

USTALANIE MODELU GEOTECHNICZNEGO PODŁOŻA W PIASKACH RZECZNYCH

Marta SOKOŁOWSKA*

Zakład Geotechniki i Fundamentowania Instytutu Techniki Budowlanej, ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa
Laboratorium Analiz Geologiczno-Inżynierskich Państwowego Instytutu Geologicznego-Państwowego Instytutu Badawczego,
ul. Rakowiecka 4, 00-957 Warszawa

Streszczenie: Piaski zazwyczaj mają zadowalającą nośność i przeważnie niewielką odkształcalność, ale realizacja obiektów budowlanych w dolinach rzecznych nie zawsze jest prosta i wymaga szczegółowego rozpoznania podłoża. Występujące w strefie przypowierzchniowej młode aluwia charakteryzują się zmiennym zagęszczeniem, a w praktyce nie istnieją ściśle kryteria wydzielenia warstw geotechnicznych. Do niedawna stosowano podział na warstwy w oparciu o litologię, a głównym sposobem pozyskiwania danych były wiercenia i pobór próbek do badań laboratoryjnych. Obecnie przy powszechnym stosowaniu sondowań do charakterystyki podłoża, otrzymuje się duże zbiory pomiarów, często rejestrowanych automatycznie, co powoduje konieczność ich pogrupowania. Przyjęte kryterium grupowania uzyskanych wyników wpływa na otrzymany model geotechniczny. W artykule zaproponowano trzy zasadnicze kryteria podziału na warstwy podłoża zbudowanego z piasków rzecznych, których istotność zależy od rodzaju rozpatrywanej konstrukcji i sposobu posadowienia: kryterium uziarnienia, zagęszczenia i sztywności.

Słowa kluczowe: piaski aluwialne, model geotechniczny, zmienność parametrów geotechnicznych.

1. Wprowadzenie

Realizacja obiektów w dolinach rzecznych wymaga szczegółowego rozpoznania podłoża. Poszczególne formy rzeczne nie zawsze tworzą poziomo zalegające warstwy. Najczęściej są to zaszczepione struktury powstałe w odmiennych warunkach hydrodynamicznych, stąd na niewielkich odległościach można spodziewać się różnie uziarnionych gruntów o zmiennej miąższości. Młode piaski rzeczne w strefie przypowierzchniowej charakteryzują się zmiennym zagęszczeniem zarówno w profilu pionowym, jak i w planie, co jest odzwierciedleniem dynamiki środowiska w jakim powstają. Ich cechą charakterystyczną są warstwowania i laminacje, ściśle związane z prędkością przepływu. Laminacje są charakterystyczne w przypadku braku przepływu lub przepływu o niewielkiej prędkości z sedymentacją głównie z zawiesiny (Falkowski i Górka, 2009). Dominuje tu mechanizm pionowego przyrost osadu. Warstwowanie zaś jest charakterystyczne dla warunków dynamicznego przepływu i rytmicznego transportu – jest nachylone względem powierzchni, na której deponowany jest osad. Dominuje przyrost boczny osadu, w tym mechanizm lawinowego osypywania się ziaren (Allen, 1977).

W artykule pokazano wybrane efekty pracy doktorskiej autorki (Sokołowska, 2011), gdzie przedstawiono charakterystykę piasków rzecznych pod kątem właściwości geotechnicznych, ocenę ich zmienności oraz próbę obiektywizacji wydzielenia warstw geotechnicznych.

2. Charakterystyka gruntów aluwialnych

Litologia, skład granulometryczny oraz zagęszczenie są to najistotniejsze cechy piasków rzecznych, mające wpływ na nośność podłoża i ściśliwość. Piaski rzeczne są na ogół równomiernie uziarnione (jednofrakcyjne). W analizowanym zbiorze danych (10 lokalizacji) dla 98% badanych próbek uzyskano niski wskaźnik jednorodności uziarnienia ($C_u \leq 5$) z czego 83% stanowiły piaski o $C_u \leq 3$. Pod względem budowlanym są to grunty źle uziarnione.

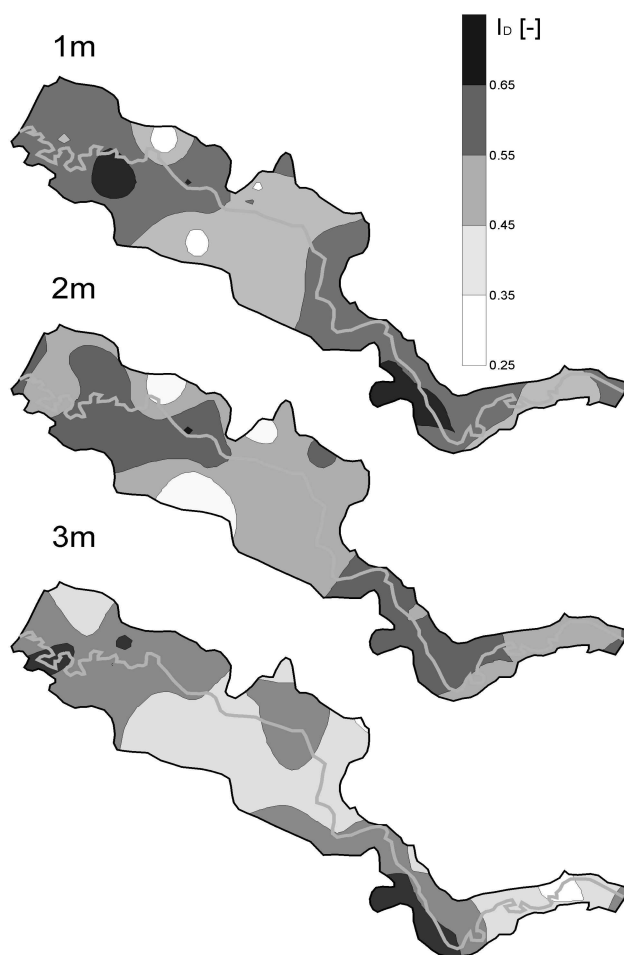
Zmienna dynamika środowiska, w jakim powstają grunty aluwialne ma znaczący wpływ na zróżnicowanie zagęszczenia, a tym samym parametrów geotechnicznych, zarówno w profilu pionowym, jak i w planie (rys. 1). Charakterystyczną cechą profili sondowań w aluwialach są nagłe spadki rejestrowanych wartości oporu

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: marta.sokolowska@pgi.gov.pl

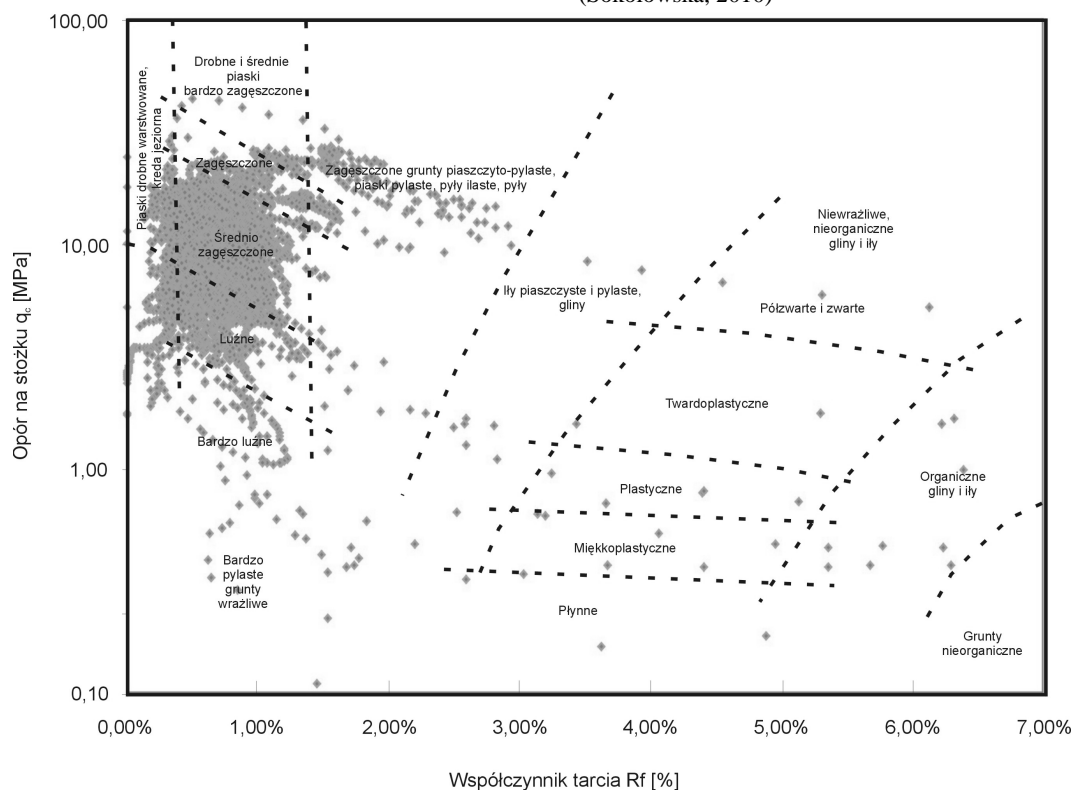
na różnych, nawet dużych głębokościach. Jest to związane nie tylko z typem gruntu, lecz także z dodatkowymi procesami, którym podlegały aluwia po zdeponowaniu. Środowisko rzeczne jest dynamiczne i zdeponowane osady podlegają wielokrotnym przemieszczeniom zanim zostaną trwale osadzone. Częste i duże wahania wód gruntowych w dolinach rzecznych powodują zagęszczanie zdeponowanych już osadów piaszczystych. Inny profil zagęszczenia uzyskuje się dla osadu zdeponowanego pionowo, a inny w strukturach powstałych w wyniku przyrostu bocznego (na przykład w odsypach). Czynnikiem powodującym różnice zagęszczenia w aluviach jest występowanie struktur sedimentacyjnych powstałych w odmienny sposób oraz równoziarnistość w obrębie poszczególnych warstw osadu (Bażyński i Frankowski, 1985).

2.1. Charakterystyka uziarnienia i zagęszczenia

Pomimo dostępności zaawansowanych metod penetracji gruntu przy użyciu różnego rodzaju sondowań geotechnicznych należy podkreślić, że wiercenie wraz z poborem próbek do analiz uziarnienia w dalszym ciągu powinno stanowić podstawę identyfikacji gruntu, a sondowania należy wykorzystywać do oceny jego właściwości. Sondowanie statyczne doskonale identyfikuje piaski w podłożu (ilość wyników odstających w analizowanym zbiorze wyniosła jedynie 0,5%) jednak nie pozwala na określenie uziarnienia, co w przypadku piasków ma decydujące znaczenie dla nośności (rys. 2).

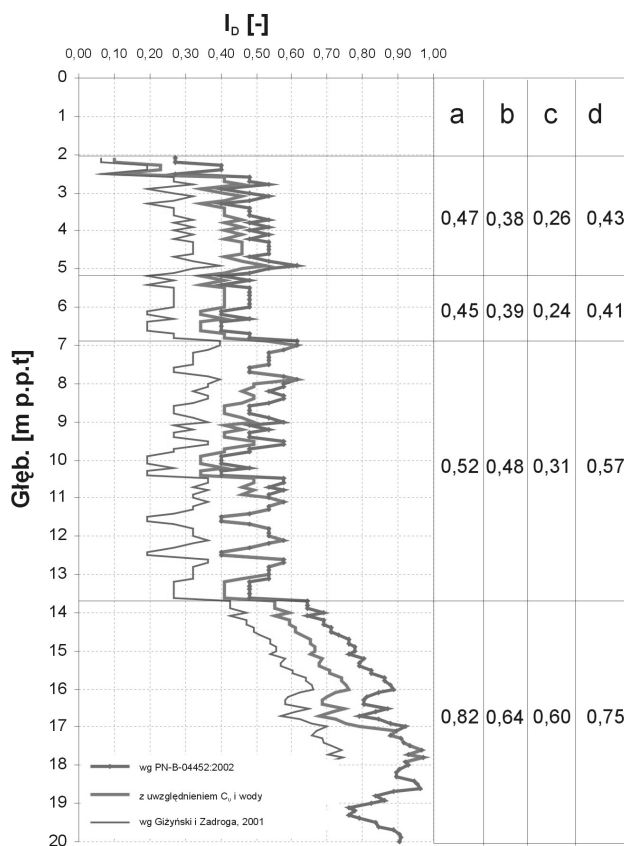


Rys. 1. Zmienność stopnia zagęszczenia w dolinie rzecznej na głębokościach, 1, 2 i 3 m poniżej poziomu terenu (Sokołowska, 2010)



Rys. 2. Wyniki badań CPTU z badanego zbioru przedstawione na nomogramie klasyfikacyjnym Schmertmanna (Schmertmann, 1978)

Zróznicowanie zagęszczenia w piaskach rzecznych potwierdzają w zasadzie wszystkie obecnie wykorzystywane metody badawcze. Jednak w zależności od stosowanej metody badawczej oraz metody interpretacji uzyskuje się różne wartości parametru zagęszczenia (rys. 3). Istnieje duża rozbieżność pomiędzy zależnościami uzyskanymi na podstawie korelacji wyników badań polowych, laboratoryjnych i korelacjami uzyskanymi w komorach kalibracyjnych, co rzutuje na ocenę wartości stopnia zagęszczenia, kąta tarcia i modułu ścisłości piasków. Duże różnice uzyskuje się także pomiędzy różnymi rodzajami sond. Zależności opracowane w oparciu o badania w komorach kalibracyjnych są z reguły dużo niższe niż te, które korelowano z badaniami laboratoryjnymi lub na podstawie praktyki w oparciu o pomiary przemieszczeń (analiza wstecz).



Rys. 3. Profil zagęszczenia (na podstawie I_D) w zależności od metody badawczej i korelacji: a – DPH według normy PN-B-04452:2002, b – DPH według normy PN-1997-2, c – DPH według Giżyńskiego i Zadrogi (2001), d – CPTU według normy PN-B-04452:2002

2.2. Charakterystyka parametrów wytrzymałościowych

W przypadku szacowania kąta tarcia wewnętrznego korzysta się z podawanych w literaturze zależności kąta tarcia od uziarnienia i wartości stopnia zagęszczenia. Niektóre zależności korelują wartość φ' bezpośrednio z pomiarami q_c/q_t z uwzględnieniem naprężeń pionowych (Robertson i Campanella, 1983). Pozostałe zależności, stanowią proste przybliżenia w funkcji logarytmicznej zależności pomiędzy oporem pod stożkiem

q_c a efektywnym kątem tarcia wewnętrznego φ' , bez uwzględnienia naprężeń i rodzaju gruntu, a przede wszystkim ścisłości gruntu, od której zależy wartość q_c (Meyerhoff, 1976; Stenzel i Melzer, 1978). Granicą stosowalności tych zależności jest $q_c > 3$, gdyż dla niższych wartości q_c zależność ta daje nieprawdziwe wyniki, nawet ujemne wartości przy $q_c < 1$.

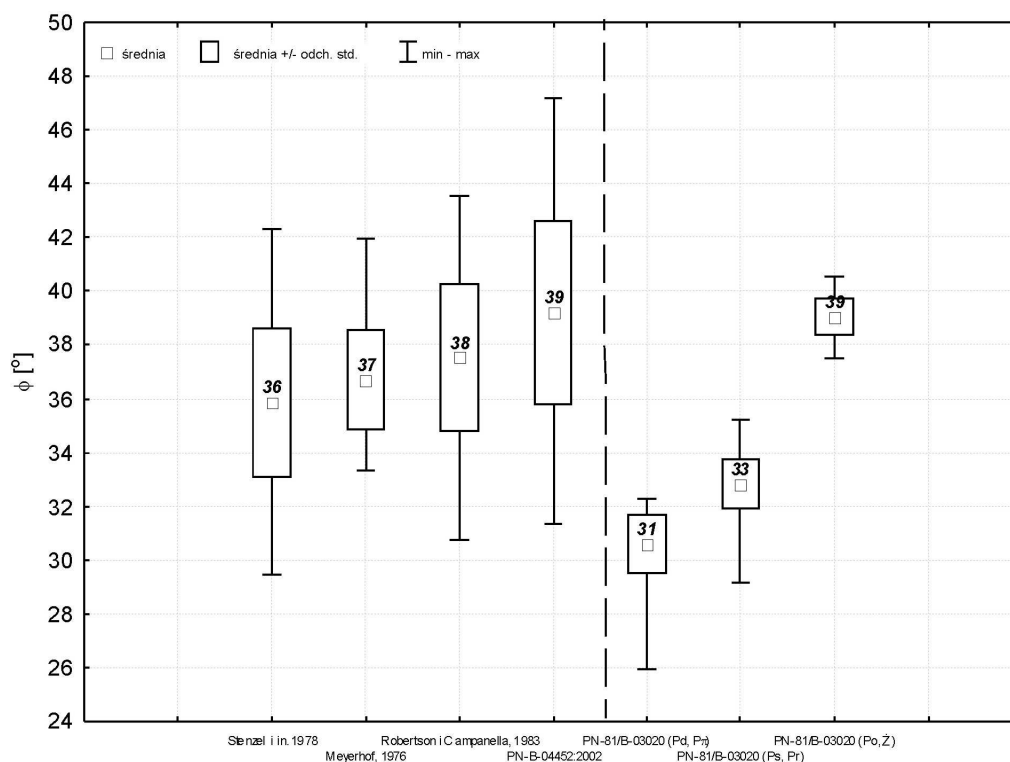
Zastosowane wybrane korelacje pomiędzy wartością q_c z badań CPTU, a wartością kąta tarcia (dla warunku $q_c > 3$) dały dość zróżnicowane wyniki (rys. 4). Wyniki zestawiono z wynikami uzyskanymi metodą pośrednią (przez stopień zagęszczenia – I_D). Najbardziej różnicują się po uwzględnieniu frakcji metodą pośrednią – przez parametr zagęszczenia – I_D . Stopień zagęszczenia uzyskano z zależności q_c/I_D (Borowczyk i Frankowski, 1981). Bez względu jednak na zastosowaną interpretację, współczynniki zmienności (stosunek odchylenia standardowego do wartości średniej arytmetycznej) tego parametru (φ') wynoszą od 0,05 dla zależności według (Meyerhoff, 1976) do 0,11 dla zależności z polskiej normy PN-B-04452:2002 *Grunty budowlane. Badania polowe*. Według danych z literatury światowej współczynnik zmienności dla efektywnego kąta tarcia wewnętrznego piasków (w ogólności, bez rozdzielenia ze względu na genezę) wynosi od 0,05 do 0,15 (Lee i in., 1983). Z analizowanego zbioru danych wynika, że parametr ten w piaskach rzecznych jest parametrem o niewielkiej zmienności z najczęściej występującymi wartościami od 36° do 38° i rozkładzie normalnym niezależnie od uziarnienia.

2.3. Ocena parametrów odkształceniowych

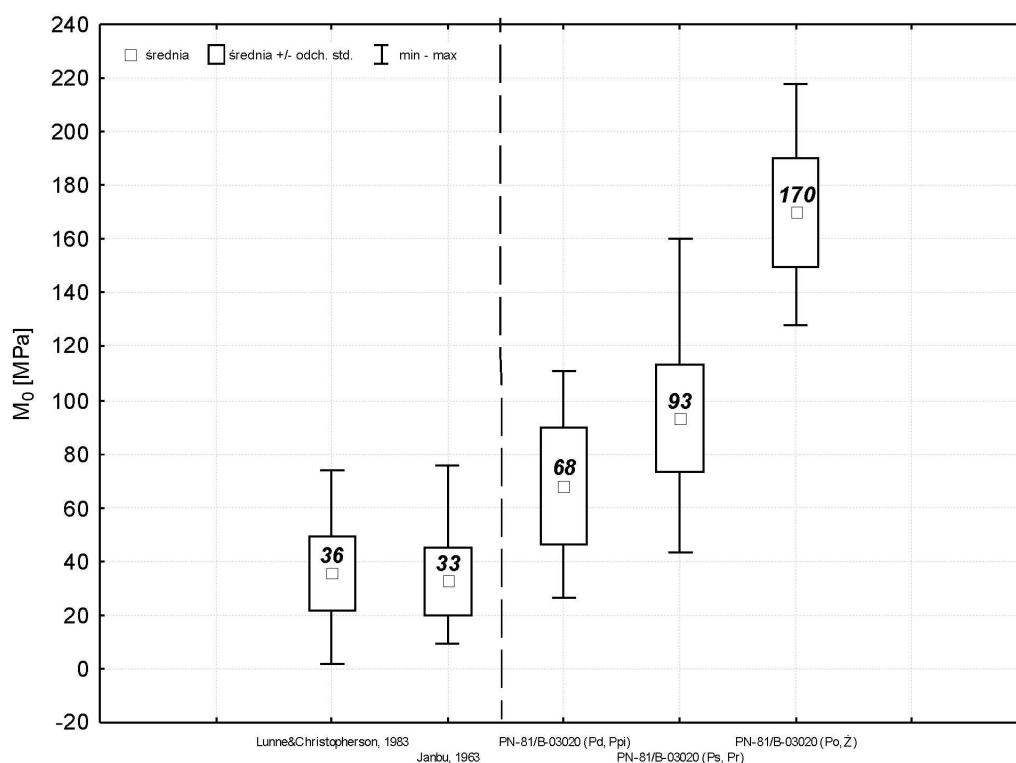
W praktyce geotechnicznej określenie parametrów odkształceniowych z zastosowaniem badań polowych ma dla gruntów niespoistych niewątpliwie ogromne znaczenie ze względu na trudności z poborem próbek o nienaruszonej strukturze do badań laboratoryjnych (edometrycznych). Oszacowanie wartości modułów przy użyciu dostępnych polowych metod badania gruntu jest trudne ze względu na fakt, iż zależą one od naprężeń efektywnych oraz historii naprężeń, ponadto w badaniach polowych nie ma możliwości kontrolowania naprężenia, warunków drenażu i kierunku obciążenia (Lunne i in., 1997), a moduły określa się dla danych warunków drenażu, dla danego zakresu obciążeń i odkształceń. Większość opisanych w literaturze korelacji wyników badań CPT/CPTU z wartościami modułu ścisłości pierwotnej M_0 odnosi się do modułu siecznego (edometrycznego). Najpowszechniej stosowaną korelacją jest ta opracowana dla piasków kwarcowych nieskonsolidowanych (NC) i przekonsolidowanych (OC) na podstawie badań przeprowadzonych w komorze kalibracyjnej (Lunne i Christophersen, 1983). Podobne wartości uzyskuje się wykorzystując zależność Janbu dla piasków (Senneset i Janbu, 1985). Po zastosowaniu wybranych zależności dla piasków do uzyskanych wyników na poligonach badawczych i porównaniu ich z wartościami modułów uzyskanych metodą tradycyjną (metodą parametru wodącego I_D) uzyskano dla zależności

z literatury q_c/M_0 bardzo niskie wartości modułów (rys. 5). Zależności te nie uwzględniają frakcji, a liczne prace (Giżyński, 1999; Giżyński i Zadroga 2001; Priebe-

Piechowska, 1993; Sawicki, 2003) potwierdzają zależność modułu ściśliwości od uziarnienia.



Rys. 4. Wartości kąta tarcia dla analizowanego zbioru wyników ($N = 7476$) według wybranych zależności dla warunku $q_c > 3$ porównane z wartościami odczytanymi z nomogramów na podstawie parametru wodącego (I_D) – prawa strona wykresu



Rys. 5. Wartości modułów ściśliwości dla wyników uzyskanych z poligonów badawczych ($N = 7476$) według wybranych zależności porównane z wartościami odczytanymi z nomogramów na podstawie parametru wodącego (I_D) – prawa strona wykresu

2.4. Zmienność parametrów geotechnicznych piasków rzecznych

Wartości współczynników zmienności dwóch najistotniejszych parametrów geotechnicznych: kąta tarcia wewnętrznego i modułu ścisłości określono wyłącznie na podstawie badań polowych z uwzględnieniem wybranych korelacji. Do uzyskania wartości wyprowadzonych wykorzystano badanie sondą dynamiczną, sondą statyczną CPTU oraz badanie dylatometrem płaskim (DMT) typu Marchetti'ego. W analizie zmienności parametrów geotechnicznych zaobserwowano następujące zależności:

- w aluwiach zmienność pozioma, wyrażona współczynnikiem zmienności wartości modułu ścisłości, jest często niemal dwukrotnie większa niż pionowa;
- wartości współczynników zmienności parametrów mierzonych bezpośrednio są wyższe od współczynników zmienności parametrów wyprowadzonych;
- współczynniki zmienności parametrów geotechnicznych, jako wartości bezwymiarowe wykazują zbliżone wartości dla danej metody badawczej, bez względu na metodę interpretacji, jednak charakteryzując podłoże przy użyciu kilku metod badawczych jednocześnie, wartości współczynników zmienności zmieniają się.

Na podstawie wyników badań polowych wykonanych w ramach niniejszej pracy ustalono dla niespoistych gruntów aluwialnych następujące wartości współczynników zmienności (w zależności od metody interpretacji) wybranych parametrów geotechnicznych:

- kąt tarcia wewnętrznego od 0,05 do 0,08 przy $N = 6278$;
- moduł ścisłości od 0,31 do 0,39 przy $N = 6388$.

Gdy potraktuje się wszystkie wartości wyprowadzone z zastosowaniem różnych (wybranych) korelacji, jako jeden zbiór, wartości współczynników zmienności wzrastają:

- kąta tarcia wewnętrznego do 0,11 przy $N = 31390$, 5 metod interpretacji,
- modułu ścisłości do 0,64 przy $N = 25552$, 4 metody interpretacji.

Z danych z literatury wynika, że uzyskane wartości współczynników zmienności mieszczą się w granicach podawanych przez innych autorów. Ze zbiorczych prac podsumowujących wyniki różnych autorów (Przewłócki, 1998; Lee i in., 1983; Baecher i Christian, 2003) wartości współczynnika zmienności dla kąta tarcia wewnętrznego wynoszą dla piasków od 0,05 do 0,15 (0,16 dla danych z badań laboratoryjnych) natomiast dla modułu ścisłości od 0,20 do 0,73, lecz w literaturze nie podaje się wartości osobno dla piasków. Zmienność parametrów wytrzymałościowych w piaskach jest niewielka w porównaniu ze zmiennością parametrów odkształceniowych.

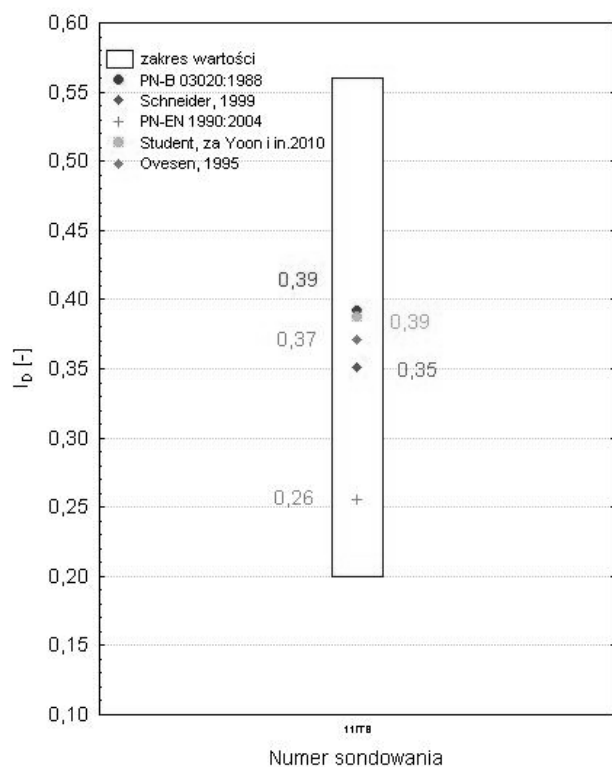
3. Ustalanie modelu geotechnicznego podłoża w gruntach aluwialnych

Ustalenie modelu geotechnicznego podłoża polega na wydzieleniu warstw, które można opisać jedną wartością danego parametru geotechnicznego. Innymi słowy jest to wydzielenie jednostki przestrzennej w podłożu o jednakowych właściwościach (Wysokiński, 2007). Obecnie przy powszechnym stosowaniu sondowań otrzymuje się duże zbiory pomiarów, często rejestrowanych automatycznie. Obecnie dzięki powszechnemu stosowaniu sondowań do oceny podłoża gruntowego uzyskuje się duże zbiory danych, których analiza wymaga stosowania bardziej zaawansowanych metod. W zależności od zastosowanej metody pomiary wykonywane są co 30, 20, 10, a nawet 1-2 cm (krok pomiaru). Obok prostych metod statystyki opisowej o oceny zmienności podłoża coraz szerzej stosowane są metody statystyki matematycznej (Biernatowski, 1984; Jaksza i in., 2004; Huber i in., 2009; Uzielli, 2008), opartej o rachunek prawdopodobieństwa oraz inne metody, na przykład sieci neuronowe (Sulewska, 2009; Samui i Sitharam, 2010; Shahin i in., 2001). Są one jednak trudne do stosowania w praktyce.

3.1. Problematyka określania parametrów geotechnicznych

Zanim metody polowe zyskały na popularności schemat określania parametrów geotechnicznych podłoża wyglądał następująco: z wierceń pobierano próbki i oznaczano parametry geotechniczne bezpośrednio w laboratorium, a wartość charakterystyczną parametru określało się z zależności podanej w normie PN-B-03020:1981 *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*. W praktyce wartość charakterystyczna była wartością średniej arytmetycznej. W świetle nowej normy PN-EN 1997-1:2008 *Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne* w projektowaniu geotechnicznym mówi się o 4 rodzajach wartości parametru: wartości mierzonej – rozumianej jako wartość, która ustalana jest bezpośrednio podczas badania; wartości wyprowadzonej, czyli wartości parametru geotechnicznego uzyskiwanej z wyników badań, na podstawie teorii, korelacji albo doświadczenia – stanowiącej podstawę wyboru wartości charakterystycznych; wartości charakterystycznej – rozumiane jako ostrożne oszacowanie wartości decydującej o wystąpieniu stanu granicznego oraz wartości obliczeniowej, które wyprowadza się z wartości charakterystycznej z zastosowaniem współczynników częściowych. Ostrożne oszacowanie wartości charakterystycznej parametru geotechnicznego powinno uwzględniać liczbę badań i próbek, doświadczenia porównywalne (dane z sąsiedniego terenu czy w podobnych warunkach), naturalną zmienność podłoża oraz zmienność wynikającą z zastosowania różnych metod badawczych, a także wszelkie możliwe pogorszenie się właściwości gruntów na dowolnym etapie budowy i eksploatacji. W przypadku stosowania metod statystycznych Eurokod 7

(PN-EN 1997-1:2008, PN-EN 1997-2:2008 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne – Część 2: Badania podłoża gruntowego) zaleca ustalać wartość charakterystyczną parametru geotechnicznego na podstawie ograniczonego zbioru wartości wyprowadzonych jako wartość najbardziej prawdopodobną (z założeniem 95% poziomu ufności). Oznacza to, że prawdopodobieństwo wystąpienia mniej korzystnej od oszacowanej wartości nie może być większe niż 5%. Proponowane w normie PN-EN 1990:2004 Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji określenie statystyczne wartości charakterystycznej jako 5% kwantyl przy założeniu rozkładu normalnego, stosowane do materiałów takich jak stal czy beton, nie ma zastosowania dla gruntów gdyż daje bardzo niskie, a nawet ujemne wartości. W literaturze (za Yoon i in., 2010; Ovesen, 1995; Schneider, 1997; PN-EN 1990:2004) można znaleźć kilka możliwości określania wartości charakterystycznej parametru geotechnicznego. Powyższe propozycje wykorzystano do określenia charakterystycznej wartości stopnia zagęszczenia (rys. 6) w wybranym profilu sondowania. W przypadku I_D uzyskano niewielkie różnice, przy czym najniższe wartości bliskie minimalnej uzyskano przy wykorzystaniu wzoru z normy PN-EN 1990:2004.



Rys. 6. Charakterystyczna wartość stopnia zagęszczenia I_D według różnych propozycji określania wartości charakterystycznej. Ramką oznaczono zakres uzyskanych wyników parametru I_D w danym profilu

Wszystkie powyższe propozycje wykorzystują podstawowe miary statystyczne (odchylenie standardowe, ewentualnie współczynnik zmienności). W praktyce określenie obliczeniowej wartości parametru geotechnicznego (czyli tego wykorzystywanego

w obliczeniach projektowych) wymaga właściwego określenia wartości wyprowadzonej (co w świetle wielu metod interpretacji nie jest zadaniem prostym), doboru odpowiedniej metody oceny parametru charakterystycznego oraz zastosowania odpowiednich współczynników częściowych.

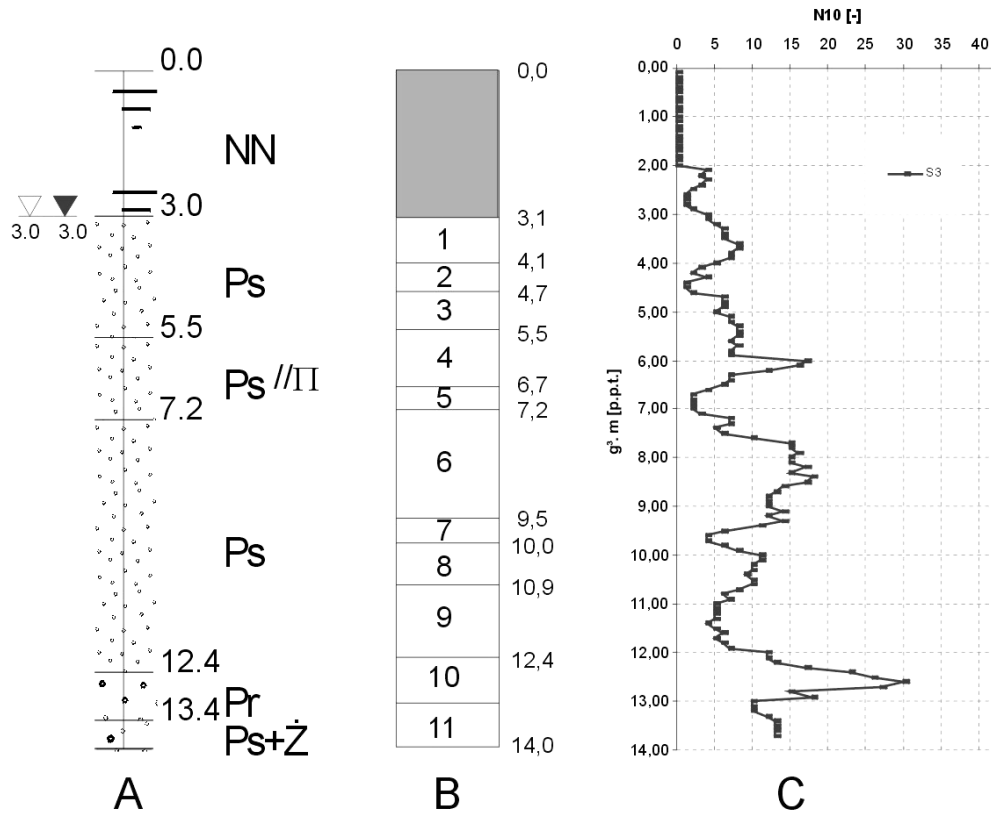
3.2. Statystyczne metody wydzielenia warstw geotechnicznych

Określenie sposobu grupowania w warstwy geotechniczne wyników pomierzonych bezpośrednio w terenie jest istotne, wpływa bowiem na uzyskiwany model geotechniczny. Istotnym zagadnieniem przy określaniu warstw geotechnicznych w podłożu jest rozdzielczość ich wydzielenia, która powinna być uzależniona od rodzaju projektowanej konstrukcji. Dla wielu prostych budowli może wystarczyć uśredniona wartość dla całej warstwy piasków występującej w podłożu, dla budowli złożonych lub pewnych sposobów posadowienia może być konieczne uwzględnianie warstw nawet o niewielkiej miąższości. Podanie jednej metody grupowania danych bez uwzględnienia typu projektowanej konstrukcji nie jest poprawne. Rozdzielczość wydzielenia warstw musi uwzględniać typ projektowanej konstrukcji, a podstawą ich wydzielenia powinna być geneza. W przypadku gruntu o jednakowej granulacji i genezie można dokonać prób opracowania takiej metody.

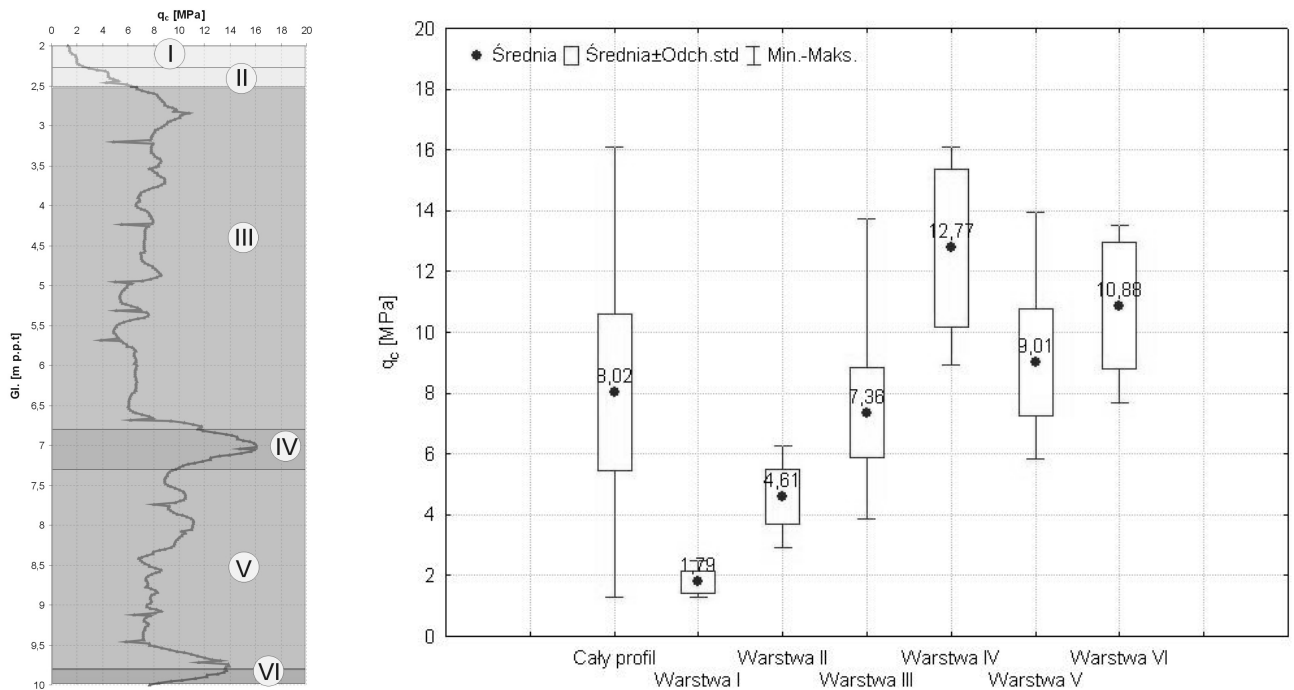
Najczęściej w praktyce stosowaną metodą grupowania danych uzyskanych z sondowań jest metoda „optyczna”, z podaniem wartości średniej arytmetycznej dla wydzielonej warstwy. Średnia arytmetyczna jest jednak „wrażliwa” na wartości odstające lub ekstremalne, które w pierwszym etapie analizy należy wyeliminować, zwłaszcza w przypadku małych zbiorów danych. W przypadku pakietu piaszczystego notuje się dwie tendencje: ujmowanie piasków w jedną warstwę lub – częściej wydzielenie warstw geotechnicznych ściśle według wyników sondowania (rys. 7). Podwyższone wartości N_{10} , związane z przewarstwieniami grubszej frakcji powodują powszechne wydzielenie dużej liczby warstw geotechnicznych. W przykładowej dokumentacji źródłowej 14 metrowy profil został podzielony na 11 (!) warstw geotechnicznych o I_D od 0,42 do 0,82.

Znane są poglądy, że wyjściowy model podłoża składa się z tylu warstw ile jest różnych od siebie pomiarów i odzwierciedla on najdokładniej rzeczywistość (Młynarek i in., 2005). Wyniki wymagają jednak przefiltrowania i pogrupowania uzyskanych danych. Grupowanie wyników może być (i często jest) przeprowadzone makroskopowo metodą „na oko”, polegającą na grupowaniu podobnych wyników. Metoda ta jest obciążona subiektywizmem osoby wykonującej badanie i wymaga dużego doświadczenia. Narzędziem wspomagającym są więc metody statystyczne, czy też sieci neuronowe.

Wydzielenie warstw geotechnicznych z zastosowaniem metod statystycznych (rys. 8) zapewnia powtarzalność ich wydzielenia. Metoda „na oko” nie jest powtarzalna, gdyż nawet ta sama osoba może



Rys. 7. Rzeczywisty przykład wydzielenia warstw geotechnicznych w oparciu o wyniki sondowania dynamicznego w piaskach: A – profil litologiczny z wiercenia, B – podział na warstwy według dokumentacji źródłowej, C – profil sondowania dynamicznego



Rys. 8. Przykład podziału profilu sondowania CPTU na warstwy w oparciu o metody statystyczne (tu z uwzględnieniem wartości odchylenia standardowego) wraz z porównaniem statystyk opisowych dla całego profilu sondowania oraz wydzielonych warstw

zinterpretować profil za każdym razem w inny sposób. Zwłaszcza w przypadku sondowania CPTU, które daje niemalże ciągły profil, postawienie granicy jest bardzo trudne. Niewątpliwie zasadniczym krokiem dla każdej z metod jest eliminacja wartości ekstremalnych i odstających oraz cienkich warstw, z określeniem minimalnej miąższości wydzielen w zależności od sztywności projektowanego układu lub łączenie w większe zespoły w oparciu o wybrane kryteria (na przykład zmienność parametru geotechnicznego) z uwzględnieniem konstrukcji obiektu czy sposobu posadowienia. Z punktu widzenia przydatności, zasadnicze wydaje się zastosowanie tylko tych metod które są możliwe do stosowania w praktyce. W przedstawionym poniżej przykładzie przyjęto dopuszczalną wartość odchylenia standardowego w granicach 20% wartości średniej arytmetycznej zbioru danych.

3.3. Kryteria tworzenia modelu geotechnicznego

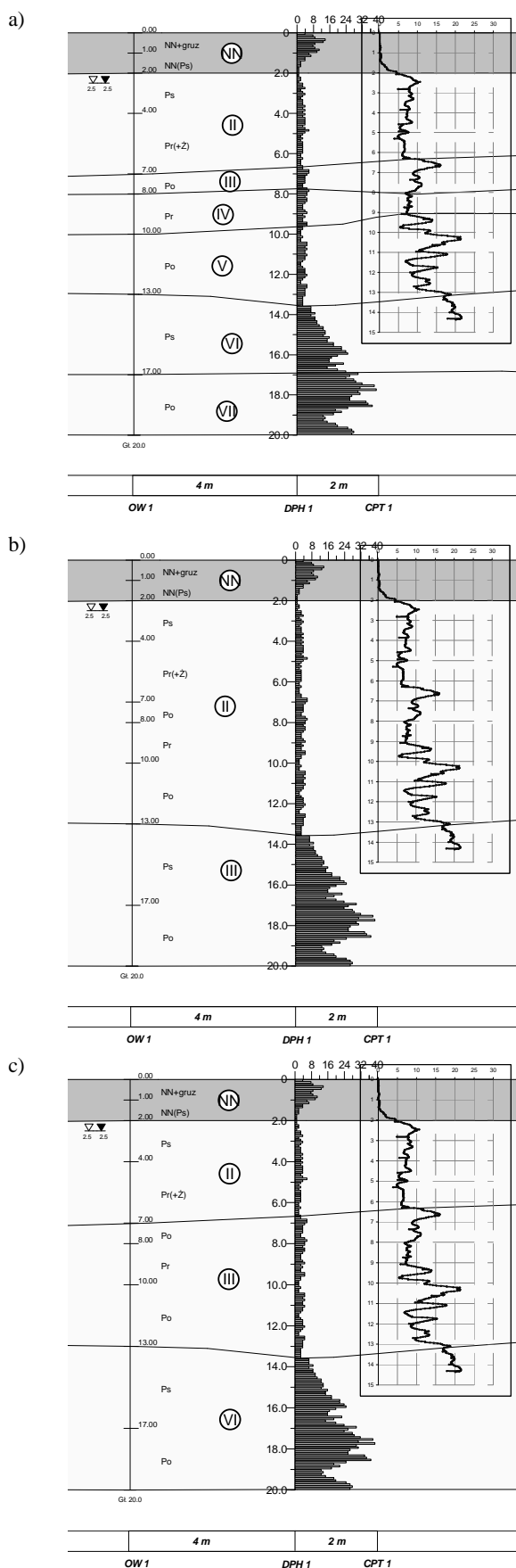
Metody statystyczne i matematyczne nie uwzględniają warunków współpracy obiektu z podłożem. Metody te pozwalają stworzyć powtarzalny model wyjściowy do dalszej generalizacji w oparciu o założone kryterium, które należy dobierać w zależności od rodzaju projektowanego obiektu, rodzaju obciążeń, sposobu posadowienia, itp. W przypadku podłoża zbudowanego z piasków, podziału na warstwy proponuje się dokonywać w oparciu o trzy zasadnicze kryteria, których istotność zależy od rodzaju rozpatrywanej konstrukcji:

- kryterium uziarnienia, istotne w przypadku obiektów o dużych obciążeniach, zwłaszcza dynamicznych oraz w przypadku fundamentów palowych, ze względu na istotność parametrów nośności (rys. 9a);
- kryterium zagęszczenia, istotne w każdym przypadku posadowienia bezpośredniego (rys. 9b);
- kryterium sztywności, istotne w przypadku obiektów wrażliwych na nierównomierne osiadania, ścian szczelinowych oraz w sąsiedztwie innych obiektów (rys. 9c).

Stosując powyższe kryteria opracowano trzy przekroje geotechniczne (rys. 9), uzyskując od 2 (przy zastosowaniu kryterium zagęszczenia) do 6 (przy zastosowaniu kryterium uziarnienia) warstw geotechnicznych.

Dobór odpowiedniego kryterium musi uwzględniać rodzaj projektowanej konstrukcji i sposób posadowienia, a w ustalaniu modelu należy zawsze określić, jakie kryterium przyjęto i uzasadnić wybór.

Modelem geotechnicznym jest jednak schemat zawierający charakterystykę podłoża (układ warstw opisanych jedną wartością parametru geotechnicznego, uwzględniającą takie czynniki jak: zmienność charakteryzowanego ośrodka, niepewności pomiarów, dokładność rozpoznania) oraz geometrycznie zdefiniowany układ oddziaływań na podłożu od obiektu. Wyniki niektórych obliczeń inżynierskich (na przykład nośności) zależą od ustalonych wydzielen, a jeszcze większą rolę podział na warstwy spełnia przy



Rys. 9. Przekroje geotechniczne opracowane w oparciu o trzy kryteria: a) kryterium uziarnienia, b) kryterium zagęszczenia, c) kryterium sztywności

rozwiązywaniu na przykład problemów wzmocnienia podłoża. Podział sugeruje głębokość wzmocnień, przyjęcie długości pali czy innych metod zabezpieczeń. Ponieważ jest to sfera zagadnień subiektywnych uzyskiwane są różne rozwiązania. Dążenie do minimalizacji ryzyka i obiektywizacji rozwiązań geotechnicznych powoduje, że w przyszłości można spodziewać się opracowania algorytmów, które prowadzić będą do bardziej jednoznacznych rozwiązań inżynierskich.

Tymczasem w celu optymalizacji posadowienia, przy możliwie jak największym wykorzystaniu właściwości podłoża, niezbędny jest dobór metody badawczej dostosowanej do zakresu odkształceń projektowanej konstrukcji. Lepsze, dokładniejsze badania dostosowane do zakresu obciążeń i zachowania obiektu pozwalają na wybór właściwszego, tańszego rozwiązania posadowienia. Dziś różnice w rozwiązaniach są znaczne, co potwierdził eksperyment grupy zaangażowanej w tworzenie Eurokodu 7, kiedy opracowano zestaw zadań geotechnicznych do rozwiązania przez zespoły poszczególnych krajów Unii Europejskiej. W żadnym z zadań nie uzyskano identycznego rozwiązania.

4. Podsumowanie

W artykule zaprezentowano możliwości obiektywizacji wydzielenia warstw geotechnicznych w piaskach rzecznych z zastosowaniem metod statystycznych – w pewnym stopniu zautomatyzowanych oraz metod subiektywnych, opartych o wybrane kryteria. Na podstawie analizy możliwości ich praktycznego zastosowania stwierdzono, że metody oparte na zautomatyzowanych algorytmach (na przykład sieci neuronowe) są zbyt złożone do stosowania w praktyce. Zaproponowano trzy kryteria podziału na warstwy geotechniczne: kryterium uziarnienia, zagęszczenia i sztywności.

Zadawające rozwiązania projektowe wymagają pełnej współpracy geologa inżynierskiego, geotechnika i projektanta na każdym etapie projektowania geotechnicznego. Pozwala to zminimalizować ilość błędów na etapie programowania badań (znajomość stopnia złożoności warunków gruntowych), wyboru korelacji (zależności regionalne) oraz ustalenia wartości charakterystycznej z uwzględnieniem zmienności ośrodka.

Literatura

- Allen J. R. L. (1977). Fizyczne procesy sedymentacji. PWN, Warszawa.
- Baecher G. B., Christian J. T. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. Wiley, Chichester.
- Bażyński J., Frankowski Z. (1985). Natural compaction of sands as a function of their genesis. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, No. 32, 3-10.
- Biernatowski K. (1984). Kryteria statystyczne charakterystyki geotechnicznej podłoża gruntowego. W: *materiały Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania*, Poznań, 139-144.
- Borowczyk M., Frankowski Z. (1981). An improvement in dynamic and static sounding results interpretation. W: *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, 2.
- Falkowski T., Górka M. (2009). Struktury sedymentacyjne współczesnych osadów rzecznych i ich przydatność w projektach zagospodarowania dolin na Niżu Polskim. *Nauka Przyroda Technologie*, t. 3, z. 3, 1-8.
- Giżyński T. (1999). Określanie parametrów geotechnicznych gruntów niespoistych na podstawie sondowań sondą dynamiczną ciężką SD-50. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 1/1999, 21-27.
- Giżyński T., Zadroga B. (2001). Zastosowanie sondowań dynamicznych do oceny nośności niespoistego podłoża gruntowego obciążonego fundamentem bezpośrednim lub na palach. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 2/2001, 76-82.
- Huber M., Moellmann A., Bardossy A., Vermeer P. A. (2009). Contributions to probabilistic soil modelling. W: *Proc. of the 7th International Probabilistic Workshop*, Delft, 1-12. Science Society of America Journal, Vol. 69, s: 1-14.
- Jaksa M. B., Yeong K., S., Wong K. T., Lee S. L. (2004). Horizontal spatial variability of elastic modulus in sand from the dilatometer. W: *Proc. of 9th Australia New Zealand Conference on Geomechanics*, Auckland, 289-294.
- Lee I. K., White W., Ingles O. G. (1983). Geotechnical Engineering. Pitman, Boston-London-Melbourne-Toronto.
- Lunne T., Christophersen H. P. (1983). Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. W: *Proc. of the Offshore Technology Conference*, Richardson, Paper No. 4464.
- Lunne T., Robertson P. K., Powell J. J. M. (1997). Cone penetration testing in geotechnical practice. *Blackie Academic & Professional*.
- Meyerhoff G. G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. W: *Proc. of the 11th Terzaghi Lecture, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 102 (GT3), 197-228.
- Młynarek Z., Tschuschke W., Wierzbicki J., Wołyński W. (2005). Wykorzystanie statystycznej analizy danych do wydzielenia geotechnicznych warstw podłoża budowlanego. *Geoinżynieria i Tunelowanie*, Vol. 2., No. 5, 14-17.
- Ovesen N. K. (1995). Eurocode 7 for geotechnical design. W: *Proceedings of Bengt V. Broms Symposium on Geotechnical Engineering*, Singapore, 1.
- Priebe-Piechowska M. (1993). Rozkład uziarnienia a ściśliwość piasków. W: *Mat. Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania*, Warszawa 1993, Tom II, 177-181.
- Przewłócki J. (1998). Losowość w wybranych zagadnieniach mechaniki gruntów. Biblioteka Naukowa Hydrotechnika nr 25, *Instytut Budownictwa Wodnego PAN*.
- Robertson P. K., Campanella R. G. (1983). Interpretation of cone penetrometer test: Part I: Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 4, 718-733.
- Samui P., Sitharam T. G. (2010). Site Characterization Model Using Artificial Neural Network and Kriging. *International Journal Of Geomechanics*, 9/10, 171-180.
- Sawicki A. (2003). O modelowaniu ośrodków rozdrobnionych. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 3-4/2003, 184-190
- Schmertmann J. H. (1978). Guidelines for cone penetration test, performance and design. *US Federal Highway Administration*, Report FHWA-TS-78-209, 145.

- Schneider H. R. (1997). Definition and determination of characteristic soil properties. W: *Proc. of 14th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Vol. IV, 2271-2274.
- Senneset K., Janbu N. (1985). Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests. *Strength Testing of Marine Sediments; Laboratory and In Situ Measurements*. Symposium, San Diego, 1984, *ASTM Special technical publication*, STP 883, 41-54.
- Shahin M. A., Jaksa M. B., Maier H. R. (2001). Artificial neural network applications in geotechnical engineering. *Australian Geomechanics*, 1, 49:62
- Stenzel G., Melzer K. J. (1978). Bodenuntersuchungen durch Sondierungen nach DIN 4094. *Tiefbau-Ingenieurbau-Strassenbau*, 3-4 (20), 155-160, 240-244.
- Sokołowska M. (2010). Zmienność stopnia zagęszczenia w profilach aluwii na przykładzie doliny Sierpicy. *Prace Instytutu Techniki Budowlanej – Kwartalnik*, nr 4 (156), 3-13.
- Sokołowska M. (2011). Ocena właściwości geotechnicznych gruntów aluwialnych jako podłoża budowlanego. Praca doktorska, *Archiwum ITB*.
- Sulewska M. J. (2009). Sztuczne sieci neuronowe do interpretacji wyników kontroli zagęszczenia gruntów. *Inżynieria i Budownictwo*, 3/2009, 166-168.
- Uzielli M. (2008). Statistical analysis of geotechnical data. W: Huang A., Mayne P. W. *Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, 173-193.
- Wysokiński L. (2007). Dokładność dokumentowania geotechnicznego. *Geologos*, 11, 311-320.
- Yoon G. L., Yoon Y. W., Kim H. Y. (2010). Determination of geotechnical characteristic values of marine clay. *Georisk*, Vol. 4, No 1, 51-61.

GEOTECHNICAL SUBSOIL MODEL IN ALUVIAL SANDS

Abstract: Sands are considered as a good material for foundation purposes but construction sites located in river valleys require detailed site recognition. Young deposits of Holocene age are characterised by wide spatial variability of compaction. In practice, there are no strict criteria of geotechnical layers determination. Recently, the geotechnical layers has been distinguished on the basis of lithology recorded in drillings and laboratory tests of particle size distribution. Now due to common usage of different penetrometers for site characterization the large number of data is obtained. The records are often automatic and the frequency is very high (1-2 cm). This is why the data obtained from the penetrometer should be analysed and put into groups. The chosen system of data clustering has a significant influence on geotechnical model. In the article three criteria of geotechnical layer determination are given. Their significance depends on the type of the construction and foundation design: graining, compaction and stiffness.

Artykuł powstał w oparciu o wyniki badań własnych w ramach pracy doktorskiej „Ocena właściwości geotechnicznych gruntów aluwialnych jako podłoża budowlanego”, opracowanej w Instytucie Techniki Budowlanej pod kierunkiem naukowym prof. dr. hab. inż. Lecha Wysokińskiego.