pomiarów przemieszczeń konstrukcji budynków usytuowanych w  $S_2$  [13].

Zasięg strefy oddziaływania zależy od głębokości wykopów oraz właściwości gruntu w podłożu.

Strefa wpływu wykopu obejmuje różne fragmenty konstrukcji i podłoża, należą do nich:

- dno wykopu,
- obudowa wykopu,
- przestrzeń podłoża gruntowego pomiędzy obudową wykopu a sąsiadującymi obiektami,
- budowle otaczające.



Rys.1. Strefa monitoringu wg B. Wolskiego

Zmiany i zjawiska, jakie zachodzą w podłożu gruntowym zawsze wywołują deformacje. Mogą one być jednak różnej wartości – od praktycznie niezauważalnych do znacznych. Można wyróżnić na tej podstawie 4 stopnie wpływu tych zmian:

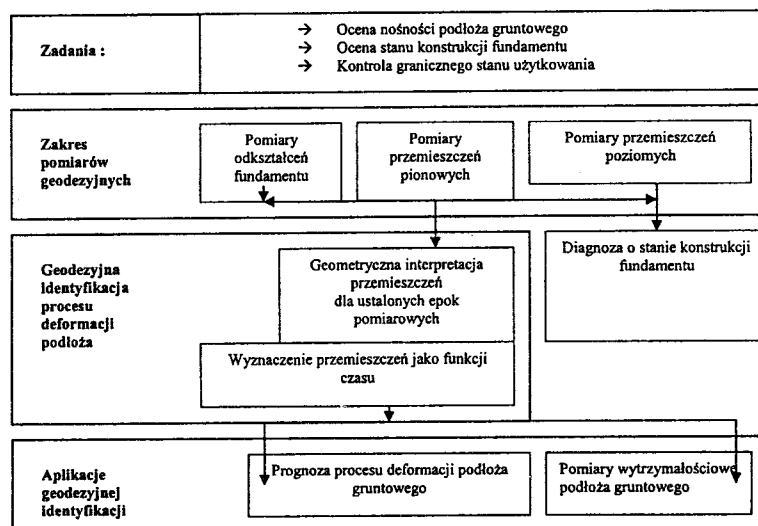
- I. istotne z technicznego punktu widzenia,
- II. widoczne zarysowania i pęknięcia konstrukcji wymagające napraw, ale nie niebezpieczne,
- III. znaczące, biorąc pod uwagę stan użytkowania,
- IV. obserwowane wartości deformacji i ich tendencje są wyraźne, ich dalszy rozwój może oznaczać stan zagrożenia, wymagają podjęcia natychmiastowych środków zaradczych.

Zadaniem monitoringu jest określenie, do której grupy należy zakwalifikować badany przypadek.

Obecne technologie i techniki pomiarowe są w stanie zrealizować dowolny program badawczy, jednak sam problem monitoringu jest złożony pod względem jego optymalizacji w warunkach gęstej zabudowy. Dzieje się tak, ponieważ przedmiotem obserwacji jest duży obszar, różna zabudowa, rozbudowana infrastruktura podziemna.

Zadanie uściślenia programu pomiarowego należy do projektanta–geotechnika oraz geodety posiadającego odpowiednią orientację w problematyce geotechnicznej [11].

Tablica.2. Ogólny schemat geodezyjnego badania procesu deformacji podłoża gruntowego obiektu budowlanego wg B. Wolskiego



Program taki obejmuje:

- określenie zasięgu wykopu i wyboru obiektów, które należy poddać obserwacjom,
- zróżnicowanie obiektów pod względem rodzaju obserwacji,
- określenie liczby i lokalizacji punktów obserwacji,
- sprecyzowanie dokładności obserwacji,
- ustalenie harmonogramu pomiarów i ich częstotliwości.

Program badań geodezyjnych powinien być synchronizowany z harmonogramem robót budowlanych. Pierwsze obserwacje (pomiar wyjściowy = bazowy = zerowy) wykonywany jest przed rozpoczęciem jakichkolwiek robót budowlanych, kolejne zaś uwzględniają faktyczny postęp prac. Rozróżnia się dwa rodzaje pomiarów: planowane i interwencyjne. Pomiary planowane przebiegają zgodnie z projektem prac geodezyjnych i nie wymagają bieżących korekt. Pomiary interwencyjne natomiast uwzględniają niespodziewane sytuacje (głównie awarie), dlatego nie można ich zaplanować.

Monitoring geodezyjny konstrukcji zagłębionych w gruncie jest wielokierunkowy, musi on zatem uwzględniać specyfikę różnych rodzajów zjawisk i złożoność.

Tablica.3. Zadania monitoringu geodezyjnego w strefie wpływu głębokiego wykopu wg B. Wolskiego

Przyczyna deformacji	Obiekt	Rodzaj obserwacji	Dokładność obserwacji	Uwagi
zmiana układu statycznego na skutek odciążenia podłoża wykopem	wykop	przemieszczenia pionowe (wypiętrzenia)	1 mm	przemieszczenia dna obserwowane rzadko
	ścianka	deformacje poziome	2 mm	
	infrastruktura podziemna w przestrzeni pomiędzy cianą a budowlą	przemieszczenia poziome i pionowe	w miarę możliwości	badania infrastruktury podziemnej są bardzo trudne do wykonania
zmiana poziomu wody gruntowej	budowla w odległości < 3m $H_w$ * lub poza $H_w$	przemieszczenia a) poziome b) pionowe	1 mm	monitoring wykopu, ścianki i budowli

\* $H_w$  – głębokość wykopu

Indywidualnie dla każdej inwestycji powinny być ustalane wymagania dotyczące zakresu i częstości obserwacji:

- a) obiektów istniejących w bezpośrednim sąsiedztwie budynku nowo projektowanego i te obserwacje powinny objąć w szczególności:
  - sprawdzenie stanu plomb założonych na istniejących uszkodzeniach – pęknięciach, rysach,
  - prowadzenie pomiarów przemieszczeń pionowych i poziomych podstawowych elementów nośnych, pomiar zerowy (baza pomiarowa), który powinien być wykonany przed rozpoczęciem nowej inwestycji,
- b) obudowy wykopu (przemieszczeń pionowych i poziomych) w poszczególnych fazach robót ziemnych i rozpierania tej obudowy,
- c) podłoża gruntowego (stan tego podłoża) w strefie wpływu budowy w tym:
  - obserwacji wahań zwierciadła wody gruntowej w sieci piezometrów założonych w sąsiedztwie budowy,
  - sprawdzanie (np. sondowaniem) stanu gruntu w strefie zastosowania kotwi iniekcyjnych, szczególnie w strefie buław tych kotwi,
  - odkształceń dna wykopu pod projektowany budynek [2].

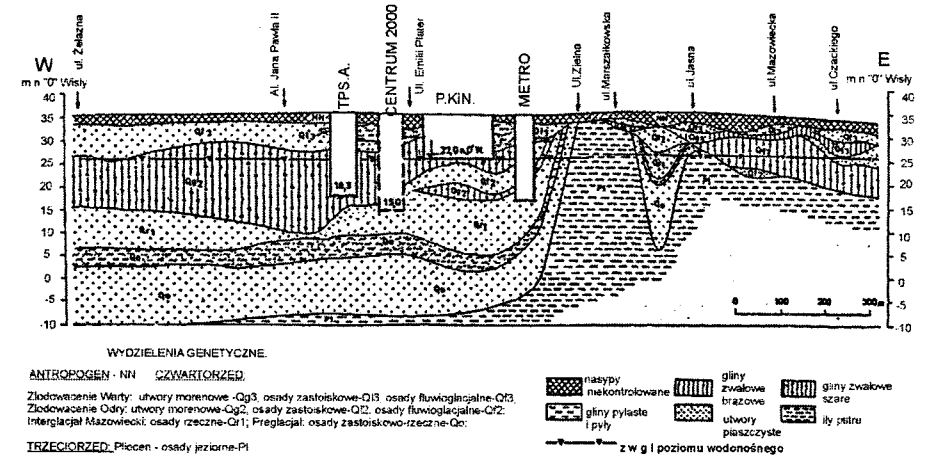
Obecnie zakres i częstotliwość prac geodezyjnych dobierany jest indywidualnie dla konkretnego obiektu, jego usytuowania w gęstej zabudowie, w zależności od budynków sąsiadujących oraz warunków gruntowo-wodnych [12].

#### 4. Przykładowy monitoring inwestycji warszawskiej (Hotel Centrum 2000 – InterContinental Hotel Warsaw)

Obiekt został zrealizowany w centrum Warszawy w kwadracie ulic Emilii Plater–Sienna–Sosnowa–Śliska. Sąsiaduje on bezpośrednio z zabudową mieszkalną, biurową i handlową. Budynek ma 50 kondygnacji ( w tym 5 podziemnych i 45 nadziemnych), a jego wysokość wynosi 156 m. Część podziemna (o wymiarach w planie 53 x 44 m) realizowana była w ścianach szczelinowych metodą stropową. Ściana szczelinowa doprowadzona była do głębokości 34 m całkowicie przecinając I poziom wodonośny i górną warstwę II poziomu wodonośnego. Głębokość wykopu sięgała 20,6 m.

### 4.1. Budowa geologiczna i warunki hydrogeologiczne

Podłoże gruntowe tworzą utwory czwartorzędowe i trzeciorzędowe, takie jak: zastoiskowe utwory w postaci gruntów piaszczysto–pylasto–gliniastych (głównie pyły i piaski drobne, miejscami gliny morenowe brązowe, przykryte bezpośrednio warstwą nasypów niekontrolowanych), czwartorzędowe gliny piaszczyste szare morenowe, utwory interglacjalnego wielkiego i preglacjalnego ukształtowane jako osady piaszczysto–pylasto–gliniaste, utwory trzeciorzędu – pakiet osadów spoistych plicenu zmienionych litologicznie ( od ilów do pyłów) zawierający przewarstwienia piasków drobnych i pylastych [1].



Rys 2. Poglądowy przekrój geologiczny na linii wschód-zachód

Pod względem hydrogeologicznym wyodrębniono:

- I poziom wodonośny, nieciągły i mało zasobny w wodę, związany z piaskami drobnymi,
- II poziom wodonośny, rozległy i zasobny w wodę, dwuwarstwowy [5].

### 4.2. Pomiary geodezyjne

Budowa miała stały nadzór geodezyjny, geotechniczny i inwestorski. Jako monitoring przyrodniczy potraktowano monitorowanie stanu wód podziemnych w zainstalowanych piezometriach oraz najbliższych studniach Domów Towarowych Centrum (obecnie Galerii Centrum).

Jako monitoring obiektowy traktowano pomiary geodezyjne oraz obserwacje bezpośrednie sąsiadującej zabudowy. Osiedlenia spowodowane odwodnieniem (w wyniku obniżenia zupełnego I poziomu wodonośnego wewnątrz konturu ścian szczelinowych oraz obniżenia naporu II poziomu wodonośnego) zostały pominięte z racji nieznaczącej roli względem deformacji gruntu na skutek odprężenia górotworu poprzez wykonanie wykopu.

Na etapie projektu budowlanego wykonano „Ekspertyzę stanu technicznego” sąsiadujących budynków.

Przed rozpoczęciem prac wykonano inwentaryzację stanu istniejącego sąsiadującej zabudowy oraz założono 26 reperów bazowych do kontroli w czasie realizacji inwestycji.

W trakcie wykonywania ścian szczelinowych zabetonowano w nich rury, w których umieszczono inklinometry do pomiarów wychylenia ściany (obserwacji deformacji gruntu) w trakcie prowadzenia robót. Niezależnie od tego założono repery wewnętrzne na ścianach szczelinowych, wewnętrznych konstrukcjach żelbetowych i płycie fundamentowej, a także na zabudowie otaczającej.

Poziom wody gruntowej w trakcie odwodnienia wykopu kontrolowano przez 6 piezometrów.

W zakres monitoringu na obiekcie wchodziły:

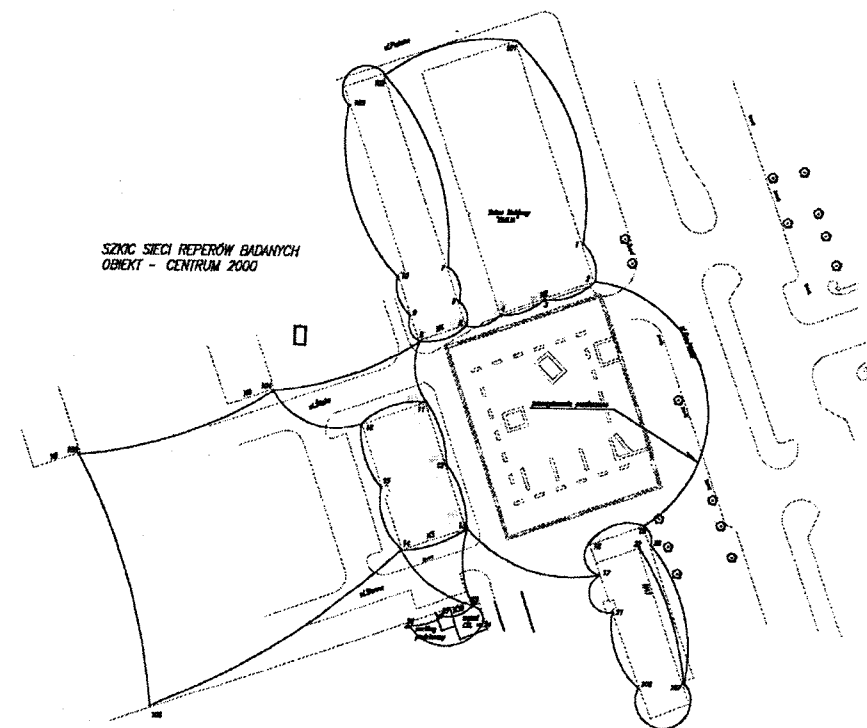
1. pomiary pionowości budynków wokół placu budowy,
2. pomiary przemieszczeń poziomych (pomiar zmian pionowości budynku),
3. pomiary przemieszczeń poziomych ściany szczelinowej,
4. pomiary przemieszczeń pionowych budynku,
5. pomiary odkształceń (deformacji) płyty fundamentowej,
6. pomiary pionowości szybów windowych.

Monitoring geodezyjny był wspierany i uzupełniany o dane pochodzące z 5 inklinometrów w ścianie szczelinowej zastabilizowanych na głębokości 28,5÷29,5 m.

W celu umożliwienia kontrolowania zmian pionowości budynku „Centrum 2000” wykonano takie czynności, jak:

- opracowano projekt rozmieszczenia punktów obserwacyjnych i badanych,
- zaprojektowano celowniki (30 sztuk) i zamontowano je na elewacji budynku,
- zaprojektowano stanowiska obserwacyjne, a dla każdego z nich zamontowano 4 punkty kontrolne do badania ich stałości,
- wykonano (ze stanowisk obserwacyjnych) pomiary kierunkowe elektronicznym teodolitem TOPCON GTS-212 (3-krotna obserwacja na każdym stanowisku).

Każdy kolejny materiał pomiarowy odnosił się do pomiaru wyjściowego.



Rys. 3. Szkic sieci reperów badanych

Badanie przemieszczeń pionowych budynku „Centrum 2000” polegało na:

- założeniu sieci reperów badanych (29 sztuk),
- pomiarze wyjściowym sieci przewyższeń metodą niwelacji precyzyjnej niwelatorem Zeiss Ni007 wraz z zestawem łąt inwarowych (pomiar z błędem  $M_0 = \pm 0,1$  mm) oraz pomiarach kontrolnych (wyrównanie ściśle). Metodologia pomiarów oraz obliczeń pozwalała określić wartości przemieszczeń pionowych z dokładnością +0,25–0,30 mm. Sieć reperów badanych połączona była z siecią odniesienia (których stałość badano każdorazowo) [1].

## 5. Podsumowanie

Realizacja budynków w szeroko przestrzennych wykopach głębokich w warunkach miejskich jest zawsze związana z pewnym stopniem ryzyka.

Nawet wszechstronna analiza projektowa często nie uwzględnia wszystkich czynników, które mogą wystąpić podczas realizacji prowadzonej w terenie intensywnie zurbanizowanym, silnie uzbrojonym i o znacznie zróżnicowanych warunkach geologicznych.

Opracowanie szczegółowego programu obserwacji obiektów istniejących w sąsiedztwie, jak również obudowy głębokiego wykopu i nowo wznoszonego budynku jest bardzo istotnym czynnikiem zmniejszającym ryzyko wszelkiego rodzaju awarii.

W czasie wznoszenia obiektu nowo projektowanego niezbędne jest realizowanie przygotowanego programu obserwacji, a także systematyczne analizowanie uzyskiwanych wyników tych obserwacji, geodezyjnych pomiarów przemieszczeń i wyciąganie stosownych wniosków.

Ustalenie szczegółowego zakresu i harmonogramu monitoringu planowanego na etapie projektowania inwestycji, a także formułowania wskazań dla monitoringu interwencyjnego to obszar ścisłej współpracy wykonawcy pomiarów (geodety) z geotechnikiem i projektantem.

## Literatura

- [1] *Dokumentacja Projektu InterContinental Hotel Warsaw, „Centrum 2000” wraz z „Pomiary przemieszczeń pionowych (osiadanie) budynków wokół placu budowy budynku „Centrum 2000” ul. Emilii Plater wg. S. Kotowski (Gradus s.c),*
- [2] Michalak H., Pęski S., Pyrak S., Szulborski K.: *O diagnostyce zabudowy usytuowanej w sąsiedztwie wykopów głębokich.* Inżynieria i Budownictwo Nr 6/98, 1998
- [3] Michalak H., Pęski S., Pyrak S., Szulborski K.: *O wpływie wykonywania głębokich wykopów na zabudowę sąsiednią.* Inżynieria i Budownictwo Nr 1/98, 1998
- [4] Norma Europejska (projekt). Final Version of ENV 1997-1: Eurocod 7 – Geotechnical design. Generales rules.,
- [5] Opęchowski W.: *Dokumentacja hydrogeologiczna wraz z projektem odwodnienia budowlanego projektowanego obiektu „ Hotel Centrum 2000” Warszawa ul.E. Plater / ul/ Śliska.,*
- [6] Pęski S., Dawidowski S.: *Problemy realizacji głębokich wykopów i zmian stosunków wodnych na przykładzie budynków TP S.A.,* Sympozjum. Głębokie wykopy na terenach wielkomiejskich. Warszawa, 2002.

- [7] PN-81/B-03020 *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [8] PN-B-02479:1998 *Geotechnika. Dokumentowanie geotechniczne. Zasady ogólne.*
- [9] Prószyński W, Wodniak M.: *Postęp w zakresie metod geodezyjnego monitorowania głębokich wykopów i ich otoczenia.* Sympozjum. Głębokie wykopy na terenach wielkomiejskich. Warszawa, 2002.
- [10] Rozporządzenie MSWiA z dnia 24.09.1998r. w sprawie ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych. Dziennik Ustaw nr 126, poz. 839,
- [11] Wolski B.: *Monitoring geodezyjny podłoża gruntowego i konstrukcji zagłębionych.* Nowoczesne technologie w geodezji i inżynierii środowiska. Konferencja Naukowa z okazji Jubileuszu 50-lecia Wydziału Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska. Kraków 21-22 września 2001r.,
- [12] Wolski B.: *Pomiary geodezyjne w geotechnice.* Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej. Kraków 2001,
- [13] Wysokiński L., Kotlicki W.: *Zagadnienia geotechniczne w realizacji inwestycji w gęstej zabudowie.* Inżynieria i Budownictwo Nr 10/99.

## GEODETIC MONITORING FOR SURVEY DEFORMATIONS OF SOIL AND UNDERGROUND STRUCTURE

**Summary:** Efficient applications of geodetic methods development works needs modifications of typical survey technics and peculiar survey programing. Some up-to-date survey geotechnical issues and geodetic measurement of soil and underground structure deformations in the vicinity of deep foundation works are presented in the paper.

Małgorzata K. Wdowska<sup>1</sup>, Anna Wudzka<sup>1</sup>

## Zmiana sztywności gruntów spoistych ze względu na zakres rozpatrywanych odkształceń

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono wpływ zakresu rozpatrywanych odkształceń na zmianę zależności naprężenie-odkształcenie. Wyznaczono moduły odkształcenia gruntów spoistych w zmodyfikowanym aparacie trójosiowym. Przedstawiono również próbę interpolacji modułów odkształcenia w zakresie odkształceń 0,0001-0,02%.

### 1. Wprowadzenie

W związku z dynamicznym rozwojem infrastruktury dużo większą uwagę przywiązuje się do bardziej ekonomicznego niż dotychczas, gospodarowania powierzchnią. Dlatego też niezwykle istotne stało się przewidywanie możliwie jak najbardziej zbliżonych do rzeczywistych przemieszczeń gruntu. Do określania deformacji gruntów dostępne są zaawansowane metody obliczeniowe, z użyciem metody elementów skończonych, jednakże wynik tych obliczeń zależy bezpośrednio od określenia zbliżonej do realistycznej charakterystyki  $\sigma$ - $\epsilon$  gruntów [7].

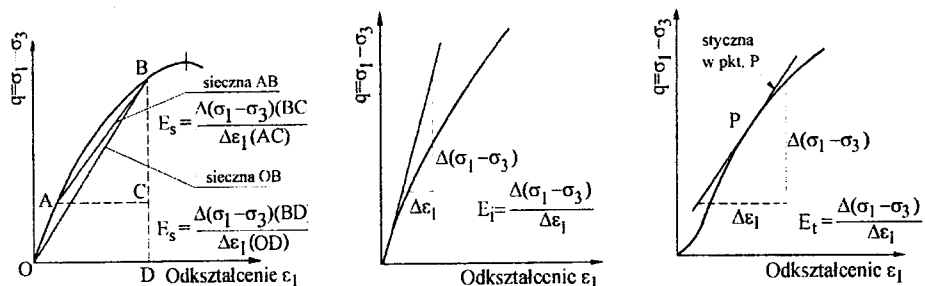
Sztywność to rodzina parametrów odkształceniowych związanych z charakterystyką naprężenie-odkształcenie. Jest to cecha ośrodka, która pozwala na znalezienie zależności pomiędzy przyłożonymi naprężeniami i powstającymi pod ich wpływem odkształceniami. Równania opisujące tę zależność noszą nazwę równań fizycznych ośrodka. Przy przyjęciu pewnych założeń z teorii sprężystości do zapisu tych równań potrzebne są tylko dwa parametry odkształceniowe

---

<sup>1</sup> mgr inż., Katedra Geoinżynierii, SGGW, Warszawa

badanego materiału – moduł odkształcenia  $E$  i współczynnik Poissona  $\nu$ . Aby to uproszczenie było prawdziwe, przyjmuje się, że badany ośrodek jest ciągły, jednorodny, izotropowy, sprężysty, znajduje się w równowadze statecznej i podlega zasadzie zeszywnienia. Kolejnymi założeniami upraszczającymi są pomijalne pochodne przemieszczeń, niezależność związków fizycznych od czasu i reżimu zewnętrznego oraz liniowość związku naprężenie-odkształcenie.

Z krzywej naprężenie-odkształcenie badanego gruntu można, w zależności od zakresu przyrostu naprężenia i odkształcenia określić moduły odkształcenia, przedstawione na rys. 1 (Head, 1986) [3].



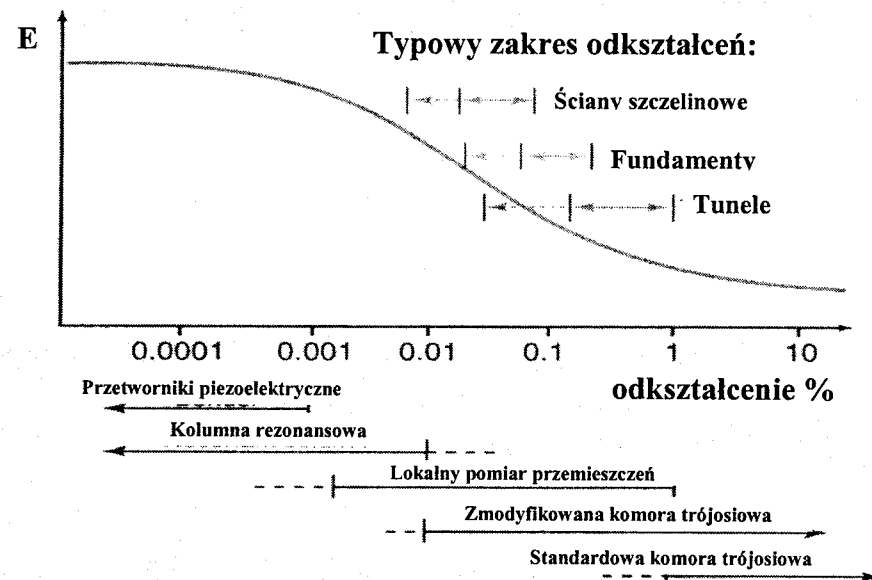
Rys. 1. Definicje modułów odkształcenia wykorzystywanych w zagadnieniach geotechnicznych (Head, 1986)

Moduł odkształcenia  $E$  jest miarą sztywności. Jest to podstawowy parametr wykorzystywany przez projektantów do przewidywania przemieszczeń gruntów.

Przy określaniu najbardziej prawdopodobnych wartości modułu odkształcenia należy wziąć pod uwagę szereg czynników, które mają wpływ na nieliniowość charakterystyki naprężenie-odkształcenie. Czynniki, wpływające na wartość modułu odkształcenia, odnoszące się do budowy i struktury gruntu, stanu i historii naprężenia oraz warunków obciążenia i odpływu (przy założeniu, że próbka gruntu jest dobrej jakości i jest reprezentatywna dla danego obszaru) przedstawili Hight i Higgins [4]. Oprócz wyżej wymienionych czynników na wartość modułu odkształcenia wpływa zakres rozpatrywanych odkształceń.

Zmienność modułu odkształcenia w zależności od zakresu rozpatrywanych odkształceń obrazuje rys. 2 [9]. Nie można traktować tego parametru jako stałej materiałowej dla danego gruntu. Przy projektowaniu konstrukcji inżynierskich należy zwrócić uwagę na przewidywany zakres odkształceń, w których będą one pracowały. Z analiz wstecznych przeprowadzonych przez m.in. Burlanda, Jardine'a [2, 5] wynika, że odkształcenia gruntu w warunkach pracy konstrukcji inżynierskich w większości mieszczą się w zakresie odkształceń rzędu 0,001–0,5%. W wyniku oddziaływania ścian szczelinowych w gruncie powstają

odkształcenia rzędu 0,01-0,1%, fundamenty powodują powstawanie odkształceń 0,05-0,5%, a tunele 0,05-1% (rys. 2) [9]. W dalszej części artykułu przedział odkształceń 0,001-0,01% nazywany będzie zakresem małych odkształceń, natomiast przedział 0,01-0,1% zakresem średnich odkształceń. Najczęściej obserwowane odkształcenia gruntu pracującego pod obciążeniem są rzędu 0,01–0,1% [10], dlatego też nastąpił rozwój laboratoryjnych technik badawczych i zwiększenie precyzji w określaniu charakterystyki naprężenie-odkształcenie.



Rys. 2. Rozkład modułu odkształcenia  $E$  oraz odpowiednia metodyka badań laboratoryjnych w zależności od rozpatrywanego odkształcenia (Mair, 1993)

Rozwój ten miał na celu przybliżenie się do bardziej realistycznej próby określania nieliniowości związanej z charakterystyką  $\sigma$ - $\epsilon$  w zakresie małych i średnich odkształceń i przyniósł ze sobą pewne korzyści ekonomiczne. Okazało się bowiem, że wartości modułu odkształcenia, dla małych odkształceń były wyższe od wartości, które zwykle przyjmowali projektanci przy obliczeniach osiadań gruntu.

Zakres realizowanych odkształceń w gruncie w trakcie badania związany jest z techniką pomiarową (rys. 2). Stosowane w Polsce laboratoryjne metody wyznaczania parametrów odkształceniowych gruntów, odnoszące się do dużych odkształceń, nie mogą stanowić podstawy do przewidywania deformacji gruntu powstających pod projektowanymi budowlami. Wartości modułu odkształcenia

uzyskane z analiz wstecznych mogą być nawet 5 razy większe od wartości modułu uzyskanych w laboratorium z konwencjonalnych badań [2].

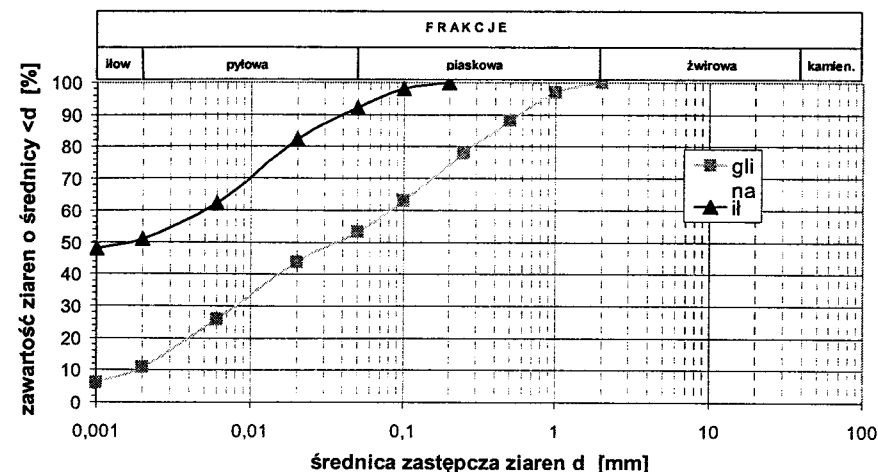
Celem artykułu jest zwrócenie uwagi na to, że moduł odkształcenia powinien być postrzegany jako charakterystyka zależna od wielu czynników, a nie stała materiałowa. W artykule przedstawiono wpływ zakresu rozpatrywanych odkształceń na wartość modułu odkształcenia.

## 2. Charakterystyka badanego materiału oraz metodyka badań

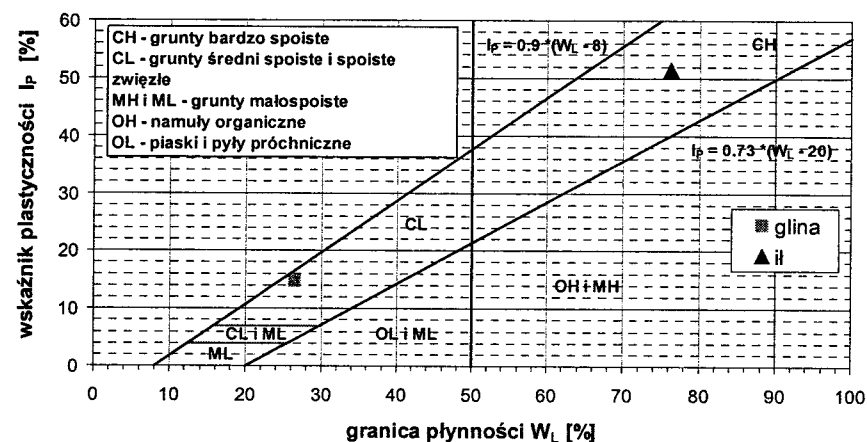
W celu określenia wpływu rozpatrywanego zakresu odkształceń na wartość modułu odkształcenia przeprowadzono badania prekonsolidowanych gruntów naturalnych, pobranych z trasy planowanej II linii metra warszawskiego.

Materiał do analizy wybrano biorąc pod uwagę m.in. jednorodność struktury gruntu, dwufazowość badanego ośrodka oraz właściwości fizyczne gruntu. Skład granulometryczny badanych gruntów przedstawiono w postaci krzywej uziarnienia pokazanej na rys. 3, natomiast klasyfikację wg Karty Casagrandego badanych gruntów przedstawiono na rys. 4.

Badania wybranych gruntów o nienaruszonej strukturze zrealizowano w laboratorium Katedry Geoinżynierii SGGW w zmodyfikowanym aparacie trójosiowym wyposażonym dodatkowo w system umożliwiający pomiar prędkości fali poprzecznej w kierunku pionowym w gruncie. Próbkę gruntu były skonsolidowane izotropowo i ścięte wg standardowej ścieżki naprężenia, tj. przy stałym naprężeniu poziomym  $\sigma_h$  i wzrastającym naprężeniu pionowym  $\sigma_v$ , poprzez zadanie stałej prędkości przemieszczeń. Metodyka tych dwóch technik pomiarowych została szerzej przedstawiona w pracach Brignoli'ego i in., Lipińskiego, Tymińskiego i Markowskiej [1,8,10].



Rys. 3. Krzywe uziarnienia badanych gruntów



Rys. 4. Karta Casagrandego badanych gruntów

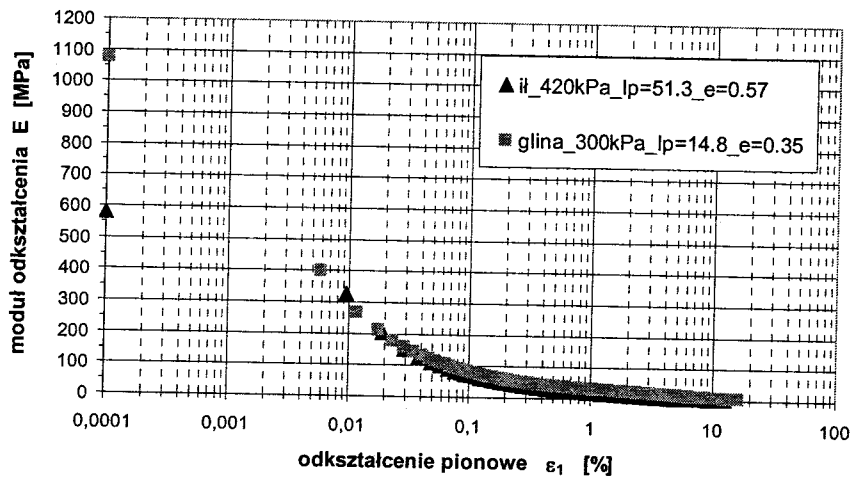
## 3. Wyniki badań

Rozkłady sztywności gruntu w pełnym zakresie odkształceń przedstawiono na rysunkach 5 i 6. Początkowa wartość modułu odkształcenia  $E_{max}$  jest wynikiem obliczeń dla danych uzyskanych z pomiaru prędkości fali poprzecznej rozchodzącej się w gruncie, natomiast wartości modułu odkształcenia gruntu (od



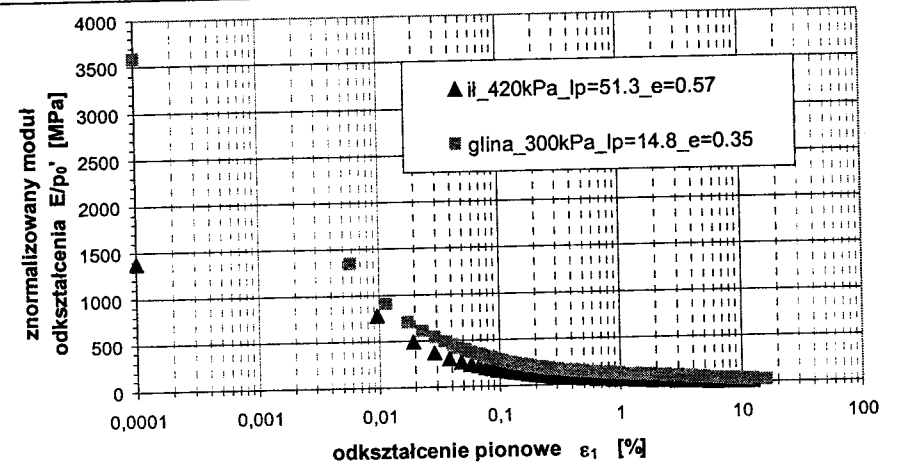
około 0,02% odkształcenia) zostały uzyskane z badania w zmodyfikowanym aparacie trójosiowym. Początkowa wartość modułu odkształcenia jest maksymalną wartością modułu odkształcenia i odpowiada sprężystemu obszarowi zachowywania się gruntu. Natomiast wartości modułu odkształcenia uzyskane z aparatu trójosiowego odpowiadają obszarowi odkształceń plastycznych w gruncie.

Moduł odkształcenia znacznie zmienia swoją wartość w zależności od rozpatrywanego odkształcenia. Analizując rys. 5 obserwujemy, że dla próbki iłu dla odkształcenia 0,07% moduł ma wartość 90 MPa, natomiast dla odkształcenia 0,2% - 50 MPa. Dla próbki gliny dla tych samych odkształceń moduły te wynoszą odpowiednio 100MPa i 60MPa. Pomijając wpływ stanu naprężenia na rozkład modułu odkształcenia, dla badanych próbek gruntów obserwuje się istotniejszy od rodzaju gruntu wpływ zakresu rozpatrywanych odkształceń na wartość modułu E.



Rys. 5. Rozkład modułu odkształcenia badanych gruntów w pełnym zakresie odkształceń

W celu wyeliminowania wpływu stanu naprężenia na nieliniowość rozkładu modułu odkształcenia badanych gruntów znormalizowano moduł E ze względu na średnie naprężenie efektywne  $p_0'$  i przedstawiono na rys. 6. Wyraźne różnice w rozkładach sztywności występują do około 0,1% odkształcenia. Szczególnie w zakresie sprężystych, małych i średnich odkształceń wartości modułu odkształcenia dla próbki gliny są wyższe od wartości modułów uzyskanych dla próbki iłu. Pokazuje to, że wskaźnik plastyczności  $I_p$ , który jest związany z rodzajem gruntu, ma bardzo duży wpływ na rozkład sztywności. Na rys. 6 obserwuje się silny wpływ rozpatrywanego zakresu odkształceń na rozkład sztywności gruntów, który maleje wraz ze wzrostem odkształceń.

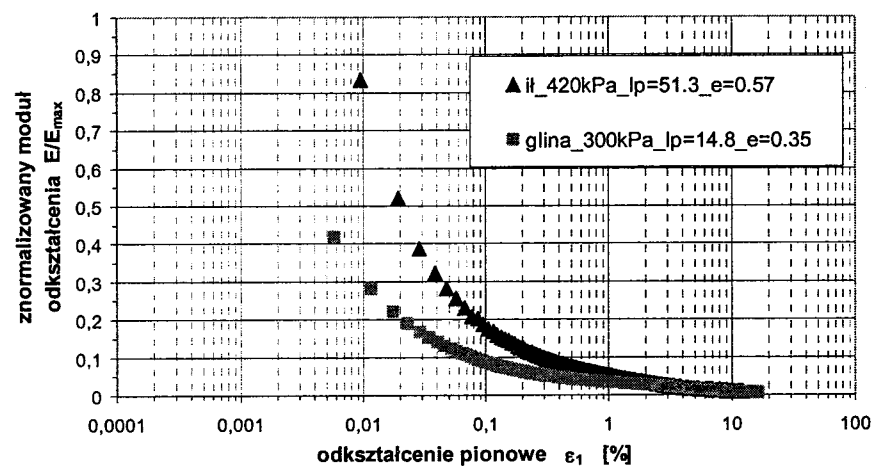


Rys. 6. Znormalizowany ze względu na średnie naprężenie efektywne  $p_0'$  rozkład modułu odkształcenia badanych gruntów

#### 4. Interpolacja modułu odkształcenia E w zakresie małych odkształceń

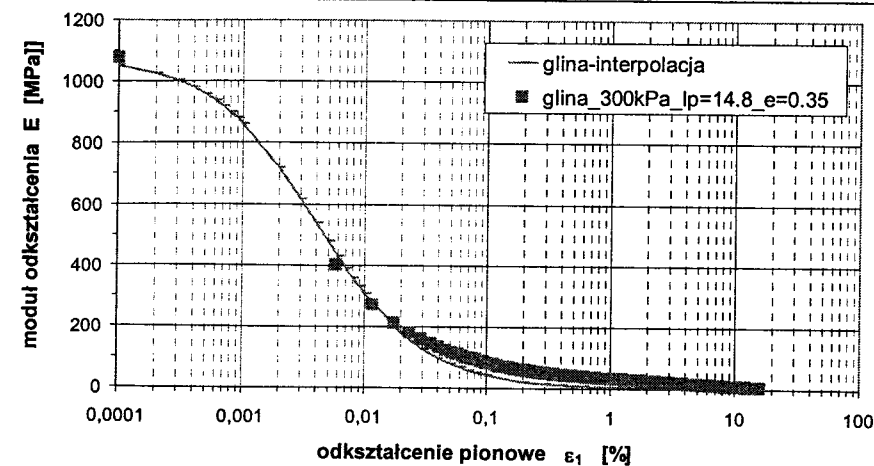
Rozkłady modułów odkształcenia uzyskane z aparatu trójosiowego określone są w zakresie odkształceń większych od 0,02%, natomiast z pomiaru prędkości fali poprzecznej określono wartość modułu dla odkształcenia 0,0001%. W celu określenia wartości modułu odkształcenia w zakresie odkształceń 0,0001-0,02% (jeśli nie mamy odpowiedniej aparatury do wyznaczenia modułu odkształcenia w tym zakresie) można interpolować wartości modułów odkształcenia pomiędzy znanymi wartościami. Najczęściej używaną metodą do opisu zależności pomiędzy naprężeniem a odkształceniem jest przyjmowanie hiperbolicznego modelu krzywej  $\sigma-\epsilon$  [7]. Kanatani i inni [6] założyli właśnie hiperboliczny kształt zależności  $\sigma-\epsilon$  i zaproponowali uzależnienie rozkładu sztywności od tzw. odkształcenia odniesienia  $\epsilon_r$ , które zostało zdefiniowane jako odkształcenie, przy którym znormalizowana sztywność  $E/E_{max}$  przyjmuje wartość 0,5. Wartości znormalizowanej sztywności dla dowolnych odkształceń oblicza się wg wzoru:

$$\frac{E}{E_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\epsilon}{\epsilon_r}} \quad (1)$$

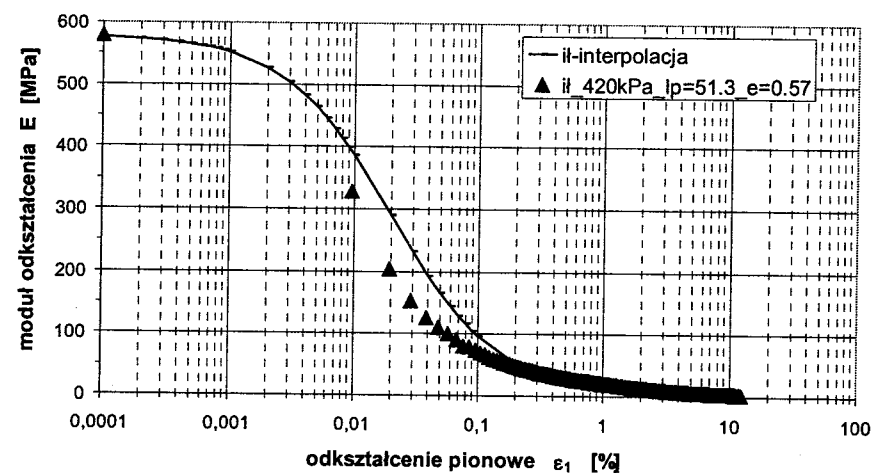


Rys. 7. Znormalizowany ze względu na początkowy moduł odkształcenia  $E_{max}$  rozkład modułu odkształcenia badanych gruntów

Na rys. 7 przedstawiona została znormalizowana sztywność ze względu na początkowy moduł odkształcenia  $E_{max}$  w zakresie odkształceń uzyskanych z dwóch technik pomiarowych. Dla próbki ilu zakres ten pozwolił na wyznaczenie odkształcenia odniesienia  $\epsilon_r$ . Dla próbki gliny natomiast, aby móc wykonać interpolację sposobem wcześniej opisanym, przedłużono krzywą  $E/E_{max}$  zgodnie z trendem jej krzywizny do wartości  $E/E_{max}=0,5$  i przyjęto wartość odkształcenia odniesienia  $\epsilon_r=0,004\%$ . Po przekształceniu wzoru obliczono wartości modułu odkształcenia w pełnym zakresie odkształceń i porównano z wynikami uzyskanymi z badań (rys. 7 i 8). Uzyskane z interpolacji rozkłady modułów odkształcenia różnią się od rozkładów uzyskanych z badań laboratoryjnych.



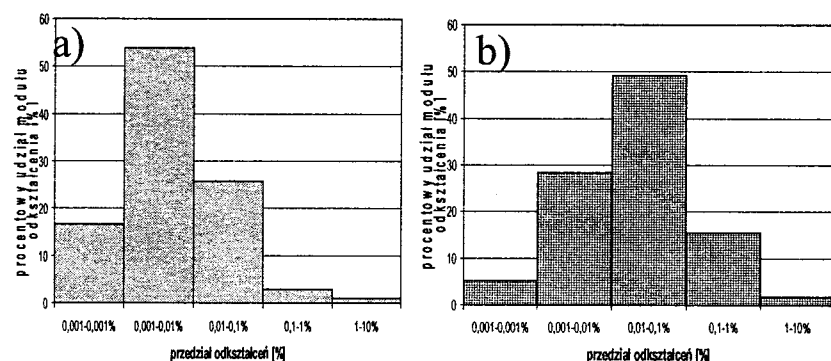
Rys. 8. Porównanie uzyskanego z badań i interpolowanego rozkładu modułu odkształcenia badanego gruntu (wskaźnik plastyczności  $I_p=14,8$ )



Rys. 9. Porównanie uzyskanego z badań i interpolowanego rozkładu modułu odkształcenia badanego gruntu (wskaźnik plastyczności  $I_p=51,3$ )

Dla próbki gliny różnice pomiędzy wartościami modułów z badań i interpolacji dochodzą do 50MPa i widoczne są dla odkształceń rzędu 0,02-10%. Dla próbki ilu różnice te są dużo większe i sięgają do 90MPa. Ze względu na możliwości pomiarowe zastosowanej do badań aparatury nie można zweryfikować poprawności przeprowadzonej interpolacji.

Na podstawie interpolowanych rozkładów modułu odkształcenia można stwierdzić, iż dla mniej spoistej próbki gruntu (głina) obserwuje się gwałtowniejsze zmiany sztywności niż dla próbki łu.



Rys. 10. Procentowa zmienność modułu E w danych zakresach odkształceń dla badanych gruntów (a - wskaźnik plastyczności  $I_p=14,8$ ; b - wskaźnik plastyczności  $I_p=51,3$ )

Wyniki interpolacji badanych gruntów wskazują, że największe zmiany wartości modułu odkształcenia w próbce gliny obserwuje się dla małych odkształceń 0,001-0,01%, natomiast w próbce łu największa zmienność modułu występuje dla średnich odkształceń 0,01-0,1%. Dla badanych gruntów największa zmienność sztywności występuje w zakresie odkształceń 0,001-0,1%. Właśnie na ten zakres przypada 75% zmiany sztywności gruntu. Niezwykle istotne jest więc określenie możliwie jak najbardziej zbliżonych do rzeczywistych wartości modułu odkształcenia w zakresie małych i średnich odkształceń, pojawiających się w gruncie pracującym pod obciążeniem.

## 5. Podsumowanie

W artykule przeanalizowano wpływ rozpatrywanego zakresu odkształcenia na wartość modułu odkształcenia, parametru niezbędnego w procesie projektowania konstrukcji. Rozkład sztywności gruntu, reprezentowany przez moduł E, wykazuje znaczną nieliniowość w funkcji odkształcenia, zwłaszcza w zakresie małych i średnich odkształceń. W procesie projektowania nie powinno się przyjmować modułu odkształcenia jako stałej materiałowej, zależnej wyłącznie od pochodzenia gruntu i jego stanu. Wartości modułów odkształcenia powinny być zawsze odnoszone do zakresu odkształceń, dla których zostały wyznaczone.

Niezależnie od rodzaju gruntu największa nieliniowość rozkładu modułu odkształcenia występuje w zakresie odkształceń 0,001-0,1%. Zmiana wartości modułu w tym zakresie odkształceń dochodzi do 75%. Możliwa jest interpolacja rozkładu modułu odkształcenia (w funkcji odkształcenia) w zakresie małych i średnich odkształceń pomiędzy wartościami modułu odkształcenia, uzyskanymi z dwóch technik badawczych, a mianowicie pomiaru prędkości fali poprzecznej w gruncie oraz badania w zmodyfikowanej komorze aparatu trójosiowego ściskania. Jednakże istnieje konieczność weryfikacji otrzymanych z interpolacji wartości modułu odkształcenia za pomocą odpowiednich technik pomiarowych (rys.2).

## Literatura

- [1] Brignoli E., Gotti M., Stokoe K. H.: *Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers*. ASTM Geotech. Test J. 19 No. 4 pp. 607-613, 1996.
- [2] Burland J.B.: *Ninth Lauritis Bjerrum Memorial Lecture: Small is beautiful: the stiffness of soils at small strains*. Canadian Geotechnical Journal 26 No. 4, pp. 449-516, 1989.
- [3] Head K. H.: *Manual of Soil Laboratory Testing*. Penetch Press, Vol. 3., 1986.
- [4] Hight D. W., Higgins K. G.: *An approach to the prediction of ground movements in engineering practice. Background and application*. Pre-failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi & Miura (eds), Balkema, Rotterdam, 1995.
- [5] Jardine R. J.: *One perspective of the pre-failure deformation characteristics of some geomaterials*. Pre-failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi & Miura (eds), Balkema, Rotterdam, 1995.
- [6] Kanatani M., Nishi K., Tanaka Y.: *Dynamic properties of sand at low confining pressure*. Pre-failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi & Miura (eds), Balkema, Rotterdam, 1994.
- [7] Larsson R., Mulabdic M.: *Shear moduli in Scandinavian clays*. Report no. 40, Swedish Geotechnical Institute, Linköping, 1991.
- [8] Lipiński M.J.: *Undrained response of cohesionless soils to monotonic loading*. Rozprawa doktorska, Politechnika Gdańska, 2000.
- [9] 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, 93, pp. 27-41, 1993.

- [10] Tymiński W., Markowska-Lech K.: *Kryteria pomiaru prędkości fali poprzecznej w gruntach spoistych*. Pięćdziesiąta Pierwsza Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB. Gdańsk-Krynica, 2005.

## STRAIN DEPENDENT STIFFNESS OF COHESIVE SOILS

**Summary:** This paper illustrates an influence of the analysed range of strain on a change in cohesive soils stiffness. A special attention is paid to the fact that Young's modulus is not a material constant. Some triaxial tests directed into Young's modulus distribution against strain were carried out. An attempt of stiffness interpolation in the 0,0001-0,02% range of strain is presented.

