

Metody wzmocnienia podłoża gruntowego na przykładzie Południowej Obwodnicy Gdańska

Tomasz Białobrzęski¹



Soil improvement methods – a case study of the South Ring Road of Gdańsk. Prz. Geol, 61: 133–139.

Abstract. Complicated geological engineering conditions of Żuławy require careful analysis of soil improvement methods. This paper describes two used technologies of soil improvement: Controlled Modulus Columns and Vertical Drain. These technologies are assessed based on the results of road embankment monitoring of the Gdańsk South Ring Road facilities. Special attention is devoted to the analysis of the consolidation of the foundation by using the Asaoka's method or the hyperbolic method.

Keywords: organic soils, embankments pre-consolidation, Vertical Drain VD, Controlled Modulus Columns CMC



W przeciągu ostatnich kilkadziesiąt lat powstało wiele metod wzmocnienia podłoża gruntowego. Wybór najbardziej optymalnego sposobu pod względem inżynierskim i ekonomicznym jest ważnym zadaniem dla projektantów i inwestorów dużych przedsięwzięć budowlanych, takich jak omawiana Południowa Obwodnica Gdańska, która stanowi część drogi ekspresowej S7 od km 5+701 do km 17+860. Decyzja o wyborze technologii wzmocnienia podłoża gruntowego zależy przede wszystkim od budowy geologicznej oraz wymogów budowlanych.

W przeciągu ostatnich kilkadziesiąt lat powstało wiele metod wzmocnienia podłoża gruntowego. Wybór najbardziej optymalnego sposobu pod względem inżynierskim i ekonomicznym jest ważnym zadaniem dla projektantów i inwestorów dużych przedsięwzięć budowlanych, takich jak omawiana Południowa Obwodnica Gdańska, która stanowi część drogi ekspresowej S7 od km 5+701 do km 17+860. Decyzja o wyborze technologii wzmocnienia podłoża gruntowego zależy przede wszystkim od budowy geologicznej oraz wymogów budowlanych.

BUDOWA GEOLOGICZNA

Teren Żuław Wiślanych to obszar, który charakteryzuje się niekorzystnymi warunkami do posadowienia obiektów inżynierskich. Osady współczesne wykształcone są w postaci humusu oraz nasypów niekontrolowanych, które przykrywają badany teren ciągłą warstwą. Holocenijskie osady organiczne reprezentują: namuły, torfy i gytie oraz zastoiskowe – mułki. Te ostatnie to osady mineralno-organiczne ze stałą domieszką szczątków roślinnych oraz cienkimi wkładkami torfów i namulów. Występujące na Żuławach torfy i namuły cechuje bardzo duża zmienność pod względem zawartości części organicznych oraz wilgotności, co przekłada się na bardzo zróżnicowane parametry mechaniczne tych gruntów. Z kolei do holocenijskich osadów rzecznych delt zaliczyć tu można piaski drobnoziarniste z wkładkami mułków, przechodzące w spąg w piaski ze żwirami (Ciesielski i in., 2009). Przykładowy przekrój geologiczny z zaznaczonymi słabonośnymi gruntami zamieszczony został na rycinie 1. Osady rzeczne delt występują rzadko przy powierzchni terenu, najczęściej pod madami, namułami i torfami.

Plejstocen wykształcony jest tutaj jako osady fazy pomorskiej stadiu głównego zlodowacenia północnopolskiego oraz zlodowacenia środkowopolskiego. Reprezentowane są one przez osady wysoczyzny morenowej jako piaski i żwiry lodowcowe oraz gliny zwałowe. Do utworów akumulacji zastoiskowej zlodowacenia środkowopolskiego należą ily. Piaski i w nieznacznej ilości żwiry

lodowcowe o miąższości około 1m leżą na glinach zwałowych lub wyklinowują się w glinach (Ciesielski i in., 2009). Gliny zwałowe, które charakteryzują się zróżnicowaną litologią (ilasto-piaszczystą), pokrywają cały obszar wysoczyzny. Iły zastoiskowe, występujące lokalnie, wyrównują powierzchnie osadów środkowopolskich. Charakteryzują się największą drobnoziarnistością w porównaniu ze wszystkimi osadami plejstocenijskimi nie występującymi na powierzchni. Ich powstanie określa się na sychłąką część zlodowacenia środkowopolskiego.

Na omawianym obszarze występują również nierozdzielone utwory czwartorzędowe, wykształcone jako piaski różnoziarniste i żwiry stożków napływowych.

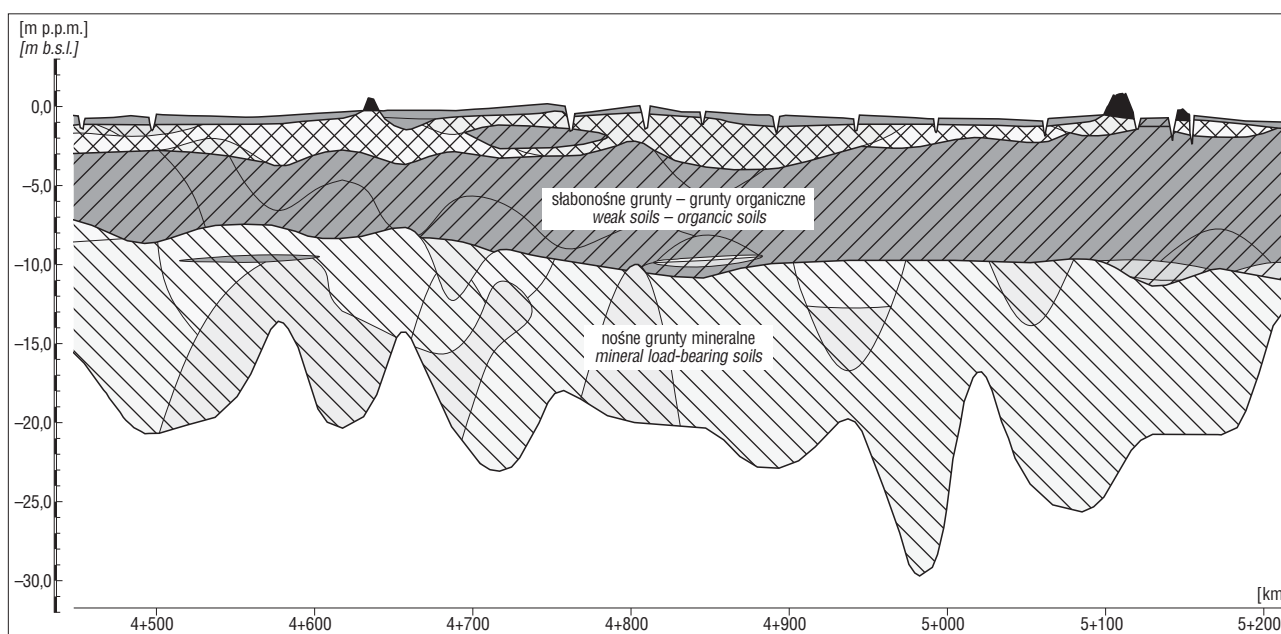
W związku z tym, że utwory starsze niż plejstocenijskie zalegają na znacznych głębokościach, to w przypadku analiz geologiczno-inżynierskich nie były brane pod uwagę.

PARAMETRY GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKIE

Do oceny warunków geologiczno-inżynierskich niezbędne jest przeprowadzenie odpowiednich badań terenowych i laboratoryjnych. Efektem tych prac są parametry geotechniczne. Oprócz określenia rodzaju i stanu gruntu, wyznacza się szereg podstawowych wielkości: stopień plastyczności (I_L)/stopień zagęszczenia (I_D), wilgotność naturalna (w_n), ciężar objętościowy (γ_m), spójność (c), kąt tarcia wewnętrzznego (ϕ), edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej (M_0) i wtórnej (M). W celu weryfikacji I_L/I_D , c , ϕ , M , czyli niezbędnych parametrów gruntowych przy ocenie wytrzymałości mechanicznej i deformacji gruntu, wykonuje się sondowania CPT(U). Z badań CPT(U) otrzymujemy wartości jednostkowego oporu gruntu pod podstawą stożka (q_c) i na tulei ciernej (f_s). Wielkość q_c wykorzystywana może być również do szacowania nośności kolumny betonowej (Kłós, 1983).

Przy projektowaniu wzmocnienia podłoża gruntowego przy pomocy drenażu pionowego z nasypem przeciążającym potrzebne są dodatkowo inne ważne współczynniki, takie jak: e_0 – początkowy wskaźnik porowatości, C_c – współczynnik ściśliwości pierwotnej, C_s – współczynnik ściśliwości wtórnej, C – współczynnik konsolidacji wtórnej,

¹Uniwersytet Warszawski, Wydział Geologii, ul. Żwirki i Wigury 93, 02-089 Warszawa; tomasz.bialobrzęski@uw.edu.pl.



Ryc. 1. Przykładowy przekrój geologiczny wzdłuż drogi Południowa Obwodnica Gdańska od 4+500 km do 5+200 km
Fig. 1. The example of the geological cross-section along the Gdańsk South Ring Road from 4+500 km to 5+200 km

c_v – współczynnik konsolidacji pionowej, c_h – współczynnik konsolidacji poziomej.

Wymogi budowlane

Wymogi i zalecenia projektowania geotechnicznego robót oraz badań podłoża zawiera norma Eurokod 7 (PN-EN 2008, 2009). Projektant przy wyborze sposobu posadowienia kieruje się przede wszystkim tym, by spełniony był pierwszy i drugi stan graniczny, innymi słowy, by założenia konstrukcyjne były zgodne z warunkiem nośności oraz warunkami użyteczności. Pierwszy z nich pozwala sprawdzić czy grunt pod nasypami drogowymi przeniesie obciążenie od ciężaru naziomu oraz od eksploatacji pojazdów. Natomiast drugi dotyczy sprawdzenia wymagań maksymalnych osiadań, które dla nasypów Obwodnicy Południowej Gdańska (OPG) w okresie użytkowania drogi wynoszą $s_d \leq 0,1$ m. Istotne jest też, by dla zaprojektowanego nasypu drogowego spełnione były wymagania współczynnika stateczności ogólnej F_s . Dla budowli ziemnych w ciągu obwodnicy przyjęto $F_s \geq 1,5$ dla stanu użytkowania.

Przy wyborze metody wzmocnienia podłoża gruntowego kierowano się nie tylko warunkami geologicznymi i wymogami budowlanymi, ale również czynnikami ekonomicznymi. Szukano takich technologii, które można wykonywać z dużą wydajnością. W efekcie prac projektowych wyodrębniona została powierzchnia 700 000 m² wzmocnianych gruntów w dwóch technologiach: kolumn betonowych CMC (*Controlled Modulus Columns*) oraz drenażu pionowego VD (*Vertical Drain*) z nasypem przeciążającym. Kolumny betonowe wykonano tam, gdzie nasypy drogowe przekraczały 5 m wysokości oraz na odcinkach położonych w bliskim sąsiedztwie obiektów inżynierskich. Wysokie nasypy generują znaczne naprężenia w gruncie, które w utworach słabośnych wywołują duże deformacje podłoża. W związku z czym obciążenie od ciężaru nasypu i eksploatacyjne wywołane ruchem

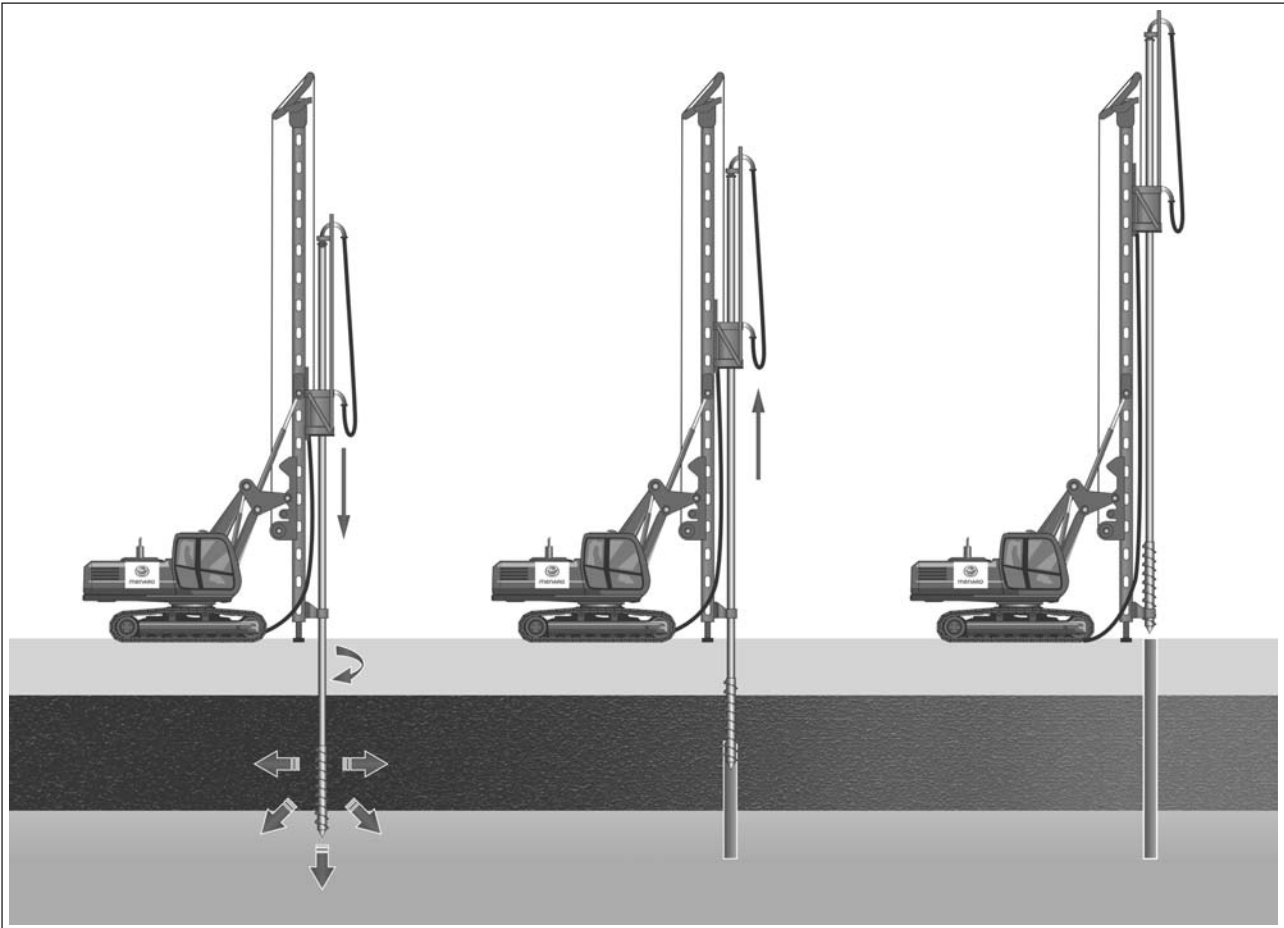
pojazdów musi zostać przeniesione przez sztywne elementy jakimi są np. betonowe kolumny, które transmitują naprężenia do gruntów nośnych. Kolumny żwirowe nie byłyby tutaj dobrym rozwiązaniem, ze względu na małą wytrzymałość na ścinanie i ryzyko rozmycia w gruntach organicznych, których średnia miąższość wynosi ok. 13 m, a maksymalna przekracza 22 m. Występowanie części organicznych powyżej 5% w gruntach słabośnych determinuje nie stosowanie kolumn cementowo-gruntowych wykonywanych metodą mieszania. Natomiast kolumny kamienne wymiany dynamicznej mają zasięg tylko ok. 6–7 m, w związku z czym nie można byłoby przy pomocy tej technologii wzmocnić całej warstwy gruntów organicznych do stropu warstw nośnych. Z kolei na pozostałych obszarach, gdzie nasypy są niskie, czyli nie przekraczają 5 m wysokości, wykonano drenaż pionowy VD w postaci prefabrykowanych drenów z nasypem przeciążającym. Technologia wykonywania VD charakteryzuje się dużymi wydajnościami dziennymi, w związku z czym bardzo dobrze sprawdza się na obszarach o znacznych powierzchniach.

OPIS TECHNOLOGII WZMACNIANIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO

Kolumny betonowe CMC (*Controlled Modulus Column*)

Kolumny betonowe typu CMC są częścią większej rodziny sztywnych i półsztywnych inkluzji (*Rigid and Semi-Rigid Inclusions*). Wzmocnienie podłoża kolumnami CMC polega na stworzeniu kompozytu gruntu i kolumn betonowych. Schemat wykonywania kolumn CMC przedstawiono na rycinie 2.

Do wykonywania kolumn CMC stosowana jest wiertnica o dużym momencie obrotowym z przymocowanym, specjalnie zaprojektowanym świdrem przemieszczeniowym. Świder rozpychając istniejący grunt tworzy przestrzeń, w której zostaje wykonana kolumna betonowa. Dzięki



Ryc. 2. Schemat wykonania kolumn CMC. Specjalnie zaprojektowany świder rozpycha poprzecznie grunt. Świder jest wkręcany w grunt na zaprojektowaną głębokość. Następnie odbywa się betonowanie przy wykorzystaniu otworu znajdującego się na spodzie świdra (materiały Menard Polska)

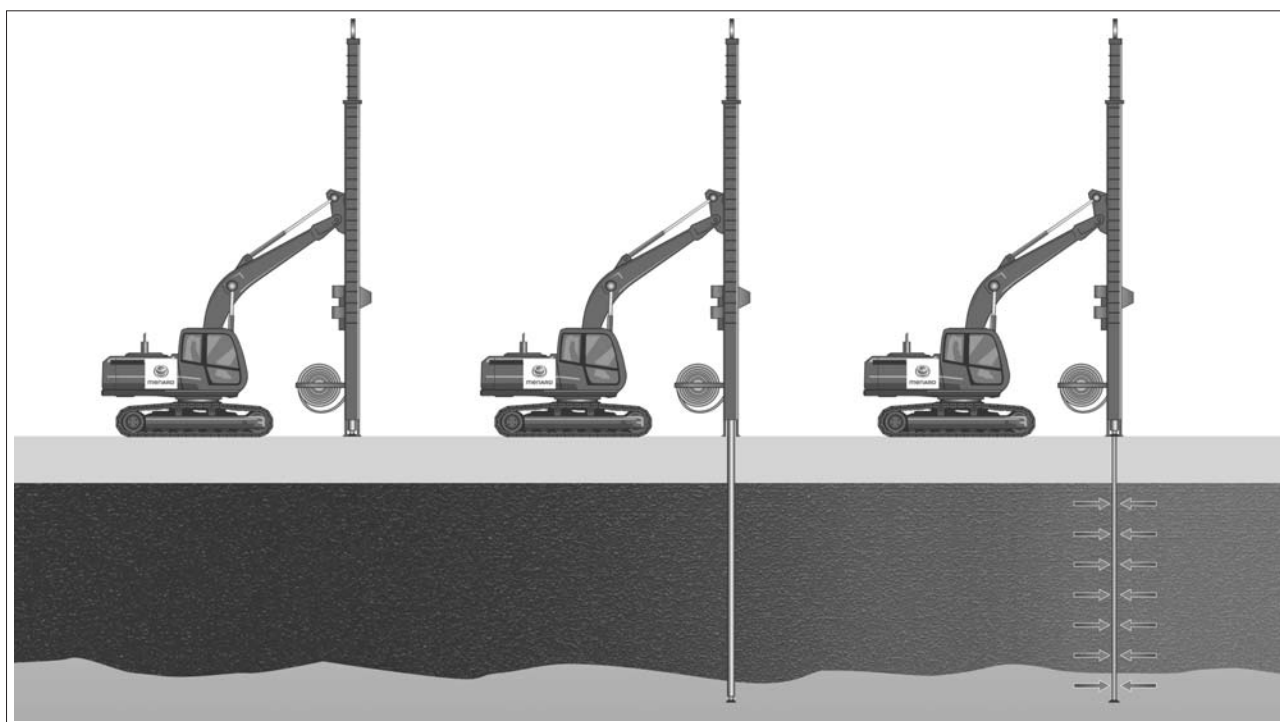
Fig. 2. Schematic execution of the CMC columns. The specially designed auger thrust down the soil laterally. The auger is screwed in to soils to the designed depth. After that, the CMC is developed by grouting through the hollow stem in the auger (Menard Polska Company materials)

temu, że świder jest wpychany w grunt, następuje zwiększenie spójności ośrodka wzdłuż pobocznic kolumny. Kiedy wykonujący otwór świder osiągnie wymaganą głębokość, rozpoczyna się proces pompowania medium nośnego pod dużym ciśnieniem przez dyszę umieszczoną w rdzeniu świdra. Betonowanie przebiega równoległe z podciąganiem wiertła do góry, niemal natychmiast po przemieszczeniu gruntu poza obręb otworu do poziomu podstawy kolumny. W trakcie podciągania wiertła następuje jego obrót w stronę zgodną z kierunkiem wiercenia, dzięki czemu nie dochodzi do rozluźnienia otaczającego podłoża.

Technologia ta zapewnia wyeliminowanie niebezpieczeństwa uszkodzenia ścian otworu podczas procesu wykonywania iniekcji, tym samym nie dochodzi do mieszania się gruntu z podawaną mieszanką betonową. Podczas wiercenia rejestrowane są parametry wykonania kolumny, co umożliwi ciągłą kontrolę stanu gruntu w danym miejscu. Rezultatem monitoringu są metryki, w których zawarta jest informacja o profilu kolumny, poborze energii podczas wiercenia oraz momencie obrotowym świdra, ilości zastosowanej mieszanki betonowej i ciśnieniu podczas jej podawania.

Drenaż pionowy VD (Vertical Drain)

Technologię drenażu pionowego wykonuje się w celu przyspieszenia procesu konsolidacji gruntów ściśliwych. Konsolidacja to zmniejszanie objętości gruntu na skutek zewnętrznego obciążenia lub własnego ciężaru. Kiedy obciążenie jest przekazywane na niespoiste grunty (np. piaski), to osiadania pod ciężarem danej konstrukcji są quasi-natychmiastowe i quasi-elastyczne. Odwrotnie jest, gdy mamy do czynienia z gruntami organicznymi (np. namuły, torfy, gytie) oraz spoistymi (np. gliny międko-plastyczne), wówczas osiadania zachodzą przez długi okres czasu, w sposób ciągły. Zjawisko długoterminowego, powolnego osiadania zwane jest konsolidacją i możliwe jest dzięki temu, że nadmiar wody jest usuwany poprzez pory gruntu, innymi słowy zachodzi dysypacja (rozproszenie) ciśnienia porowego. W przypadku gruntów bardzo ściśliwych, które charakteryzują się niską przepuszczalnością, redukcja ciśnienia porowego jest bardzo powolnym procesem, który może trwać latami od chwili obciążenia podłoża gruntowego. W związku z tym, obecnie w praktyce inżynierskiej wykorzystywane są różne metody, które przyspieszają osiadania podłoża gruntowego. Jednym ze



Ryc. 3. Schemat wykonania drenażu pionowego VD. Instalacja prefabrykowanych drenów pionowych VD, poprzez wciskanie stalowego trzpienia, w wytyczonych miejscach (materiały Menard Polska)

Fig. 3. Schematic execution of the vertical drain VD. Installing the prefabricated vertical drains by pushing a hollow steel mandrel in place which was set out on a grid pattern (Menard Polska Company materials)

sposobów znacznie skracającym czas konsolidacji jest drenaż pionowy VD.

Wykonanie drenażu pionowego VD polega na zainstalowaniu w gruncie elastycznych prefabrykowanych drenów, które składają się z plastikowego rdzenia (o kształcie cylindrycznym lub płaskim) owiniętego materiałem filtrującym. Dreny wprowadzane są w grunt poprzez wypchanie stalowego trzpienia, który przyczepiony jest do maszty koparki (ryc. 3). Kiedy osiągnięta zostanie założona głębokość lub nastąpi opór przy pogrążaniu, trzpień jest wyciągany, podczas gdy dren pozostaje w gruncie. Następnie odcinany zostaje dren na wysokości ok. 15–20 cm powyżej platformy roboczej. Trzpień może zostać wepchnięty w grunt, gdy opór końcowy gruntu nie przekracza 5 MPa. W przypadku bardzo sztywnych gruntów, trzpień może być wwbrowany w grunt. Rozstaw drenów w zależności od warunków geologiczno-inżynierskich i wymagań projektowych może być przyjmowany od kilkudziesięciu do kilkuset centymetrów.

Proces wzmocnienia podłoża gruntowego przy wykorzystaniu technologii drenażu pionowego VD składa się zasadniczo z dwóch etapów:

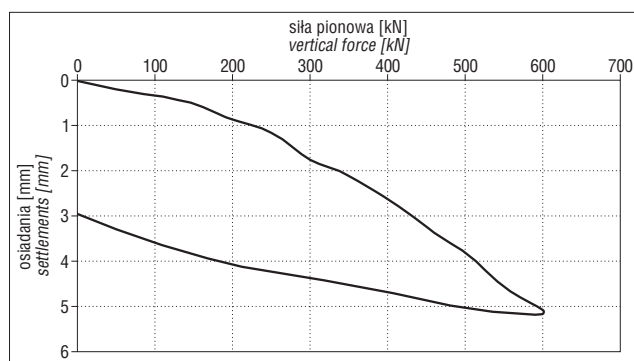
- instalacja prefabrykowanych pionowych drenów,
- wybudowanie nasypów przeciążających, zgodnie z zachowaniem warunku stateczności globalnej.

BADANIA POWYKONAWCZE

Kolumny betonowe

W celu sprawdzenia poprawności zaprojektowanych i wykonanych kolumn wykonuje się szereg badań sprawdzających. Przede wszystkim kontroluje się wytrzymałość mieszanki betonowej 28 dni po zabetonowaniu próbki. Po okresie dojrzewania betonu do odpowiedniej wytrzymałości, przeprowadza się próbne obciążenie, siłą zwiększoną o 50% w stosunku do wartości projektowanego obciążenia przypadającego na pojedynczą kolumnę. Próbné obciążenie wykonuje się najczęściej metodą belki odwróconej z wykorzystaniem systemu belek stalowych – kotwiących lub metodą balastową. W pierwszym przypadku siła wywierana jest na pal przez siłownik hydrauliczny, a w drugim przypadku przez przyłożony na kolumnę nadkład w postaci np. betonowych płyt. Niekiedy stosuje się metodę mieszaną, czyli balastowo-kotwiącą. Wynik próbnego obciążenia w postaci zależności siły pionowej, obciążającej kolumnę do osiadań, przedstawiono na rycinie 4.

Dodatkowo, w ramach prac powykonawczych, można przeprowadzić badanie ciągłości kolumny za pomocą fali uderzeniowej. Generowana fala, na skutek uderzenia młotkiem głowicy kolumny, rozchodzi się z prędkością ok. $v = 3800\text{--}4200$ m/s, a gdy napotka na nieciągłość (np. spód



Ryc. 4. Wykres osiadań z próbnego obciążenia kolumny CMC
Fig. 4. Figure settlements of the CMC column load test

kolumny), odbija się i powraca do czujnika. Na podstawie informacji o czasie i prędkości rozchodzenia się fali można wyznaczyć głębokość, na której występuje granica ośrodków. Badanie to najczęściej wykonywane jest metodą *Pile Integrity Tester* (PIT) lub *Pile Echo Tester* (PET) (Rippel, 2004). Do sprawdzenia ciągłości kolumny wykorzystuje się również metodę Cross-Hole Sonic Logging C-HSL (Rippel, 2004), która polega na zarejestrowaniu rozchodzenia się fal ultradźwiękowych. Zaletą tej metody jest otrzymanie dokładniejszych wyników niż w przypadku PIT i PET, lecz jest to obciążone kosztem umieszczenia przed zabetonowaniem od 1 do 4 rur w obrębie trzonu kolumny/pala. Po osiągnięciu przez mieszankę betonową odpowiedniej wytrzymałości, przeprowadza się badanie, poprzez wprowadzenie do kanałów sondy nadawczej i odbiorczej.

Drenaż pionowy

W trakcie konsolidacji nasypów drogowych wykonuje się monitoring przemieszczeń nasypu w celu określenia osiadań, stopnia konsolidacji oraz zapobieganiu awarii. Na podstawie pomiarów z monitoringu można powtórnie przeanalizować założenia z projektu oraz zweryfikować i zoptymalizować stosowane do obliczeń parametry. Do podstawowych elementów monitoringu zmian geometrii nasypu należą:

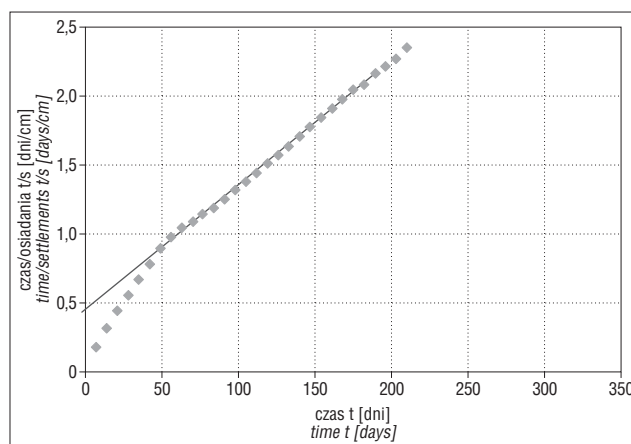
- repery talerzowe, które służą do pomiaru osiadań, instaluje się je po wykonaniu drenażu pionowego w przekrojach pomiarowych np. co 50 m po 3 w jednym profilu – jeden pośrodku nasypu i dwa na wysokości skrajni nasypu;
- inklinometry umieszczone w podstawie skarpy nasypu, wykorzystywane są do oceny odkształceń nasypu; bocznych – inklinometry pionowe oraz osiadań wertykalnych – inklinometry poziome. Inklinometry powinny znajdować się w przekrojach pomiarowych w każdej sekcji drogi.

Pomiary z reperów talerzowych i inklinometrów przeprowadza się w stałych cyklach, najczęściej cotygodniowych.

W celu zapobiegnięcia awarii wzmacnianych gruntów na skutek działania obciążenia nasypowego wykonuje się badania edometryczne oraz wytrzymałości na ścinanie – np. sondą FVT. Na podstawie analizy zmian wytrzymałości na ścinanie c_u , zauważono, że wytrzymałość warstw namulów wzrosła o 40–50% w I fazie konsolidacji, a o 50–140% w II fazie konsolidacji w stosunku do wartości sprzed wykonania drenażu pionowego z nasypem przeciążającym.

Do elementów monitoringu zalicza się również piezometry, które służą do pomiaru zmian ciśnienia porowego. W danym przekroju pomiarowym umieszcza się piezometr pod nasypem oraz w bliskim sąsiedztwie nasypu. W ten sposób otrzymuje się wartości nadwyżki ciśnienia porowego w stosunku do poziomu wody gruntowej poza wykonywanym drenażem.

Ocena stopnia konsolidacji podłoża gruntowego. Na podstawie monitoringu osiadań pionowych nasypu wyznacza się stopień konsolidacji, który liczy się jako stosunek osiadania aktualnego do osiadania końcowego (ostatecznego). W praktyce inżynierskiej wykorzystywanych jest wiele metod szacowania tej wielkości: hiperboliczna (Tan,



Ryc. 5. Graficzne przedstawienie metody hiperbolicznej
Fig. 5. Graphical representation of the hyperbolic method

1971), Asaoki (1978), Asaoki z zastosowaniem rozwiązania Szymańskiego i Lechowicza (1986), Szwedzkiego Instytutu Geotechnicznego (Carlsten, 1988), Gibsona i Lo z modyfikacją Przysańskiego. W niniejszym artykule przedstawione zostały dwie z nich: hiperboliczna i Asaoki (1978).

I. Metoda hiperboliczna

Metoda hiperboliczna opiera się na następującym równaniu:

$$\frac{t}{s} = Mt + C \quad [1]$$

gdzie:

s – osiadanie,

t – czas, po którym ciśnienie porowe zostanie rozproszone,

M i C – empiryczne stałe.

Równanie [1] po przedstawieniu w postaci wykresu, gdzie na osi odciętych zaznaczony zostanie czas t , a na osi rzędnych t/s , jest reprezentowane przez linię prostą – ryc. 5. Wyznaczona w powyższy sposób prosta przecina oś rzędnych w punkcie M . Na podstawie równania [1] można zauważyć, że gdy t jest bardzo duże, wtedy $1/s = M$, co oznacza, że końcowe osiadania wynoszą $s_k = 1/M$.

W wybranym kilometrażu drogi na podstawie metody hiperbolicznej otrzymano stopień konsolidacji 80% po 182 dniach.

II. Metoda Asaoki

Zgodnie z metodą Asaoki, całkowite osiadanie (a tym samym stopień konsolidacji) określa się graficznie na podstawie monitoringu osiadań, mierzonych w stałych interwałach $\Delta t = t_n - t_{n-1}$. Sposób ten zakłada występowanie jednoosiowej konsolidacji i aproksymuje osiadania wzorem:

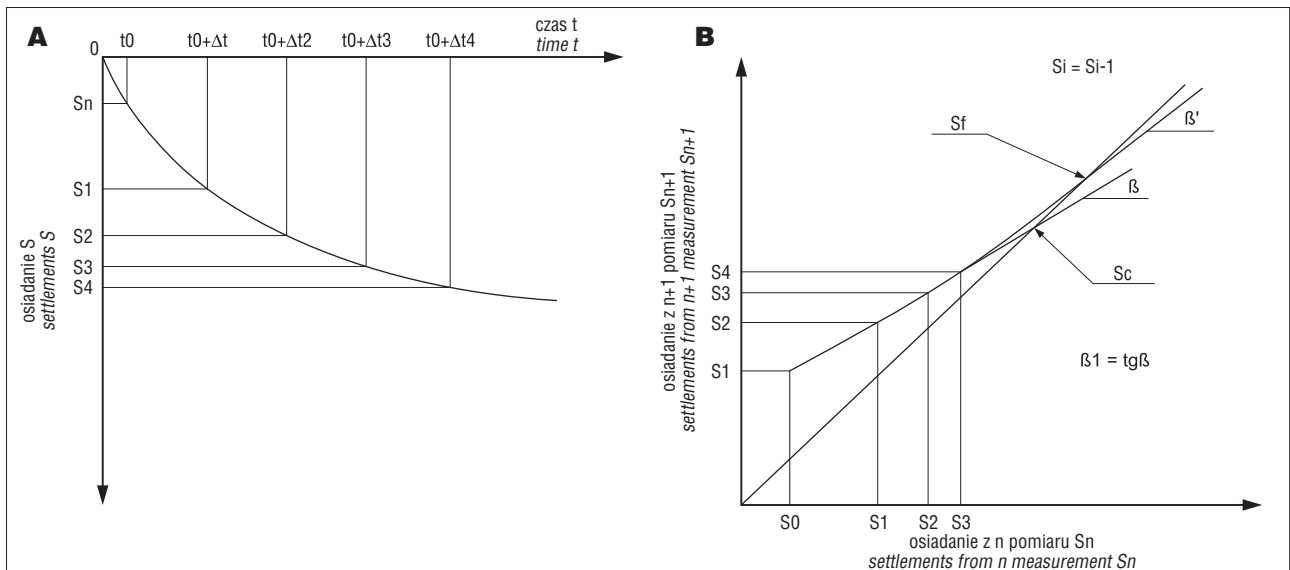
$$S_n = \beta_0 + \beta_1 * S_{n-1} \quad [2]$$

gdzie:

S_1, S_2, \dots, S_n – pomierzone osiadania,

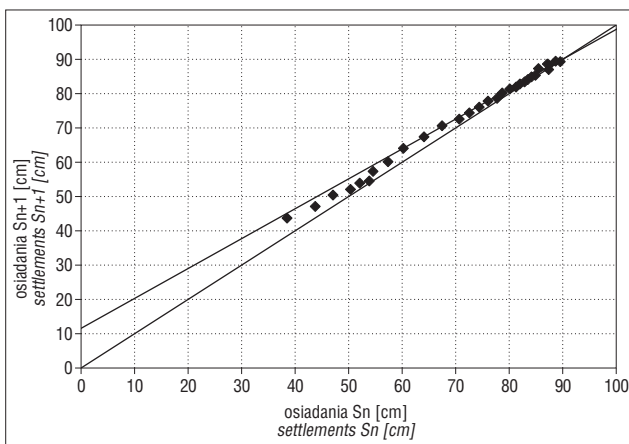
S_n – osiadanie w czasie t_n .

W celu wyznaczenia stopnia konsolidacji należy wyznaczyć zależność $S_n = f(S_{n-1})$ (ryc. 6). Następnie trzeba znaleźć punkt przecięcia punktów przechodzących przez krzywą S_n z linią spełniającą warunek $S_n = S_{n-1}$, czyli prostą nachyloną do poziomu pod kątem 45°. Po wykonaniu



Ryc. 6. Metoda Asaoki określania parametrów konsolidacji. **A** – zależność pomierzonych osiadań \$S_n\$ w czasie \$t\$. **B** – graficzne wyznaczenie osiadania końcowego \$S_f\$ oraz parametru \$\beta_1\$

Fig. 6. The Asaoka's method determining the characteristics of consolidation. **A** – the dependence of measured settlements \$S_n\$ on time \$t\$. **B** – graphical determination of the final settlement \$S_f\$ and the parameter \$\beta_1\$



Ryc. 7. Graficzne przedstawienie metody Asaoki
Fig. 7. Graphical representation of the Asaoka's method

powyższych czynności odczytuje się parametry konsolidacyjne \$\beta_0, \beta_1\$ z nachylenia krzywej \$S_n\$.

Osiadanie w czasie \$t\$ wyznacza się zgodnie ze wzorem:

$$S_t = S \left[1 - \exp \left(\ln \frac{\beta_1}{\Delta_t} t \right) \right] \quad [3]$$

Na podstawie monitoringu konsolidacji, w wybranym kilometrażu obwodnicy, oszacowano stopień konsolidacji metodą Asaoki na poziomie 98% po 182 dniach.

PODSUMOWANIE

Południowa Obwodnica Gdańska jest położona na obszarze, charakteryzującym się pod względem geologicznym rzadko występującymi w takiej skali osadami holoceniowymi. Znajduje się ona bowiem w znacznej części na Żuławach Wiślanych. Jest to jednostka fizjograficzna, która stanowi holoceniową równinę aluwialną, bogatą w grunty organiczne – namuły i torfy. W związku z tym, że średnia

miąższość gruntów organicznych wynosi na omawianym obszarze ok. 13 m, niezbędne było zaprojektowanie specjalistycznego wzmocnienia podłoża pod nasypami drogowymi. Przy wyborze technologii kierowano się zarówno względami geologiczno-inżynierskimi, jak i wymogami budowlanymi oraz ekonomicznymi. Podział całej drogi na sekcje w zależności od warunków gruntowych, wysokości nasypów i ograniczeń osiadań pozwolił zoptymalizować projekt. Wybrane zostały dwie technologie: kolumn betonowych CMC oraz drenaż pionowy VD z nasypem przeciążającym.

Za wyborem kolumn przemieszczeniowych, oprócz spełnienia warunków nośności i użyteczności, przemawiało również to, że wykonuje się je z bardzo dużą wydajnością, nawet kilkaset metrów bieżących na dzień, pojedynczą jednostką sprzętową. Z kolei drenaż pionowy stanowi jedną z najbardziej ekonomicznych metod wzmocnienia podłoża gruntowego, bo maksymalnie wykorzystuje się nośność ośrodka gruntowego, nie wprowadzając dodatkowego medium (mieszanki betonowej, iniektu lub kruszywa). Niestosowanie żadnych mieszanek do gruntu przy wykonawstwie VD czyni tę technologię przyjazną środowisku. Zasięg wzmocnianych gruntów przy wykorzystaniu drenażu pionowego może wynosić nawet 50 m. Metoda VD wymaga zbudowania nasypów przeciążających, w związku z czym należy przy planowaniu harmonogramu robót uwzględniać wymagany czas konsolidacji gruntów.

Wykonywanie wzmocnienia podłoża gruntowego przy pomocy technologii CMC i VD nie wywołuje w gruncie wibracji i hałasu. Dlatego mogą być stosowane w bliskim sąsiedztwie istniejących obiektów budowlanych i inżynierskich – w przeciwieństwie do innych metod, np. konsolidacji dynamicznej DC lub kolumn wymiany dynamicznej DR, gdzie dochodzi do generowania fali uderzeniowej, o niekorzystnym działaniu na konstrukcje już wybudowane.

Na podstawie przeprowadzonego monitoringu kolumn betonowych nie stwierdzono przekroczenia osiadań granicznych. Po analizie wyników z próbnych obciążeń można

stwierdzić, że wzmocnienie podłoża zaprojektowano właściwie. O poprawności wyboru tej technologii świadczy również fakt, że kolumny CMC pod nasypami drogowymi traktować można jako wzmocnienie podłoża, a nie jako tradycyjne palowanie, czyli zakłada się dystrybucję obciążeń na grunt (od 5 do 40%) i na kolumny. W przeciwieństwie np. do pali CFA, w przypadku kolumn przemieszczeniowych typu CMC nie występuje zjawisko wydobywania się urobku na powierzchnię w trakcie formowania otworu. Stanowi to dużą zaletę, ponieważ dzięki przemieszczaniu przez świder gruntu w otworze zwiększa się nośność pobocznic kolumny, nawet o kilkadziesiąt procent w porównaniu do innych pali o takiej samej średnicy.

Monitoring nasypów przeciążających na obszarze wzmocnianym w technologii VD wykonany został w celu ciągłej kontroli deformacji nasypów. Odczytywane z reparów wartości osiadań wykorzystano do szacowania stopnia konsolidacji metodami Asaoka i hiperboliczną, czyli sposobami opartymi na teorii jednowymiarowej konsolidacji Terzaghi'ego. Na przykładzie wybranego odcinka trasy otrzymano o 18% większy stopień konsolidacji w przypadku metody Asaoki.

LITERATURA

- ASAOKA A. 1978 – Observational procedure of settlement prediction. *Soils and Foundations*, 18(4): 87–101.
- BUJANG B., HUAT K., CHUNG HOE N.G. & MUNZIR H.A. 2004 – Observational methods for predicting embankment settlement, *Pertanika. J. Sci. & Technology*, 12(1): 115–128.
- CARLSTEN P. 1988 – Geotechnical properties of peat and up-to-date methods of design and construction on peat. State of the Art. Swedish Geotechnical Institute Report 215, Linköping.
- CIESIELSKI Z., BACHUSZ J., HOFFMAN A., KAWCZYŃSKI K., MICHAŁEK T., OKOŃ K. & WILCZYŃSKI T. 2009 – Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla budowy Południowej Obwodnicy Gdańska, *Geotech, Bydgoszcz*.
- DOBĄK P. 1999 – Rola czynnika filtracyjnego w badaniach jednoosiowej konsolidacji gruntów. *Wyd. IGSMiE PAN Kraków*, s. 230.
- DOBĄK P. & KOWALCZYK S. 2011 – Geologiczno-inżynierska analiza występowania gruntów organicznych w podłożu wybranego odcinka autostrady A-2. *Biul. Państw. Inst. Geol.*, 446: 257–264.
- GIBSON R.E. & LO K. Y. 1961 – A theory consolidation for soil exhibiting secondary compression. *Acta Polit. Scandinavica*, 41: 1–15.
- GWIZDAŁA K., STĘCZNIIEWSKI M. & DYKA I. 2009 – Wykorzystanie sondowań statycznych do obliczania nośności i osiadań pali, *Nowoczesne Budownictwo Inżynierskie*, 4 (25): 62–69.
- KŁOS J., 1983: Obliczanie nośności pojedynczego pala na podstawie wyników sondowań statycznych. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 3: 303–306.
- LECHOWICZ Z. & SZYMAŃSKI A. 1985 – Gytja consolidation by means of geodrains. *Ann. Warsaw Agricult. Univ., Land Recl.* 21: 55–62.
- PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7 2008 – Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.
- PN-EN 1997-2:2009 Eurokod 7 2009 – Projektowanie geotechniczne – Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- PRZYSTAŃSKI J. 1973 – O konsolidacji torfów niskich Niziny Wielkopolskiej. *Materiały II Konferencji Naukowej Wydz. Budow. Łódzkiego Politechniki, Poznań*.
- PRZYSTAŃSKI J. 1984 – Określenie związków między parametrami mechanicznymi a stanem naprężeń i odkształcenia gruntów słabych badanych w aparacie trójosiowym z uwzględnieniem konsolidacji. *Materiały VII Krajowej Konferencji Mech. Grun. i Fund.*, Poznań: 89–96.
- RIPPEL R. 2004 – Próbne obciążenia i badania głębokich fundamentów. *Geoinż. i Tunel.*, 2: 20–22.
- SALONI J., BINDER K. & TRYBOCKA K. 2011 – Projekt i realizacja wzmocnienia słabego podłoża nasypów na obwodnicy południowej Gdańska sztywnymi kolumnami betonowymi oraz metodą konsolidacji. *Seminarium: Wzmacnianie podłoża i fundamentów, Warszawa*: 61–68.
- SZYMAŃSKI A. 1986 – Prognozowanie odkształceń podłoża organicznego pod nasypem. *Mat. na Konf. Nauk. z okazji 40-lecia studiów melioracyjnych w SGGW-AR*, III: 69–75.
- SZYMAŃSKI A. & LECHOWICZ Z. 2002 – Odkształcenia i stateczność nasypów na gruntach organicznych, cz. II. *Metody obliczeń*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa: 43–46.
- TAN S.B. 1971 – An empirical method for estimating secondary and total settlement. *Proceedings. 4th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok*: 147–158.

Praca wpłynęła do redakcji 24.07.2012 r.
Po recenzji akceptowano do druku 23.11.2012 r.