

# ZASTOSOWANIE mikropali do kotwienia i posadownienia konstrukcji TUNELU POD MARTWĄ WISŁĄ



Prof. dr hab. inż. Michał Topolnicki / Keller Polska sp. z o.o.



Oskar Mitrosz / Keller Polska sp. z o.o.

Najgłębsze wykopy ramp dojazdowych tunelu zabezpieczono za pomocą ścian szczelinowych i poziomych ekranów Soilcrete (jet-grouting), które umożliwiły odcięcie napływu wody przez ściany i dno. Łącznie wykonano ponad 3300 mikropali. Maksymalna głębokość wiercenia wynosiła 37 m, a długość czynna od 10 do 20 m. Nowatorskimi elementami własnego rozwiązania było połączenie funkcji statycznej i uszczelniającej ekranu Soilcrete, instalowanie mikropali kotwiących w świeżych kolumnach Soilcrete na dużej głębokości oraz badania polowe przyczepności stalowych żerdzi do cementogruntu

Wysoki poziom wody oraz niekorzystne warunki gruntowe w rejonie historycznej delty Wisły stanowiły wyzwanie inżynierskie w zakresie projektowania oraz wykonawstwa konstrukcji długich i szerokich wykopów dla ramp dojazdowych po obu stronach tunelu drążonego (rys. 1). Grunty w rejonie tunelu charakteryzują się naprzemianym zaleganiem osadów morskich i aluwialnych, wykształconych w postaci piasków oraz miękkoplastycznych namulów o niskich parametrach mechanicznych [2]. W spągu serii deltowej, na głębokości około 23 m p.p.t., występuje warstwa słabo przepuszczalnej gliny pylastej. Kontrolne

badania geotechniczne wykazały, że na lewym brzegu rzeki warstwa gliny jest ciągła [3]. Pozwoliło to na jej wykorzystanie jako naturalnej bariery przeciwfiltracyjnej po odpowiednim wydłużeniu ścian szczelinowych. Natomiast po prawej stronie rzeki miąższość gliny malała wraz ze zbliżaniem się do brzegu Martwej Wisły, a dodatkowo warstwa była nieciągła.

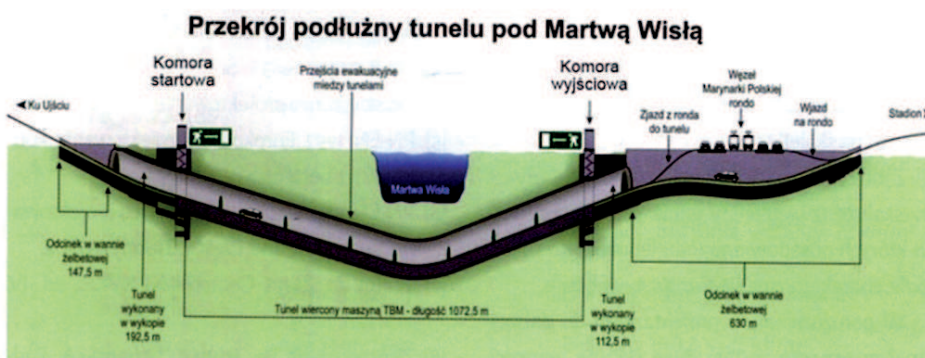
Rampy dojazdowe zaprojektowano jako otwarte i zamknięte konstrukcje żelbetowe. Typowa długość sekcji, łączonych za pomocą trzpieni dylatacyjnych, wynosiła od 10 do 12,5 m. Najtrudniejsze było wykonanie głębokich i obszernych

komór (startowej i wyjściowej) dla maszyny TBM, zlokalizowanych najbliżej rzeki (rys. 1). Konstrukcję tunelu w stanie docelowym zaprojektowano na maksymalny poziom wody +2,5 m n.p.m., odpowiadający stanowi WWS (Wysoka Wielka Woda). W stanach budowlanych uwzględniono normalny i awaryjny poziom wody, odpowiednio na rzędnych +0,5 i +1,5 m n.p.m.

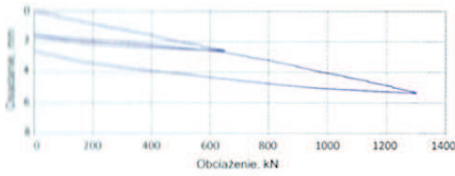
## Sposób zabezpieczenia wykopów i systemy kotwienia

W zależności od głębokości wykopu oraz występowania warstw słabo przepuszczalnych (namuły, gliny) wdrożono trzy zasadnicze rozwiązania w celu ograniczenia dopływu wody gruntowej przez dno.

Pierwsze rozwiązanie, dla naj płytszych odcinków tunelu o głębokości do 6 m, polegało na zapuszczeniu stalowych ścianek szczelnych w warstwę namulów. W tym przypadku ścianki szczelne pełniły rolę obudowy tymczasowej i zostały wyciągnięte po wykonaniu żelbetowej konstrukcji tunelu. Na tych odcinkach zastosowano niezbrojone, betonowe mikropale o średnicy 300 mm (wg PN-EN 14199, 7.4.3), przenoszące jedynie siły ści-



RYS. 1. Przekrój podłużny tunelu pod Martwą Wisłą [1]



**RYŚ. 2.** Próbné obciążenie mikropala o średnicy 100 mm na wciśkanie

skające. Zgodnie z zaleceniami PN-EN 12699, pkt. 7.8.2.6 i 7.8.2.9, górny odcinek każdego mikropala zbrojono pojedynczym prętem o średnicy 32 mm i długości 6 m w celu przejścia przypadkowych obciążeń, spowodowanych np. robotami budowlanymi. Przykładowe wyniki próbnego obciążenia do 1300 kN, odpowiadającego 200% obciążenia projektowanego, przedstawiono na rys. 2.

Drugie rozwiązanie polegało na odpowiednim wydłużeniu ścian szczelinowych w celu zagłębienia co najmniej 1,5 m w warstwę gliny pylastej, zgodnie ze schematem pokazanym na rys. 3. Natomiast w przypadku braku gliny lub jej zbyt płytkiego zalegania poniżej projektowanego poziomu dna, co groziło utratą stateczności na skutek działania wyporu, przewidziano wykonanie poziomego ekranu przeciwnapływającego w technologii iniekcji strumieniowej Soilcrete Super Jet systemu Kellera. W tym wariancie działanie ekranu ogranicza się wyłącznie do funkcji poziomej bariery filtracyjnej, a jego stateczność musi być zapewniona przez odpowiednie zagłębienie, zapewniające wymagany nadkład gruntu nad ekranem (rys. 4).

Trzecie rozwiązanie opracowano dla komory startowej i wyjściowej z wykopami sięgającymi od 20,5 do 22 m p.p.t. (rys. 5). W tym przypadku ekran Soilcrete pełnił jednocześnie funkcję bariery przeciwnapływającej oraz poziomej rozpory, zmniejszającej zginanie i przemieszczenia ścian szczelinowych. Ponadto, zakotwienie ekranu ze względu na wypór wykonano zmieniając średnicę i przedłużając wybrane kolumny Soilcrete, w których zainstalowano stalowe żerdzie, pracujące na

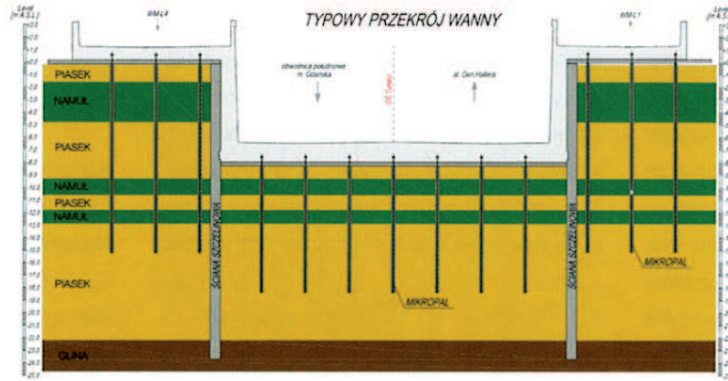
wyciąganie. Przeniesienie sił kotwiących na ekran wymagało z kolei zapewnienia odpowiedniej wytrzymałości oraz przyczepności cementogruntu do pobocznic mikropali. Miało to bardzo ważne znaczenie dla bezpieczeństwa wykopu i wymagało przeprowadzenia dedykowanych badań polowych na etapie projektowania.

Iniekcję strumieniową Soilcrete wykonano w systemie D (ang. *double*), stosując monitory Super Jet o dużej wydajności erozji. W systemie D wprowadza się otulenie strumienia zaczynu sprężonym powietrzem w celu poprawienia spójności strumienia i skuteczności erodowania gruntu. Częstki gruntu wymieszane z zaczynem cementowym przy udziale silnej turbulencji wypełniają „wyciętą” w podłożu przestrzeń, która ma kształt kolumny. Nadwyżka powstałej mieszaniny wypływa na powierzchnię przez pierścieniową szczelinę wokół żerdzi wiertniczej. Parametry technologiczne iniekcji strumieniowej, w tym zwłaszcza liczbę i średnicę dysz, gęstość zaczynu cementowego, ciśnienie robocze i wydatek pompowanego zaczynu oraz prędkość podciągania i obracania żerdzi, ustalono na podstawie prób terenowych, dążąc do wykonania kolumn o założonej średnicy 3,1 m, która podlegała sprawdzeniu na głębokości wykonania ekranu. Przy dużych głębokościach wiercenia konieczne było kontrolowanie pionowości każdego wywierconego otworu za pomocą inklinometru. Pomiar pionowości pozwalał na bieżąco wykryć ewentualne przesunięcia kolumn w planie i wypełnić potencjalne nieszczelności ekranu w strefach rozchodzenia się kolumn. W czasie prac iniekcyjnych w komorze startowej średnia odchyłka pionowości wiercenia wynosiła zaledwie 0,4%, co wskazuje na wysoką dokładność robót.

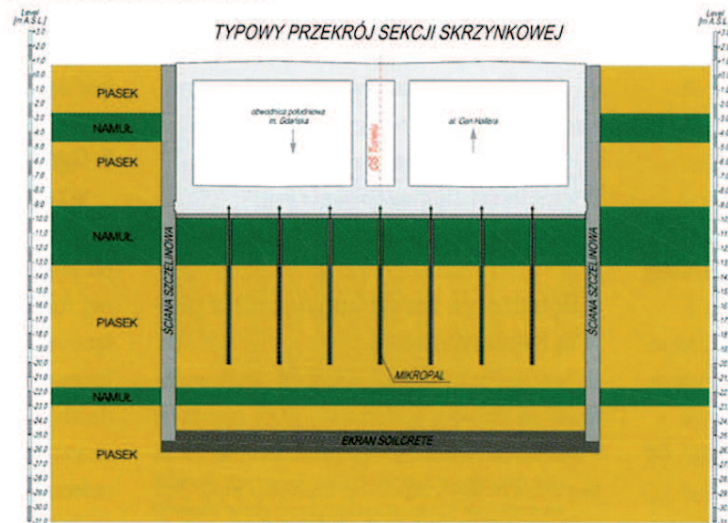
Kolumny Soilcrete poniżej ekranu, o średnicy 1 m oraz długości 10 m, wykonywano w siatce trójkątów równobocznych o boku 2,1 m i w jednym ciągu technologicznym z kolumnami ekranu o średnicy 3,1 m i długości 3,5 m (rys. 5). Dzięki temu uzyskano pewność monolitycznych połączeń obu elementów, zapewniającą wymaganą sztywność i szczelność całego systemu zabezpieczającego dno wykopu.

Aspekty projektowe

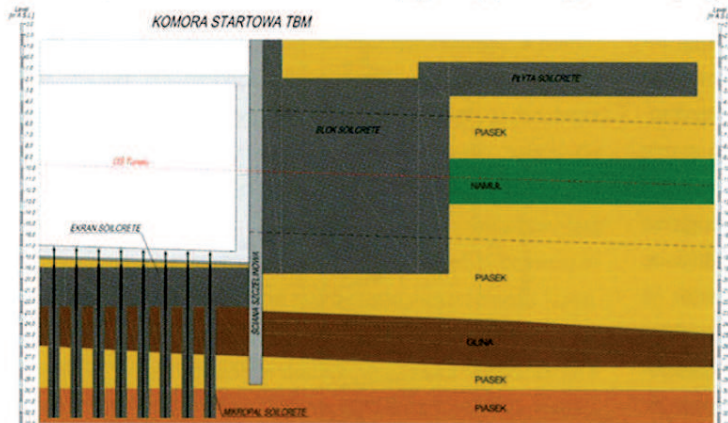
Na etapie projektu wykonano w programach Robot Structural Analysis oraz Plaxis 3D trójwymiarowe analizy kompletnego systemu zabezpieczenia wykopu, kładąc nacisk na sprawdzenie stanów granicznych nośności indywidualnych elementów konstrukcyjnych zakotwienia oraz



**RYŚ. 3.** Przekrój poprzeczny otwartej rampy dojazdowej ze ścianami szczelinowymi i mikropalami kotwiącymi



**RYŚ. 4.** Przekrój poprzeczny zamkniętej rampy dojazdowej z ścianami szczelinowymi, mikropalami i ekranem Soilcrete, odcinającym napływ wody przez dno wykopu



**RYŚ. 5.** Przekrój podłużny przez komorę startową z kotwionym ekranem Soilcrete i blokiem stabilizacyjnym tarczy TBM za ścianą szczelinową

na ogólną stateczność całego układu. W celu zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji we wszystkich stanach budowlanych i przy różnych poziomach wody gruntowej, rozpatrzono pięć przypadków możliwego zniszczenia układu kotwienia.

### 1. Nośność wewnętrzna żerdzi kotwiących

Uwzględniono podwójną ochronę antykorozyjną stalowych żerdzi, umieszczonych centralnie w kolumnach Soilcrete o średnicy 1 m, stanowiących trwałe elementy kotwiące. Ochrona obejmowała zabezpieczenie cementogruntem o dużej grubości otuliny oraz naddatek stali, który dla gruntów agresywnych i 100-letniego okresu użytkowania tunelu wynosił 3,25 mm (zgodnie z PN-EN 14199, zał. D). Zastosowano gwintowane żerdzie rurowe Gonar typu T76, o nominalnym przekroju 24,68 cm<sup>2</sup> (A<sub>nom</sub>), który po uwzględnieniu potencjalnej korozji zredukowano do 17,57 cm<sup>2</sup> (A<sub>cor</sub>). Przy tych założeniach obliczeniowa nośność pojedynczej żerdzi na rozciąganie wynosi:

• w stanie budowlanym,  

$$P_{temp} = f_{yd} \cdot A_{nom} = 39,2 \cdot 24,68 = 968 \text{ kN}$$

• w stanie docelowym,  

$$P_{perm} = f_{yd} \cdot A_{cor} = 39,2 \cdot 17,57 = 689 \text{ kN}$$

gdzie:  
 $f_{yd}$  – wytrzymałość obliczeniowa stali klasy 28 Mn6 [kN/cm<sup>2</sup>],  
 $A_{nom} / A_{cor}$  – pola przekroju żerdzi w [cm<sup>2</sup>], odpowiednio nominalne i po uwzględnieniu korozji.

### 2. Przyczepność cementogruntu do stalowej żerdzi kotwiącej

Przeniesienie sił rozciągających z żerdzi kotwiącej na pobocznice kolumny Soilcrete i dalej na grunt wymagało zapewnienia odpowiedniej wytrzymałości oraz przyczepności cementogruntu do stalowej żerdzi. W celu bezpośredniego wyznaczenia granicznego naprężenia przyczepności w warunkach *in situ* wykonano na etapie prac projektowych własne badania polowe. W rezultacie określono średnie graniczne naprężenie przyczepności  $f_{bk}$  na 2,1 MPa, które jest zbliżone do wartości podanych w zaleceniach FHWA [5] dla prętów zakotwionych w zaczynie cementowym o wytrzymałości 30 MPa, a więc o sześciokrotnie wyższej wytrzymałości od cementogruntu. Na tej podstawie, przy długości zakotwienia wynoszącej 10 m, obliczeniowa nośność poje-

dynczej żerdzi na wyciąganie ze względu na utratę przyczepności na pobocznicy wynosi:

$$P_{bond} = f_{bk} / \gamma_m \cdot C_{ef} \cdot L_{ef} = 2100 / 2 \cdot 0,239 \cdot 10 = 2509 \text{ kN}$$

gdzie:  
 $\gamma_m$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa [-],  
 $C_{ef}$  – obwód żerdzi kotwiącej [m],  
 $L_{ef}$  – długość żerdzi kotwiącej [m].

### 3. Nośność zewnętrzna kolumn iniekcyjnych na wyciąganie

Biorąc pod uwagę wyniki reprezentatywnego sondowania statycznego, pokazane na rys. 6, które wykazało w warstwie gliny o miąższości 4 m średni opór na stożku sondy około 2,5 MPa oraz co najmniej 20 MPa w warstwie piasku o miąższości 6 m, graniczna nośność na wyciąganie kolumny iniekcyjnej o średnicy 1 m i długości 10 m wynosi:

$$P_{geo} = \sum (q_{ci} / k_{si} \cdot t_i) \cdot \pi D / \gamma_f = (2500/40 \cdot 4 + 20000/150 \cdot 6) \cdot \pi \cdot 1/2 = 1648 \text{ kN}$$

gdzie:  
 $q_{ci}$  – opór na stożku sondy statycznej w i-tej warstwie gruntu [kPa],  
 $k_{si}$  – współczynnik zależny od rodzaju gruntu, wartości  $q_c$  oraz technologii wykonania pała [6],  
 $t_i$  – miąższość i-tej warstwy gruntu [m],  
 $D$  – średnica kolumny Soilcrete [m],  
 $\gamma_f$  – częściowy współczynnik bezpieczeństwa [-].

### 4. Połączenie żerdzi kotwiących z płytą fundamentową

Żerdzie zakotwiono w płycie fundamentowej za pomocą systemowej płyty oporowej o wymiarach 250 × 250 × 40 mm, umieszczonej około 0,4 m powyżej dolnej krawędzi płyty (fot. 1). Sprawdzone dwa warunki graniczne:

• obliczeniową nośność na wyciąganie dla pojedynczej żerdzi ze względu na docisk do betonu klasy C30/37:

$$P_{cd} = f_{cd} \cdot A_{ef} = 20000 \cdot 0,058 = 1160 \text{ kN}$$

gdzie:  
 $f_{cd}$  – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu [kPa],  
 $A_{ef}$  – efektywna powierzchnia płyty oporowej z uwzględnieniem otworu ø80 mm [m<sup>2</sup>],  
 • obliczeniową nośność ze względu na możliwość przebicia:

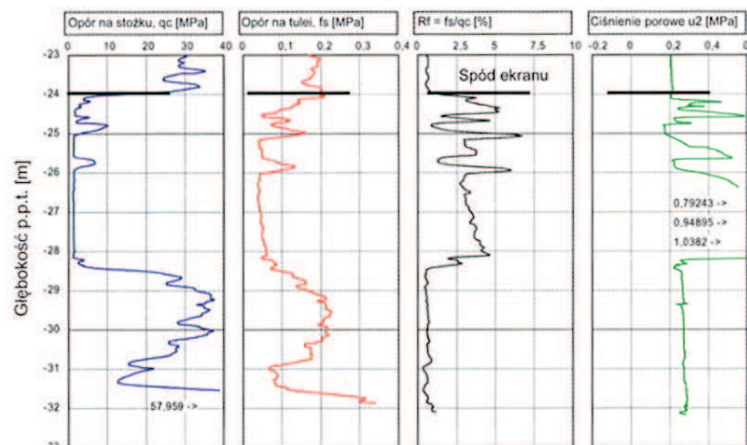
$$P_{pun} = f_{ctd} \cdot C_m \cdot h_{ef} = 1330 \cdot 2,2 \cdot 0,4 = 1170 \text{ kN}$$

gdzie:  
 $f_{ctd}$  – obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie betonu [kPa],  
 $C_m$  – średnia arytmetyczna obwodów powierzchni, na którą działa obciążenie oraz powierzchni w poziomie zbrojenia [m],  
 $h_{ef}$  – efektywna wysokość przekroju [m].

Z porównania warunków kontrolnych 1 do 4 wynika, że decydujące znaczenie miała wytrzymałość żerdzi na rozciąganie (warunek 1).

### 5. Ogólna stateczność ekranu ze względu na wypór

Dla zapewnienia bezpieczeństwa dna wykopu wymagane jest również sprawdzenie ogólnej stateczności ekranu ze względu na wypór, łącznie z całym zakotwieniem. W przypadku komory startowej sprawdzono dwa stany budowlane (przejściowe) z wodą na poziomie +0,5 (stan 1a) oraz +1,5 m n.p.m. (stan 1b), jak również jeden stan docelowy z wodą wysoką (WWW) na poziomie +2,5 m n.p.m. (stan 2). Decydujące



RYS. 6. Przykładowe sondowanie CPTU dla otworu B31 [3]



FOT. 1. Sposób połączenia elementów kotwiących z płytą fundamentową w komorze startowej

okazały się stany budowlane 1a (rys. 7) i 1b (rys. 8), dla których otrzymano najniższe współczynniki stateczności ogólnej.

Dla stanu budowlanego 1a, z wyporem działającym bezpośrednio na dno ekranu Soilcrete, warunek stateczności dna wykopu przyjmuje postać:

$$V_e \cdot \gamma_{dst} \leq (G_e + 2T_e + G'_b + 2T_b) \cdot \gamma_{st}$$

Natomiast dla stanu budowlanego 1b, z wyporem działającym na dno płyty fundamentowej, pominięto dla bezpieczeństwa tarcie między zewnętrzną powierzchnią obudowy wykopu a gruntem, przyjmując zachowawczo  $T_e = 0$ . Przy tym założeniu warunek stateczności dna wykopu ma postać:

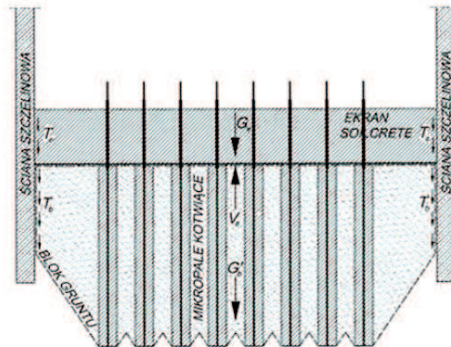
$$V_e \cdot \gamma_{dst} \leq (G_p + G'_e + G'_b + 2G'_s) \cdot \gamma_{st}$$

gdzie:

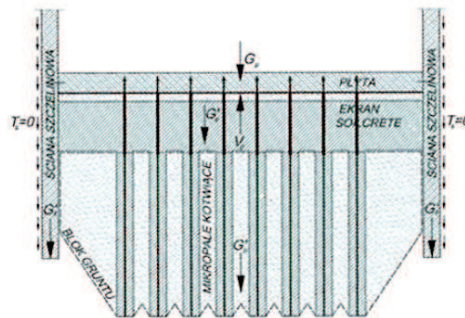
- $V_e$  – siła wyporu na spodzie ekranu Soilcrete,
- $G_e$  – ciężar własny ekranu Soilcrete ( $G'_e$  – z uwzględnieniem wyporu),
- $T_e$  – siła tarcia między ekranem a ścianą tunelu,
- $G'_b$  – ciężar własny bloku Soilcrete i związane go gruntu z uwzględnieniem wyporu,
- $T_b$  – siła tarcia między ścianą tunelu a gruntem,
- $V_p$  – siła wyporu na spodzie płyty fundamentowej,
- $G_p$  – ciężar własny płyty fundamentowej,
- $G'_s$  – ciężar własny ścian tunelu z uwzględnieniem wyporu,
- $\gamma_{dst}$  – częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla oddziaływań destabilizujących i stabilizujących w granicznym stanie nośności wg EC7, tablica 15, Zał. A ( $\gamma_{dst} = 1, \gamma_{st} = 0,9$ ).

## Podsumowanie

W projekcie przetargowym założono wykonanie wykopów metodą moką, która polega



RYS. 7. Schemat oceny ogólnej stateczności dna komory startowej; stan tymczasowy 1a: oddziaływanie wody na dno ekranu Soilcrete, woda na poziomie +0,5 m n.p.m.



RYS. 8. Schemat oceny ogólnej stateczności dna komory startowej; stan tymczasowy 1b: oddziaływanie wody na płytę fundamentową, woda na poziomie +1,5 m n.p.m.

na wybieraniu gruntu pod wodą oraz wymaga wykonania na dnie korka betonowego za pomocą betonowania podwodnego, który musi być dodatkowo kotwiony. Jakkolwiek technologia wykonywania wykopów na mokro należy do klasycznych rozwiązań geotechnicznych, to w odniesieniu do głębokich i dużych wykopów jest ryzykowna ze względu na trudności betonowania i związane z tym częste nieszczelności korka. Opisane rozwiązanie zamiennie wiązało się z zastosowaniem dodatkowych ekranów poziomych pod dnem, wykonywanych za pomocą iniekcji strumieniowej, które spełniały jednocześnie funkcję przesłony przeciwfiltracyjnej oraz roz-

pory konstrukcyjnej ścian szczelinowych. Dzięki temu uzyskano możliwość wykonania wykopów na sucho, co przyczyniło się do poprawienia bezpieczeństwa i jakości robót.

Na bezpieczeństwo głębokich wykopów fundamentowych wpływ ma zarówno projektowanie, jak i wykonawstwo robót. W obu przypadkach występuje ryzyko, które należy zminimalizować, wdrażając odpowiedni plan zapewnienia jakości (PZ). Rozbudowany PZ powinien objąć nie tylko etap wykonania i kontroli robót, jak praktykuje się standardowo, ale również fazę opracowania projektowej dokumentacji wykonawczej, bardzo ważny etap przygotowania robót i sprawdzenia przyjętych założeń projektowych w odniesieniu do krytycznych założeń, a także odpowiedni monitoring po wykonaniu wykopu. Bardzo korzystne dla budowy jest to, że prace projektowe, prowadzone w trybie aktywnego projektowania, i roboty budowlane są realizowane przez tego samego wykonawcę, ponieważ podnosi to poziom bezpieczeństwa robót. ◀

## Literatura

- [1] Projekt wykonawczy „Połączenie Portu Lotniczego z Portem Morskim Gdańsk – Trasa Słowackiego” Zadanie IV. Odcinek Węzeł Marynarki Polskiej – Węzeł Ku Ujściu. Tunel pod Martwą Wisłą i Węzeł Marynarki Polskiej. Europrojekt Gdańsk sp. z o.o. i SSF Ingenieure GmbH, Gdańsk, 1/2011.
- [2] Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla ustalenia geotechnicznych warunków posadowienia projektowanego tunelu pod Martwą Wisłą w ciągu trasy Słowackiego w Gdańsku. Geoprojekt Szczecin sp. z o.o. Szczecin, X/2010.
- [3] Sprawozdanie z badań geotechnicznych wykonanych na terenie budowy zlokalizowanej przy ul. Kujawskiej i Marynarki Polskiej w Gdańsku. Geoteko sp. z o.o., Warszawa, V/2012.
- [4] Recommendations on Excavations EAB, 2nd Edition. Ernst & Sohn A Wiley Company, 2008.
- [5] US Department of Transportation FHWA. Micropile design and construction guidelines – implementation manual (Publication no. FHWA-SA-97-070), czerwiec 2000.
- [6] M. Bustamante, L. Gianceselli, Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT. Proceedings of 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam 24–27 May 1982.