

DWA PRZYKŁADY OCENY OSIADAŃ BUDOWLI Z WYKORZYSTANIEM BADAŃ DYLATOMETRYCZNYCH (DMT)

Simon Rabarijoely✉

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie, Warszawa

STRESZCZENIE

W artykule przedstawiono dwa przykłady budowli, jednej o konstrukcji wiotkiej (nasyt) i drugiej o konstrukcji sztywnej (fundament budynku). W przypadku nasypu w podłożu występują grunty słabonośne (namuły organiczne), a w podłożu fundamentu grunty sztywne (iły). Parametry geotechniczne w obu przypadkach określono na podstawie interpretacji badań dylatometrycznych (DMT). Do określenia parametrów obliczeniowych zastosowano klasyczną analizę statystyczną oraz analizę z wykorzystaniem podejścia Bayesa. Oba podejścia są możliwe do wykorzystania w programie obliczeniowym opracowanym w ramach projektu badawczego NCN (N N506 432436). Program ten i jego zastosowanie w określaniu parametrów charakterystycznych gruntów występujących w podłożu nasypu i fundamentu opisano w artykule. Efektem obliczeń osiadań nasypu i fundamentu oraz ich walidacji jest propozycja nowej zależności empirycznej do określania modułu ściśliwości, wskaźnika ściśliwości pierwotnej i wtórnej z badania dylatometrem Marchettiego (DMT). Proponowane zależności umożliwiają wykorzystanie badań DMT w projektowaniu geotechnicznym w większym niż dotychczas zakresie. Poza tym zależności te są bardziej odpowiednie dla warunków występujących w Polsce.

Słowa kluczowe: grunty organiczne i spoiste, badanie dylatometryczne, parametry odkształceniowe, zapora ziemna, fundament bezpośredni

WSTĘP

Projektowanie geotechniczne budowli w Polsce, od 2010 roku według normy europejskiej Eurokodu 7 polega na sprawdzeniu dwóch stanów granicznych, stanu granicznego nośności (ULS) i stanu granicznego użyteczności (SLS). Znaczenie tych stanów do zaprojektowania bezpiecznych budowli zależy m.in. od warunków geotechnicznych w podłożu gruntowym (grunty słabonośne i grunty nośne) i sztywności projektowanej budowli. W normie Eurokod 7 dużo większa uwaga została zwrócona na stany ULS niż na SLS. W zasadzie nie podano w Eurokodzie 7 jednoznacznie zaleceń do oceny stanów SLS, w tym także do oceny osiadania podłoża. Sytuację w Polsce komplikuje

jeszcze bardziej dotychczasowa praktyka obliczeń osiadań podłoża gruntowego różniąca się od praktyki w zachodnich państwach UE i w USA. Warunki stanów granicznych uwzględniają możliwość powstania odkształceń zależnie od zachowania się budowli, np. w przypadku nasypu dopuszczalne wartości osiadań na ogół są większe niż w przypadku stopy fundamentowej.

METODYKA I TRADYCYJNA INTERPRETACJA WYNIKÓW BADAŃ DMT

Zarówno w podłożu pod zaporą w Nieliszu, i jak w podłożu pod budynkiem B37 SGGW przeprowadzono w sumie 28 badań DMT do głębokości 10–15 m. Badanie dylatometryczne polega na pomiarach, na

✉simon_rabarijoely@sggw.pl

wybranych głębokościach podłoża, ciśnienia gazu działającego na membranę łopatki dylatometru. Podczas badań wykonywano pomiary dwóch ciśnień (A i B), które wymuszają przemieszczenie środka membrany o 0,05 mm do kontaktu z gruntem (odczyt A) i wychylenie środka membrany w kierunku gruntu o około 1,05 mm (odczyt B). Wartości odczytów A i B poprawiano ze względu na sztywność membrany; poprawione wartości ciśnień oznaczono odpowiednio p_0 i p_1 . Ciśnienia te oraz wartość składowej pionowej efektywnego naprężenia (σ'_{vo}) i ciśnienie hydrostatyczne stosowano do wyznaczenia wskaźników dylatometrycznych: materiałowego (I_D), naprężenia bocznego (K_D), a także modułu dylatometrycznego (E_D), wykorzystując wzory:

$$I_D = f(A, B, u_o) = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_o} \quad (1)$$

$$K_D = f(A, u_o, \sigma'_{vo}, B) = \frac{p_0 - u_o}{\sigma'_{vo}} \quad (2)$$

$$E_D = f(A, B) = 34,7(p_1 - p_0) \quad (3)$$

W dotychczasowej praktyce badania dylatometryczne (DMT) rzadko wykorzystywano do rozpoznania rodzaju gruntów występujących w badanym podłożu. Marchetti, przedstawiając w 1980 roku innowacyjne urządzenie badawcze, zaproponował podział

gruntów zależnie od wartości wskaźnika materiałowego – I_D (tab. 1). Modyfikacja sondy DMT w latach 1988, 1997, 1998, 1999 i 2008 (Hepton, 1988; Martin i Mayne, 1997, 1998; Mayne, Schneider i Martin 1999; Marchetti, Monaco, Totani i Marchetti, 2008) polegająca na zainstalowaniu modułu sejsmicznego umożliwiła dodatkowo wyznaczanie w badanym podłożu rozkładu prędkości fali poprzecznej. Cruz w 2009 roku wykazał, że zależność między I_D , U_D i G_0/E_D zwiększa dokładność identyfikacji gruntów z pomiarów SDMT (Cruz, 2009). Z badań przeprowadzonych przez Cruz i innych (Cruz, Devincenzi i Viana da Fonseca, 2006; Cruz, 2010) wynika, że interpretując pomiary SDMT, można uzyskać dobrą zgodność z rozpoznaniem gruntu do celów inżynierskich, prowadzonym zarówno makroskopowo, jak i metodami laboratoryjnymi.

W 1981 roku Marchetti i Crapps opracowali nomogram, który w nowy sposób klasyfikował grunty zależnie od wskaźnika materiałowego (I_D) i modułu dylatometrycznego (E_D). Nomogram został opracowany głównie na podstawie wyników badań gruntów mineralnych, który można także wykorzystać do określenia stanu zagęszczenia gruntów piaszczystych i stanu plastyczności gruntów spoistych oraz ciężarów objętościowych gruntów.

Lacasse i Lunne (1979), Młynarek, Tschuschke, Lunne i Sanglerat (1993), Młynarek, Młynarek, Wierzbicki i Long (2008), Bałachowski (2006), Młynarek (2007) prowadzili badania, których celem było

Tabela 1. Klasyfikacja gruntów na podstawie wskaźnika materiałowego – I_D (Marchetti, 1980)

Table 1. Soil classification based on the material index – I_D (Marchetti, 1980)

Rodzaj gruntu – Soil type	Wskaźnik materiałowy (I_D) Material index	
torf / ił wrażliwy peat / sensitive clays	< 0,10	
Grunty organiczne i spoiste Organic and cohesive soils	ił – clay	0,10–0,35
	ił pylasty – silty clay	0,35–0,60
	glina pylasta – clayey silt	0,60–0,90
	pył – silt	0,90–1,20
pył piaszczysty – sandy silt	1,20–1,80	
Grunty niespoiste Non-cohesive soils	piasek pylasty – silty sand	1,80–3,30
	piasek – sand	>3,30

określenie rodzaju gruntów na podstawie badań dylatometrycznych. Wymienieni badacze stwierdzili, że w interpretacji badań dylatometrycznych oprócz wskaźnika materiałowego (I_D) i modułu dylatometrycznego (E_D) należy uwzględnić współczynnik prekonsolidacji (OCR).

WARTOŚCI CHARAKTERYSTYCZNE

Zgodnie z Eurokodem 7 wartościami charakterystycznymi mogą być oddziaływania geotechniczne, właściwości materiałowe, nazywane parametrami geotechnicznymi i dane geometryczne. W normie PN-EN 1997:1 podano, że „charakterystyczną wartość parametru geotechnicznego należy wybrać jako ostrożne oszacowanie wartości decydującej o wystąpieniu stanu granicznego”. Dodano również, że „jeśli stosowane są metody statystyczne, to zaleca się wyznaczyć taką wartość charakterystyczną, żeby obliczone prawdopodobieństwo wystąpienia mniej korzystnej wartości, decydującej o powstaniu rozpatrywanego stanu granicznego, nie było większe niż 5%”. Wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych wprowadzono w celu uwzględnienia w doborze parametrów niepewności, których źródłem może być naturalna zmienność, błędy pomiarowe, niepewność statystyczna i niepewność wartości wyprowadzonych parametrów geotechnicznych. Ponadto do czynników wpływających na wartości charakterystyczne parametrów należy włączyć odległość badań od projektowanego obiektu.

Dotychczasowe metody statystyczne wykorzystujące w większości estymację najmniejszych kwadratów przyjmowały dane z badań terenowych i laboratoryjnych jako zamkniętą liczbę zmiennych losowych do określenia wartości oczekiwanych, wariancji i korelacji dla danego wyrażenia jako funkcji zmiennej losowej. Zasadniczą wadą stosowanej do oszacowania parametrów metody najmniejszych kwadratów są trudności w reprezentacji wiedzy o spodziewanych wartościach parametrów, które powinny wynikać z procesu estymacji. Znacznym postęпом w estymacji parametrów, jak wykazują coraz liczniejsze przykłady zastosowań w różnych dziedzinach, może okazać się analiza bayesowska, w której zestaw wyników badań może być powiększony o nowe dane i na tej podstawie określane prawdopodobieństwo wystąpienia zdarzenia. Sposób

szacowania parametrów populacji w podejściu bayesowskim wynika z twierdzenia, które w przypadku zmiennych losowych o ciągłym rozkładzie prawdopodobieństwa może być przedstawione następująco:

$$f(\theta|x) = \frac{f(x|\theta) \cdot f(\theta)}{\int_{\Omega} f(x|\theta) \cdot f(\theta) d\theta} \quad (4)$$

gdzie

$f(\theta)$ jest gęstością prawdopodobieństwa *a priori* parametru θ , natomiast $f(x|\theta)$, zwane funkcją wiarygodności, jest warunkową gęstością wyniku obserwacji przy danej wartości θ . Symbol Ω użyty pod całką oznacza zbiór możliwych wartości szacowanego parametru θ . Lewa strona w równaniu oznacza gęstość aposteriorycznego prawdopodobieństwa parametru θ . Ważną własnością podejścia bayesowskiego jest to, że sekwencyjne modyfikowanie wiedzy na temat rozkładu badanego parametru daje taki sam rezultat, jeśli wszystkie dawki informacji włączy się do wnioskowania naraz, tzn. jeśli pobierane kolejno próby potraktuje się jako jedną dużą próbę. Z tego też wynika, że kolejność dołączania nowych porcji informacji jest dowolna.

CHARAKTERYSTYKA BADANYCH GRUNTÓW

Opis obiektu i charakterystyki zapory czołowej zbiornika wodnego w Nieliszu

Zbiornik wodny w Nieliszu usytuowany jest w dolinie rzek Wieprz i Por, w południowo-zachodniej części województwa lubelskiego. Zbiornik rozmieszczony jest na terenie kilku wsi należących do powiatu zamojskiego; są to: Nielisz, Nawóz, Deszkowie i Kulików.

Zbiornik wodny Nielisz został podzielony na dwie części. Rozróżnia się je ze względu na ich położenie względem rzek. Jedna część leży w dolinie rzeki Wieprz, druga zaś w dolinie rzeki Por. Łączna powierzchnia obydwóch części to 9,5 km², a całkowita pojemność to 19,5 mln m³. Parametry zbiornika w Nieliszu (Spółka Wodno-Ściekowa Wieprz, 1991; Geoproblem, 1992; Bipromel, 1994 i 1997; Geoteko, 1992, 1994 i 1995; Katedra Geotechniki SGGW, 1989; Bortkiewicz i Szmągaj, 1996): normalny poziom piętrzenia NPP = 197,50 m n.p.m.; maksymalny poziom piętrzenia max PP = 198,50 m n.p.m.; minimalny

poziom piętrzenia min PP = 195,00 m n.p.m.; powierzchnia zalewu przy NPP $F_c = 888$ ha; powierzchnia zalewu przy min PP $F_m = 377$ ha

Główną budowlą hydrotechniczną położoną na tym obiekcie jest zapora czołowa (rys. 1). Dodatkowo w celu okresowego piętrzenia wody wybudowano również jaz oraz groblę. Jaz umiejscowiony jest w okolicach prawego przyczółka (rys. 1). Zapora czołowa zbudowana została na terenie wsi Nielisz. Jej łączna długość wynosi 845 m, a maksymalna wysokość 6,5 m. Wysokość piętrzenia dla zapory czołowej to 8,58 m (Katedra Geotechniki, 1989; Spółka Wodno-Ściekowa Wieprz, 1991; Geoproblem, 1992; Bipromel, 1994 i 1997; Geoteko, 1992, 1994 i 1995; Bortkiewicz i Szmagaj, 1996).

Na terenie zbiornika znajdują się niskie holocenijskie tarasy zalewowe. Od tarasów wysokich separuje je krawędź o dużym spadku. Wysokość bezwzględna tarasu zalewowego waha się od 191 do nawet 225,00 m n.p.m. Poniżej przedstawione zostaną szczególne wysokości bezwzględne: taras zalewowy rzeki Wieprz: 191,00–207,00 m n.p.m.; taras zalewowy rzeki Por: 195,00–204,00 m n.p.m.; taras wysoki – maksymalna wysokość 225,00 m n.p.m.

Charakterystyka warunków geotechnicznych

Podstawowym dokumentem określającym warunki posadowienia oraz ich przynależność do kategorii geotechnicznej określa Eurokod 7, a mianowicie EN 1997-1:2008. Stosując podział wyznaczony przez Eurokod, zapórę czołową w Nieliszu można przydzielić do kategorii zagrożenia bezpieczeństwa do trzeciej

kategorii geotechnicznej (Garbulewski, Jabłonowski i Rabarijoely 2007; Rabarijoely, 2008; Rabarijoely, 2012; Rabarijoely, Jabłonowski i Garbulewski, 2013). Ze względu na występowanie gruntów słabonośnych, a także skomplikowane warunki posadowienia oraz obciążenia danej konstrukcji kwalifikuje tego obiektu do tej kategorii. Na terenie posadowienia zapory czołowej występują grunty organiczne oraz spoiste w stanie miękkoplastycznym. Litologia oraz miąższość warstw jest bardzo zróżnicowana. Miąższość utworów holocenijskich w tarasie wynosi od 3 do 5 m, a składa się głównie z pyłów, pyłów piaszczystych, gruntów organicznych oraz piasków pylastych. Głębiej znajduje się trzymetrowa warstwa utworów plejstocenijskich, w skład których wchodzi m.in. glina pylasta, pył oraz pył piaszczysty. Poniżej utworów plejstocenijskich znajdują się już grunty niespoiste wykształcone przez lodowiec.

Właściwości fizyczne gruntu w podłożu omawianego obiektu zostały określone podczas wcześniejszych badań SGGW. Warstwa gruntów słabonośnych ma miąższość od 3 do 5 m; grunt jest lekko prekonsolidowany (Rabarijoely, 2000; Lechowicz, Rabarijoely i Szczypiński, 2004; Rabarijoely i in., 2008). W obiekcie w Nieliszu wydzielono dwie warstwy namulów organicznych. W pierwszej warstwie zawartość części organicznych waha się od 20 do 30% przy wilgotności 120–150% i wyznaczonej granicy płynności 130–150%. Gęstość objętościowa 1,25–1,30 g·cm⁻³, gdy gęstość właściwa osiąga 2,25–2,30 g·cm⁻³. W drugiej warstwie leżącej poniżej stwierdzono 10–20% zawartości części organicznej o wilgotności 105–120% i granicy płynności wynoszącej 110–130%, gęstość objętościowa utworów

a



b



Rys. 1. Zapora czołowa w Nieliszu (a); jaz zapory czołowej zbiornika głównego (b)

Fig. 1. Nielisz dam (a); front of the main reservoir of Nielisz dam (b)

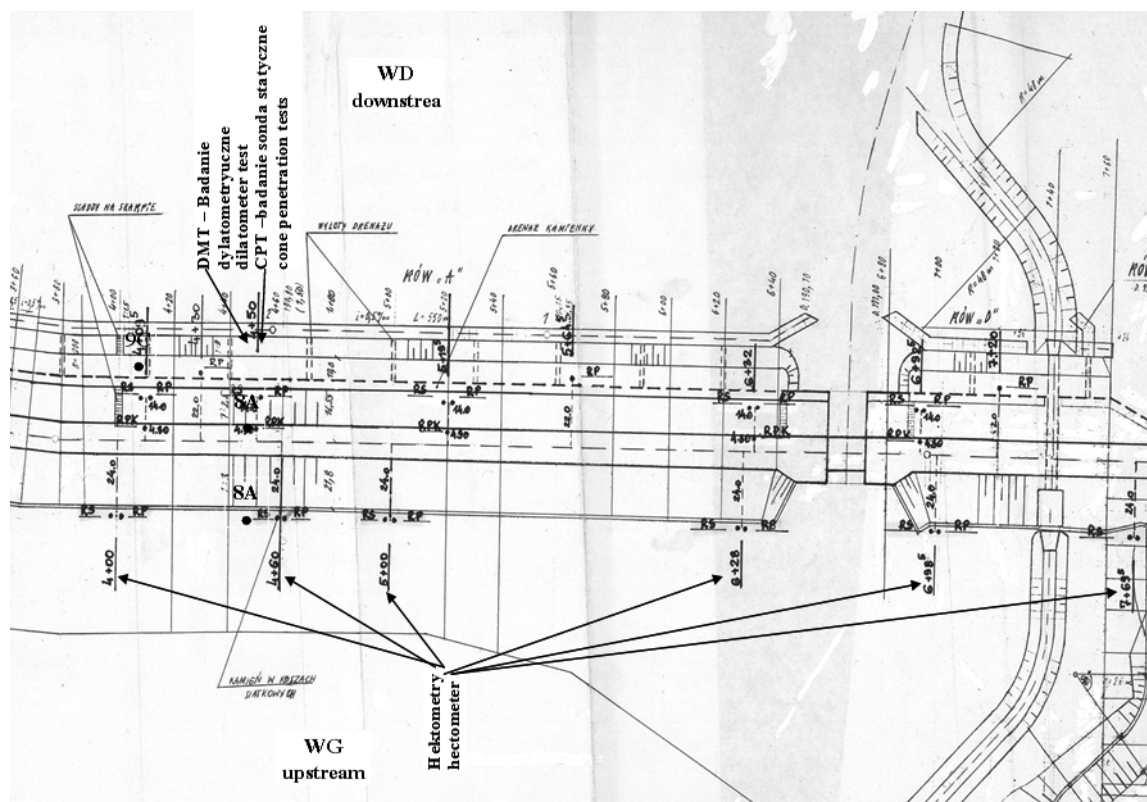
tej warstwy to $1,30\text{--}1,45\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$, a gęstość właściwa osiąga $2,30\text{--}2,40\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$. Warstwy te rozdzielone są serią pyłów piaszczystych.

Wyniki sondowań dylatometrycznych (DMT)

Na podstawie badań geotechnicznych przeprowadzonych przez Katedrę Geoinżynierii SGGW w latach 1992–1996 określone zostały cechy geologiczne podłoża pod zaporą w Nieliszu. Pozwoliło na to interpretacją danych z wierceń, sondowań CPT i DMT oraz PSO (30 i 22 oraz 19 profili, odpowiednio) i kompleksowych badań laboratoryjnych. Analizując dane zebrane w raporcie badań podłoża GIR (ang. *ground investigation report*), w miejscu badania podłoża pod zaporą (rys. 2) stwierdzono pięć warstw geotechnicznych. Sondowania były przeprowadzone na 12 hektometrach (hm 0+70, hm 1+90, hm 3+00, hm 4+10, hm 4+50, hm 5+20, hm 6+00, jaz – hm 6+47, hm 7+00, hm 7+30, hm 8+00). Było one wykonane w trzech

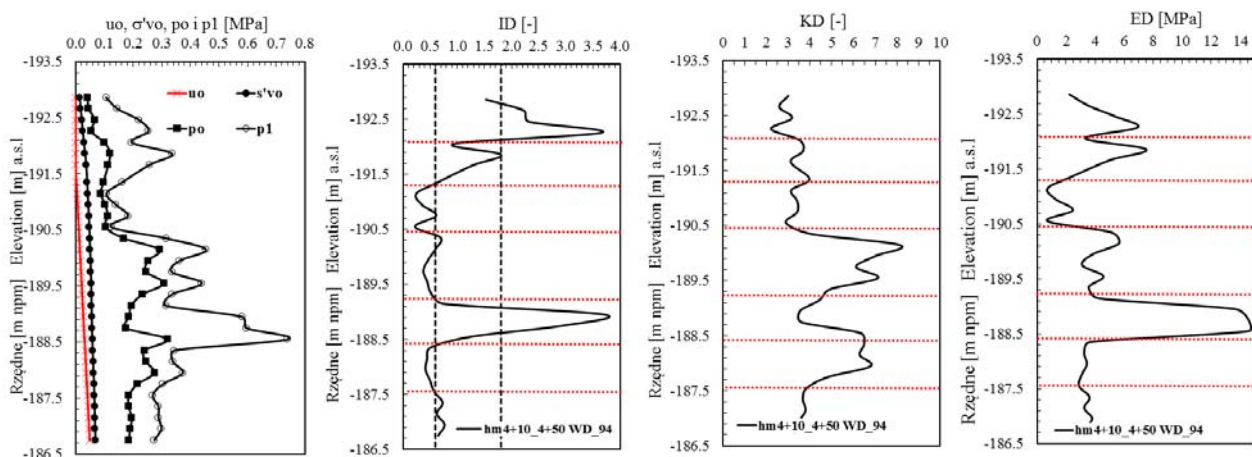
miejscach każdego hektometra (WG – woda górna, K – korona oraz WD – woda dolna). Odległość pomiędzy punktami par sondowań CPT/DMT obok siebie na danym hektometrze wynosi od 20 do 24 m.

Skutkiem wzrostu naprężenia efektywnego ponad początkową wartość naprężenia prekonsolidacji jest zwiększenie oporu stożka do wartości około 1,2 MPa oraz zmniejszenie współczynnika tarcia (R_f). Wyniki badań dylatometrycznych zostały przedstawione w postaci profili pomierzonych wartości wskaźników gruntu: wskaźnika materiałowego (I_D), wskaźnika naprężenia bocznego (K_D) oraz modułu dylatometrycznego (E_D), zaprezentowanych na rysunku 3. Wartości wskaźników dylatometrycznych uzyskanych w profilach badawczych wykonanych poza strefą obciążoną porównane z wartościami otrzymanymi w profilach wykonanych pod nasypem przeciążeniowym wykazują również istotne zmiany wywołane procesem konsolidacji. Skutkiem wzrostu



Rys. 2. Lokalizacja sondowań CPT i DMT wykonanych na rejonie zapory czołowej w Nieliszu (RS – reper ślimakowy, RP – reper powierzchniowy)

Fig. 2. CPT and DMT location soundings performed at the Nielisz site (RS – benchmark screw, RP – benchmark surface)



Rys. 3. Profil ciśnienia wody w porach (u_o), naprężenie geostatyczne efektywne pionowe (σ'_{vo}), ciśnienie p_0 i p_1 oraz wskaźniki dylatometryczne (I_D , K_D i E_D) uzyskane z badań DMT dla podłoża słabonośnego nieobciążonego podłoża zapory Nielisz

Fig. 3. Profile of pore water pressure (u_o), effective vertical geostatic stress (σ'_{vo}), dilatometer pressures p_0 , p_1 and the index parameters I_D , K_D and E_D profiles from dilatometer test at the Nielisz site, natural subsoil (before loading)

naprężenia efektywnego ponad początkową wartość naprężenia prekonsolidacji jest zmniejszenie wskaźnika naprężenia bocznego (K_D) do wartości około 2,0 (wskazującej stan normalnie konsolidowany) i zwiększenie wskaźnika materiałowego (I_D). W wyniku konsolidacji podłoża organicznego moduł dylatometryczny (E_D) uległ kilkukrotnemu zwiększeniu. Na podstawie sondowań CPT i DMT wykonaniu w podłożu zapory można stwierdzić, że wartości wytrzymałości na ścinanie bez odplywu (τ_{fu}) zmienia się w przedziale od 12 do 90 kPa. Pierwszym krokiem po wykonaniu sondowań jest analiza statystyczna zgromadzonych wartości pomierzonych za pomocą sondowań CPT i DMT lub badań laboratoryjnych oraz obserwacji geodezyjnych. Wyniki otrzymane w 1994 roku przedstawiają parametry podłoża pod nasypem obciążającym. W latach 1995 i 1996 powtórnie wykonano badania sondą CPT i DMT po zdjęciu nasypu obciążającego. W artykule analizowane były wszystkie wyniki sondowań CPT i DMT wykonane na zaprze w latach 1992–1996.

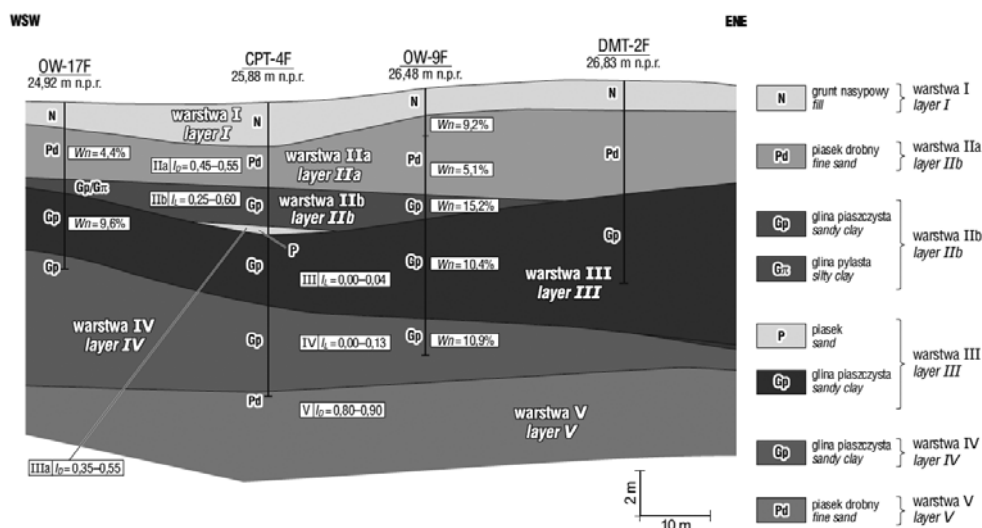
Opis obiektu i charakterystyka kampusu SGGW – budynek B37

Biorąc pod uwagę właściwości fizyczne i mechaniczne gruntów, na terenie kampusu SGGW wydzielono

w podłożu pięć warstw geotechnicznych (rys. 4). Warstwę I tworzą utwory fluwioglacjalne zlodowacenia Warty (fQ_pW) – piaski średnie i drobne, średnio zagęszczone o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,35–0,55$ oraz piaski gliniaste, gliny piaszczyste i pyły w stanie twardoplastycznym o stopniu plastyczności $I_L = 0,15–0,20$. Warstwę II stanowią osady ablacyjne ładolodu zlodowacenia Warty (bQ_pW) – piaski średnie i drobne średnio zagęszczone o $I_D = 0,3–0,5$ oraz gliny piaszczyste (spływowe) i piaski gliniaste w stanie twardoplastycznym o $I_L = 0,0–0,20$ oraz w stanie plastycznym o $I_L = 0,25–0,54$. Warstwa III to brązowa glina glacialna z okresu zlodowacenia Warty (sQ_pW) – gliny piaszczyste w stanie twardoplastycznym o $I_L = 0,0–0,11$. Warstwę IV stanowi szara glina glacialna z okresu zlodowacenia Odry (sQ_pO) – gliny piaszczyste z gładzikami, w stanie twardoplastycznym o $I_L = 0,0–0,12$. Warstwy III i IV są podobne pod względem plastyczności, ale wyraźnie różnią się zawartością frakcji piaskowej. Gliny piaszczyste warstwy III zawierają kilka procent więcej frakcji piaskowej, co łącznie z analizą wyników sondowań CPT i DMT było podstawą rozdzielenia tych warstw w podłożu. Warstwę V stanowią osady rzeczne interglacjalnego mazowieckiego (tQ_pM) – piaski drobne i średnie, w stropie warstwy bardzo zagęszczone

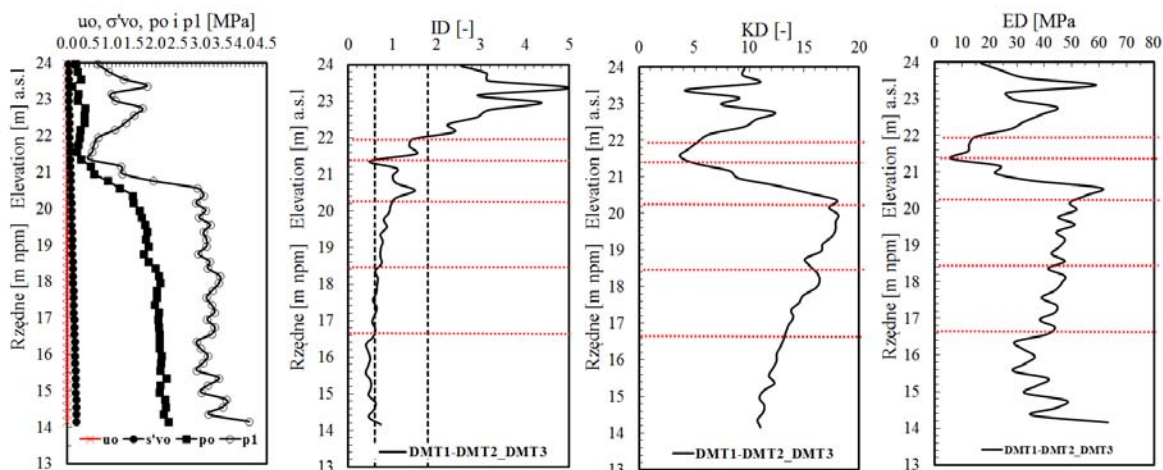
o $I_D = 0,8-0,9$ (rys. 4). Gliny zwałowe o współczynniku prekonsolidacji $OCR = 3-7$ są podobne pod względem plastyczności, ale wyraźnie różnią się zawartością frakcji piaskowej (Katedra Geoinżynierii SGGW, 2000, 2001, 2002).

W podłożu pod budynkiem B37 przeprowadzono trzy badania DMT do głębokości 10–15 m. Wyniki badań dylatometrycznych w postaci rozkładu ciśnienia u_o, σ'_{vo}, p_0 i p_1 w podłożu budynku B37, jak również I_D i K_D oraz E_D przedstawiono na rysunku 5.



Rys. 4. Typowy przekrój geotechniczny kampusu SGGW: w_n – wilgotność naturalna, I_D – stopień zagęszczenia, I_L – stopień plastyczności, m n.p.r. – metrów nad poziomem Wisły (Rabarijoely i in., 2008)

Fig. 4. Typical geotechnical cross section SGGW Campus: w_n – moisture content, I_D – relative density, I_L – liquidity index, m n.p.r. – meters above Vistula river level (Rabarijoely et al., 2008)



Rys. 5. Profil ciśnienia wody w porach (u_o), naprężenie geostaticzne efektywne pionowe (σ'_{vo}), ciśnienie p_0 i p_1 oraz wskaźniki dylatometryczne (I_D , K_D i E_D) uzyskane z badań DMT dla podłoża nieobciążonego – obiekt budynek B37 kampus SGGW

Fig. 5. Profile of water pore pressure (u_o), effective vertical geostatic stress (σ'_{vo}), p_0 , p_1 dilatometer pressure and index parameters I_D , K_D , and E_D profiles from dilatometer test at the SGGW campus building 37

ANALIZA HISTORII NAPRĘŻENIA ORAZ WYZNACZENIE MODUŁU ŚCISLIWOŚCI

Podstawowe grupy gruntów zalegających w podłożu badanego budynku B37 wiążą się z akumulacją lodowcową, wodnolodowcową i rzeczno tworzącą wysoczyznę polodowcową. Jej obecny kształt stanowi wynik działania młodszego z lodolodów środkowopolskich, a także późniejszych procesów akumulacyjnych i erozyjnych. Zalegająca na głębokości 3–4 m p.p.t. warstwa obejmuje brązową glinę glacialną pochodzącą z okresu zlodowacenia Warty. Tworzy ona ciągłą warstwę miąższości 2–3 m, będącą w stanie twardoplastycznym o $I_L = 0,0–0,11$. Poniżej występuje szara glina glacialna z okresu zlodowacenia Odry. Warstwę tę stanowią gliny piaszczyste z gładzikami, w stanie twardoplastycznym o $I_L = 0–0,12$. Tworzą one pas o miąższości od 4 do 5 m.

Budynek B37 posadowiono na silnie prekonsolidowanych gruntach spoistych warstw III i IV. W wyniku działania wody mogą one jednak zmienić swoje właściwości na niekorzyść. Przykładem mogą być wyniki badań dylatometrycznych DMT-1, DMT-2 i DMT-3 przedstawione rysunku 5. Wykorzystując wyniki wcześniej przeprowadzonych badań terenowych i laboratoryjnych, wyznaczono parametry gruntowe warstw III i IV, a także obliczono współczynniki prekonsolidacji (Marchetti, 1980)

$$OCR = (0,5 K_D)^{1,56} \quad (5)$$

Zależność (5) funkcjonuje łącznie z wprowadzonym przez Marchettiego warunkiem $I_D < 1,2$, a stosowanie tego wzoru w przypadku utworów silnie prekonsolidowanych nie daje wiarygodnych wyników. Wynika z tego, że kolejnymi krokami w rozwoju podejmowanej analizy i poszerzenia horyzontu doświadczeń powinno być ukierunkowanie na wprowadzenie odpowiednich współczynników w odniesieniu do gruntów silnie prekonsolidowanych i zastąpienie stosowanych dotychczas, często analizowanych w dostępnej literaturze (Lechowicz i Rabarijoely, 2000; Lechowicz, Rabarijoely, Galas i Kiziewicz, 2011)

$$OCR = 0,6 \cdot K_D^{1,5} \quad (6)$$

Wykorzystując opisywane w literaturze zależności oraz opierając się na przeprowadzonych badaniach dylatometrycznych DMT-1, DMT-2 i DMT-3, określono następujące wartości naprężeń: naprężenia prekonsolidacji σ'_p , geostatycznego σ'_{vo} i naprężenia od nakładu $\sigma_{vf} = \sigma'_{vo} + \sigma_{zq}$, wskaźnik materiałowy I_D , profil sumowany E_D oraz moduł dylatometryczny M_{DMT} (rys. 5). W warstwie III otrzymano następujące przedziały wartości naprężenia prekonsolidacji: w przypadku DMT-1 od około 0,5 do 1,0 MPa, DMT-2 od 0,1 do 0,65 MPa, DMT-3 od 0,35 do 1,3 MPa. Natomiast w warstwie IV uzyskano w przypadku DMT-1 od 0,5 do 0,7 MPa, DMT-2 około 0,1 MPa, DMT-3 od 0,35 do 0,65 MPa. Na podstawie wykresów sumowanych wartości modułu dylatometrycznego E_D wydzielono dwie warstwy geotechniczne: warstwę III (brązową glinę zwałową) i warstwę IV (szarą glinę zwałową). Widoczne jest jednak wyraźne zróżnicowanie wewnątrz tych dwóch warstw (rys. 5).

Korzystając z zależności empirycznych (Marchetti, 1980), wyznaczono edometryczny moduł ściśliwości glin zwałowych brązowej i szarej z uwzględnieniem wydzielonych podwarstw (rys. 5)

$$M = R_M E_D \quad (7)$$

gdzie:

$$R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D \quad (8)$$

Jeżeli $R_M < 0,85$, to należy przyjąć, że $R_M = 0,85$. Ponadto do wyznaczenia współczynnika R_M w przypadku glin zwałowych, na podstawie badań dylatometrycznych, wykorzystano zależność

$$R_M = 0,14 + 0,36 \left(\frac{I_D - 0,6}{2,4} \right) + \left[2,5 - \left(0,14 + 0,36 \frac{I_D - 0,6}{2,4} \right) \right] \log(K_D) \quad (9)$$

Zespół profesora Młynarka w latach 2013 i 2015 wykazał, że istnieje silny związek między wartościami modułów $M_{(CPTU)}$ uzyskanymi z sondowań CPTU a wartościami $M_{(DMT)}$ z sondowań dylatometrycznych dla gruntów lessowych i organicznych. Wynikiem tego opracowania jest propozycja zależności do

wyznaczenia modułów (Młynarek, Wierzbicki i Stefaniak, 2013; Młynarek, Wierzbicki i Mańka, 2015).

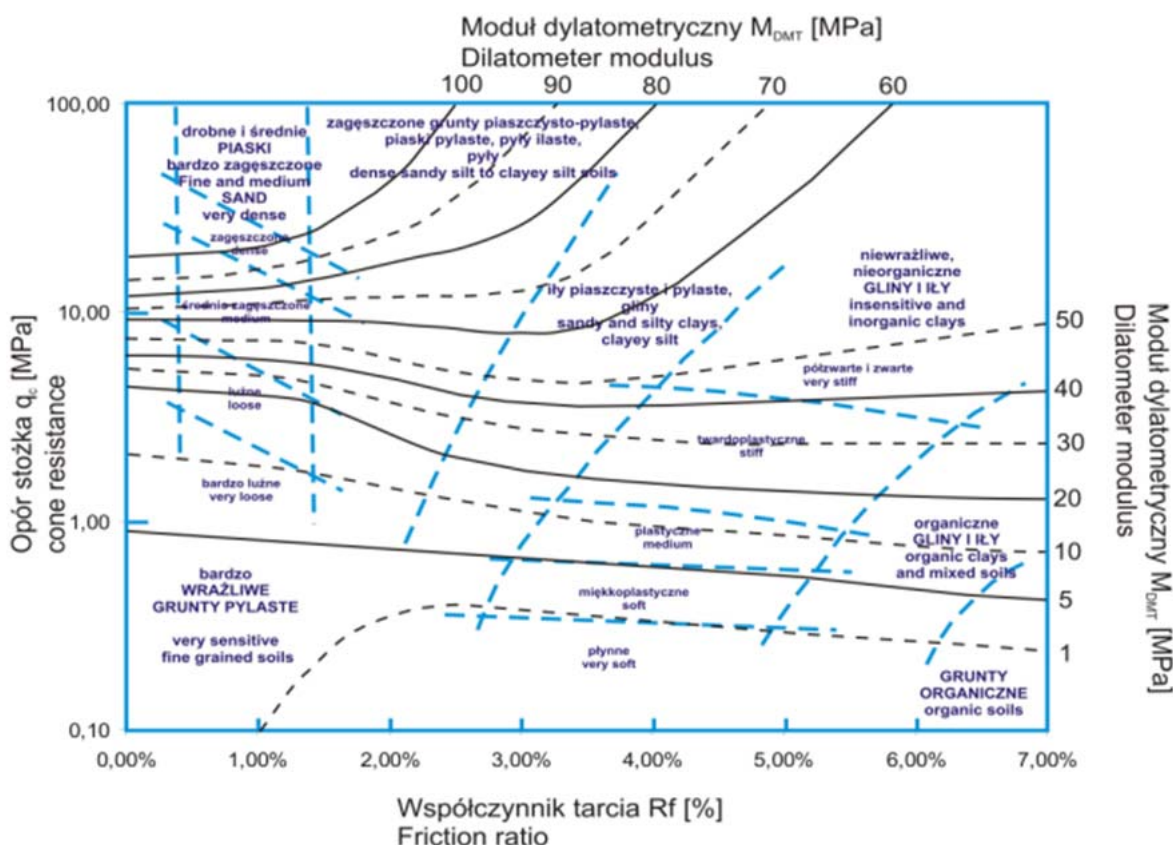
$$M^{DMT} = 0,021 M_{CPTU}^2 + 0,7 M_{CPTU} \quad (10)$$

Zespół profesora Wysokińskiego w 2009 roku stwierdził, że przyjęcie modułu dylatometrycznego jako wartości odniesienia (pomiar bezpośredni parametru) pozwala kalibrować wyniki sondowań CPT/CPTU (q_c i R_f) na wartości modułów. Na podstawie przeprowadzonego zestawienia na tle wykresu klasyfikacyjnego Schmertmanna i Asce'ego (1986) nałożone zostały wyinterpolowane przebiegi modułu odkształcenia uzyskane z badań DMT (rys. 6). Odczytane wartości modułów dotyczą przedziału naprężeń wykona-

nych badań *in situ* – 10–25 m p.p.t. (typowy zakres dla obiektów drugiej kategorii). Analizując wyniki podane w tabeli 3 załącznika D normy PN-EN w stosunku do wartości na nomogramie, należy stwierdzić, że wartości podane w tablicy są bardzo ostrożne.

W 1997 roku Lechowicz i Rabarijoely zaproponowali nowe zależności do oceny wskaźników C_c i C_r dla gruntów organicznych (torf amorficzny, torf średnio rozłożony, gytie wapienne, namuł organiczny). Porównanie danych dylatometru z wynikami badań edometrycznych wskazuje, że zależność między wskaźnikiem ściśliwości (C_c) a wskaźnikiem materiałowym (I_D) można wyrazić w postaci:

$$C_c = a \cdot I_D^m \quad (11)$$



Rys. 6. Nomogram do ustalenia wartości modułów ustalonych na podstawie sondowań statystycznych według Wysokińskiego, Godlewskiego i Wszędyrówny-Nast (2009)

Fig. 6. A nomogram for determination of constrained modulus based on static sounding according to Wysokińskiego Godlewskiego and Wszędyrówny-Nast (2009)

Uzyskane wartości współczynników empirycznych a i m dla amorficznego torfu, torfu średniego rozłożonego, gytii wapiennej, namułu organicznego wynoszą odpowiednio 1,8; 0,8; 0,7; 0,6 i –0,30; 0,15; –0,20; –0,15.

Analiza wyników badań wskazuje, że wskaźnik ścisłości wtórnej (C_r) można obliczyć ze współzależności C_r/C_c i wskaźnika naprężenia bocznego (K_D):

$$\frac{C_c}{C_r} = b \cdot K_D^n \quad (12)$$

Dla badanych gruntów organicznych wartości współczynników empirycznych wynoszą $b = 0,27$, a $n = 1,9$.

PROPOZYCJA NOWEJ ZALEŻNOŚCI EMPIRYCZNEJ DO OKREŚLANIA MODUŁU ŚCISŁIWOŚCI, WSKAŹNIKA ŚCISŁIWOŚCI PIERWOTNEJ I WTÓRNEJ Z DYLATOMETRU MARCHETTIEGO

W tym artykule zaproponowano zależności do określania wskaźnika ścisłości pierwotnej (C_c) dla wybranych gruntów mineralnych (glina piaszczysta) i organicznych (torf, gytia, namuł i namuł organiczny) uwzględnia w niej dodatkowy wpływ wartości naprężenia geostatycznego pionowego (σ'_{vo}) dla parametru C_c . Postaci tych wzorów są przedstawione w poniższych zależnościach:

– grunty organiczne ($I_D < 0,1$ oraz $E_D \leq 1,2$ MPa):

$$C_c = -1,33 \cdot I_D \cdot \log \sigma'_{vo} \quad (13)$$

gdzie:

σ'_{vo} – naprężenie geostatyczne pionowe wyrażone w MPa

– grunty spoiste ($0,1 < I_D < 1,8$ oraz $E_D \geq 1,2$ MPa):

$$C_c = -0,33 \cdot I_D \cdot \log \sigma'_{vo} \quad (14)$$

– grunty niespoiste ($I_D > 1,8$ oraz $E_D \geq 1,2$ MPa)

$$C_c = -0,0133 \cdot I_D \cdot \log \sigma'_{vo} \quad (15)$$

Natomiast w przypadku wskaźnika ścisłości wtórnej do określania tego parametru dokonano następujących kilku kroków dla organicznych i spoistych gruntów.

Według Marchettiego (1980) wartość modułu dla różnych zakresów naprężenia można określić na podstawie następujących wzorów:

– dla łąk prekonsolidowanych (OC):

$$M = \frac{2,3 \cdot \sigma'_p}{c_r} \quad (16)$$

– dla łąk normalnie skonsolidowanych (NC):

$$M = \frac{2,3 \cdot \sigma'_v}{c_r} \quad (17)$$

Korzystając z propozycji Ozera, Bartletta i Lawtona (2006), moduł ścisłości uzyskuje się z użyciem następujących wzorów:

$$\frac{M}{Pa} = 1,89 \cdot \left(\frac{p_1 - u_0}{pa} \right)^{1,27} \quad (18)$$

$$M = \sigma'_p \left(\frac{1 + e_0}{c_c} \right) \cdot \ln 10 = (16) = \frac{2,3 \cdot \sigma'_p}{c_r}$$

Dodatkowo wartość c_r dla łąk normalnie skonsolidowanych można wyznaczyć na podstawie poniższego wzoru:

$$M = \sigma'_v \left(\frac{1 + e_0}{c_c} \right) \cdot \ln 10 = (15) = \frac{2,3 \cdot \sigma'_v}{c_r} \quad (19)$$

Przekształcając wzór (16), uzyskuje się wzór (21):

$$c_r = \frac{2,3 \cdot \sigma'_p}{M} \quad (21)$$

Następna zależność to wzór (22) Marchettiego (1980):

$$\sigma'_p = (0,5 \cdot K_D)^{1,56} \cdot \sigma'_v \quad (22)$$

Podstawiając do wzoru (21) wzór (18) (Ozer i inni, 2006) oraz wzór (22) (Marchetti, 1980) uzyskuje się wzór (22) do określenia wartości C_r w postaci:

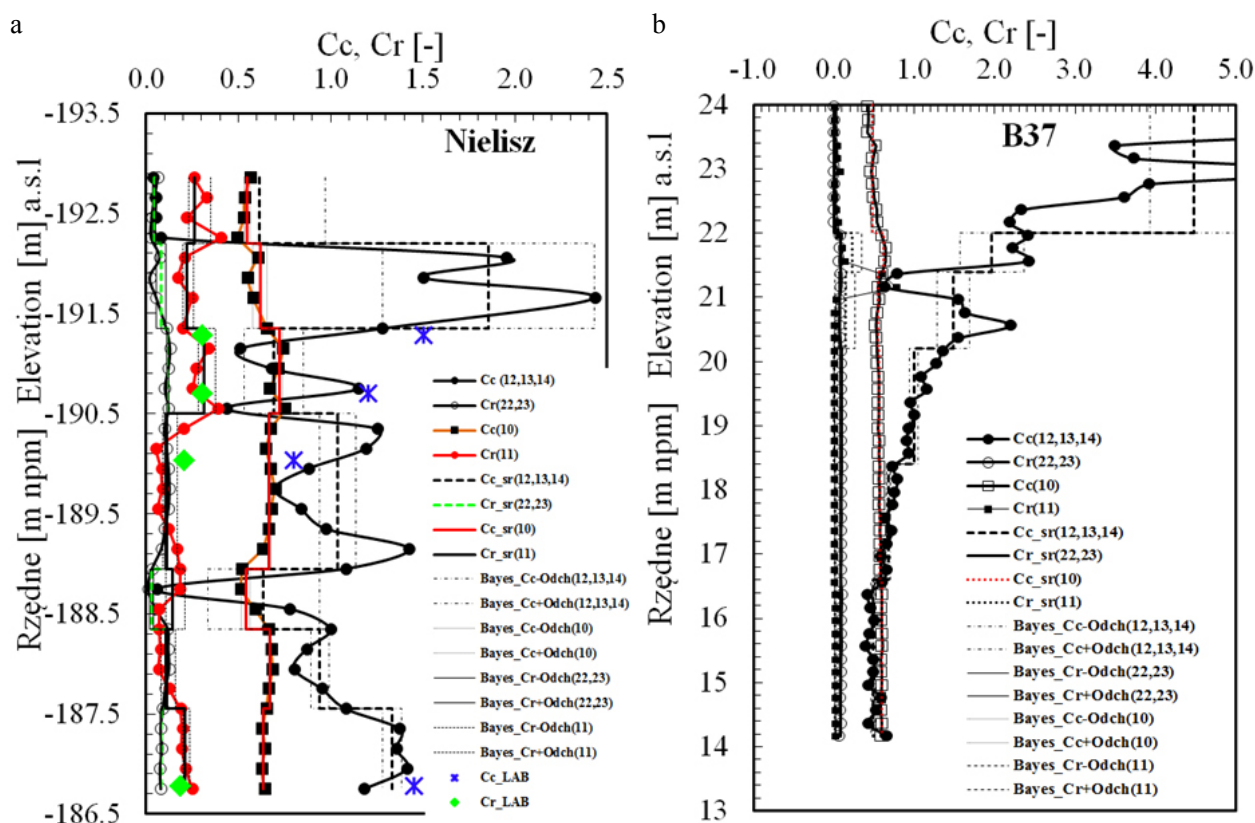
$$C_r = \frac{0,083 \cdot (p_0 - u_0)^{1,56} \cdot Pa^{0,27}}{(p_1 - u_0)^{1,27} \cdot \sigma'_v{}^{0,56}} \quad (23)$$

W artykule proponowana jest następująca zależność do obliczenia wskaźnika ścisłości wtórnej dla gruntów niespoistych:

$$C_r = 0,066 \cdot \left(\frac{p_1}{Pa}\right)^{-1,03} \quad (24)$$

Wyniki obliczeń wskaźników ścisłości pierwotnej i wtórnej proponowanych wzorów oraz z zależno-

ści z literatury przedstawiono na rysunku 7. Uzyskane wyniki znacznie różniły się od rzeczywistych, spowodowało to niewzięcie w pełni pod uwagę prekonsolidacji podłoża badanego obiektu. Stosując założenia zaproponowane w opracowaniu profesora Młynarka i innych, że moduł ścisłości wyznaczony z sondy statycznej CPT i dylatometru Marchettiego jest silnie związany z odczytami q_p , p_0 , p_1 , σ'_{vo} oraz u_0 , opracowano zależność, która wykorzystuje bezpośrednio odczyty p_1 z dylatometru oraz uwzględnia historię naprężenia badanego podłoża (warstwy III i IV) – rysunek 8. Do opracowania tej zależności wykorzystano dane z badań terenowych (102 wierceń), prób CPT i DMT (69 i 41 profili, odpowiednio) i kompleksowych badań laboratoryjnych w ramach rozbudowy kampusu SGGW. Proponowana zależność ma postać:



Rys. 7. Profil wskaźnika ścisłości pierwotnej (C_c) i wtórnej (C_r) uzyskane z badań DMT dla podłoża: słabonośnego nieobciążonego podłoża zapory Nielisz (a); obiektu budynku B37 kampusu SGGW (b)

Fig. 7. Profile of the compression index (C_c) and recompression index (C_r) from dilatometer test: at the Nielisz site, natural subsoil before loading (a); at the SGGW Campus building 37 (b)

$$M^{DMT} = 5 \cdot p_1^2 + 25 \cdot p_1 - 50 \cdot \sigma'_{vo} \quad (25)$$

gdzie:

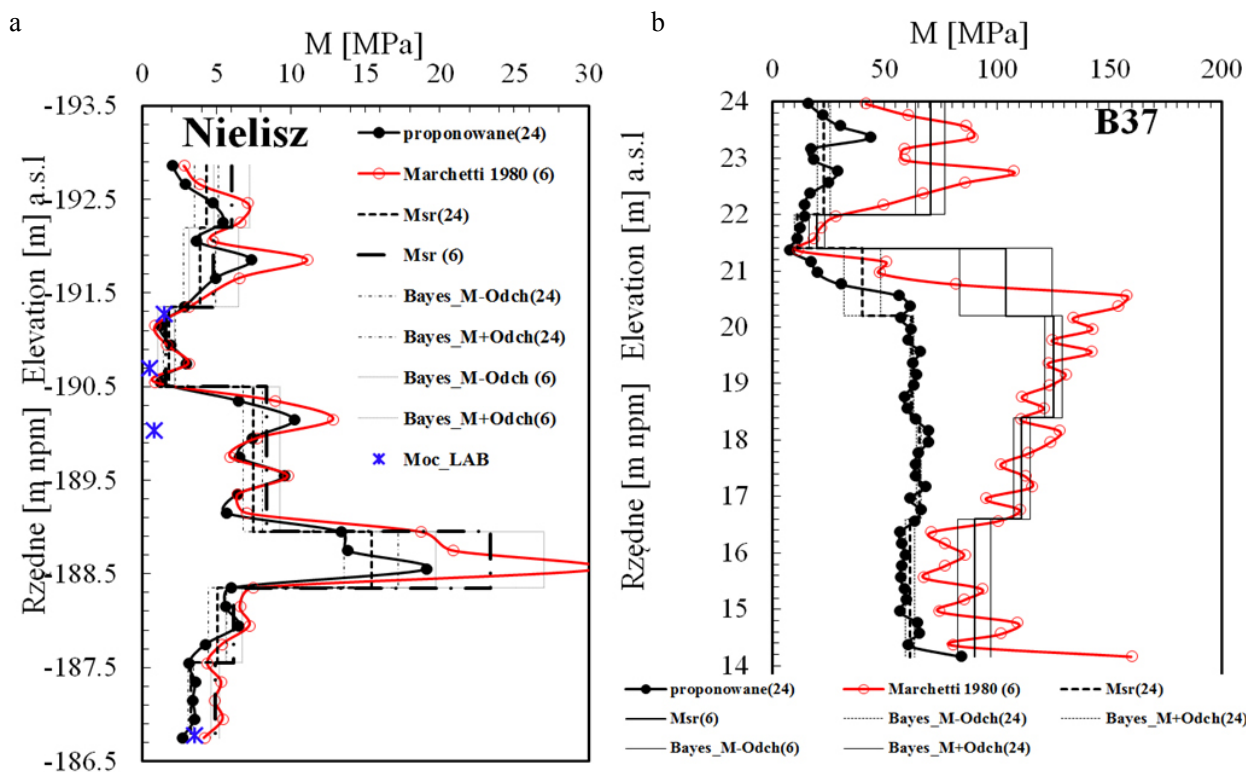
p_1 – ciśnienie gazu potrzebne do odkształcenia środka membrany o ok. 1 mm w stronę gruntu [MPa];

σ'_{vo} – efektywne naprężenie pionowe [MPa].

Analizując przebieg zmienności wartości M z proponowanej zależności uzyskanych dla podłoża słabonośnego pod zaporą w Nieliszu, można zauważyć, że otrzymane wyniki są podobne w całym profilu (rys. 8). Sytuacja jest inna w przypadku gruntów spoistych silnie prekonsolidowanych (rys. 8). Wartości modułów uzyskanych z zależności Marchettiego są wielokrotnie większe od tych wyników z proponowanego wzoru (25). Zaobserwowana różnica może być spowodowana konsystencją i stanem tych gruntów w podłożu.

ANALIZA OSIADAŃ

Duża odkształcalność i mała przepuszczalność gruntów słabych powoduje, że projektowanie budowli ziemnych musi być poprzedzone analizą wartości i przebiegu w czasie odkształceń podłoża. Wartość całkowitych odkształceń podłoża prognozowana jest na podstawie wzorów empirycznych opracowanych do danego rodzaju gruntu i wartości obciążenia lub z wykorzystaniem modeli gruntowych opisujących współzależność naprężenia i odkształcenia. Analizę przebiegu odkształceń w czasie oraz zmian naprężenia efektywnego w podłożu przeprowadza się przy wykorzystaniu teorii konsolidacji. Ze względu na dużą ściśliwość gruntu w podłożu prognoza odkształceń powinna być jednak oparta na metodzie uwzględniającej nieliniowe charakterystyki gruntu, jak i duże odkształcenia podłoża i efekt pełzania szkieletu (Truty i Obrzud, 2013; Lechowicz, Rabarijoely,



Rys. 8. Profil modułu ściśliwości wtórnej (M) uzyskany z badań DMT dla podłoża: słabonośnego nieobciążonego podłoża zapory Nielisz (a); obiekt budynek B37 kampus SGGW (b)

Fig. 8. Profile of the constrained modulus (M) from DMT test: at the Nielisz site, natural subsoil before loading (a); at the SGGW Campus building 37 (b)

Kossowska i Wrzeński, 2015). Podczas budowy wysokich nasypów na podłożu słabonośnym o dużej miąższości stosować należy metody obliczeniowe wykorzystujące modele gruntowe z założeniem płaskiego stanu odkształcenia. Pozwala to na określenie rozmieszczeń pionowych i poziomych oraz rozkładu naprężeń efektywnych w podłożu. Przykład obliczeń przemieszczeń konsolidacyjnych podłoża słabonośnego zapory w Nieliszu przeprowadzonych w profilu zlokalizowanym pod nasypem przeciążeniowym od WD w miejscu zainstalowanych reperów przedstawiono na rysunku 9 (Lechowicz i in., 2015).

$$S_f = S_i + S_c + S_s \quad (26)$$

gdzie:

S_i – osiadania natychmiastowe [m];

S_c – osiadania konsolidacyjne [m];

S_s – osiadania wtórne [m].

$$S_c = \varepsilon_c \cdot H_0 = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot H_0 \quad (27)$$

– dla gruntów normalnie skonsolidowanych:

$$S_c = \frac{1}{1 + e_0} \cdot H_0 \cdot \left[C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (28)$$

– dla gruntów prekonsolidowanych:

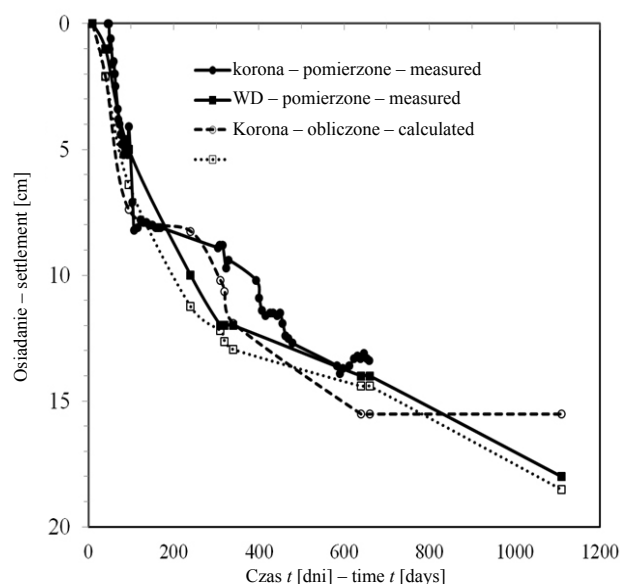
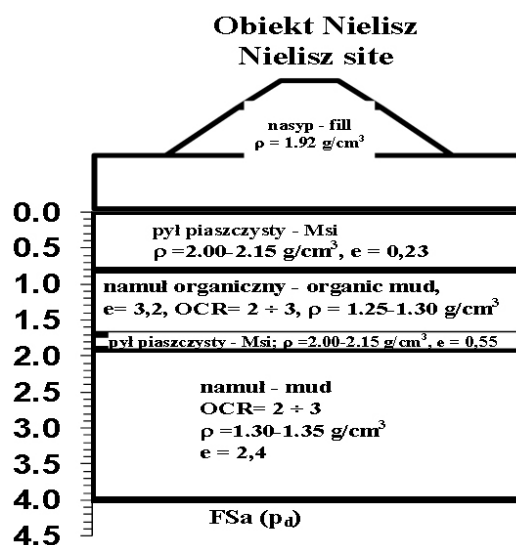
$$\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v \leq \sigma'_p$$

$$S_c = \frac{1}{1 + e_0} \cdot H_0 \cdot \left[C_r \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (29)$$

– dla gruntów prekonsolidowanych:

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v > \sigma'_p$$

$$S_c = \frac{1}{1 + e_0} \cdot H_0 \cdot \left[C_r \cdot \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right] + \frac{1}{1 + e_0} \cdot H_0 \cdot \left[C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right] \quad (30)$$



Rys. 9. Porównanie obliczonych i pomierzonych osiadań podłoża zapory Nielisz (hm 4+09): a – pod nasypem przeciążeniowym od WD; b – pod koroną nasypu

Fig. 9. Comparison of calculated and measured settlements of the Nielisz dam (hm 4+09): a – under the embankment from downstream WD; b – under the embankment crown

Porównanie obliczonych zależności i pomierzonych osiadań całkowitych podłoża pod koroną nasypu wykazuje dobrą zgodność oraz tendencję niewielkiego przyrostu osiadań po upływie roku od rozpoczęcia budowy drugiego etapu. Było to podstawą do podjęcia decyzji o wykonaniu po tym okresie nawierzchni drogowej na koronie zapory.

POMIARY I OBLICZENIA PRZEMIESZCZEŃ PIONOWYCH

Obliczenia przemieszczeń pionowych dla wybranych stóp fundamentowych (A-16 i H-16) przeprowadzono zgodnie z normą PN-81/B-03020. W celu umożliwienia porównania wyników obliczeń z pomiarami, obliczenia przemieszczeń pionowych wykonano dla dwóch faz realizacji budynku: kondygnacje od –1P do IIp oraz kondygnacje od IIIp do Vp.

Obliczenia zgodnie z normą wykonano dla trzech przypadków. W pierwszym przypadku wartości modułów ścisłości wyznaczono z normy na podstawie

stopnia plastyczności (I_L). W drugim przypadku wartości modułów ścisłości wyznaczono na podstawie badań dylatometrycznych (rys. 8b-1). W trzecim przypadku wartości modułów ścisłości wyznaczono na podstawie proponowanej zależności, wykorzystując ciśnienie p_1 z badań dylatometrycznych oraz naprężenie geostatyczne efektywne pionowe – σ'_{vo} (rys. 8b-2). W pierwszym przypadku zgodnie z zaleceniami normy dla zakresu obciążeń wtórnych odpowiadających odprężeniu gruntu wywołanego wykopem obliczono przemieszczenia pionowe na podstawie wtórnych modułów ścisłości, a w zakresie obciążeń dodatkowych na podstawie pierwotnych modułów ścisłości. Biorąc pod uwagę to, że wywołana obciążeniem zmiana naprężenia nie powoduje przekroczenia naprężenia prekonsolidacji, w drugim i trzecim przypadku obliczenia przeprowadzono, wykorzystując jedynie wtórne moduły ścisłości. Wartości obliczeniowych przemieszczeń pionowych dla dwóch wybranych stóp fundamentowych w przekroju 16–16 dla dwóch faz realizacji budynku zestawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Zestawienie pomierzonych i obliczonych przemieszczeń pionowych pojedynczej stopy

Table 2. List of measured and calculated vertical displacements of a single foot

		Przemieszczenia pionowe – Vertical displacements [mm]						
		obliczone – calculated						
		wg normy przy modułach by standard		proponowane współzależności proposed correlation		Bayes		Pomierzone Measured
		na podstawie I_L based on I_L	na podstawie M_{DMT} based on M_{DMT} (Marchetti, 1980)	na podstawie M_{DMT} based on M_{DMT}				
Kondygnacje – floors	stopy – foots	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	
–1P–IIp	A-16	15,3	14,3	5,63	6,06	10,43	11,81	
	H-16	8,4	8,2	5,9	6,17	10,16	10,85	
IIp–Vp	A-16	17,2	15,3	6,64	6,07	10,03	11,05	8,0
	H-16	13,2	11,8	5,91	6,18	10,07	10,08	10
–1P–Vp	A-16	32,5	29,6	11,27	12,14	20,87	23,64	
–1P–Vp	H-16	21,6	20,0	11,81	12,35	20,34	21,71	

(1) warstwa III: $M_{III} = 70$ MPa, $M_{III} = 78,4$ MPa; warstwa IV: $M_{oIV} = 50$ MPa, $M_{IV} = 58,4$ MPa.

(2) $M_{III} = 78,4$ MPa, $M_{IV} = 58,4$ MPa.

(3) $M_{DMT(III)} = 125$ MPa, $M_{DMT(IVa)} = 111$ MPa, $M_{DMT(IVb)} = 89$ MPa.

(4) $M_{DMT(III)} = 114$ MPa, $M_{DMT(IV)} = 101$ MPa.

(5) $M_{DMT(III)} = 62$ MPa, $M_{DMT(IVa)} = 65$ MPa, $M_{DMT(IVb)} = 62$ MPa.

(6) $M_{DMT(III)} = 51$ MPa, $M_{DMT(IV)} = 64$ MPa.

Obliczenia za pomocą proponowanych zależności przeprowadzono dla pojedynczych stóp fundamentowych. W obliczeniach wykorzystano parametry odkształceniowe wyznaczone na podstawie modułów ściśliwości uzyskanych z badań dylatometrycznych (tab. 2).

WNIOSKI

Na przykładzie nasypu zapory czołowej w Nieliszu, budowanego etapowo z przeciążeniem, przedstawiono ocenę osiadań uwarstwionego podłoża słabonośnego na podstawie interpretacji badań dylatometrycznych DMT. W obliczeniach osiadań wykorzystano profile ciśnienia p_1 , wskaźniki ściśliwości gruntów prekonsolidowanych (C_r) i normalnie skonsolidowanych (C_c) wyznaczone z badań dylatometrycznych. W obliczeniach przebiegów osiadań uwzględniono podejście bayesowskie dla wszystkich parametrów odkształceniowych. W przypadku posadowienia fundamentów bezpośrednich do obliczenia wyznaczenia modułów ściśliwości (M) bardzo pomocne jest określenie tego parametru, upraszczając postać wzoru z wykorzystaniem wartości p_1 i σ'_{vo} dla gruntów mineralnych i organicznych. W ten sposób uzyskuje się możliwość bezpośredniego wyznaczenia modułu ściśliwości za pomocą jednego wzoru na podstawie badań dylatometrycznych. Porównanie zmierzonych i obliczonych osiadań wykazało dobrą zgodność uzyskanych wyników zarówno w przypadku oceny osiadań (zapora w Nieliszu, budynek nr 37) prekonsolidowanego podłoża obciążonego nasypem przeciążeniowym, jak i podłoża normalnie skonsolidowanego obciążonego drugim etapem (zapora w Nieliszu).

PIŚMIENNICTWO

Bałachowski, L. (2006): Numerical modelling of DMT test in calibration chamber. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 28 (2–4), 21–31.

Bipromel (1994). Zbiornik wodny Nielisz – zapora czołowa, projekt techniczny. Warszawa.

Bipromel (1997). Dokumentacja geologiczna piezometrów otwartych wykonanych w korpusie zapory czołowej zbiornika Nielisz. Warszawa.

Bortkiewicz, A. i Szmagaj, J. (1996). Zbiornik Nielisz – charakterystyka konstrukcyjna obiektów zapory czołowej.

Przełęcz, S. (2018). Ocena osiadań budowli z wykorzystaniem badań dylatometrycznych (DMT). *Przełęcz Naukowy Wydziału Melioracji i Inżynierii Środowiska*, 12, 291–302.

Cruz, I.R. (2009). An evaluation of seismic flat dilatometer and lateral stress seismic piezocone (MSc. thesis). The University of British Columbia, Vancouver.

Cruz, N. (2010). Modelling Geomechanics of Residual Soil with DMT test (excerpts from PhD thesis). Faculdade de Engenharia Universidade de Porto, Porto.

Cruz, N. Devincenzi, M. i Viana da Fonseca, A. (2006). DMT experience in Iberian transported soils. W *Proceedings of the 2nd International Flat Dilatometer Conference* Washington (strony 198–204).

Garbulewski, K., Jabłonowski, S. i Rabarijoely, S. (2007). Zastosowanie analizy bayesowskiej w projektowaniu geotechnicznym. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 3, 163–169.

Geoproblem (1992). *Dokumentacja geologiczno-inżynierska do PT budowy zapory ziemnej stopnia Nielisz w Nieliszu. Etap II*. Zamość.

Geoteko (1992). *Opracowanie technologii etapowego wykonania zapory Nielisz z wykorzystaniem konsolidacyjnego wzmocnienia podłoża*. Wesola k. Warszawy.

Geoteko (1994). *Badania geotechniczne w celu określenia warunków umożliwiających przyspieszenie realizacji zapory czołowej zbiornika wodnego Nielisz*. Wesola k. Warszawy.

Geoteko (1995). *Okresowe badania geotechniczne przed rozpoczęciem II etapu budowy zapory czołowej zbiornika wodnego Nielisz*. Wesola k. Warszawy.

Hepton, P. (1988). Shear wave velocity measurements during penetration testing. W *Proceedings Penetration Testing in the UK, ICE* (strony 275–278).

Katedra Geoinżynierii SGGW (2000). *Dokumentacja geotechniczna w sprawie warunków gruntowych i wodnych na terenie przeznaczonym pod dwa projektowane budynki laboratoryjno-dydaktyczne SGGW w Warszawie*. Warszawa.

Katedra Geoinżynierii SGGW (2001). *Dokumentacja geotechniczna w sprawie warunków gruntowych i wodnych na terenie przeznaczonym pod dwa projektowane budynki laboratoryjno-dydaktyczne SGGW w Warszawie*. Warszawa.

Katedra Geoinżynierii SGGW (2002). *Dokumentacja geotechniczna w sprawie warunków gruntowych i wodnych na terenie przeznaczonym pod dwa projektowane budynki laboratoryjno-dydaktyczne SGGW w Warszawie*. Warszawa.

Katedra Geotechniki SGGW (1989). *Budowa nasypów na gruntach organicznych – materiały pomocnicze do projektowania, wykonawstwa i utrzymania nasypów na gruntach organicznych*. Warszawa.

- Lacasse, S. i Lunne, T. (1979). *In situ testing program in Norwegian clays – Description of proposed test sites*. NGI Internal report 52155-9.
- Lechowicz, Z. i Rabarijoely, S. (1998). Evaluation of organic subsoil settlement from dilatometer test. W *International Symposium on Problematic Soils*, Sendai (strony 115–118).
- Lechowicz, Z. i Rabarijoely, S. (2000). Wykorzystanie badań dylatometrycznych do wyznaczania warstw geotechnicznych podłoża organicznego. W *Materiały na „Jubileuszowa Sesja Naukowa. Geotechnika w Budownictwie i Inżynierii Środowiska”*, Gdańsk (strony 253–258).
- Lechowicz, Z., Rabarijoely, S. i Szczypiński, P. (2004). Wykorzystanie badań dylatometrycznych do określania rodzaju gruntów organicznych. *Przegląd Naukowy Wydziału Melioracji i Inżynierii Środowiska*, 13 (2/29), 191–201.
- Lechowicz, Z., Rabarijoely, S., Kossowska, M. i Wrzesiński, G. (2015). Ocena osiadań zapory na słabonośnym podłożu z wykorzystaniem badań DMT. W J. Winter i A. Wit (red.), *Eksploatacja budowli piętrzących – diagnostyka i zapobieganie zagrożeniom* (strony 241–252). Warszawa: Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej.
- Lechowicz, Z. i Rabarijoely, S. (1997). Wyznaczenie wskaźników ścisłości gruntów organicznych na podstawie badań dylatometrycznych. *Roczniki Akademii Rolniczej w Poznaniu, CCXCIV Melioracje: Inżynieria Środowiska 19, cz. 2*, 79–86.
- Lechowicz, Z., Rabarijoely, S., Galas, P. i Kiziewicz, D. (2011). Settlement evaluation of spread foundations on heavily preconsolidated cohesive soils. *Annals of Warsaw University of Life Sciences, Land Reclamation*, 43 (2), 113–120.
- Marchetti, S. (1980). In Situ Tests by Flat Dilatometer. *Journal of the American Society of Civil Engineers*, 106, GT3 March.
- Marchetti, S. i Crapps, D.K. (1981). *Flat Dilatometer Manual*. Internal Report of G.P.E. Inc.
- Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G. i Marchetti, D. (2008). In Situ tests by seismic dilatometer (SDMT). W J.E. Laker, D.K. Crapps i M.H. Hussein (red.), *From Research to Practice in Geotechnical Engineering. Geotechnical Special Publication, 180*, 292–311.
- Martin, G.K. i Mayne, P.W. (1997). Seismic flat dilatometer tests in Connecticut Valley Varved clay. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 20 (3), 357–361.
- Martin, G.K. i Mayne, P.W. (1998). Seismic flat dilatometer in Piedmont residual soils. W P.K. Robertson i P.W. Mayne (red.), *Proceedings 1st International Conference on Site Characterization*. T. 2 (strony 837–843), Atlanta.
- Mayne, P.W., Schneider, J.A. i Martin, G.K. (1999). Small- and large-strain soil properties from seismic flat dilatometer tests. W M. Jamiolkowski, R. Lancellotta i C.F. Lo PrestiD (red.), *Pre-failure Deformation Characteristics in Geomaterials* (strony 419–427). Balkema, Rotterdam.
- Młynarek, Z., Tschuschke, W., Lunne, T. i Sanglerat, G. (1993). Concerning classification of post flotation sediments with CPTU method. W *Mécanique des sols appliquée*, VI Colloque Franco-Polonais. Douai, France.
- Młynarek, Z. (2007). Site investigation and mapping in urban area. W *Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Madrid* (strony 175–202).
- Młynarek, Z., Wierzbicki, J. i Long, M. (2008). Factors affecting CPTU and DMT characteristics in organic soils. W Z. Młynarek, Z. Sikora i E. Dembicki (red.), *Geotechnics in Maritime Engineering*. T. 1 (strony 407–417). Misiuro, Gdańsk.
- Młynarek, Z., Wierzbicki, J. i Mańka, M. (2015). Moduły ścisłości i ścinania lessów z badań CPTU i SDMT. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 3, 193–199.
- Młynarek, Z., Wierzbicki, J. i Stefaniak K. (2013). Evaluation of deformation parameters of organic subsoil by means of CPTU, DMT, SDMT. *Architecture Civil Engineering Environment*, 4, 51–58.
- Ozer, A.T., Bartlett S.F. i Lawton, E.C. (2006). DMT testing for consolidation properties of the Lake Bonneville Clay. W *Proceedings from the second International Flat dilatometer Conference* (strony 154–161).
- PN-81/B-03020. Posadowienie bezpośrednie budowli.
- PN-EN 1997-1. Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne.
- Rabarijoely, S. (2000). Wykorzystanie badań dylatometrycznych do wyznaczania parametrów gruntów organicznych obciążeniem nasypem. (rozprawa doktorska). SGGW, Warszawa.
- Rabarijoely, S. (2008). Posadowienie fundamentów biblioteki SGGW (III etap rozbudowy). *Przegląd Budowlany*, 11, 49–53.
- Rabarijoely, S., Jabłonowski, S., Falkowski, T. i Garbulewski K. (2008). Interpretacja sondowań dylatometrycznych (DMT) z wykorzystaniem analizy bayesowskiej. *Przegląd Geologiczny*, 56 (4), 322–329.
- Rabarijoely, S., Jabłonowski, S. i Garbulewski, K. (2013). Dobór parametrów gruntów w projektowaniu geotechnicznym z wykorzystaniem teorii Bayesa. *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, 4 (3), 211–218.
- Rabarijoely, S. i in. (2012). *Dobór parametrów wytrzymałościowo-odkształceniowych gruntów spoistych w projektowaniu geotechnicznym według Eurokodu 7 z wy-*

- korzystaniem analizy bayesowskiej*. Projekt badawczy, N N506 432436.
- Schmertmann, J.H. i Asce, F. (1986). Dilatometer to compute foundation settlement. W *Proceedings In situ '86. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering* (strony 303–321). New York: ASCE.
- Spółka Wodno-ściekowa Wieprz (1991). *Zbiornik wodny Nielisz na rzece Wieprz, stopień czołowy – zapora ziemna z fartuchem*. Projekt techniczny jednostadiowy. Zamość.
- Truty, A. i Obrzud, R. (2013). Komputerowa analiza współdziałania konstrukcji budowlanych z podłożem przy zastosowaniu zaawansowanych modeli konstytutywnych gruntów kalibrowanych na podstawie wyników badań laboratoryjnych i polowych. W *Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjno-materiałowo-technologiczne: Geotechnika: XXVIII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji*, Wisła. T. 2 (strony 241–278). PZITB.
- Wysokiński, L., Godlewski, T. i Wszędzirowy-Nast, M. (2009). Zależność regionalne parametrów geotechnicznych podłoża na podstawie sondowań CPTU i DMT. W: *Problemy geotechniczne i środowiskowe z uwzględnieniem podłoży ekspansywnych* (strony 235–242). Bydgoszcz: Wydawnictwo Uczelniane UTB.

TWO EXAMPLES OF THE ASSESSMENT OF CONSTRUCTION SETTLEMENT WITH THE USE OF DILATOMETER TESTS (DMT)

ABSTRACT

This paper presents two examples of a design verification, one for a flexible construction (dam) second for a rigid structure (building foundation). In the subsoil of dam, there are soft subsoil (organic muds), while in the foundation, there are stiff soils (clays). The geotechnical parameters in both cases were determined based on the interpretation of dilatometer tests (DMT). Standard statistical analysis and analysis using the Bayesian approach were used to determine the design parameters. Both approaches are possible to use in a numerical program developed in frame of the NCN research project (N N506 432436). This program and its application in determining the characteristic parameters of soils occurring in the embankment and foundation subsoil are described in the paper. The design verification was focused on the dam and foundation settlements. The validation of both allow to propose new empirical relationships for determining the constrained modulus, the index of primary and secondary compressibility. The proposed validation will enable to use the DMT test to a greater extent in geotechnical design. In addition, these relationships are more appropriate for the conditions in Poland.

Key words: organic and cohesive soils, DMT tests, strain parameters, earth dam, spread foundation