

*Agnieszka Dąbska\**, *Paweł Popielski\**, *Aleksander D. Fadeev\*\**, *Elena V. Gorodnova\*\*\**

## ANALIZA ODDZIAŁYWANIA POSADOWIEŃ NOWYCH KONSTRUKCJI NA ISTNIEJĄCE OBIEKTY PODZIEMNE

---

### 1. Wstęp

W gęstej zabudowie dużych miast, którą często stanowią obiekty historyczne, pojawiają się nowe inwestycje. Budowa nowych obiektów w takich warunkach zawsze związana jest z problemem pojawienia się dodatkowych obciążeń od projektowanej konstrukcji w już istniejącym w podłożu stanie „naprężenie–odkształcenie”. Oddziaływania wynikające z realizacji nowych posadowień mają wpływ nie tylko na istniejącą zabudowę znajdującą się na powierzchni terenu, ale również na warunki pracy podziemnych konstrukcji inżynierskich (tunele i stacje metra, kolektory miejskie). Ponadto, na zurbanizowanym terenie, znajduje się zazwyczaj inna różna infrastruktura, często wrażliwa na przemieszczenia, które może wywołać posadowienie nowego obiektu. W przypadku skomplikowanej budowy geologicznej podłoża, posadowienia obiektu zakładającego współpracę obudowy wykopu, płyty dennej i innych elementów konstrukcyjnych oraz lokalizacji w rejonie istniejącej konstrukcji podziemnej, jedyną skuteczną możliwością określenia wzajemnych oddziaływań pomiędzy posadowieniem wznoszonej budowli, a istniejącą sąsiednią zabudową, jest przeprowadzenie symulacji numerycznej.

W celu zapewnienia bezpieczeństwa podziemnych konstrukcji, należy oszacować wartości dodatkowych naprężeń i dopuszczalnych przemieszczeń. W związku z tym, zachodzi konieczność rozwiązania skomplikowanych zadań geotechnicznych, do których analizy, przeważnie wykorzystuje się metodę elementów skończonych. Wykonanie takiej analizy numerycznej jest zadaniem uwarunkowanym przez wiele czynników.

---

\* Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki, Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Warszawska, Warszawa

\*\* Państwowy Architektoniczno-Budowlany Uniwersytet, Sankt-Petersburg, Rosja

\*\*\* Państwowy Uniwersytet Komunikacji, Sankt-Petersburg, Rosja

Jakość przeprowadzonych obliczeń zależy od poprawnej i dokładnej dyskretyzacji schematu obliczeniowego oraz od przyjętych parametrów geotechnicznych ośrodka gruntowego. Do współpracy z posadowieniem włączone jest podłoże gruntowe na znacznej głębokości, która często przekracza głębokość odwiertów wykonanych w trakcie rozpoznania geologicznego. Doświadczenia wskazują, że dla warstw położonych głębiej można oczekiwać parametrów o wyższych wartościach, na skutek większego wpływu konsolidacji i wyższych wartości naprężeń efektywnych. Wraz ze zwiększaniem się głębokości poniżej poziomu posadowienia będą występowały coraz mniejsze odkształcenia. Dla tzw. „małych odkształceń”, wartości modułów sprężystych są większe, niż dla zakresu dużych odkształceń, a parametr opisujący sztywność ośrodka (odpowiadający za osiadania) bardzo silnie zależy od aktualnego stanu odkształceń ośrodka [5].

Zazwyczaj przy braku odpowiedniej liczby parametrów do zastosowania zaawansowanych modeli gruntów, projektant decyduje się na obliczenia bazujące na warunku Coulomba–Mohra lub Druckera–Pragera, zakładając stałą wartość modułu sprężystości ( $E = \text{const.}$ ).

Wyznaczenie modułów sprężystości dla małych odkształceń można wykonać metodami geofizycznymi, np. za pomocą mikrosejsmiki lub badając zależność „odkształcenie — naprężenie” w aparacie trójosiowego ściskania, z precyzyjnym pomiarem (elementy piezoelektryczne) w zakresie małych odkształceń. Niestety bardzo rzadko stosuje się je do inżynierskiego rozpoznania warunków gruntowych. Dlatego też w obliczeniach numerycznych dotyczących głębokich posadowień, w oparciu o teorię małych odkształceń, niekiedy stosuje się modyfikację wartości parametrów dla warstw gruntu zalegającego na znacznej głębokości [1].

W artykule przedstawiono wyniki analizy numerycznej, określające wpływ nowego obiektu na istniejące konstrukcje podziemne, na przykładzie kilku obiektów zrealizowanych w Rosji (Sankt Petersburg) i w Polsce (Warszawa).

## **2. Obiekty realizowane w Rosji**

### **2.1. Założenia do analizy**

W celu określenia dodatkowych obciążeń na obudowę tuneli (kolektorów) określono rozkład naprężeń z wykorzystaniem programów opartych na metodzie elementów skończonych tj. „Geomechanics” i „PLAXIS” [9]. Ze względu na liniowość obiektu obliczenia wykonano dla płaskiego stanu odkształceń. Przy wykonywanej analizie posadowienia wielopiętrowych budynków mieszkalnych nad trasami kolektorów kanalizacyjnych przyjęto, że warunkiem dalszej bezpiecznej pracy tuneli jest nie przekroczenie obciążeń dopuszczalnych z uwzględnieniem współczynników pewności przez obciążenia dodatkowe działające na obudowę kolektora [10, 11].

### **2.2. Budynek 2-kondygnacyjny z garażem podziemnym na ul. Deputatskaya**

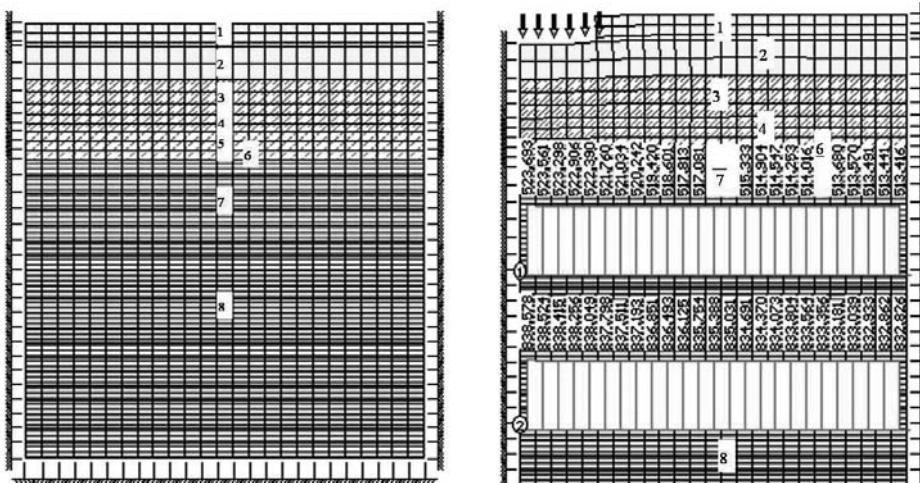
Podczas budowy dwukondygnacyjnego budynku z garażem podziemnym na ul. Deputatskaya należało oszacować bezpieczeństwo 2 kolektorów zlokalizowanych bezpośrednio

pod planowanym placem budowy. Podstawowe parametry gruntów na ulicy Deputatskaya w rejonie projektowanej inwestycji przedstawiono w tabeli 1.

**TABELA 1**  
**Podstawowe parametry gruntów na ulicy Deputatskaya**

Nr	Nazwa gruntu	$E$ [kPa]	$\nu$ [—]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kPa]	$\phi$ [°]
1	Grunty nasypowe	1000	0,30	17,0	1	15
2	Piasek drobny	11000	0,30	19,4	2	26
3	Gлина pylasta	5000	0,35	18,2	6	7
4	Gлина pylasta	6500	0,35	19,0	8	9
5	Pył	20000	0,30	21,8	40	26
6	Pył	30000	0,30	22,8	70	30
7	Gлина morenowa	45000	0,42	20,7	104	15
8	Gлина morenowa	100000	0,42	21,2	310	27

Budowla ma fundament płytowy, posadowiony 2,5 m poniżej powierzchni terenu. Jeden z kolektorów o polu przekroju poprzecznego 1900×1830 mm znajduje się na głębokości 25 m, a drugi, o polu przekroju poprzecznego 3160×2450 mm, na głębokości 40 m (rys. 1). Naprężenia na poziomie posadowienia przekazywane na grunt wynoszą 72 kPa.



**Rys. 1.** Schemat stref materiałowych oraz schemat obliczeniowy dla warunków geotechnicznych na ulicy Deputatskaya — program Geomechanics

W górnej części podłoża gruntowego występują słabe osady czwartorzędowe, a poniżej zalega warstwa twardych utworów pochodzenia proterozoicznego o dużej miąższości

(warstwa 8) i wysokim module deformacji (tab. 1). Dlatego też, ze względu na warunki geotechniczne występujące w podłożu, oba kolektory posadowiono w warstwie nośnych glin pochodzenia proterozoicznego.

Obliczenia wykonano w 3 etapach:

**Etap I** — obliczono naprężenia pierwotne wynikające z ciężaru warstw gruntu,

**Etap II** — zamodelowano wykonywanie wykopu pod fundament budynku do głębokości 2,5 m,

**Etap III** — przyłożono obciążenie od projektowanego budynku.

Naprężenia pierwotne występujące w gruncie na głębokości rzędnej góry tunelu wynosiły 512,45 kPa, a na rzędnej jego posadowienia — 830,46 kPa. Po zamodelowaniu posadowienia projektowanego budynku naprężenia na rzędnej posadowienia tunelu pod budowlą wynosiły 838,6 kPa, czyli wzrosły o 1,0%. Dodatkowe naprężenia pionowe, które pojawiły się w związku z posadowieniem obiektu, odpowiadały naprężeniom, jakie wystąpiłyby w przypadku posadowienia tunelu na rzędnej o 0,5 m poniżej niż miało to miejsce. 1% przyrost naprężeń jest 20-krotnie niższy niż przyjęty do obliczeń wytrzymałości tunelu.

### 2.3. Wielokondygnacyjny budynek z podziemnym garażem na ul. Sverdlovskaya naberezhnaya

Analizę numeryczną wykonano w celu oceny bezpieczeństwa kolektora podczas budowy wielokondygnacyjnego budynku z garażem podziemnym na ul. Sverdlovskaya naberezhnaya. Omawiany kolektor, w postaci 2 równoległych tuneli o polu przekroju poprzecznego 4030×2780 mm przebiegających na głębokości 64 m pod projektowanym budynkiem, jest głównym kolektorem dla północnej części Sankt-Petersburga.

Projektowany budynek stanowi 14–18 piętrowy kompleks mieszkalny z podziemnymi garażami. Elementy kompleksu mają fundament kombinowany w postaci płyty żebrowej opartej na palach żelbetowych wierconych w orurowaniu o średnicy  $\phi$  560/670 mm i długości  $L = 29$  m. Podstawa pali znajduje się w warstwie plastycznych pyłów pochodzenia lodowcowego ( $I_L = 0,6$ ,  $E = 18\,500$  kPa). Nacisk przekazywany na płytę wynosi około 130 kPa. Główna trasa rurociągu przebiega w warstwie utworów pochodzenia proterozoicznego. Podstawowe parametry gruntów, przyjęte do obliczeń, przedstawiono w tabeli 2.

W momencie rozpoczęcia budowy wielkość naprężeń na głębokości obudowy I nitki kolektora wynosiła 679,67 kPa, a po wybudowaniu obiektu 758,78 kPa. Z przeprowadzonych obliczeń wynika, że naprężenie wzrosło o 11%. Przy czym należy zauważyć, że obliczone przemieszczenie obudowy tunelu wynosiło  $s = 0,16$  mm.

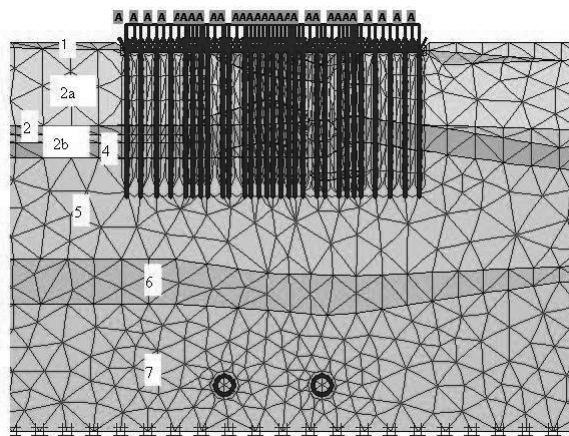
Dla II nitki kolektora pierwotne naprężenie na poziomie jego obudowy wynosiły 681,55 kPa. Po posadowieniu obiektu, naprężenia w gruncie wzrosły do 764,66 kPa, czyli o 12%. Przeprowadzone obliczenia wykazały, że pionowe przemieszczenie obudowy tunelu wyniosły  $s = 0,23$  mm. Schemat przyjęty do obliczeń przedstawiono na rysunku 2.

Przeprowadzone obliczenia wykazały, że projektowany budynek jest bezpieczny z punktu widzenia dalszej bezawaryjnej pracy kolektorów kanalizacyjnych.

Oba obiekty zostały wykonane i nie wpłynęły niekorzystnie na dalszą eksploatację kolektora

TABELA 2  
**Podstawowe parametry gruntów na Sverdlovskaya naberezhnaya**

Nr	Nazwa gruntu	$E$ [kPa]	$\nu$ [—]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kPa]	$\phi$ [°]
1	Grunty nasypowe	17	1000	0,30	1	15
2	Pył	19,5	7000	0,35	10	18
2a	Piasek pylasty	20,7	28 000	0,30	6	33
2b	Gлина pylasta	16,9	4000	0,35	7	7
3	Pył	19,3	7000	0,35	9	18
4	Gлина pylasta	16,9	4000	0,35	7	7
5	Pył	19,5	18 500	0,35	10	18
6	Piaski drobne	21,3	48 000	0,30	6	37
7	И	20,8	150 000	0,40	140	22



**Rys. 2.** Schemat obliczeniowy dla warunków geotechnicznych na ulicy Sverdlovskaya naberezhnaya — program PLAXIS

rów. Zarejestrowane wielkości osiadania budowli mieściły się w dopuszczalnych granicach [11].

### 3. Obiekty realizowane w polsce

#### 3.1. Założenia do analizy

Dla opisywanych obiektów analizę numeryczną wykonano przy użyciu programu HYDRO-GEO, rozwijanego na Politechnice Warszawskiej [3]. Z powodu dostępnych parametrów materiałowych przyjęto model ośrodka gruntowego, jako sprężysto-plastyczny w oparciu o warunek plastyczności Columba-Mohra. Obliczenia wykonano, jako zagadnienie dwu wymia-

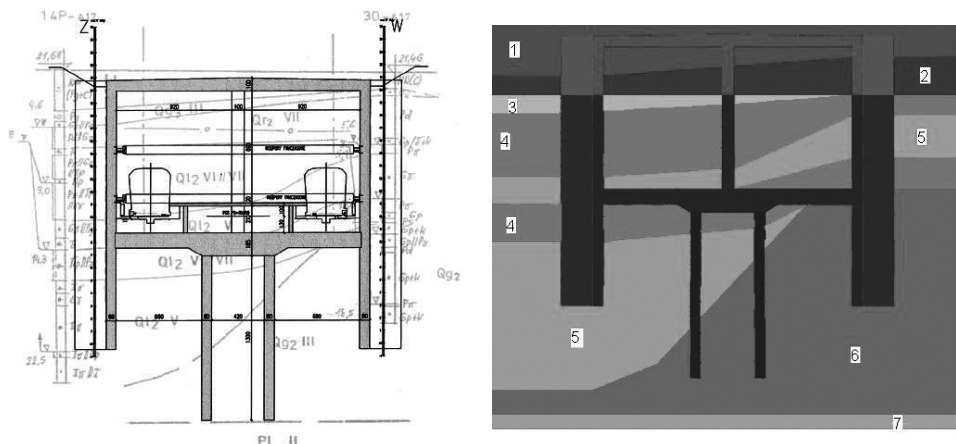
rowe w płaskim stanie odkształcenia. Dyskretyzacji modelu dokonano korzystając z sześciowęzłowych izoparametrycznych elementów trójkątnych o funkcjach kształtu drugiego stopnia.

### 3.2. Stacja metra A17 „Dworzec Gdański”

Analizę numeryczną wykonano dla konstrukcji stacji metra A17 „Dworzec Gdański”, budynku, który planuje się wykonać bezpośrednio nad stacją oraz dla przejścia podziemnego zlokalizowanego w rejonie stacji [2, 8]. Obliczenia dotyczyły wyboru sposobu wykonania i wzajemnego oddziaływania konstrukcji. W przedstawionym przykładzie wielkość przemieszczeń szyn nie powinna była przekraczać wartości określonych, jako dopuszczalne i niezagrażające stałemu ruchowi pociągów.

Dla potrzeb niniejszych założeń przewidziano wykonanie w wybranych osiach stacji ścian szczelinowych o lokalnie zwiększonych przekrojach (zastosowano tzw. sekcje teowe), stanowiących integralną część konstrukcyjną (rys. 3).

Zestawienie wydzielonych warstw geotechnicznych [6] oraz proponowanych charakte-



Rys. 3. Schemat przyjętego sposobu posadwienia stacji metra A17 „Dworzec Gdański” oraz schemat stref materiałowych przyjętych do obliczeń

rystycznych wartości modułu E [7] podano w tabeli 3.

Modelowanie numeryczne wykonania stacji przeprowadzono w sześciu etapach, w kolejnych dwóch przeprowadzono obliczenia dotyczące przejścia podziemnego:

- Etap I** — obliczono naprężenia pierwotne wynikające z ciężaru warstw gruntu,
- Etap II** — modelowano wykonanie ścian szczelinowych, a następnie wykonanie wykopu poprzez wyjmowanie elementów do założonej rzędnej dna płyty fundamentowej, pozostawiono płytę stropową i wprowadzono rozparcia,
- Etap III** — modelowano wykonanie płyty fundamentowej stacji, gdzie obciążenie stanowił ciężar własny płyty (ciężar objętościowy betonu przyjęto  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ),
- Etap IV** — dołożono dodatkowe elementy: wzniesiono słupy i uwzględniono obciążenia od

- wyporu,
- Etap V** — przyłożono obciążenia od pozostałych elementów konstrukcyjnych stacji,
- Etap VI** — przyłożono obciążenia od 10 kondygnacyjnego budynku w postaci sił działających na słupy i ściany szczelinowe,
- Etap VII** — modelowano wykonanie ścian szczelinowych przejścia podziemnego, a następnie wykonanie płyty stropowej,
- Etap VIII** — pozostawiono płytę stropową i wykonano wykop (metoda podstropowa) poprzez wyjmowanie elementów do założonej rzędnej dna płyty fundamentowej, modelowano wykonanie płyty fundamentowej.
- Po wykonaniu konstrukcji stacji przeprowadzono analizę wstecz w celu weryfikacji

TABELA 3

**Weryfikacja parametrów materiałowych (modułu  $E$ ) — zestawienie wyników**

Nr	Nazwa materiału	Moduły $E$ [MPa]		
		Opinia geotechniczna	Metoda porównawcza	Analiza wstecz
1	Nasyp	40	40	40
2	Piaski drobne i pylaste	60	60	60
3	Piaski drobne i pylaste pod wodą	60	60	60
4	Pyły, piaski drobne i pylaste	53	100	179
5	Gliny	30	60	107
6	Gliny piaszczyste	47	80	143
7	Iły plioceńskie	26	150	210

przyjętych do obliczeń parametrów materiałowych. Proces ten przeprowadzono na podstawie istniejącego monitoringu przemieszczeń. Parametry początkowe gruntów przyjęto w oparciu o dokumentację geologiczno-inżynierską [6] oraz opracowanie „Analiza osiadań konstrukcji metra dworzec Gdański” [4]. W kolejnych przybliżeniach zmieniano wartości modułu sprężystości wybranych warstw gruntów, aż do uzyskania w obliczeniach numerycznych przemieszczeń płyty fundamentowej, zgodnych z uzyskanymi w pomiarach *in situ*. Przeprowadzono w ten sposób tarowanie modelu numerycznego. Zwiększając wartość modułów sprężystości w kolejnych przybliżeniach, opierano się o założenia teorii tzw. „małych odkształceń”, dla których wartości modułów sprężystych są większe niż dla zakresu dużych odkształceń [5]. Otrzymane wyniki zestawiono w poniższej tabeli 3. Zmiana sztywności dotyczyła tylko materiałów 4, 5, 6, 7 znajdujących się w strefie małych odkształceń, tj. poniżej 1 E-04.

W tabeli 3, w kolumnie „Opinia geotechniczna”, prezentowane są wartości wykazane w wykonanym rozpoznaniu geologicznym, w kolumnie „Metoda porównawcza” zawarte są wartości wykorzystane przez autorów opracowania [4] na podstawie doświadczenia przy realizacji podobnych obiektów, a w kolumnie trzeciej zawarte są wartości uzyskane za pomocą analizy wstecz [2, 8]. Wykorzystując parametry materiałowe uzyskane za pomocą analizy wstecz, wykonano obliczenia porównawcze dla różnych koncepcji wykonania posadowienia

stacji. Obliczenia potwierdziły, że przyjęty do realizacji wariant był najlepszym rozwiązaniem posadowienia stacji i realizowanego przejścia podziemnego.

### 3.3. Parking w rejonie stacji metra A7 „Wilanowska”

Celem obliczeń była analiza przemieszczeń podłoża i konstrukcji stacji metra, które mogłyby wystąpić w wyniku budowy parkingu P+R w rejonie stacji metra. Określono wpływ projektowanej budowli na przemieszczenia tuneli szlakowych metra i na tory odstawcze przy zachowaniu wielkości przemieszczeń umożliwiających nieprzerwany ruch pociągów.

Garaż był projektowany w technologii żelbetowej monolitycznej z lekkimi elementami stalowymi (dach) oraz jednokondygnacyjną konstrukcją stalową umieszczoną bezpośrednio nad stacją metra. W obliczeniach uwzględniono współpracę płyty fundamentowej, grup pali oraz skrzyni (kondygnacji technicznej) znajdującej się bezpośrednio nad tunelami metra.

W opracowywanym modelu została wykorzystana budowa geologiczna terenu ustalona na podstawie rozpoznania. Wartości parametrów materiałowych przyjęto w oparciu o dokumentację geologiczno-inżynierską oraz normę [7]. W opracowaniu dla materiałów znajdujących się na znacznej głębokości, do obliczeń przyjęto zwiększone (kilka razy w stosunku do rozpoznania geologicznego) wartości modułów  $E$ . Modyfikacji dokonano na podstawie zależności ustalonej w trakcie weryfikacji wyników innych obliczeń, wykorzystując wartości pomiarów przemieszczeń w rejonie analizowanych obiektów. Parametry poszczególnych materiałów występujących w analizowanym przekroju zostały przedstawione w tabeli 4.

Numery materiałów przedstawionych w tabelach odpowiadają numeracji prezentowa-

TABELA 4  
Parametry materiałowe dla przekroju

Nr	Nazwa gruntu	$E$ [kPa]	$\nu$ [—]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kPa]	$\varphi$ [°]
1	Piaski drobne i pylaste	70	0,30	19,0	0	35
2	Gliny piaszczyste, piaski gliniaste	40	0,30	22,0	25	19
3	Gliny piaszczyste, piaski gliniaste	47	0,30	22,5	35	23
4	Piaski drobne nad wodą	70	0,30	19,0	0	35
5	Piaski drobne pod wodą *	100	0,30	19,0	0	35
6	Piaski średnie i grube pod wodą *	170	0,25	19,0	0	36
7	Piaski średnie i grube pod wodą warstwy głębokie *	255	0,25	19,0	0	36

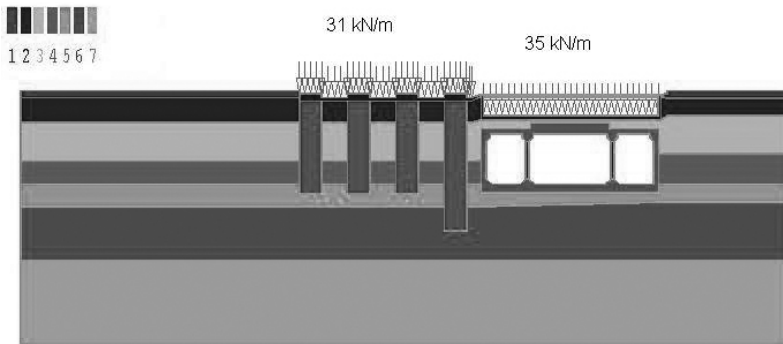
\* zwiększone wartości modułu  $E$

nej na rysunku 4. 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.



Schemat przyjęty do obliczeń ostatniego etapu jest przedstawiono na rysunku 4.

W trakcie realizacji inwestycji był prowadzony monitoring przemieszczeń podtorza.



Rys. 4. Stacja A7 — analiza numeryczna, ostatni etap obliczeń — program HYDRO-GEO

Zbieżność pomiarów z otrzymanymi wynikami obliczeń była bardzo dobra. Osiągnięto ją dzięki zwiększeniu wartości parametrów geotechnicznych 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.

#### 4. Wnioski

Przeprowadzone obliczenia numeryczne pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków:

- Wykonane obliczenia potwierdziły słuszność przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych wykorzystanych w omówionych przykładach. Wykazały, że oddziaływanie na tunele i stacje metra oraz kolektory kanalizacyjne mieszczą się w dopuszczalnych granicach.
- 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.
- Analiza głębokich posadowień wraz z otaczającym je gruntem jest zadaniem uwarunkowanym przez wiele czynników, m.in. stan techniczny już istniejącej konstrukcji, warunki geologiczno-inżynierskie występujące w podłożu, sposób określania parametrów gruntowych, itp.
- O prawidłowym zabezpieczeniu konstrukcji i jej dalszej bezawaryjnej pracy będą decydowały wartości dodatkowych przemieszczeń, jakie mogą pojawić się w związku z dodatkowymi obciążeniami oraz ewentualne zmiany w schemacie pracy konstrukcji.
- Dowspółpracyposadowieniemwłączonejestpodłożegruntowenaznacznejgłębokości(najczęściej znacznie przekraczającej głębokość rozpoznania geologicznego). Doświadczenia wskazują, że od warstw położonych głębiej można oczekiwać wyższych wartości param-

- trów geotechnicznych, głównie na skutek większego wpływu prekonsolidacji.
- W praktycznych zagadnieniach posadowienia budowli należy zweryfikować wyniki obliczeń numerycznych na podstawie wartości pomierzonych przemieszczeń.
  - Przeprowadzona analiza wstecz na podstawie wyników monitoringu przemieszczeń pozwala na wyznaczenie zmodyfikowanych (wzmocnionych) parametrów gruntowych.
  - Na etapie analizy problemu należy obowiązkowo sprawdzić wartości wyników przeprowadzonych badań parametrów gruntu i do obliczeń przyjąć prawidłowe wartości.
  - Parametry materiałów zalegających głęboko wyznaczone na podstawie analizy wstecz mogą być nawet kilkukrotnie wyższe w stosunku do przyjętych na podstawie standardowych badań i norm.
  - Niestandardowe metody obliczeń (modelownie numeryczne) wymuszają rozbudowę sieci monitoringu i wykorzystanie nowoczesnych metod badań gruntu.
  - Analiza wstecz na podstawie istniejącego monitoringu przemieszczeń pozwala na weryfikację parametrów gruntowych, schematów oraz etapów realizacji obiektu przyjętych do obliczeń.

#### LITERATURA

- [1] *Barański M., Dąbska A., Popielski P., Szczepański T.*: Numerical Model Verification on the Basis of the Measurements and Investigation Carried Out During the Objects Realization, Proceedings of the International Geotechnical Conference: "Development of Urban Areas and Geotechnical Engineering", Volume 1; Sankt Petersburg 2008
- [2] *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”. Korbiewów 2004
- [3] *Dłużewski J.M.*: „HYDRO-GEO” — program metody elementów skończonych dla geotechniki, hydrotechniki i inżynierii środowiska. Warszawa, Oficyna Wydawnicza PW 1997
- [4] *Dłużewski J.M., Grabowski Z., Siemińska-Lewandowska A.*: Analiza osiadań konstrukcji metra dworzec Gdański, Geotechnika — Janusz Dłużewski. Warszawa 2001
- [5] *Georgiannou V.N., Rampello S., Silvestri F.*: Static and Dynamic Measurements of Undrained Stiffness on Natural Overconsolidated Clays. Proc. 10<sup>th</sup> Firenze, Vol. 1, 1991. pp. 91–95
- [6] Instytut Geologiczny: Ocena stanu rozpoznania geologicznego trasy metra na odcinku A16–A18 dla potrzeb projektowych i realizacyjnych metra. Warszawa 1998
- [7] PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [8] *Popielski P., Stasiński J.*: Zastosowanie pakietu HYDRO-GEO w geotechnice i hydrotechnice, dokładność obliczeń numerycznych analiza wsteczna, XX Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, 2005
- [9] *Фадеев А.Б.*: Метод конечных элементов в геомеханике. М: Недра. 1987
- [10] *Мангушев П.А., Городнова Е.В.*: О расчетном обосновании нового строительства на подземные инженерные коммуникации в условиях слабых грунтов Санкт-Петербурга. Тр. междунар. научно-практ. семинара „Актуальные проблемы проектирования и строительства в условиях городской застройки”, Пермь, 2005, pp. 110–113
- [11] СНиП 2.06.09-84. Тоннели гидротехнические. Государственный Комитет СССР по делам Строительства, Москва 1985