

Budowa nowego nabrzeża na terenie Portu Gdańsk służącego rozbudowie morskiego Terminala Kontenerowego DCT Gdańsk S.A.

Mgr inż. Jakub Krupka, mgr inż. Renata Ryszewska
NDI w Sopocie

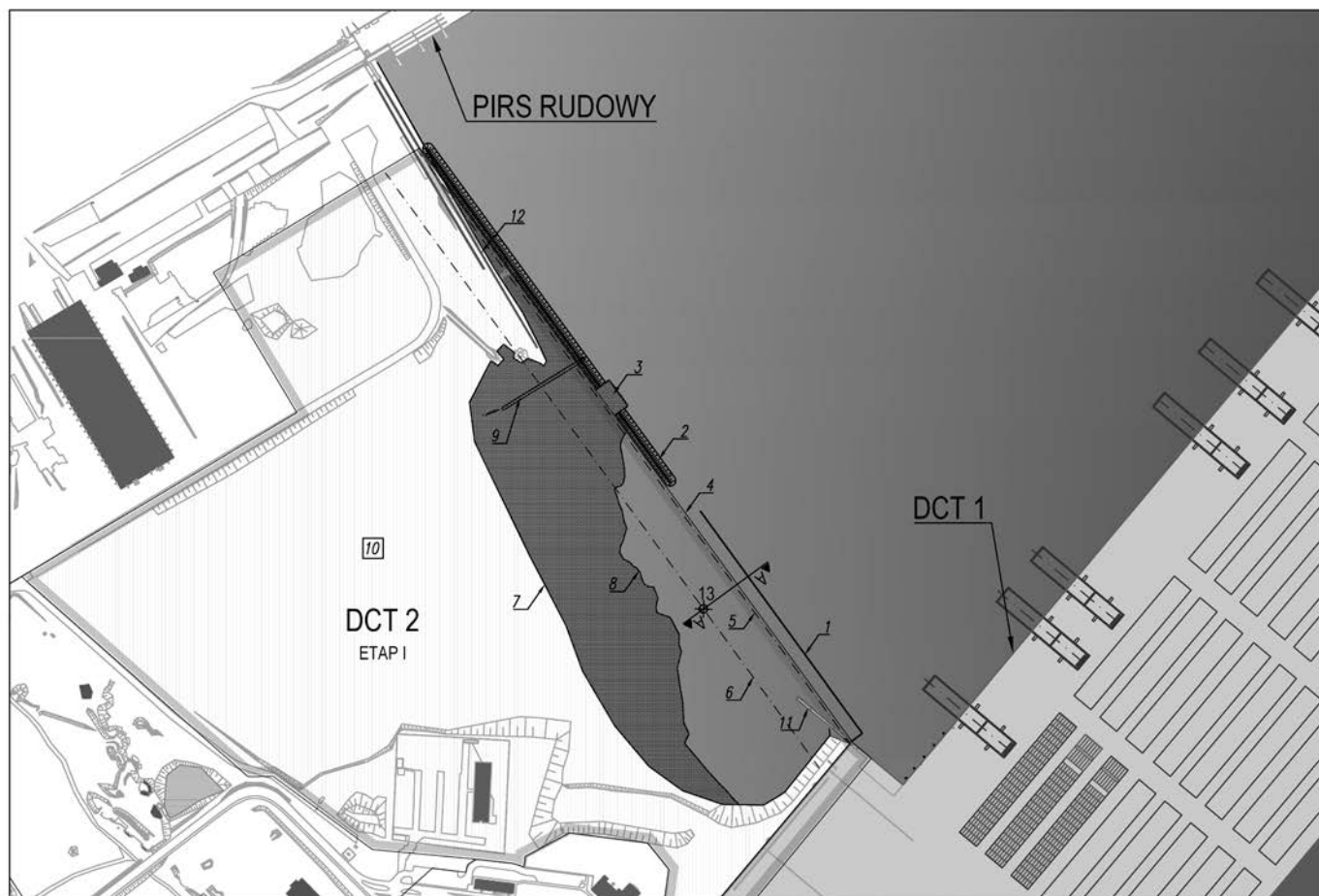
Budowa drugiego nabrzeża w DCT Gdańsk, które do końca 2016 roku będzie gotowe na przyjęcie pierwszego statku, jest odpowiedzią na rosnący popyt na obsługę głębokowodnych statków oceanicznych w rejonie Europy Środkowo-Wschodniej. Nowe nabrzeże o długości 656 m zwiększy zdolność przeładunkową terminalu dwukrotnie, z 1,5 miliona TEU (kontenerów dwudziestostopowych) do 3 milionów TEU rocznie, w pierwszej fazie rozbudowy. Nowe nabrzeże będzie wyposażone w 5 suwnic STS oraz dodatkowy sprzęt przeładunkowy zdolny do obsługi statków o pojemności przekraczającej 18000 TEU.

We wrześniu 2014 roku rozstrzygnięto przetarg na projektanta i generalnego wykonawcę nowego głębokowodnego nabrzeża w DCT Gdańsk. Najlepszą ofertę złożył N.V. BESIX. Grupa BESIX, prowadzi duże projekty portowe, infrastrukturalne i drogowe na całym świecie. Sopocka spółka NDI S.A. pełni rolę podwykonawcy belgijskiej firmy BESIX w zakresie wsparcia w zarządzaniu kontraktem oraz realizacji robót ziemnych, hydrotechnicznych, instalacyjnych oraz kubaturowych.

Na początku stycznia 2015 roku firma DCT Gdańsk przekazała plac budowy belgijskiej spółce N.V. BESIX. Fazę konstrukcyjną drugiego nabrzeża, zdolnego do jednoczesnej obsługi kilku statków, w tym największych kontenerowców świata, oficjalnie rozpoczęto. Prace budowlane, w tym przygotowanie terenu, są planowane na 19 miesięcy (rys. 1).

LOKALIZACJA I WARUNKI BATYMETRYCZNE

Projektowane nabrzeże jest zlokalizowane w Porcie Północnym w Gdańsku na obszarze narefulowanym na wodach Zatoki Gdańskiej. Nabrzeże jest usytuowane pomiędzy Nabrzeżem Zamykającym istniejącego terminalu kontenerowego DCT a istniejącym Pirssem Rudowym. Od strony Pirsu Rudowego obudowę brzegu stanowił falochron brzegowy składowisk rudy o długości około 290 m. Na pozostałej długości brzeg był naturalną plażą.



Rys. 1. Plan sytuacyjny robót hydrotechnicznych. 1 – podwodna ścianka szczelna, 2 – grobla kamienna, 3 – przystań tymczasowa, 4 – linia nabrzeża, 5 – oś szyny podsuwnicowej odwodnej, 6 – oś szyny podsuwnicowej odlądowej, 7 – pierwotna linia brzegowa, 8 – zasięg zasypu po wykonaniu grobli kamiennej, 9 – stanowisko refulera wraz z estakadą, 10 – obszar etapu I budowy Terminala DCT2, 11 – ostroga przy rampie Ro-Ro istniejącego stanowiska DCT, 12 – falochron brzegowy składowisk rudy, 13 – lokalizacja otworu geotechnicznego

Dno rozpatrywanego akwenu pomiędzy nabrzeżem Przeładunkowym DCT i Pirssem Rudowym można podzielić na dwie części. Od strony istniejącego nabrzeża DCT głębokości odpowiadają głębokościom technicznym nabrzeża $H_t = 16,50$ m na długości 400 m od strony morza i $H_t = 13,50$ m od strony lądu na długości 250 m. Od strony Pirsu Rudowego występują naturalne głębokości dna, w strefie skarpy brzegowej na głębokościach od 0,00 do -6,00 m dno układa się nieregularnie w nachyleniach 1:10 do 1:100. Dalej dno jest wyrównane, ułożone w nachyleniu około 1:200 w kierunku północno-wschodnim do głębokości -11,00 m. W pobliżu końca Pirsu Rudowego dno jest pogłębione do głębokości -16,00 ÷ -17,00 m.

WARUNKI GEOTECHNICZNE

Na podstawie wykonanych badań terenowych i laboratoryjnych, które zawarto w opinii geotechnicznej dokumentacji badań podłoża z lipca 2014 roku, występujące na przekrojach grunty podzielono na warstwy geologiczno-inżynierskie, przyjmując jako jednolite kryterium ich wykształcenie litologiczne oraz stan i właściwości fizyczno-mechaniczne. Dla poszczególnych warstw geotechnicznych określono na podstawie badań laboratoryjnych lub normy PN-81/B-03020 następujące parametry fizyczne: ciężar objętościowy, wilgotność, granice konsystencji, wskaźnik i stopień plastyczności oraz współczynnik filtracji. Stopień plastyczności gruntów spoistych określono na podstawie badań laboratoryjnych, makroskopowych oraz ścisków wykonanych sondą SLVT. Stopień zagęszczenia gruntów niespoistych określono na podstawie wyników badań sondą DPH i SLVT. Parametry wytrzymałościowe (wytrzymałość na ścinanie, kąt tarcia wewnętrznego, spójność) wyznaczono na podstawie badań trójosiowych – badania z konsolidacją i ścinaniem bez odpływu oraz archiwalnych badań przeprowadzonych w aparacie bezpośredniego ścinania. Wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu wyznaczono na podstawie badania sondą SLVT. W przypadku gruntów słabonośnych, na podstawie wyników badań laboratoryjnych, określono edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej i wtórnej oraz moduł Younga. Wykorzystano także badania archiwalne ściśliwości gruntów.

Wydzielono następujące warstwy geotechniczne:

Nasypy:

- warstwa I – nasypy niekontrolowane – piaski drobne i piaski średnie z domieszką gruzu, mało wilgotne i nawodnione – średnio zagęszczone: od $I_D = 0,40$ do $I_D = 0,60$.

Grunty niespoiste:

- warstwa IIa – piaski drobne z domieszką części organicznych, piaski drobne z przewarstwieniami namulów, piaski pylaste, nawodnione – średnio zagęszczone $I_D = 0,50$,
- warstwa IIb – piaski drobne, nawodnione – zagęszczone $I_D = 0,85$,
- warstwa IIIa – piaski średnie z domieszką części organicznych lub przewarstwione namulami, piaski grube, nawodnione – średnio zagęszczone $I_D = 0,50$,
- warstwa IIIb – piaski średnie, piaski grube, nawodnione – zagęszczone $I_D = 0,85$,

- warstwa IV – pospółki, żwiry, nawodnione – zagęszczone $I_D = 0,85$.

Grunty organiczne:

- warstwa V – namuły gliniaste z przewarstwieniami piasków drobnych, lokalnie grunty próchniczne (gliny pylaste zwięzłe) oraz lokalnie torfy i gytie o miąższości do 0,9 m; grunty te charakteryzują się dużą zmiennością, mają liczne przewarstwienia, występują przeważnie w stanie miękkoplastycznym oraz lokalnie w stanie plastycznym; duża zmienność gruntów opisywanej warstwy nie pozwala na wydzielenie z niej podwarstw o jednorodnym charakterze; na podstawie badań makroskopowych, polowych i laboratoryjnych dla całej warstwy przyjęto uogólniony stopień plastyczności $I_L = 0,60$.

Grunty spoiste:

- warstwa VIa – gliny piaszczyste, twardoplastyczne – $I_L = 0,20$,
- warstwa VIb – gliny pylaste, gliny pylaste zwięzłe, lokalnie grunty próchniczne, (gliny pylaste zwięzłe) plastyczne – $I_L = 0,40$,
- warstwa VIc – pyły, pyły piaszczyste, twardoplastyczne – $I_L = 0,20$.

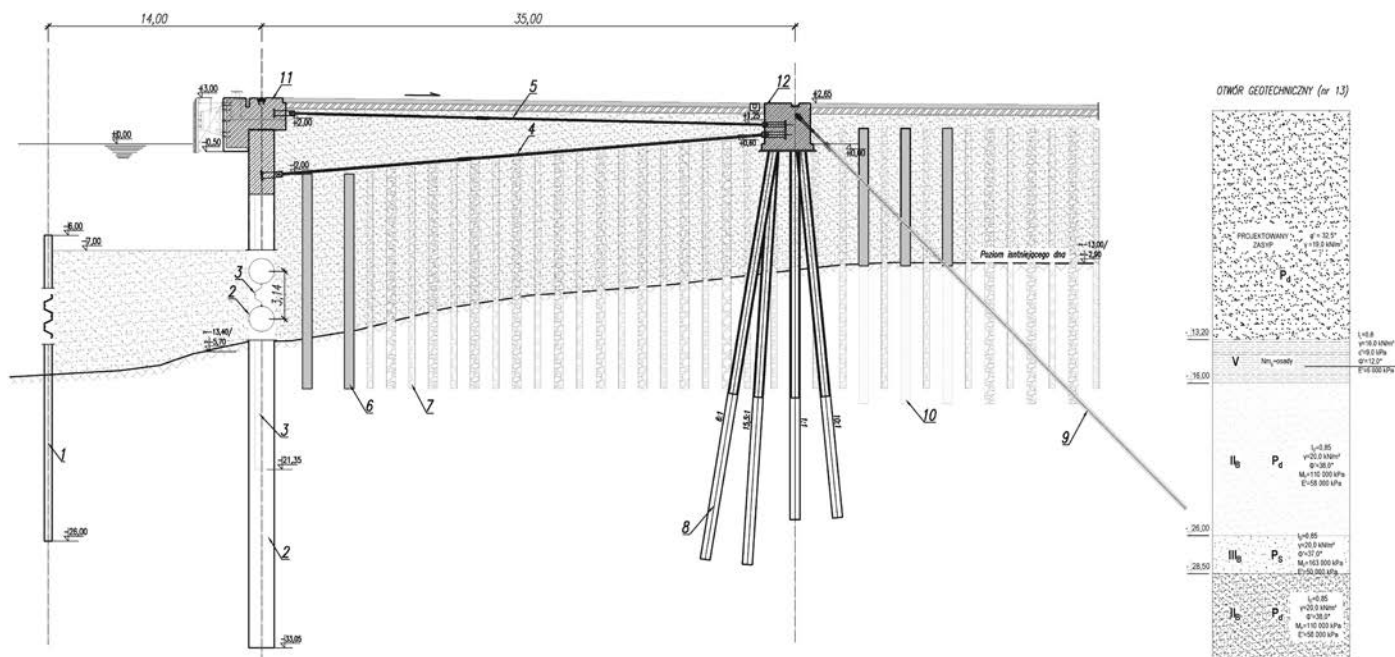
Na podstawie Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 roku w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych, ustala się drugą kategorię geotechniczną dla przedmiotowego obiektu budowlanego.

KONSTRUKCJA NABRZEŻA

Nabrzeże zaprojektowano jako oczepowe, oparte na stalowej ścianie szczelnej kotwionej za pomocą ściąągów do tylnej belki podsuwnicowej. Nabrzeże o łącznej długości 656 m składa się z odcinka przeładunkowego o długości 610,0 m, który podzielono na 25 sekcji dylatacyjnych oraz odcinka zamykającego o długości 46,0 m, który składa się z 2 sekcji dylatacyjnych. Oczep odwodny zaprojektowano jako monolityczny w obudowie prefabrykowanej pełniący funkcję szalunku traconego. Szerokość przedniego oczepu pomiędzy krawędziami odwodną i odlądową wynosi 4,1 m. Rzędna korony nabrzeża zaprojektowano na poziomie +3,00 m [Kr], rzędna spodu na poziomie -0,5 m [Kr], rzędna dna przy nabrzeżu to -17,00 m [Kr]. W odległości 37,5 m od krawędzi odwodnej nabrzeża zaprojektowano fundament odlądowej szyny poddźwignicowej posadowionej na palach CFA. Belkę odlądową zaprojektowano jako żelbetową o szerokości 3,0 m. Rzędna korony oczepu belki odlądowej +2,65 m [Kr], rzędna spodu -0,40 m [Kr]. Przekrój poprzeczny nabrzeża pokazano na rys. 2.

KONSTRUKCJA FUNDAMENTÓW

Oczep odwodny będzie oparty na ścianie szczelnej z pali stalowych o otwartej podstawie i wypełniającej ścianie stalowej. Przyjęto pale z rur stalowych (klasa S460MH^{mod}) spawanych spiralnie o średnicy 1676 mm i grubości ścianki 22 mm, 23 mm oraz 25 mm. Rozstaw pomiędzy palami wynosi 3,14 m.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny nabrzeża (A-A) 1 – przypora gruntowa tymczasowa, 2 – pal rurowy ϕ 1676 mm o długości 34 m, 3 – grodzica AZ 24-700D o długości 22,3 m, 4 – ściągi dolny M135/145, 5 – ściągi górny M115/120, 6 – pale CFA ϕ 60 mm, 7 – kolumna żwirowa, 8 – pale CFA ϕ 650 mm pod fundament belki odlądowej, 9 – mikropal ϕ 300 mm, 10 – kolumna betonowo-żwirowa, 11 – oczep odwodny, 12 – oczep odlądowy

Łącznie będzie zainstalowanych 208 sztuk pali: 126 sztuk pali 1676×22 mm o długości 34,0 m (na rzędną -33,05 m), 51 sztuk pali 1676×23 mm o długości 34,0 m (na rzędną -33,05 m) oraz 31 sztuk pali 1676×25 mm o długości 34,5 m (na rzędną -33,55 m). Wypełniającą ściankę szczelną zaprojektowano z podwójnych grodzic stalowych AZ24-700, klasy S355GP, o długości 22,3 m zapuszczanych na rzędną -21,35 m. Między dwoma ostatnimi palami z każdej strony nabrzeża, w celu zachowania odpowiedniej geometrii, będzie zainstalowana grodzica wypełniająca PU32. Po stronie zachodniej, od strony Pirsu Rudowego, będzie wybudowane nabrzeże zamykające, prostopadłe do nabrzeża przeładunkowego, załamane w kierunku lądu, o długości 35,0 m. Fundament nabrzeża zamykającego będzie złożony z dwóch odcinków. Pierwszy z nich stanowi ścianka szczelna złożona z 3 pali stalowych 1676×22 mm o długości 21,0 m (rzędna stopy -20,05 m), wypełniona podwójnymi grodzicami AZ24-700 o długości 13,0 m. Drugi odcinek składa się z 16 podwójnych profili AZ24-700 o długości 7,15 m.

Tyłną belkę podsuwnicową zaprojektowano jako opartą na palach w układzie kozłowym. Fundament belki odlądowej będzie złożony z 1088 sztuk pali CFA o średnicy 650 mm z betonu C35/45. Pale będą wykonane w dwóch równoległych rzędach na całej długości belki. Pale w rzędzie odwodnym będą pochylone pod kątem 6:1 oraz 15,5:1 w kierunku prostopadłym do belki, rozmieszczone naprzemiennie; pale w rzędzie odlądowym będą pochylone pod kątem 1:1 (pionowe) oraz 10:1 rozmieszczone naprzemiennie. Na obu krańcach przewidziano po jednym palu o pochyleniu 15,5:1 w kierunku równoległym do belki. Długość pali, w zależności od przekroju geologicznego, waha się od 20,5 m do 29,0 m. Zbrojenie pali CFA stanowi koszyk zbrojeniowy o długości 18 m ze stali B500SP o wadze około 900 kg. Dodatkowo belka odlądowa będzie zakotwiona przy użyciu mikropali nachylonych pod kątem 45° . Wykonane będzie 290 sztuk mikropali o średnicy 300 mm, w średnim rozstawie 2,3 m. Długość

mikropali w zależności od przekroju geologicznego waha się od 31 m do 36 m. Element stalowy mikropali będą stanowiły żerdzie systemowe Gonar T103S ze stali 28Mn6.

Oczep odwodny i odlądowy będzie spięty za pomocą okrągłych ściągów stalowych ze stali S355 umieszczonych w dwóch poziomach. Łącznie jest planowane wbudowanie 414 sztuk ściągów. Dolny ściągi o średnicy 135 mm (145 mm na części nagwintowanej) i długości 31,8 m będzie przegubowo połączony z palami stalowymi ścianki szczelnej na poziomie -2,0 m n.p.m. oraz z oczepem belki odlądowej na poziomie 0,60 m n.p.m. (nachylenie $4,68^\circ$). Górny ściągi, o średnicy 115 mm (120 mm na części nagwintowanej) i długości 31,0 m będzie przegubowo połączony z oczepem odwodnym na poziomie 2,0 m n.p.m. oraz z oczepem belki odlądowej na poziomie 1,25 m n.p.m. (nachylenie $1,39^\circ$). Połączenie ściągów z konstrukcją będzie realizowane za pomocą specjalnych widelkowych blach kotwiących zabetonowanych w korkach pali stalowych oraz w oczepach. Konstrukcja ściągów ze względu na możliwości transportowe będzie złożona z dwóch elementów połączonych z sobą śrubą rzymską, umożliwiającą regulację długości ściągów w zakresie -100/+350 mm.

GLEBOKIE WZMOCNIENIE PODŁOŻA

Pomiędzy oczepem odwodnym i odlądowym zaprojektowano dodatkowo głębokie wzmocnienie podłoża, aby sprostać restrykcyjnym wymaganiom zamawiającego. Zgodnie z nimi dopuszczalne osiadania konstrukcji nabrzeża po 30 latach użytkowania nie mogą przekroczyć 10 mm dla żelbetowych oczepów posadowionych na palach oraz 60 mm dla nawierzchni pomiędzy nimi. Wzmocnienie podłoża ma na celu redukcję osiadań konstrukcji nawierzchni pod obciążeniem użytkowym 40 kPa oraz redukcję parcia na ścianę nabrzeża. Wzmocnienie

Grobla kamienna

W pierwszej fazie planowania realizacji inwestycji postanowiono wybudować groblę kamienną usytuowaną w odległości około 8 m w stronę wody od projektowanej osi ścianki szczelnej nowego nabrzeża. Tymczasowa grobla kamienna ma za zadanie chronić obszar budowy przed falowaniem oraz umożliwić wykonanie robót budowlanych przy użyciu lądowych metod pracy, bez konieczności korzystania ze sprzętów pływających. Groblę rozpoczęto budować od strony Pirsu Rudowego, gdzie głębokości akwenu nie przekraczały -2,00 m i kontynuowano w stronę terminalu kontenerowego DCT do maksymalnej głębokości -4,0 m. Rdzeń grobli w przekroju ma kształt trapezowy i wykonano go z kamienia łamanego pochodzącego z rozbiórki starego falochronu brzegowego. Od strony lądowej rdzeń grobli zabezpieczono geowłókniną, a następnie zasypano piaskiem do poziomu 1,00 m [Kr]. Groblę tymczasową wykonano na odcinku około 350 m od Pirsu Rudowego. po zakończeniu budowy oczepu nabrzeża konstrukcja grobli będzie rozebrana za pomocą sprzętu pływającego.



Rys. 3. Wykonywanie kolumn żwirowych

nie podłoża w strefie nabrzeża jest realizowane w siatce kwadratowej $2,5 \times 2,5$ m z platformy roboczej na poziomie 1,0 m n.p.m. i składa się z: a) dwóch rzędów kolumn CFA za ścianą nabrzeża o średnicy 0,6 m i długości $14 \div 16$ m (klasa betonu C20/25), b) kolumn betonowo-żwirowych (część betonowa o średnicy 0,6 m, część żwirowa o średnicy 0,8 m) o długości $14,0 \div 16,0$ m (klasa betonu C12/15), c) pojedynczego rzędu kolumn żwirowych prze belce odlądowej o średnicy 0,6 m na całej długości kolumn wynoszącej $14,0 \div 16,0$ m. Stopa wszystkich kolumn powinna być zagłębiona w warstwie nośnej około 1,0 m. Wykonywanie kolumn żwirowych pokazano na rys. 3.

ROBOTY ROZBIÓRKOWE

Roboty konstrukcyjne nabrzeża poprzedziły roboty rozbiórkowe elementów znajdujących się na terenie nowo projektowanej inwestycji. Roboty te polegały między innymi na rozbiórce starego falochronu brzegowego składowiska rudy, rozbiórce stanowiska refulera wraz z estakadą oraz rozbiórce ostrogi przy rampie Ro-Ro istniejącego stanowiska DCT. Falochron brzegowy składowiska rudy był konstrukcją narzutową z przeporną uszczelniającą z żelbetowej ścianki szczelnej o długości $7,0 \div 10,0$ m. Stanowisko refulera składało się z 4 dalb cumowniczo-odbojowych oddalonych około 60 m od skraju pola refulacyjnego. Dalby wykonano jako trójpalowe, z rur stalowych $\phi 720/12$ o długości 22,0 m, wbitych do rzędnej -20,40 m [Kr]. Prostopadle do linii cumowniczej, od stanowiska do skraju pola refulacyjnego, była usytuowana estakada, posadowiona na palach skrzynkowych Larssen IIIIn, na której był ułożony rurociąg $\phi 720$. Ostroga była usytuowana na przedłużeniu linii cumowniczej przyczółka Ro-Ro istniejącego stanowiska terminala DCT i zabezpieczała utrzymanie głębokości technicznej -13,5 m oraz rzędnej terenu 3,0 m [Kr] przy przyczółku. Konstrukcję ostrogi stanowił oczep żelbetowy o długości 58,5 m, szerokości 2,5 m, rzędnej korony 2,5 m [Kr], rzędnej spodu -0,2 m [Kr] posadowiony na stalowej kombinowanej ścianie szczelnej kotwionej kotwami kłapowymi. Po rozkuciu oczepu żelbetowego przystąpiono do wrywania ścianki kombinowanej. Łącznie usunięto 25 sztuk grodzic nośnych HZ775A-24 o długości 25,3 m i 26 sztuk podwójnych grodzic wypełniających AZ25 o długości 19,05 m.



Rys. 4. Wbijanie ścianki podwodnej



Rys. 5. Wbijanie ścianki podwodnej

Średnia głębokość dna w basenie, gdzie zaplanowano część wodną ścianki szczelnej, wynosi -13,0 m [Kr]. Aby tymczasowo zredukować parcie gruntu na wolnostojącą nowo budowaną ściankę szczelną zaprojektowano dodatkową tymczasową przyporę. Przypora ta będzie dociążać nową ściankę szczelną od strony wody w trakcie prowadzenia robót zasypowych polegających na załadunku obszaru istniejącej zatoki do linii nowego nabrzeża oraz podczas robót związanych z wykonywaniem głębokiego wzmocnienia podłoża za ścianką szczelną. Przypora ta składa się z podwodnej ścianki szczelnej wbitej 14 m od osi projektowanej ścianki szczelnej oraz zasypu piaskowego. Zainstalowano ściankę szczelną złożoną ze 188 sztuk podwójnych grodzi AZ36-700N o długości 20,0 m, zainstalowanych do rzędnej korony -6,00 m [Kr]. Następnie w miarę postępu robót ziemnych na lądzie zasypano powstałą w ten sposób grodzę do poziomu -7,00 m [Kr]. Przypora będzie rozebrana w momencie zakotwienia oczepu odwodnego do belki odlądowej za pomocą ściąągów. Wbijanie ścianki podwodnej przypory gruntowej pokazano na rys 4 i 5.

Tymczasowa przystań robocza

Na potrzeby logistyki robót kafarowych ścianki szczelnej skonstruowano na budowie tymczasową przystań roboczą. Konstrukcją wyznaczającą kształt przystani jest ścianka szczelna z podwójnych grodzi stalowych typu AZ18 o długości 16,0 m wbita na kształt litery U. Ścianę frontową przystani zakotwiono co 2,52 m do ścianek kotwiących o długości 5,3 m oddalonych od ściany głównej o 11 m. Ścianki boczne przystani spięto z sobą, stosując ściągi stalowe typu SAS ϕ 40 mm. Powstałą w ten sposób przestrzeń zasypano piaskiem, a nawierzchnię wzmocniono gruzem betonowym. Konstrukcję o długości cumowania 25 m wyposażono dodatkowo w dwie dalby cumownicze wykonane z pali stalowych ϕ 1000 mm oraz tymczasowe urządzenia odbojowe. Tymczasowa przystań umożliwiła cumowanie i rozładowywanie pontonów dostarczających pale stalowe na lądową część ścianki szczelnej, a także stanowiła miejsce załadunku i rozładunku dźwigów i kafarów na jednostki pływające. Budowę dodatkowej przystani pokazano na rys. 6.



Rys. 6. Budowa przystani tymczasowej

Roboty kafarowe rozpoczęto od dostaw elementów ścianki szczelnej w postaci rur i grodzi stalowych. Ze względu na wymiary elementów zdecydowano się na dostawę materiałów drogą morską. Statki z towarami były rozładowywane w Porcie Gdańsk na pontony robocze, a następnie transportowane drogą wodną na budowę (rys. 7 i 8). Elementy ścianki szczelnej rozpoczęto wbijać w części wodnej w pikiecieżu 0+270 m, a następnie kontynuowano w kierunku istniejącego terminala DCT. Pograżanie pali odbywało się przy użyciu dwóch żurawi gąsienicowych klasy 250 ton poruszających się na pontonach pływających. Po ustawieniu rury na pozycji w specjalnej ramie pływającej rurę chwytało wibromłotem, a następnie wibrowano do poziomu -29,00 m. Po zainstalowaniu w ten sposób kolejnych 7 rur mieszczących się w kieszeniach ramy, ramę zdejmowano, podwieszano pod żuraw młot hydrauliczny IHC S280 o masie całkowitej 50 t i kontynuowano pograżanie pala. Wpędy z wbijania pali rejestrowano w dziennikach pograżania pali. Mimo olbrzymich wymiarów rur, dzięki zastosowaniu specjalistycznej ramy i ciągłego monitoringu geodezyjnego pale wbijano z dużą dokładnością, odchyłki w planie nie przekraczały 5 cm. Dodatkowo, w niektórych miejscach proces wbijania pali wspomagano przez zastosowanie płuczki wodnej, jednak operacja ta każdorazowo była konsultowana z Projektantem, który określał



Rys. 7. Składowanie rur na pontonie



Rys. 8. Dostawa rur stalowych

maksymalną głębokość stosowania płuczki. Wbijanie pali stalowych pokazano na rys. 9 ÷ 13. Po wbiciu wszystkich pali na danym odcinku przystępowano do wibrowania wypełniających ścianek stalowych (rys. 14). Zamki grodzic stalowych wyposażono dodatkowo w czujniki, które podłączone za pomocą kabli do specjalnego urządzenia informowały o obecności (bądź nie) zamka grodzicy wewnątrz zamka przyspawanego do rury (rys. 15). Zastosowanie czujników zapewniło pełną wiedzę na

temat ciągłości połączeń pomiędzy poszczególnymi elementami nowo budowanej ścianki szczelnej, a także pozwoli na bezpieczne prowadzenie robót czerpalnych w późniejszym terminie.

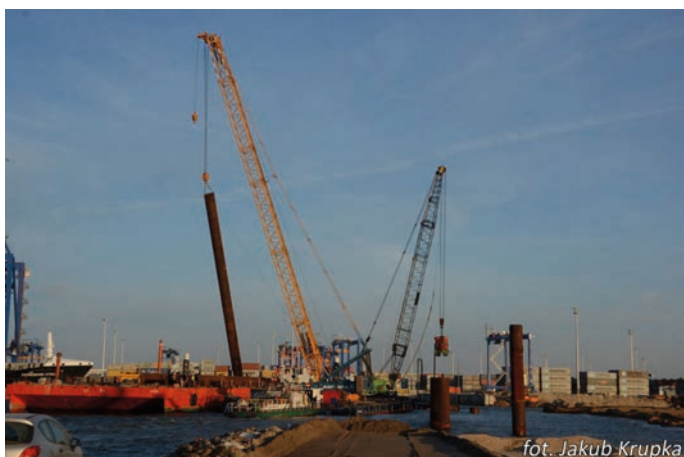
Po zakończeniu wbijania pali w części wodnej i połączeniu nowej ścianki z ostatnim elementem ścianki istniejącego nabrzeża DCT przystąpiono do wykonywania robót ziemnych polegających na załadunku obszaru wyznaczonego linią nowego nabrzeża. Kolejno rozpoczęto roboty przy wykonywaniu



Rys. 9. Wbijanie rur stalowych w części wodnej



Rys. 12. Wbijanie rur stalowych w części lądowej



Rys. 10. Wbijanie rur stalowych w części wodnej



Rys. 13. Wbijanie rur stalowych w części lądowej



Rys. 11. Wbijanie rur stalowych w części lądowej



Rys. 14. Wbijanie ścianki w części lądowej



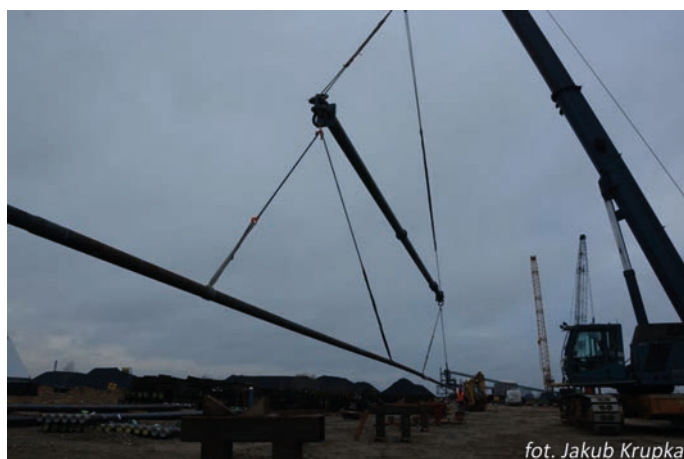
Rys. 15. Grodzice z czujnikami wyzaczania



Rys. 18. Rozładunek ściągów stalowych



Rys. 16. Wiercenie pali CFA



Rys. 19. Montaż wstępny ściągów



Rys. 17. Wiercenie mikropali



Rys. 20. Badanie dynamiczne na palu stalowym

głębokiego wzmocnienia gruntu na nowo zasypanym obszarze i kontynuowano wbijanie ścianki w części lądowej. Równolegle rozpoczęły się roboty przy fundamentowaniu tylnej belki podsuwnicowej. Wiercenie pali CFA (rys. 16) oraz mikropali (rys. 17) poprzedzono przy użyciu programu badań statycznych mających na celu potwierdzenie założeń projektowych. Rozpoczęto również dostawy i montaż wstępny ściągów stalowych (rys. 18 i 19).



Rys. 21. Badanie statyczne na palu stalowym



Rys. 22. Badanie statyczne na palu CFA

BADANIA STATYCZNE I DYNAMICZNE PALI

Podczas prowadzenia robót kafarowych ścianki szczelnej wykonano serię badań dynamicznych pali (*Pile Driving Analysis*). Badania przeprowadzano w trakcie wbijania, rejestrując nośność pali stalowych na całej długości, a następnie badanie powtarzano po jednym, siedmiu oraz trzydziestu dniach od daty wbijania, tworząc tym samym wykres przyrostu nośności pali w czasie (rys. 20). Łącznie wykonano 20 badań dynamicznych na wodnej i lądowej części ścianki. Dodatkowo wspólnie z pracownikami i pod nadzorem Politechniki Gdańskiej zaprojektowano i wykonano badanie statyczne na jednym z pali w części wodnej, obciążając go siłą 13700 kN (rys. 21). W ramach badań statycznych pali CFA pod belkę odlądową wykonano 2 badania statyczne na wciskanie. Pale pochyłone pod kątem 9,5° o długości 20,5 m i 29,0 m zbadano pod obciążeniem odpowiednio 4500 kN i 7000 kN (rys. 22). Dodatkowo wykonano badanie statyczne na obciążenie poziome pali CFA, stosując siłę 540 kN. Program badań mikropali obejmował wykonanie pięciu próbnych obciążeń na wyciąganie. Badania prowadzono aż do zniszczenia mikropali (to jest do siły 3550 kN – nośność żerdzi). Wykonano badania na mikropalach pionowych oraz pochyłonych pod kątem 45° (rys. 23).



Rys. 23. Przygotowanie do badania na mikropalu

LITERATURA

1. Projekt zamienny „Budowa nowego nabrzeża na terenie Portu Gdańsk, służąca realizacji inwestycji polegającej na rozbudowie morskiego Terminala Kontenerowego DCT Gdańsk S.A.” – opracowanie INDUSTRIA PROJECT Sp. z o. o. oraz BESIX ENGINEERING DEPARTMENT – 2015 rok.