

MAREK BARAŃSKI*, PAWEŁ POPIELSKI**, TOMASZ SZCZEPAŃSKI*

ANALIZA NUMERYCZNA ODPREŻENIA GRUNTU W GŁĘBOKICH WYKOPACH ZE WZGLĘDU NA SZTYWNOŚĆ

NUMERICAL ANALYSIS OF SOILS REBOUND IN DEEP EXCAVATION REGARDING STIFFNESS

Streszczenie

W artykule przedstawiono próbę uwzględnienia zmiany wartości sztywności gruntów lodowcowych podczas realizacji obiektów budowlanych na etapie powstawania wykopu fundamentowego do modelowania numerycznego. Metody niestandardowe (modelownie numeryczne) wymuszają rozbudowę sieci monitoringu i zastosowanie nowoczesnych badań gruntu.

Słowa kluczowe: modele numeryczne, analiza wstecz, nowoczesne badania gruntu

Abstract

This paper presents attempts to consider changes in stiffness of glacial soils during deep excavation execution, in numerical modeling. Non standard approach (numerical modeling) forces to take advantage of modern soil investigation methods and net monitoring of displacements.

Keywords: numerical analysis, back analysis, modern soil investigation

* Dr Marek Barański, dr Tomasz Szczepański, Instytut Hydrogeologii i Geologii Inżynierskiej, Wydział Geologii, Uniwersytet Warszawski.

** Dr inż. Paweł Popielski, Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Budownictwa Wodnego, Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Warszawska.

1. Wstęp

Głębokie posadowienia są aktualnie jednym z kluczowych problemów geoinżynierii, któremu poświęcono wiele prac [23, 17, 20, 22]. Zagadnienie to jest bardzo istotne, ponieważ w centrach miast, w gęstej, nierzadko zabytkowej zabudowie, pojawiają się coraz to nowe inwestycje, często o kilkukondygnacyjnej części podziemnej. Wykonywane obiekty mają wpływ nie tylko na zabudowę znajdującą się na powierzchni terenu, ale również na budowę podziemne, takie jak tunele i stacje komunikacyjne. Ponadto obszary zurbanizowane charakteryzują się dużym nasyceniem infrastrukturą podziemną, wrażliwą na przemieszczenia, które może wywołać realizacja głębokiego posadowienia obiektu. Określenie oddziaływań pomiędzy posadowieniem wznoszonej budowli a sąsiednią zabudową lub infrastrukturą podziemną jest często wymagane nie tylko w procesie projektowym, ale również w procedurze uzyskania pozwolenia na budowę. W przypadku skomplikowanej geologii podłoża oraz przy analizie posadowienia obiektu zakładającego współpracę obudowy wykopu, płyty dennej i innych elementów konstrukcyjnych, takich jak baretę lub pale, jedyną możliwością określenia wzajemnych oddziaływań jest przeprowadzenie symulacji numerycznej.

Oddziaływanie głębokiego posadowienia na zabudowę sąsiednią nie jest nowym zjawiskiem, ale na tyle ważnym, że organizowane są międzynarodowe konferencje dotyczące analizowanego problemu (np. International Conference Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Zurych 2002 lub European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering; Geotechnical Engineering In Urban Environments, Madryt 2007).

Warunkiem koniecznym do przeprowadzenia odpowiedniej symulacji, ze względu na jej złożoność i pracochłonność, jest dostęp do specjalistycznych programów komputerowych.

Wykonanie analizy numerycznej oddziaływania głębokiego posadowienia budynku jest zadaniem uwarunkowanym przez wiele czynników. Jakość przeprowadzonych obliczeń zależy od poprawnej i dokładnej dyskretyzacji schematu obliczeniowego oraz od przyjętych parametrów ośrodka gruntowego. Do współpracy z posadowieniem włączone jest podłoże gruntowe na znacznej głębokości (najczęściej przekraczającej głębokość odwierć wykonanych w trakcie rozpoznania geologicznego). Doświadczenia wskazują, że od warstw położonych głębiej można oczekiwać materiałów o wyższych parametrach na skutek większego wpływu konsolidacji i wyższych wartości naprężeń efektywnych. W miarę zagłębiania się pod poziomem posadowienia budynku będą występowały coraz mniejsze odkształcenia.

W trakcie realizacji inwestycji analizowany jest wpływ na obiekty znajdujące się na powierzchni terenu oraz obudowę wykopu (np. ściany szczelinowe). Zdarza się jednak, że monitorowane są przemieszczenia poziome i pionowe obiektów znajdujących się wokół wykopu, a nie są monitorowane przemieszczenia pionowe ścian szczelinowych. Często pomiary przemieszczeń wznoszonego obiektu zaczynają się od poziomu „0” budynku. Repery na niższych kondygnacjach są niszczone lub dostęp do nich jest ograniczony.

Badania prezentowane w pracy [19] wskazują, że dla tzw. małych odkształceń wartości modułów sprężystych są większe niż dla zakresu dużych odkształceń. Zmiennosc znormalizowanego siecznego modułu ścinania z odkształceniem postaciowym została omówiona w pracy [12]. Prezentowane materiały dowodzą, że parametr opisujący sztywność ośrodka (odpowiadający za osiadania) bardzo silnie zależy od aktualnego stanu odkształceń ośrodka.

Sondowania CPT i DTM dowodzą znacznego wzrostu parametrów odkształceniowych wraz ze wzrostem głębokości. Jednak, jak można wywnioskować z pracy [24], trudne jest znalezienie korelacji pomiędzy wartościami uzyskanymi z sondowań gruntów w terenie a parametrami geotechnicznymi (np. ϕ , c , E). Profesjonalnie przeprowadzone badania polowe dla tego samego ośrodka, z zastosowaniem różnych zaawansowanych metod, nie zawsze prowadzą do zgodnych wartości parametrów gruntowych.

Dodatkowo, w trakcie realizacji posadowienia głębokiego i późniejszej eksploatacji obiektu następują zmiany w warunkach wodno-gruntowych. Analiza ich wpływu ma bardzo duże znaczenie i wymaga zainstalowania w rejonie inwestycji sieci piezometrów.

Zazwyczaj przy braku odpowiedniej liczby parametrów do zastosowania zaawansowanych modeli gruntów (co jest regułą przy obliczeniach dotyczących rzeczywistych obiektów) projektant decyduje się na obliczenia bazujące na warunku Coulomba–Mohra lub Druckera–Pragera. Wówczas moduł odkształcenia/sprężystości ma stałą wartość ($E = \text{const}$). Dlatego w obliczeniach numerycznych dotyczących głębokich posadowień na podstawie teorii małych odkształceń niekiedy stosuje się modyfikację wartości parametrów dla warstw gruntu zalegającego na znacznej głębokości. Najczęściej realizuje się to przez uproszczone wydzielenie poziomych, dodatkowych warstw materiałów.

Wyznaczenie modułów sprężystości dla małych odkształceń można wykonać metodami geofizycznymi, np. za pomocą mikrosejsmiki [6] lub badając zależność odkształcenie–naprężenie w aparacie trójosiowego ściskania, z precyzyjnym pomiarem (elementy piezoelektryczne) w zakresie małych odkształceń. W Polsce techniki te są stosowane głównie w badaniach naukowych. Niestety, bardzo rzadko stosuje się je do inżynierskiego rozpoznania warunków gruntowych. Wartości modułów wyznaczone metodami geofizycznymi są kilkukrotnie większe od wyznaczonych na podstawie normy PN-81/B-03020 [18]. Są one również zdecydowanie większe od wyznaczonych na podstawie tradycyjnych sondowań dynamicznych.

2. Czynniki decydujące o przemieszczeniach podłoża i obiektu

Prawidłowe i wiarygodne oszacowanie wartości przemieszczenia podłoża gruntowego i obiektu budowlanego wymaga uwzględnienia wielu czynników, zaprojektowania i wykonania różnych prac, czynności i analiz. Omawiany problem wymaga wiedzy z zakresu: geologii inżynierskiej, geotechniki, mechaniki konstrukcji, a także metod obliczeniowych. Obecnie nie jest możliwe, by jeden człowiek mógł mieć dobrą wiedzę z zakresu wymienionych dziedzin. Podstawą jest więc stworzenie współpracującego zespołu składającego się z różnych specjalistów.

Wyjściową sprawą jest rozpoznanie warunków geologiczno-inżynierskich w rejonie przyszłego obiektu. Należy podkreślić, że często powierzchnia głębokich wykopów jest znaczna i zmienność warunków geologiczno-inżynierskich może być i będzie duża.

Do oceny warunków geologiczno-inżynierskich podłoża gruntowego niezbędna jest znajomość: warunków geologicznych, warunków geomorfologicznych, warunków hydrogeologicznych, procesów geodynamicznych, oceny zachowania się gruntów lub skał [7].

Do warunków geologicznych zaliczamy rozpoznanie budowy geologicznej wraz z jej geologiczną historią rozwoju. Do oceny zachowania się gruntów nie wystarczy określenie rodzaju gruntu, jego miąższości i stanu, ale wymagane jest także określenie jego genezy.

Inne będzie zachowanie się gliny lodowcowej i gliny zwietrzelinowej czy też ilów glacialimnicznych i ilów pochodzenia morskiego.

Zbyt mała liczba otworów wiertniczych i ich niewystarczająca głębokość oraz praktycznie brak badań geofizycznych prowadzą do przyjęcia zbyt uproszczonego modelu budowy geologicznej. Istotną sprawą jest również odpowiednia geologiczna interpretacja otrzymanych informacji, szczególnie na obszarach o skomplikowanej budowie geologicznej.

Warunki geomorfologiczne powinny być rozpatrywane równoległe z warunkami geologicznymi. Rodzaj i sposób wykształcenia morfologii terenu jest pochodną warunków i procesów geologicznych. Wydzielenie jednostek geomorfologicznych pomaga zatem w stworzeniu wiarygodnego modelu budowy geologicznej analizowanego obiektu budowlanego.

Warunki geologiczne w istotny sposób wpływają na warunki hydrogeologiczne. Ich prawidłowa ocena jest niezmiernie istotna dla przyszłych analiz i obliczeń numerycznych, a także dla sposobu wykonywania głębokich wykopów. Należy pamiętać, że zmiana wyjściowych warunków hydrogeologicznych może negatywnie wpłynąć na zachowanie się gruntów i skał w rejonie obiektu. Ważną sprawą jest określenie rozkładu ciśnień porowych w gruntach spoistych. Nie zawsze jest to rozkład hydrostatyczny. Charakter rozkładu ciśnień porowych w warstwach gruntów spoistych ulegać może zmianom wskutek zmian ciśnień w warstwach sąsiednich, np. pod wpływem intensywnej eksploatacji warstwy wodonośnej [3].

Rozpoznanie czynnych procesów geodynamicznych w rejonie przyszłego obiektu budowlanego jest równie ważne. Niestety, ocena ta jest zbyt często pomijana lub niewłaściwie wykonywana. Należy zdawać sobie sprawę, że procesy geodynamiczne mogą się uaktywnić w wyniku nieprzemyślanych działań i spowodować różnego rodzaju problemy podczas wznoszenia i eksploatacji obiektu. Trwałość i czas użytkowania obiektu są wystarczająco długie, by procesy geodynamiczne mogły się rozwinąć i spowodować problemy eksploatacyjne.

Najważniejszym zadaniem jest prawidłowe zaprojektowanie i odpowiednie wykonanie wielu badań polowych i laboratoryjnych w celu określenia właściwości fizyczno-mechanicznych gruntów lub skał. Wyrazem ilościowym wymienionych właściwości są parametry gruntowe lub skalne. W przypadku badań polowych często wykorzystywane są zależności korelacyjne opracowane dla gruntów o innych: granulometrii, składzie mineralnym, genezie geologicznej i wieku niż grunty występujące na terenie kraju. Bezkrytyczne stosowanie różnorodnych zależności prowadzi do nieprawidłowej oceny parametrów mechanicznych gruntów, które są następnie wykorzystywane do obliczeń numerycznych. Niestety, nadal parametry gruntowe przyjmowane są na podstawie norm (np. PN/B-03020 [18]). Istotne dla badań laboratoryjnych są odpowiednia jakość pobranych próbek gruntów lub skał, sposób i czas ich przechowywania, wykorzystanie do badań nowoczesnej aparatury badawczej oraz odpowiedni wybór metodyki badawczej w nawiązaniu do relacji obiekt budowlany–podłoże gruntowe (lub skalne).

Model warunków geologiczno-inżynierskich jest podstawą do stworzenia obliczeniowego modelu geotechnicznego. Modele te służą jednocześnie do wzajemnej weryfikacji [7].

Poza wymienionymi warunkami geologiczno-inżynierskimi istnieje wiele bardzo ważnych czynników, które powinny być uwzględnione podczas modelowania numerycznego. Istotną sprawą jest uwzględnienie takich czynników, jak: rodzaj obiektu budowlanego, geometria i warunki brzegowe wykopu, sposób i czas wykonywania konstrukcji, rodzaje obciążenia, oddziaływania sąsiednich różnorodnych obiektów budowlanych [17, 20].

3. Czynniki wpływające na charakterystykę naprężenie–odkształcenie gruntu

Charakterystyka naprężenie–odkształcenie jest podstawą do modelowania numerycznego zachowania się gruntów. Charakterystyka ta uzależniona jest od czynników, które można zestawić w 3 podstawowe grupy [15].

Do pierwszej grupy należą czynniki związane z ośrodkiem gruntowym lub skalnym: rodzaj gruntu lub skały, skład granulometryczno-mineralogiczny, struktura ośrodka, czynniki postsedymentacyjne (np. cementacja, rekrytalizacja, stopień przekształceń diagenetycznych).

Druga grupa obejmuje obecny stan naprężeń efektywnych oraz historię stanu naprężeń efektywnych w gruncie. Jak wiadomo, zachowanie się gruntów uzależnione jest od stanu naprężeń efektywnych.

Trzecia grupa czynników związana jest z wykonaniem obiektu budowlanego w środowisku gruntowym i uwzględnia takie zagadnienia, jak: zmiana stanu naprężeń efektywnych i odkształceń, prędkość wymienionych zmian, efekty lepkie, stopień rozproszenia nadwyżki ciśnienia porowego, warunki odpływu wód gruntowych, zmiana ciśnień porowych, przepuszczalność itp.

3.1. Zmiana modułu G

Ważnym parametrem wykorzystywanym do obliczeń numerycznych jest moduł ścinania G . Podobnie jak wytrzymałość gruntów, wymieniony parametr jest funkcją wielu zmiennych (1), [13]. Do czynników decydujących o wartości modułu G zaliczamy: σ'_0 – efektywne naprężenie oktaedryczne, e – wskaźnik porowatości, historia naprężeń, S – stopień nasycenia gruntu, naprężenie dewiatorowe, C – charakterystyki granulometryczno-mineralogiczne, A – amplituda drgań, F – częstotliwość drgań, T – efekty uzależnione od czasu, θ – struktura gruntu, K – temperatura (1), [13].

$$G_0 = f(\sigma'_0, e, H, S, \tau_0, C, A, F, T, \theta, K) \quad (1)$$

Nie wszystkie wymienione czynniki można i należy uwzględnić [13]. Najczęściej podawane są dwie podstawowe zależności (2), (3) zaproponowane przez [13, 14]. W gruntach moduł ścinania jest funkcją stanu naprężenia efektywnego, wskaźnika porowatości, współczynnika prekonsolidacji oraz odkształcenia postaciowego [19]

$$G_0 = A(T)F(e)\sigma'^n \quad (2)$$

$$G_0 = S(T)F(e)\sigma'^n OCR^k \quad (3)$$

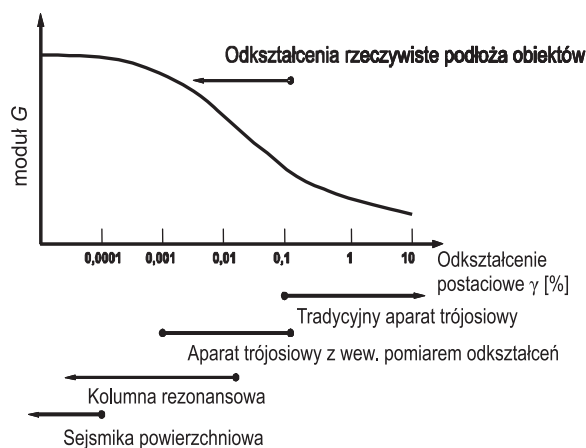
Szczegółowe wzory dla różnych gruntów mają zmodyfikowane postacie wzorów ogólnych. Poniżej podano przykładowe zależności stosowane dla gruntów sypkich (2) i spitych (3) z terenu Tokio, podane przez [1]. Należy pamiętać, że zależności podawane w zachodniej literaturze geotechnicznej dotyczą konkretnych gruntów występujących w danym kraju i nie powinny być bezkrytycznie stosowane do oszacowania wartości modułu G_0 dla polskich gruntów, które mają inną genezę i geologiczną historię naprężeń.

$$G_0 = 1034 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \sigma_v^{0,59} \quad (4)$$

$$G_0 = 804 \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \sigma_v^{0,26} \quad (5)$$

Powyższe wzory odnoszą się do tzw. maksymalnego (początkowego) modułu ścinania G_0 . Jak wynika z badań laboratoryjnych, zmiana sztywności zachodzi razem ze zmianą stanu odkształcenia postaciowego. Wartości początkowego modułu ścinania G_0 nie są stałe i w znacznej mierze zależą od średniego naprężenia efektywnego. Sztywność gruntu w zakresie małych odkształceń jest bardzo ważnym czynnikiem bezpośrednio wpływającym na interakcję konstrukcji budowlanych z otaczającym je gruntem. Zależność modułu ścinania G od wartości odkształcenia ścinającego przyjmuje charakterystyczny kształt, określany w literaturze jako krzywa S (rys. 5).

Wartości modułu G powinny być wyznaczone z badań laboratoryjnych lub polowych w nawiązaniu do rodzaju konstrukcji inżynierskiej. Inne wartości modułu powinny być przyjmowane do zagadnień płytkich posadowień, a inne dla konstrukcji typu ściany szczelinowe.



Rys. 1. Rozkład zmienności sztywności gruntu w zależności od odkształceń [2]

Fig. 1. Distribution of soil stiffness depending on strain level

Podczas prowadzenia prac budowlanych w masywie gruntowym zachodzi zmiana stanu naprężeń efektywnych. Zmiana ta spowodowana jest wykonaniem głębokiego wykopu o dużej powierzchni oraz zmianą warunków hydrogeologicznych.

Wykonanie wykopu związane jest z usunięciem dużych mas ziemnych, co powoduje całkowite odciążenie gruntu w dnie wykopu, odprężenie gruntów pod dnem i zmniejszenie naprężeń bocznych w gruncie.

Zmiana warunków hydrogeologicznych związana jest przede wszystkim z prowadzeniem odwodnienia masywu gruntowego. Odwodnienie najczęściej ma za zadanie osuszenie warstw gruntu z I poziomu wodonośnego oraz obniżenie naporu hydrostatycznego wód II

poziomu wodonośnego. Obniżenie I zwierciadła wody w gruncie powoduje wzrost ciężaru objętościowego i przyrost naprężeń efektywnych, które powodują konsolidacje gruntów. Zmniejszenie naporu hydrostatycznego powoduje również wzrost naprężeń efektywnych. Jak widać, to, czy nastąpi znacząca zmiana naprężeń efektywnych w masywie gruntowym, nie jest oczywiste i wymaga analizy wyjściowych warunków wodno-gruntowych oraz znajomości celu i sposobu prowadzenia prac odwodnieniowych.

Jak wspomniano wcześniej, istotna jest ocena naprężenia efektywnego w warstwach gruntów spoistych, które często stanowią dno wykopu oraz znaczącą część podłoża obiektu budowlanego. Przy ocenie warunków hydrogeologicznych należy pamiętać, że odwodnienie ma charakter tymczasowy i po jego wyłączeniu po pewnym czasie nastąpi odtworzenie warunków początkowych. Po wykonaniu obiektu budowlanego część odprężenia w masywie gruntowym będzie skompensowana przez obciążenie od obiektu.

Analiza zmian naprężeń efektywnych jest istotna w przypadku korzystania z ww. zależności do obliczenia wartości modułu ścinania G . Alternatywą dla takiego podejścia są badania laboratoryjne lub polowe badania geofizyczne z wykorzystaniem fal powierzchniowych Rayleigha [4, 5]. Badania polowe można wykonać na różnym etapie prowadzenia inwestycji budowlanej. Najważniejszą zaletą tych badań jest to, że prowadzone są one przy rzeczywistym stanie naprężeń efektywnych w masywie gruntowym.

O zasadności i potrzebie stosowania analizy wpływu odprężenia na zmianę wartości modułu ścinania przy ocenie przemieszczeń podłoża gruntowego głęboko posadowionych obiektów budowlanych świadczy poniższy przykład z terenu Tokio [16].

Najwyższy budynek o wysokości 234 m posadowiono na głębokości 29 m p.p.t. Do posadowienia obiektów wykonano wykop o szerokości 84 m i długości 200 m. Omawianą budowlę wznoszono przez dwa lata.

Na szczególną uwagę zasługuje głębokość rozpoznania warunków gruntowo-wodnych. Podłoże budynku rozpoznano do głębokości 150 m od poziomu terenu, czyli do głębokości ok. pięciokrotnie większej niż głębokość posadowienia. Do głębokości 90 m p.p.t. występują sypkie grunty czwartorzędowe, a poniżej tej głębokości spoiste osady trzeciorzędowe.

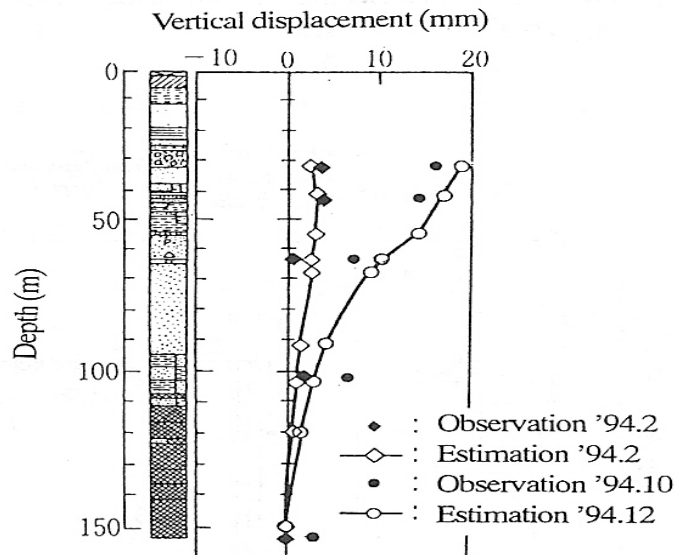
Pierwotny poziom wody gruntowej został obniżony ok. 20 m do rzędnej 4 m poniżej dna wykopu. W masywie gruntowym zainstalowano elektroniczne przetworniki do pomiaru przemieszczeń. Przetworniki założono na 5 głębokościach od 33 do 154 m p.p.t.

Przemieszczenia gruntu obliczono na podstawie analizy, zmiany naprężeń efektywnych w masywie gruntowym oraz wykorzystano moduł ścinania G_0 . Maksymalny moduł ścinania G_0 wyznaczono z badań laboratoryjnych i polowych badań geofizycznych.

Wartości modułu ścinania G obliczono na podstawie maksymalnych wartości modułu G_0 , uwzględniając zmianę naprężeń efektywnych w podłożu obiektu spowodowaną obniżeniem zwierciadła wody gruntowej oraz odprężeniem masywu gruntowego wywołanym powstaniem głębokiego wykopu o dużej powierzchni.

Maksymalne obliczone pionowe przemieszczenia na głębokości 4 m poniżej dna wykopu wyniosły ok. 20 mm. Strefa przemieszczeń sięgała aż do głębokości ok. 140 m p.p.t. Wynika z tego, że strefa odprężenia masywu gruntowego wyniosła aż ok. 110 m. Obliczone wartości przemieszczeń wykazały dobrą zgodność z przemieszczeniami pomierzonymi w terenie (rys. 2).

Niewątpliwie otrzymana zgodność wartości przemieszczeń obliczonych i pomierzonych wynika z poprawnie obliczonych wartości modułów ścinania G_0 oraz z prawidłowo przeprowadzonej procedury obliczeniowej uwzględniającej odprężenie masywu gruntowego.



Rys. 2. Obserwowane i obliczone przemieszczenia pionowe podłoża obiektów [16]

Fig. 2. Measured and calculated vertical displacement of subsoil

4. Przypadki praktyczne

4.1. Analiza wykonania obiektu nad tunelami metra

Celem obliczeń była analiza przemieszczeń podłoża spowodowanych budową parkingu w rejonie stacji metra. Określono wpływ na przemieszczenia tuneli szlakowych metra oraz na tory odstawcze. W obliczeniach uwzględniono współpracę płyty fundamentowej, grup pali oraz skrzyni (kondygnacji technicznej) znajdującej się bezpośrednio nad tunelami metra.

Budynek był projektowany w technologii żelbetowej monolitycznej z lekkimi elementami stalowymi (dach) oraz jednokondygnacyjną konstrukcją stalową umieszczoną bezpośrednio nad stacją metra.

Badania geologiczne wykazały nieskomplikowaną budowę geologiczną podłoża. W dokumentacji geotechnicznej wydzielono kilka warstw gruntów rodzimych o zróżnicowanych miąższościach. Pod warstwą gruntów nasypowych (nierozpatrywanych jako warstwa geotechniczna) o miąższości ok. 0,6–1,7 m zalegały rodzime grunty mineralne. Grunty znajdujące się w poziomie posadowienia (decydujące o osiadaniach konstrukcji) miały korzystne parametry geotechniczne (opracowane wg normy PN-B03020 [18]). W opracowywanym modelu została wykorzystana budowa geologiczna terenu ustalona na podstawie rozpoznania. Wartości parametrów materiałowych przyjęto na podstawie dokumentacji geologiczno-inżynierskiej oraz materiałów własnych autora obliczeń, m.in. na podstawie wyników prezentowanych w pracy [9]. W modelu wydzielono materiał hybrydowy, be-

tonowo-gruntowy, który wykorzystano do numerycznego odzwierciedlenia współpracy grup pali i podłoża pod płytą garażu w obrębie rozpatrywanego przekroju dotyczącego rejonu stacji. W opracowaniu dla materiałów znajdujących się na znacznej głębokości do obliczeń przyjęto zwiększone (od 2 do 4 razy w stosunku do rozpoznania geologicznego) wartości E (modułu sprężystości). Modyfikacji dokonano na podstawie zależności ustalonej w trakcie weryfikacji wyników innych obliczeń, wykorzystując wartości pomiarów przemieszczeń w rejonie analizowanych obiektów.

Obliczenia numeryczne przemieszczeń podłoża spowodowanych budową parkingu w rejonie stacji z uwzględnieniem współpracy grup pali, płyty dolnej i podłoża gruntowego wykonano za pomocą metody elementów skończonych. Obliczenia wykonano z zastosowaniem pakietu programów komputerowych HYDRO-GEO [10]. Do symulacji pracy podłoża przyjęto sprężysto-plastyczne modele ośrodka gruntowego bazujące na warunku plastyczności Coulomba–Mohra. W analizie numerycznej zastosowano sześciowęzłowe trójkątne elementy izoparametryczne o funkcjach kształtu stopnia drugiego.

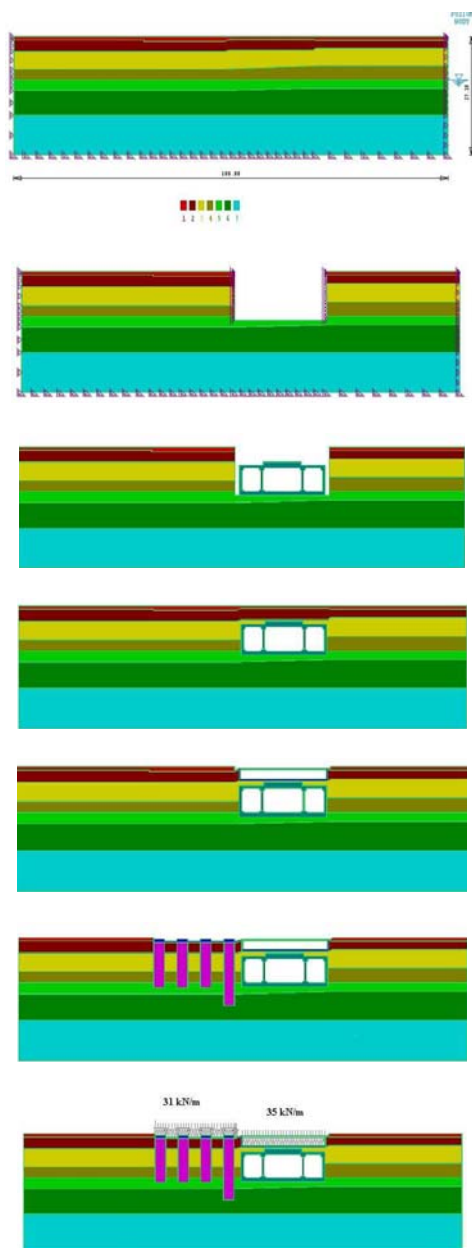
W trakcie obliczeń odtworzono historię naprężeń w podłożu, uwzględniono zmiany wynikające z wykonywania wcześniejszych obiektów, jakimi były tunele metra, a następnie modelowano budowę garażu. Obliczenia przeprowadzono w siedmiu etapach przedstawionych na rys. 3.

Parametry poszczególnych materiałów występujących w analizowanym przekroju zostały przedstawione w formie tabeli 1. Numery materiałów przedstawionych w tabelach odpowiadają numeracji prezentowanej na rysunkach. Użyto typowych symboli opisujących parametry: ν – współczynnik Poissona, E – moduł sprężystości Younga, γ – ciężar objętościowy gruntu (całkowity bez uwzględnienia wyporu), c , c' – spójność, spójność efektywna, ϕ , ϕ' – kąt tarcia wewnętrznego

Na rysunku 4 przedstawiono schemat deformacji analizowanego obiektu i przemieszczenia pionowe kreślone co 0,001 m w przedostatnim etapie obliczeń. Na rysunku 5 przedstawiono schemat deformacji analizowanego obiektu i przemieszczenia pionowe kreślone co 0,001 m obiektu w ostatnim etapie obliczeń. Na rysunku 6 zestawiono przemieszczenia podtorza w poszczególnych tunelach: wschodnim, środkowym i zachodnim w ostatnich etapach obliczeń.

W trakcie realizacji inwestycji prowadzony był monitoring przemieszczeń podtorza. Zbieżność pomiarów z otrzymanymi wynikami obliczeń była bardzo dobra. Osiągnięto ją dzięki zwiększeniu wartości parametrów podłoża zalegających na znacznej głębokości w stosunku do wartości prezentowanych w dokumentacji. Zmian dokonano na podstawie zależności ustalonej w trakcie weryfikacji za pomocą analiz wstecz wyników innych obliczeń w podobnych warunkach geologicznych.

Kolejny przykład dotyczy inwestycji Marynarska Point omówionej w pracy [4]. Podstawowym problemem w trakcie przeprowadzonych analiz było ustalenie parametrów materiałowych podłoża. Parametry materiałowe wyznaczono w trakcie rozpoznania geologicznego w trzech opracowaniach wykonanych w latach 1997, 1999, 2001. We wszystkich bazowano na normie PN-81/B-03020. Wybrane parametry materiałowe ustalone na podstawie opracowań zaprezentowano w tab. 2. Numery materiałów odpowiadają numeracji prezentowanej na rys. 8. Parametry materiału nr 6 w zależności od opracowania różniły się pięciokrotnie.



Rys. 3. Etapy obliczeń MES

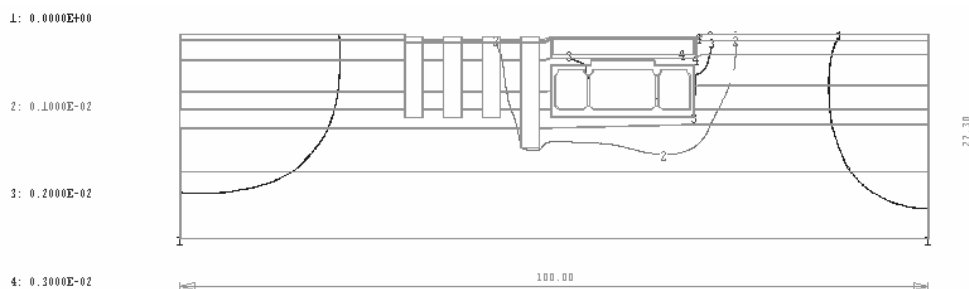
Fig. 3. Stages of FEM calculations

Parametry materiałowe dla przekroju

Lp.	Nazwa Gruntu	ν [-]	E [MPa]	γ [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]	c' [kPa]	ϕ' [°]
1	Piaski drobne, piaski pylaste	0,3	70	19,0	0	35	3	34
2	Gliny piaszczyste, piaski gliniaste	0,3	40	22,0	25	19	19	20
3	Gliny piaszczyste, piaski gliniaste	0,3	47	22,5	35	23	15	28
4	Piaski drobne nad wodą	0,3	70	19,0	0	35	3	34
5	Piaski drobne pod wodą*	0,3	100	19,0	0	35	3	34
6	Piaski średnie, piaski grube pod wodą*	0,25	170	19,0	0	36	0	36
7	Piaski średnie, piaski grube pod wodą, warstwy głębokie*	0,25	255	19,0	0	36	0	36
8	Beton – płyta fundamentowa, ściany zewnętrzne i stropy metra	0,167	32 500	24	–	–	–	–
9	Beton – konstrukcja garażu	0,167	32 500	24	–	–	–	–
10	Beton – ściany wewnętrzne w tunelu metra	0,167	3 250	24	–	–	–	–
11	Materiał hybrydowy, pale i grunt pod płytą**	0,3	1 800	20,0	–	–	–	–

* Wzmocnione wartości modułu sprężystości E – opis w tekście.

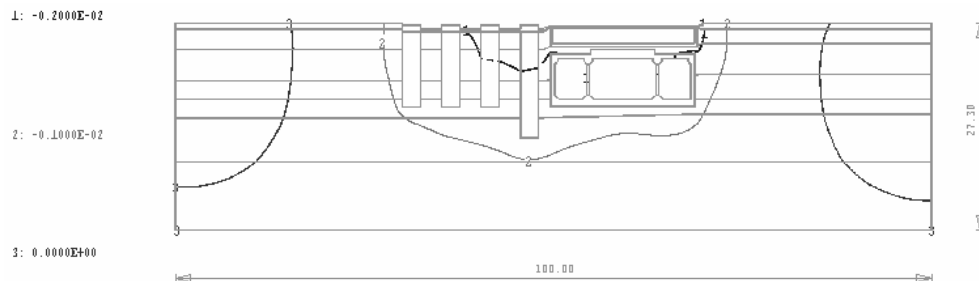
** Materiał hybrydowy, betonowo-gruntowy został wykorzystany do numerycznego odwzorowania współpracy grup pali i podłoża pod płytą garażu, przyjęty do obliczeń moduł został uśredniony dla betonu i gruntu.



Rys. 4. Przemieszczenia pionowe w przedostatnim etapie obliczeń [m]

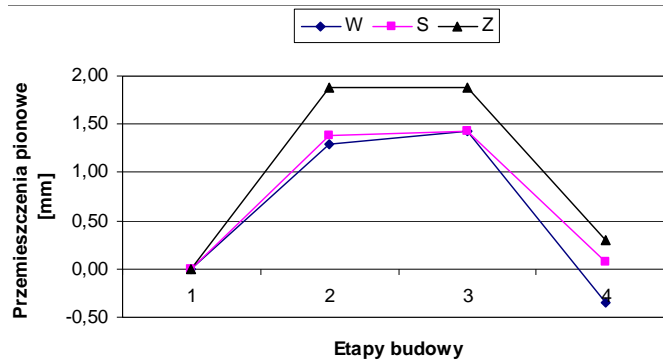
Fig. 4. Vertical displacement in the last but one stage of calculations [m]

W trakcie wykonywania części podziemnej w celu ograniczenia spodziewanych przemieszczeń ściany zastosowano podparcie ściany szczelinowej od strony najbliższego budynku za pomocą metody podstropowej. W celu poprawienia możliwości transportu z i do wnętrza wykopu na całej długości przeciwległej ściany szczelinowej zastosowano kotwienie. W trakcie wykonywania obiektu Marynarska Point w okolicznym rejonie zastosowano bardzo szeroki zakres monitoringu.



Rys. 5. Przemieszczenia pionowe w ostatnim etapie obliczeń [m]

Fig. 5. Vertical displacement in the last stage of calculations [m]



Rys. 6. Przemieszczenia pionowe w ostatnich etapach obliczeń

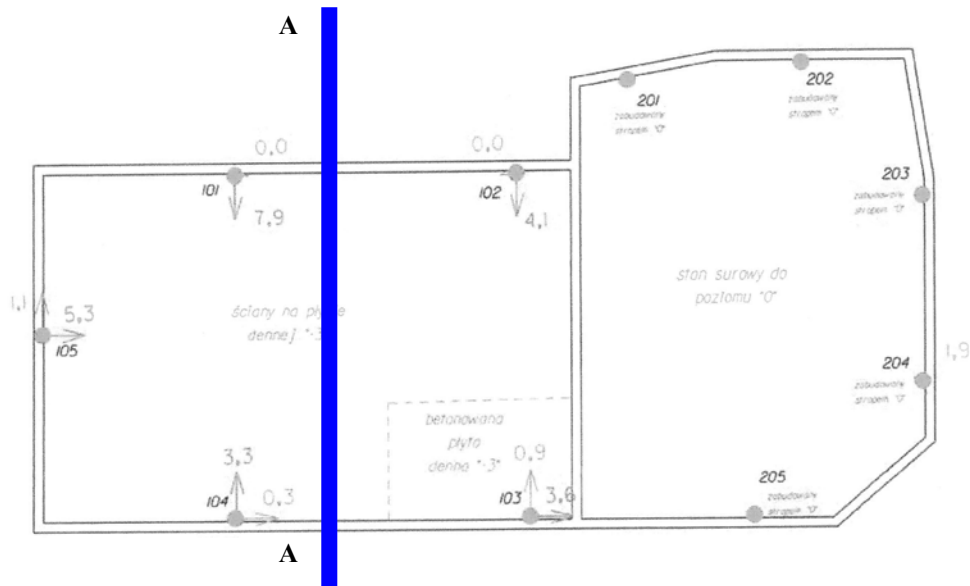
Fig. 6. Vertical displacement in the last stages of calculations

4.2. Przemieszczenia w rejonie inwestycji Marynarska Point

Tabela 2

Wybrane wartości parametrów materiałowych

Lp.	Nazwa gruntu	E [kPa]
1	Nasyp niekontrolowany	35 000
2	Piaski gliniaste, gliny piaszczyste	35 000
3	Gliny piaszczyste nad wodą	31 000
4	Gliny piaszczyste pod wodą	31 000
5	Piaski średnie, piaski grube pod wodą	92 800
6	Gliny piaszczyste pod wodą	74 000 (15 000)
7	Piaski średnie, piaski grube pod wodą	140 000



Rys. 7. Przekrój obliczeniowy A-A i przemieszczenia poziome ścian szczelinowych

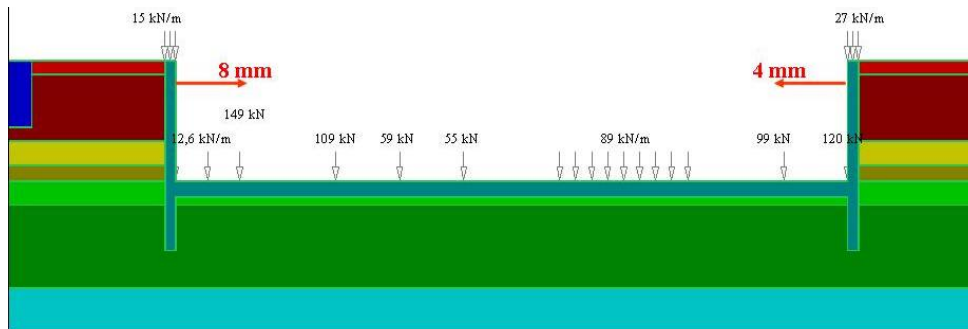
Fig. 7. Cross-section A-A and horizontal displacement of retaining wall

Wykonano:

- repery do pomiarów przemieszczeń podłoża pod wpływem wykonania płyty fundamentowej – 6 sztuk,
- inklinometry w ścianach szczelinowych – 6 sztuk,
- monitoring przemieszczeń poziomych ścian szczelinowych – 10 punktów,
- repery kontrolne na płycie – 12 sztuk,
- monitoring przemieszczeń pionowych budynków sąsiadujących z budową – 15 reperów kontrolnych i 4 repery odniesienia,
- monitoring przemieszczeń poziomych budynków sąsiadujących z budową – 12 punktów (celowników),
- piezometry głębokie – 3 sztuki,
- piezometry płytkie – 2 sztuki.

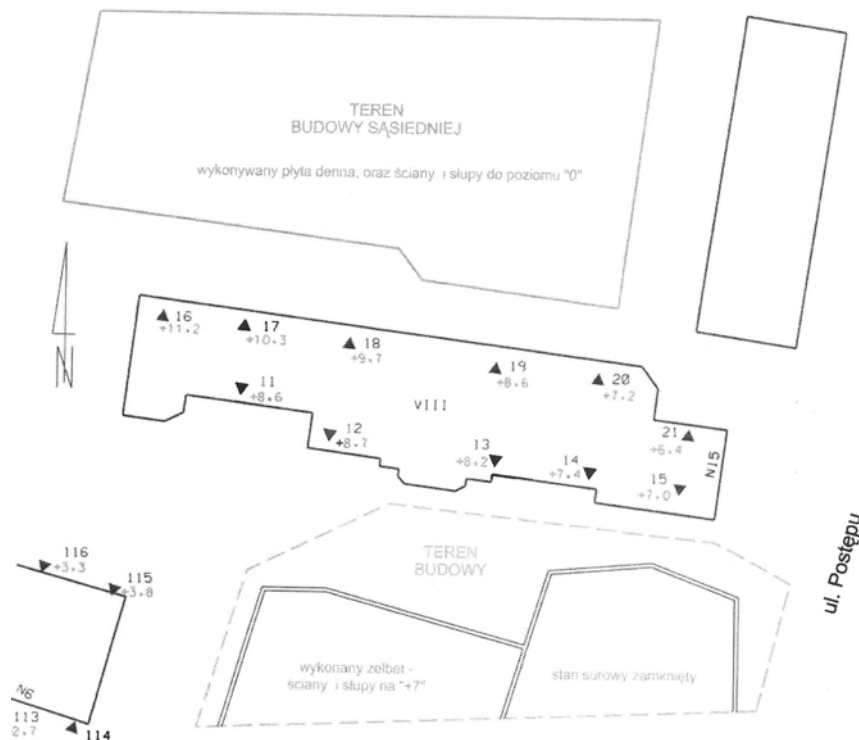
Przeprowadzony monitoring obiektu pozwolił zaobserwować kilka ciekawych wyników. Po pierwsze, przemieszczenia poziome kotwionej ściany szczelinowej były mniejsze do ściany podpartej stropami (rys. 8). Pomiary wykonane na celownikach zamocowanych do ściany szczelinowej zostały potwierdzone przez inklinometry w ścianach szczelinowych.

Uwzględnienie uzyskanych w pierwszych etapach budowy wyników pomiarów podczas przeprowadzenia analizy wstecz pozwoliło na skuteczne wytarowanie modelu numerycznego. Na rysunku 8 przedstawiano schemat modelu wykorzystanego do określenia przemieszczeń w rejonie inwestycji przy stanie „0” budynku. Obciążenia działające na płytę fundamentową przyjęto na podstawie obciążeń działających wzdłuż osi budynku,



Rys. 8. Schemat modelu wykorzystanego do określenia przemieszczeń w rejonie inwestycji przy stanie „0”

Fig. 8. Diagram of the model used for the displacement determination in the area of investment in the “0” state



Rys. 9. Przemieszczenia pionowe budynków sąsiadujących z inwestycją po ukończeniu stanu surowego budynku

Fig. 9. Vertical displacement of the adjacent buildings after completion of construction work

która pokrywała się z przekrojem obliczeniowym. Wypiętrzenia budynków sąsiednich w etapach głębienia wykopu i wykonywania inwestycji do stanu „0” mieściły się w granicach od 4 do 6 mm (6 mm krawędź budynku bliżej wykopu).

Kolejną ciekawą obserwacją dokonaną na podstawie monitoringu były przemieszczenia pionowe budynku sąsiedniego w kolejnych fazach realizacji inwestycji. W miarę wznoszenia budynku (obciążenia podłoża) wartości wypiętrzeń powinny się zmniejszać. W niektórych przypadkach mogą występować osiadania budynków w rejonie realizowanej inwestycji. W analizowanym rejonie mimo postępu robót pojawiały się dalsze wypiętrzenia. Rozwiązanie zagadki zostało przedstawione na rys. 12. Obserwowany budynek znalazł się pod wpływem innej inwestycji. Zdarzenie to potwierdza złożoność problemów i oddziaływań przy realizacji obiektów w gęstej zabudowie miejskiej i tym samym złożoność wykonywania modeli numerycznych omawianych inwestycji.

5. Odprężenie w wykopie Marynarska Point wg US ARMY CORPS OF ENGINEERS EM 1110-2-1904 oraz wytarowanego modelu MES

Wstępną przybliżoną ocenę przemieszczeń (podniesienia) dna wykopu można wykonać, posługując się metodą opracowaną przez korpus inżynierów armii Stanów Zjednoczonych podaną w opracowaniu [11]. Wartość sprężystego podniesienia dna wykopu oblicza się ze wzoru

$$S_{RE} = F_{RD} F_{RS} \frac{\gamma D^2}{E_s^*} \quad (6)$$

gdzie:

- S_{RE} – wielkość sprężystego podniesienia dna wykopu,
- F_{RD} – głębokościowy czynnik odprężenia,
- F_{RS} – czynnik odprężenia ze względu na kształt wykopu,
- γ – ciężar objętościowy gruntu poniżej dna wykopu,
- D – głębokość wykopu,
- L – długość wykopu,
- B – szerokość wykopu,
- E_s^* – zastępczy moduł Younga gruntu poniżej dna wykopu.

Wartości F_{RD} , F_{RS} odczytuje się z odpowiednich nomogramów [11]. Wartości czynnika F_{RD} odczytujemy na podstawie wartości ilorazów: H/B , B/D , zaś wartości czynnika F_{RS} – na podstawie wartości H/B , L/B .

Dla wykopu obiektu budowlanego przy ulicy Marynarskiej odpowiednie dane wynoszą: $D = 10,2$ m, $L = 110$ m, $B = 55$ m, $\gamma = 18$ kN/m³, E_s^* (wyznaczony na podstawie badań geofizycznych) – 340 MPa. Obliczone ze wzoru (6) podniesienie dna wykopu wynosiło 18 mm.

Omówiona metoda warta jest stosowania tylko wtedy, gdy dysponuje się wiarygodnymi wartościami modułu Younga gruntów poniżej dna wykopu wyznaczonymi z badań geofizycznych [5, 6].

W trakcie obliczeń MES maksymalne podniesienie dna wykopu wynosiło 26 mm. Wyniki uzyskano na wytarowanym modelu numerycznym, dla którego uzyskano zgodność przemieszczeń pionowych dla budynku sąsiedniego. Na budowie nie było przewidzianego pomiaru odprężenia dna wykopu, więc w tej kwestii pozostają wyłącznie wyniki obliczeń.

Według autorów rozbieżność otrzymanych wyników nie jest duża. Niestety, nie można było zweryfikować obliczeń z wartościami pomiarowymi.

6. Wnioski

1. Wiarygodność wyników obliczeń numerycznych uzależniona jest od dokładności rozpoznania geologicznego i poprawności wyznaczania parametrów materiałowych.
2. Podczas projektowania i wykonawstwa obiektów budowlanych w trudnych warunkach (skomplikowane warunki geologiczno-inżynierskie podłoża, sąsiedztwo istniejących budynków, głębokie wykopy itp.) nie można opierać się na typowych oszacowaniach parametrów oraz normowych metodach obliczeń statycznych.
3. Niestandardowe metody obliczeń (modelownie numeryczne) wymuszają rozbudowę sieci monitoringu i wykorzystanie nowoczesnych badań gruntu.
4. Parametry sprężyste zaleca się określać przy rzeczywistym stanie naprężeń efektywnych podłoża obiektu za pomocą metod sejsmiki powierzchniowej.
5. Analiza wstecz na podstawie istniejącego monitoringu przemieszczeń pozwala na weryfikację parametrów gruntowych oraz schematów przyjętych do obliczeń.
6. W obliczeniach należy stosować modele gruntu uwzględniające zmianę sztywności w zależności od odkształceń ośrodka (o ile są dostępne parametry).
7. Analizowany temat wymaga dalszych badań.

Praca została zrealizowana w ramach projektu badawczego Ministerstwa Edukacji i Nauki Nr 4 T07E 020 29 pt. „Wpływ realizacji głębokich posadowień na zabudowę sąsiednią w ujęciu metody elementów skończonych”.

Autorzy pragną wyrazić podziękowania firmie Skanska Property Poland Sp. z o.o. za udostępnienie wyników monitoringu wykonywanej inwestycji Marynarska Point.

Specjalne podziękowania dla Władz Zakładu Geologii Inżynierskiej Uniwersytetu Warszawskiego za umożliwienie wykorzystania urządzeń metody sejsmiki powierzchniowej do przeprowadzenia badań polowych gruntu.

Literatura

- [1] Aoki M., Kakurai M., Ishii O., Ishihara K., *Field measurements and predictive estimates of ground heave and settlement of bearing stratum supporting the spread foundation of a skyscraper*, AIJ. J. Technology Des., No. 5, 1997, 80-84.
- [2] Atkinson J.H., *Non-linear soil stiffness in routine design.*, Geotechnique, Vol. 50, No. 5, 2000, 487-508.
- [3] Barański M., Kaczyński R., Borowczyk M., Trzeciński J., Wójcik E., Granacki W., Szczepański T., Zawrzykraj., *Ocena zachowania się ilów plicieńskich ze Stegien w warunkach naprężeń efektywnych*, Raport projektu badawczego Ministerstwa Nauki i Szkolnictwa Wyższego, 2004.
- [4] Barański M., Popielski P., Szczepański T., Wrona M., *Analiza możliwości weryfikacji modelu numerycznego na podstawie pomiarów i badań wykonanych w trakcie realizacji obiektu*, Czasopismo Techniczne z. 12/2007, seria Środowisko z. 1-Ś/2007, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2007.

- [5] Barański M., Szczepański T., *Wykorzystanie metod sejsmiki powierzchniowej (CSWS, SASW) do wyznaczania parametrów sprężystych gruntu*, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej, Budownictwo, z. 28, t. 1, 2006, 9-18.
- [6] Barański M., Szczepański T., *Zastosowanie metod sejsmiki powierzchniowej do oceny modułu G gruntu*, XIX Konferencja Naukowa nt. „Metody Komputerowe w Projektowaniu i Analizie Konstrukcji Hydrotechnicznych”, Kraków–Korbielów 2007.
- [7] Barański M., *The interplay between geological history and geotechnical properties of overconsolidated Mio-Pliocene clays*, Advances in geotechnical engineering, The Skempton Conference, Vol. 2, London 2004, 1219-1230.
- [8] Bażyński J., Drągowski A., Frankowski Z., Kaczyński R., Rybicki S., Wysokiński L., *Zasady sporządzania dokumentacji geologiczno-inżynierskich*, Ministerstwo Środowiska, Warszawa 1999.
- [9] Chmielewski A., Dąbrowski H., Popielski P., Stankiewicz G., Zalewski P., *Modele numeryczne konstrukcji posadowienia stacji metra A17 „Dworzec Gdański”*, Konferencja Naukowo-Techniczna nt. „Metody numeryczne do projektowania i analizy konstrukcji hydrotechnicznych”, Korbielów 2004.
- [10] Dłużewski J., *HYDRO-GEO: program elementów skończonych dla geotechniki, hydrotechniki i inżynierii środowiska*, Oficyna Wydawnicza PW, Warszawa 1997.
- [11] EM 1110-2-1904 Settlement Analysis, Engineering Manual, US Army Corps of Engineers.
- [12] Georgiannou V.N., Rampello S., Silvestri F., *Static and Dynamic measurements of undrained stiffness on natural overconsolidated clays*, Proc. 10th Firenze, Vol. 1, 1991, 91-95.
- [13] Hardin B.O., Black W.L., *Vibration modulus of normally consolidated clays*, J. of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, Vol. 94, No. 2, 1968, 353-369.
- [14] Hardin B.O., *The nature of stress – strain behaviour for soils. State-of-the-art-report*, Proc. Spec. Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 1978, 3-90.
- [15] High D.W., Higgins K.G., *An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: background and application*, Proc. of Int. Symposium Pre-failure deformation of geomaterials, IS Hokkaido '94, 1995.
- [16] Koseki J., Tatsuoka F., Yoshimine M., Hatanaka M. Uchida K., Yasufuku N., Furuta I., *Report on applications of laboratory stress strain test results of geomaterials to geotechnical practice in Japan*, Advanced laboratory stress strain testing of geomaterials, Balkema 2001, 111-186.
- [17] Michalak H., Pęski S., Pyrak S., Szulborski K., *O wpływie wykonywania wykopów głębokich na zabudowę sąsiednią*, Inżynieria i Budownictwo 1/1998.
- [18] PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [19] Shibuya S., Tatsuoka F., Teachavorasinskun S., Kong X.J., Abe F., Kim Y.S., Park C.S., *Elastic deformation properties of geomaterials; Soil and Foundations*, Journal of the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 32, No. 3, Sep. 1992, 23-46.
- [20] Szulborski K., *Awarie budowlane związane z głębokimi posadowieniami*, Seminarium nt. „Głębokie wykopy na terenach wielkomiejskich”, Warszawa, 19 listopada 2002, 77-94.

- [21] Truty A., Konior T., Obrzud R., *Szttywność gruntów w zakresie małych odkształceń*, XVII Konferencja Naukowa nt. „Metody komputerowe w projektowaniu konstrukcji hydrotechnicznych”, Kraków–Korbielów 2005, 117-126.
- [22] Wysokiński L., Kotlicki W., Motak E., *Zagadnienia geotechniczne w realizacji inwestycji w gęstej zabudowie*, Inżynieria i Budownictwo 10/1999.
- [23] Wysokiński L., Kotlicki W., Instrukcja ITB.: *Ochrona zabudowy w sąsiedztwie głębokich wykopów*, seria: Instrukcje, wytyczne, poradniki 376/2002, Warszawa 2002.
- [24] Wysokiński L., *Badania geotechniczne do projektowania i wykonywania głębokich wykopów budowlanych*, Materiały Budowlane 3/2003.