

PILOTAŻOWE POLETKA BADAWCZE METODĄ MINIMALIZACJI RYZYKA PROJEKTOWEGO

OSKAR MITROSZ, e-mail: omitrosz@keller.com.pl

TADEUSZ BRZozowski

RAFAŁ BUCA

Keller Polska Sp. z o.o.

Streszczenie: We wstępie omówiono metody projektowania w oparciu o zalecenia Eurokodu 7. Następnie przedstawiono proces projektowania wzmocnienia podłoża pod place składowe i posadowienia konstrukcji belki odlądowej nabrzeża kontenerowego w oparciu o kompleksowe, pilotażowe badania terenowe. W ramach przygotowania i optymalizacji projektu wykonano szereg poletek badawczych, między innymi poletką badawczą pali CFA, mikropali, zagęszczania impulsowego oraz technologii wibroflotacji i wibrowymiany. W ramach badań terenowych zrealizowano również trzy wielkoskalowe nasypy przeciążające, zlokalizowane w różnych miejscach obszaru inwestycji. Ich zadaniem było sprawdzenie w pełnej skali skuteczności zastosowanych różnych metod wzmocnienia podłoża. W publikacji przedstawiono szczegółowy tok postępowania przy budowie i monitoringu nasypu wraz z analizą pomierzonych wartości. Wyniki z obserwacji osiadania nasypu pozwoliły na sprawdzenie poprawności obliczeń według filozofii *Rigid Inclusions*. Referat zakończono dyskusją na temat oceny ryzyka w procesie projektowym oraz metod jego minimalizacji, na przykład za pomocą wykonania poletek badawczych lub poprzez wprowadzenie metody obserwacyjnej przy użyciu nowoczesnego narzędzia *Building Information Modelling*.

Słowa kluczowe: monitoring, badania terenowe, próbne obciążenia, metoda obserwacyjna, nasyp, pale CFA, mikropale, wibroflotacja, wibrowymiana, zagęszczanie impulsowe

1. Wprowadzenie

Eurokod geotechniczny [15] zaleca sprawdzenie stanów granicznych jedną z czterech metod lub ich kombinacji: projektowanie geotechniczne na podstawie obliczeń, zastosowanie wymagań przepisów, modeli doświadczalnych i próbnych obciążeń, lub metody obserwacyjnej. Dodatkowo, w ramach podstaw projektowania geotechnicznego norma europejska wprowadza kategorie geotechniczne obiektów od 1 do 3, odpowiednio dla konstrukcji o małym stopniu ryzyka i skomplikowania geotechnicznego do konstrukcji narażonych na nadzwyczajne ryzyko, w nietypowych albo wyjątkowo trudnych warunkach gruntowych, lub obciążeniowych.

Coraz częściej w geoinżynierii podejmuje się temat ryzyka i właściwego nim zarządzania. Topolnicki [22] sklasyfikował wszystkie dostępne metody wzmocniania gruntu pod kątem ryzyka wyodrębniając trzy kategorie w odniesieniu do metod wzmocniania podłoża, o rosnącym stopniu zagrożenia od A (ryzyko niskie) do C (podwyższone ryzyko).

W dotychczasowej praktyce projektowanie geotechniczne opiera się głównie na obliczeniach, uznając pozostałe metody za alternatywne. Autorzy pragną przybliżyć możliwości zastosowania nowoczesnych rozwiązań rozszerzających standardowe podejście obliczeniowe.

W 2002 roku ustanowiono europejskie forum geotechniczne pod nazwą GeoTechNet, które służy wymianie doświadczeń i rozwojowi innowacyjności w geoinżynierii [16]. Niniejsze forum wydało dokument promujący nowoczesne narzędzia projektowe, w tym zastosowanie Metody Elementów Skończonych (ang. *Finite Element Method*), czy metody obserwacyjnej

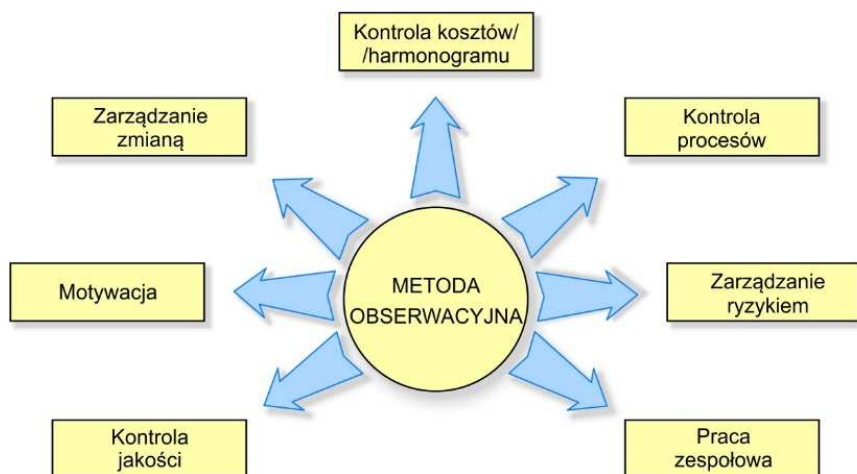
i ich korzystnego wpływu na oszczędności i skrócenie czasu kontraktów budowlanych bez obniżania bezpieczeństwa rozwiązania.

1.1. Metoda obserwacyjna

Prekursorem metody obserwacyjnej w geotechnice był Peck [17]. Nicholson wraz z zespołem naukowym [11] zaproponowali swoje rozszerzenie metody, opisując zasady i możliwości jej stosowania w geoinżynierii. Utrwaliła się tym samym spójna definicja metody obserwacyjnej określająca ciągły, zarządzany i zintegrowany proces projektowania, kontroli budowy, monitorowania i oceny, która umożliwia wcielenie w życie wcześniej zdefiniowanych rozwiązań naprawczych w trakcie trwania lub po zakończeniu procesu budowy. Celem stosowania metody jest osiągnięcie optymalnych ekonomicznie rozwiązań w krótszym czasie, lecz bez kompromisów w zakresie bezpieczeństwa.

Tradycyjne projektowanie wzmocnienia podłoża polega na opracowaniu jednego, dopracowanego projektu, którego po skierowaniu do realizacji się nie modyfikuje. Ewentualny monitoring robót geotechnicznych nie ma wpływu na zmiany w projekcie i służy wyłącznie do potwierdzenia przyjętych oryginalnie założeń, zapewniając wszystkim uczestników procesu budowlanego, o skuteczności rozwiązania. W metodzie obserwacyjnej monitoring pełni aktywną rolę w każdej fazie projektu, a na podstawie analizy wyników zachowania się konstrukcji w trakcie jej wznoszenia, uzależnia się podjęcie dalszych kroków interwencyjnych lub optymalizacyjnych.

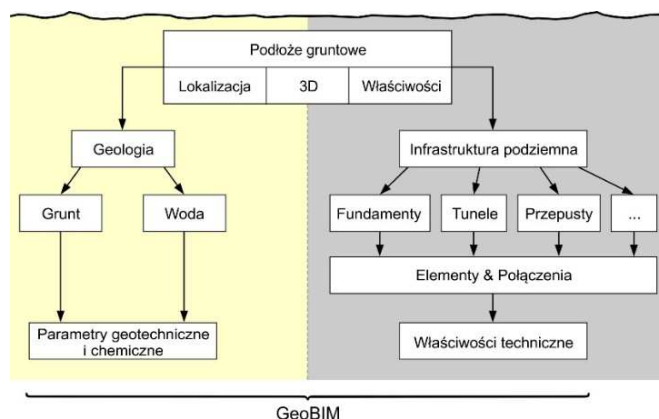
Rozszerzenie metody obserwacyjnej jest również przedstawione w Eurokodzie 7, lecz odnosi się wyłącznie do przypadków, gdy prognozowanie zachowania podłoża gruntowego jest „trudne”. Eurokod traktuje metodę w sposób niekonsekwentny i niepełny, jak twierdzi w swojej analizie Patel [16]. Norma nie wskazuje metody jako narzędzia do optymalizacji typowego procesu budowlanego, ale raczej jako alternatywę. Odmiennego zdania są promotorzy metody obserwacyjnej, zauważając w niej szereg zalet od finansowo-czasowych do naukowo-poznawczych. Wymaga ona jednak pełnej świadomości procesu budowlanego oraz aktywnego udziału i zarządzania w każdej fazie, zarówno zamawiającego, projektanta, jak i wykonawcy. Znacząco więcej w tej metodzie poświęca się czasu na projektowanie i planowanie budowy niż na samą budowę. Pozwala to jednak na sprawniejsze i skuteczniejsze przeprowadzenie procesu budowy.



Rys. 1. Potencjalne korzyści wynikające ze stosowania metody obserwacyjnej [11]

Do efektywnego zrealizowania budowy przy użyciu metody obserwacyjnej może posłużyć najnowsza technologia BIM (ang. *Building Information Modelling*, tj. Modelowanie Informacji o Budowli), która oferuje nowe i przyszłościowe narzędzie wspomagania zintegrowanego procesu planowania, realizacji i użytkowania inwestycji.

Topolnicki [20, 21] przekonuje o skuteczności i możliwości zastosowania modelowania BIM w geotechnice, proponując rozszerzenie technologii do tzw. GeoBIM przy uwzględnieniu wpływu podłoża budowlanego oraz robót geotechnicznych na realizację inwestycji budowlanych. Ze względu na bardziej efektywny sposób zarządzania inwestycją, BIM pozwoli przyspieszyć opracowanie i ograniczy błędy w dokumentacji projektowej, ułatwi wybór wykonawców i wprowadzanie zmian, poprawi wykonawstwo, tj. jakość i terminowość robót oraz, w efekcie końcowym, zmniejszy całkowite koszty inwestycji.



Rys. 2. Struktura geotechnicznego modelu GeoBIM [20]

1.2. Projektowanie geotechniczne na podstawie obliczeń

W niniejszej publikacji skupiono się na popularnych zastosowaniach geotechniki z pominięciem przypadków typowych, tj. fundamentów bezpośrednich. Eurokod geotechniczny określa cztery metody projektowania fundamentów palowych, dopuszczając stosowanie jednego z poniższych podejść:

- na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych, których zgodność z innym porównywalnym doświadczeniem została wykazana za pomocą obliczeń;
- na podstawie empirycznych lub analitycznych metod obliczeniowych, których wiarygodność została wykazana przez próbne obciążenia statyczne;
- na podstawie wyników próbnych obciążeń dynamicznych, których wiarygodność została wykazana przez próbne obciążenia statyczne;
- na podstawie obserwacji zachowania porównywalnych fundamentów palowych, jeżeli dane te są potwierdzone wynikami badań w terenie i badań podłoża.

Dotychczas jednak, jak pokazuje praktyka, najczęściej stosowaną i tradycyjną metodą jest projektowanie geotechniczne na podstawie obliczeń, gdzie próbne obciążenie stanowi wyłącznie ostateczną weryfikację projektu. Projektowanie na podstawie obliczeń z wykorzystaniem metod empirycznych czy analitycznych wymaga wiarygodnych wyników próbnych obciążeń w podobnych sytuacjach i bogatego doświadczenia projektanta, który dokonuje analizy. Badania geotechniczne podłoża, na których bazuje projektant, mają zazwyczaj charakter dyskretny, a interpretacja graficzna przekrojów geologicznych jak i podział na warstwy jest w wielu przypadkach wynikiem analizy programu komputerowego. Podobne zastrzeżenia można mieć

również do określania parametrów wytrzymałościowo-odkształceniowych gruntów. Warto mieć zatem na uwadze, iż badania podłoża mogą być obarczone mniejszym lub większym błędem. Takie samo ryzyko dotyczy wyboru metody obliczeń czy nawet programu komputerowego wykorzystywanego do szacowania nośności pali. W tym względzie Eurokod 7 umożliwia projektowanie bardziej optymalne i znacząco ograniczające ryzyko, dopuszczając dobór pali na podstawie próbnych obciążeń.

1.3. Projektowanie geotechniczne na podstawie próbnych obciążeń

Warto w tym miejscu zaznaczyć, iż próbne obciążenie statyczne pala jest najbardziej wiarygodną, bezpośrednią metodą weryfikacji zachowania się pala w gruncie.

Dotychczas na przeszkodzie zawsze stał krótki czas na realizację robót palowych. Aktualnie wykonawcy zauważyli szansę na bardziej optymalne rozwiązania. Warunkiem jest sprawdzenie rozwiązania *in situ* (tzn. w miejscu docelowego przeznaczenia) przed rozpoczęciem prac zasadniczych. Coraz częściej zatem prace palowe rozpoczynają się od zrealizowania poletka badawczego i sprawdzenia w terenie rzeczywistej nośności pali, co pozwala na weryfikację projektu w jego wstępnej fazie.

Procedurę próbnego obciążenia pala należy przeprowadzić tak, aby dla pali próbnych można było ustalić ich nośność graniczną [15]. Należy jednak podkreślić, że w przypadku pali wciskanych często jest trudno doprowadzić badanie do stanu granicznego, a określenie nośności granicznej z wykresu obciążenie-osiadanie o płaskiej krzywiźnie jest problematyczne. W takiej sytuacji Eurokod zaleca przyjmować za kryterium „wyczerpania nośności” osiadanie głowicy równe 10% średnicy pala.

Próbne obciążenia pali można zastosować do oceny przydatności metody wykonywania, określenia zachowania reprezentatywnego pala i otaczającego gruntu pod obciążeniem, zarówno w odniesieniu do osiadania, jak i obciążenia granicznego, oraz oceny całego fundamentu palowego.

2. Pilotażowe poletka badawcze

Za przykład skutecznego wdrożenia pilotażowych poletek badawczych w geoinżynierii celem minimalizacji ryzyka projektowego można uznać projekt rozbudowy głębokowodnego terminalu kontenerowego DCT w Porcie Gdańsk. Geotechniczna część inwestycji dotyczyła nowych stanowisk cumowniczych, tj. nabrzeża o długości 656 m i sąsiednich placów składowania kontenerów (rys. 3).



Rys. 3. Wizualizacja nowych stanowisk cumowniczych oraz placów składowania kontenerów
(źródło: DCT Gdańsk S.A.)

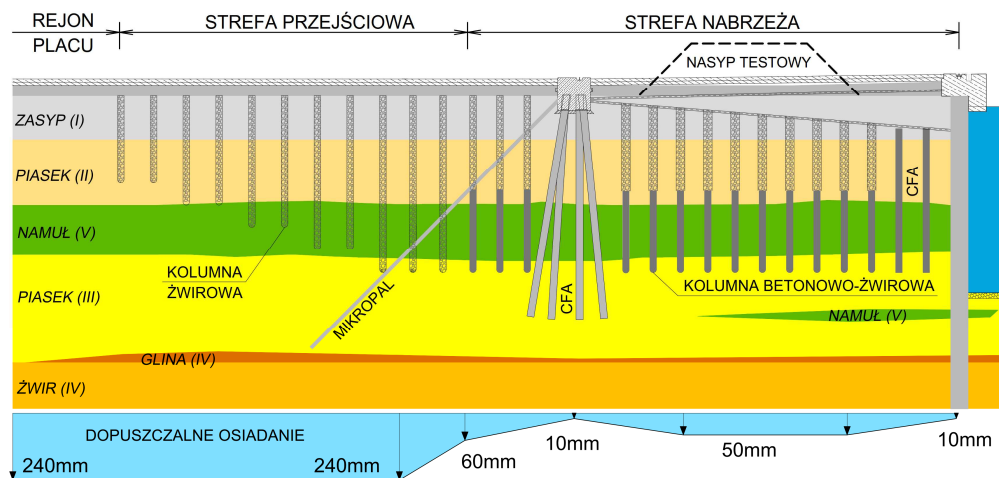
Obszar inwestycji o powierzchni 25 ha został podzielony na dwie zasadnicze części: posadowienie belki odlądowej suwnicy STS (ang. *Ship-To-Shore*) i wzmocnienie wgłębne strefy nabrzeża (45 m wgłąb lądu od ściany nabrzeża), rejonu placu (placu składowania kontenerów) oraz strefy przejściowej łączącej oba obszary (rys. 4). Wzmocnienie podłoża w rejonie nabrzeża składało się z „części lądowej” oraz głębokiego zasypu hydrotechnicznego nazwanej na potrzeby projektu „częścią wodną”. W rejonie platformy wzmocnienie podłoża polegało głównie na zagęszczeniu luźnego nasypu do głębokości 5–6 m, co zapewniało odpowiednią sztywność nasypu i równomierny rozkładu obciążeń z platformy na niżej położoną warstwę namulów, która miała decydujący wpływ na wielkość całkowitego osiadania konstrukcji nawierzchni. W strefie przejściowej natomiast, elementy wzmocnienia podłoża zostały zaprojektowane w zróżnicowanych rozstawach i długościach tak, aby zapewnić płynne przejście od obszaru o dopuszczalnych osiadaniach 240 mm do rejonu nabrzeża, gdzie osiadania musiały być znacząco ograniczone (rys. 4). We wszystkich obszarach rozwiązanie geotechniczne zostało dostosowane do profili gruntowych, genezy gruntów, obciążeń (zmienne przy nabrzeżu – 40 kPa, plac składowania kontenerów – 56 kPa) i wymagań eksploatacyjnych (kryteria deformacji: dopuszczalne osiadania i różnice osiadania). W newralgicznej strefie, tj. rejonie nabrzeża, wzmocnienie gruntu miało na celu nie tylko ograniczenie osiadania nawierzchni pod obciążeniem 40 kPa, ale również zredukowanie parcia gruntu na ścianę nabrzeża [2, 3].

Tablica 1. Podział na warstwy i parametry gruntów

Warstwa (nr)	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	M_o [MPa]
Wzmocniony ZASYP (I)	20	32	–	60
Luźny PIASEK z wkładkami namulów (II)	19–20	30	–	42–74
Średnio zagęszczony PIASEK (III)	20	35	–	80–110
Zagęszczony ŻWIR piaszczysty (IV)	21	41	–	120–190
Miękkoplastyczny NAMUŁ organiczny (V)	16	7	9	1,4–4,0
GLINA piaszczysta / pylasta (VI)	20–22	15	17	20–29

Obszar inwestycji, zlokalizowany w przemysłowej części Gdańska znany jest ze złożonych warunków gruntowo-wodnych. Region charakteryzują morskie i aluwialne depozyty występujące głównie w formie piasków i namulów organicznych o niskich parametrach wytrzymałościowo-odkształceniowych i o znaczących miąższościach od 3 do 9 m. Uogólniony podział na warstwy wraz z parametrami przedstawiono w tablicy 1. Dodatkowo, część terenu inwestycji do niedawna była zatoczką morską o głębokości od 3 do 14 m, którą należało najpierw zasypać, a później odpowiednio wzmocnić, przygotowując pod przyszłą konstrukcję nawierzchni placów składowania kontenerów. Połączenie wszystkich wymagań i trudności wynikających z lokalizacji przedsięwzięcia stanowiło wielkie wyzwanie dla inżynierii geotechnicznej.

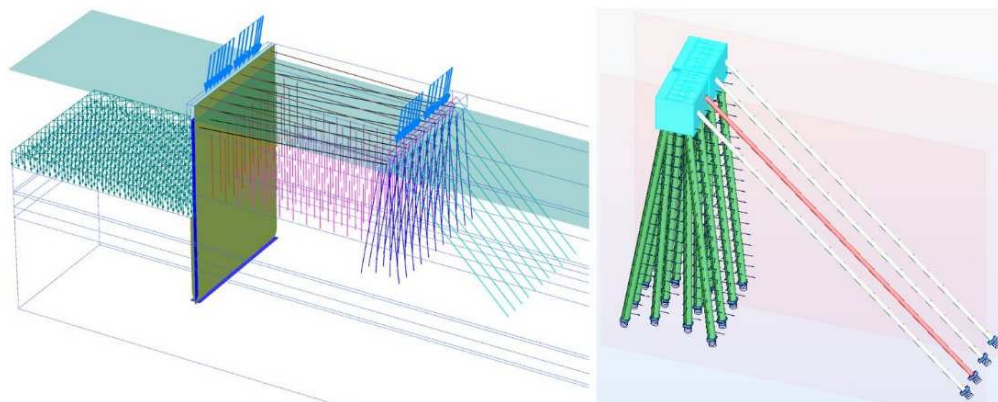
Pierwotnie proces projektowy rozpoczęto analizą wymagań zamawiającego i danych geologicznych. Wykonano wstępne obliczenia i dobrano rozwiązanie geotechniczne wraz z określeniem ramowych założeń technicznych. Później przystąpiono do szczegółowego zaplanowania poletek badawczych wszystkich elementów wchodzących w skład rozwiązania docelowego. Łącznie wykonano 7 rozbudowanych poletek badawczych, poprzedzających etap produkcyjny, które pozwoliły zweryfikować przyjęte metody i założenia projektowe oraz możliwości wykonawcze.



Rys. 4. Typowy przekrój konstrukcji nabrzeża i belki odlądowej w części lądowej z zaznaczeniem dopuszczalnego osiadania

2.1. Aspekty projektowania

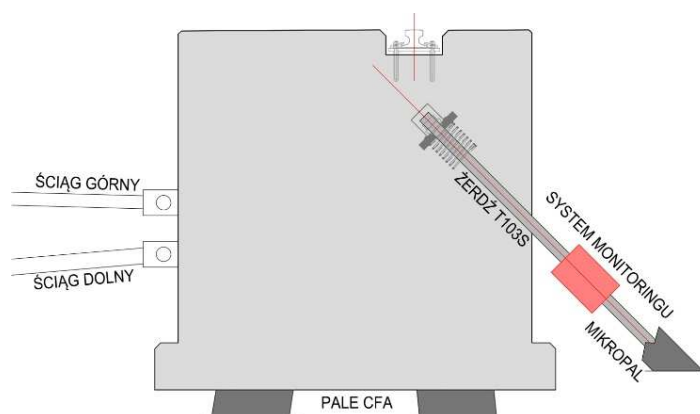
Symulacje obliczeniowe zachowania się konstrukcji przeprowadzono w zakresie linowo-sprężystym oraz nieliniowym w środowisku metody elementów skończonych (MES) z wykorzystaniem belkowych i ścięgowych elementów skończonych. W kontekście poprawności stosowania MES przeprowadzono formalną analizę zbieżności rozwiązań. Wykonano dwa niezależne modele MES, których celem było odzwierciedlenie zarówno pracy belki podsuwnicowej jak i elementów posadowienia (rys. 5). Pierwszy z modeli, wykonany w programie Plaxis, odzwierciedlał globalną pracę zaprojektowanej konstrukcji wraz z uwzględnieniem oddziaływań morskich, a drugi, wykonany w programie Autodesk Robot Structural Analysis, ukierunkowany był na właściwym opisie belki odlądowej, tj. pracy kozła palowego i układu mikropali.



Rys. 5. Schematy wykorzystanych w obliczeniach modeli MES w programie Plaxis (po lewej) i Autodesk Robot Structural Analysis (po prawej)

Do opisu pali wykorzystano belkowe elementy oparte na podporach sprężystych o charakterystykach odzwierciedlających współpracę z ośrodkiem gruntowym wzdłuż pobocznic oraz

pod podstawą. Mikropale, z uwagi na unikatową konstrukcję połączenia przegubowego mikropala z belką odlądową (rys. 6), zdefiniowano przy pomocy elementów cięgnowych zdolnych do przenoszenia wyłącznie sił rozciągających.

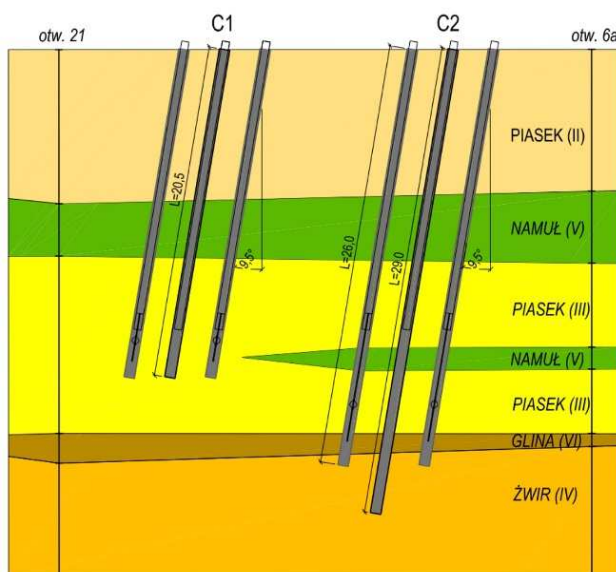


Rys. 6. Przekrój belki odlądowej z zaznaczonym systemem monitoringu żerdzi mikropala

Konstrukcja nabrzeża wraz z belką odlądową zostały podzielone na 27 sekcji dylatacyjnych. Po analizie danych wybrano do dalszych analiz najbardziej niekorzystne sekcje dla części lądowej i wodnej.

2.2. Badania pali CFA

Pod posadowienie belki odlądowej nabrzeża zaprojektowano pionowe i nachylone pod kątem $9,5^\circ$ (6:1) pale CFA o średnicy 650 mm i długości do 29 m. Schemat konstrukcji belki oraz uśrednione warunki gruntowe w rejonie badań pali przedstawiono na rys. 4–6.



Rys. 7. Testowe pale CFA i warunki gruntowe w rejonie poletka badawczego

Badania pali CFA wykonano dla dwóch reprezentatywnych długości pali, 20,5 m (C1) oraz 29,0 m (C2). Procedurę próbnego obciążenia pala dostosowano tak, aby dla pali próbnych można było ustalić ich nośność graniczną na wciskanie, tj. do osiągnięcia osiadania głowicy co najmniej 10% średnicy podstawy pala. Zdecydowano się zrealizować dwa stanowiska próbnych obciążeń przy wykorzystaniu wyłącznie pali pochylonych. Pale testowe zostały zakotwione do sąsiednich, również nachylonych pali (rys. 8).



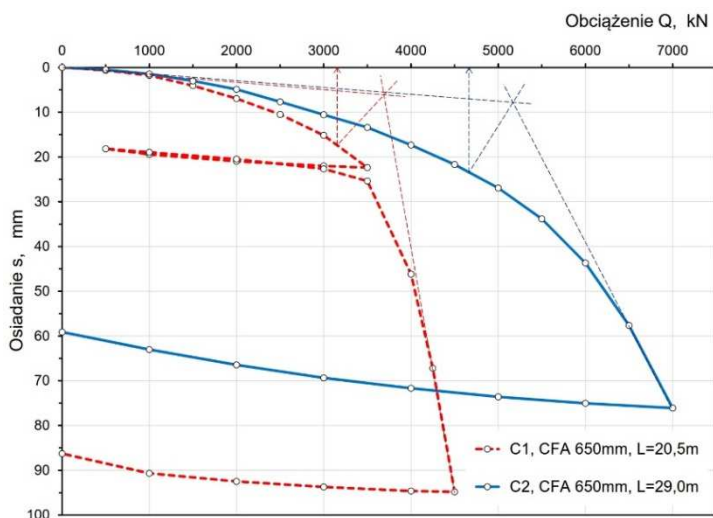
Rys. 8. Konstrukcja stanowiska do próbnego obciążenia pali CFA na obciążenia osiowe (po lewej) i na obciążenia poziome (po prawej)

Dodatkowo, przygotowanie badań pilotażowych pozwoliło na przetestowanie możliwości wykonania pali CFA nachylonych 6:1 o długości do 29 m oraz dobór metody pograżania koszy zbrojeniowych o długościach od 18 do 25 m wraz z elementami przedłużającymi zaopatrzonymi w centralizatory zbrojenia. Wprowadzenie zbrojenia w świeżo zabetonowany pal zapewniły odpowiednio dobrana konsystencja mieszanki betonowej oraz zastosowanie wibromłota (rys. 9).



Rys. 9. Wykonanie testowych pali CFA

Krzywe obciążenie-osiadanie otrzymane z badań pozwoliły na weryfikację sztywności pali pod obciążeniem projektowym, a znajomość przebiegu pełnej krzywej obciążenie-osiadanie umożliwiła precyzyjne modelowanie pali w obliczeniach. Na rys. 10 przedstawiono krzywe obciążenie-osiadanie badanych pali C1 i C2 oraz geometryczną interpretację nośności metodą dwusiecznej [9].



Rys. 10. Wyniki próbnych obciążeń pali CFA o długości 20,5 i 29 m

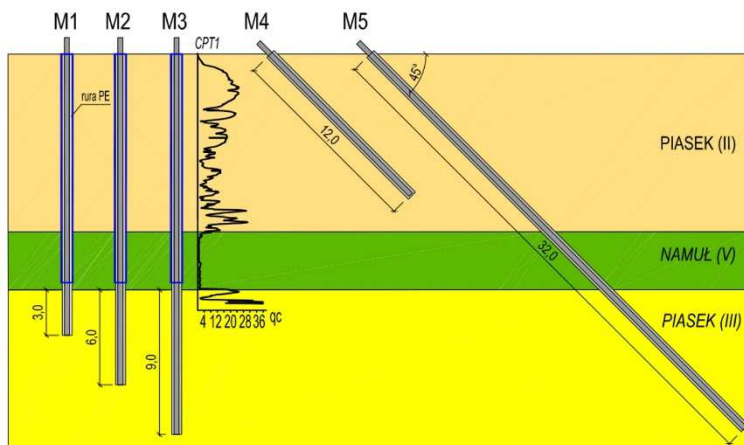
Wyniki próbnych obciążeń statycznych potwierdziły zakładaną wysoką nośność pali CFA. Dla krótszego pala C1 uzyskano nośność graniczną na poziomie 4500 kN, a nośność obliczeniową z uwzględnieniem tarcia negatywnego rzędu 3000 kN. Dla pala C2 konstrukcja stanowiska nie pozwoliła na kontynuację badania powyżej 7000 kN. Jego nośność graniczną i obliczeniową oszacowano odpowiednio na około 8000 kN i 4500 kN. Należy zaznaczyć, że dla obu pali pomierzone osiadanie na końcowych stopniach obciążenia odpowiadającym zostały ustabilizowane. Świadczy to o bardzo dobrej pracy pali w całym zakresie obciążenia.

Pale próbne z zapasem przenosiły maksymalne obliczone siły normalne wynoszące 2275 kN dla najbardziej konserwatywnego modelu, a sztywności pojedynczych elementów w zakresie projektowanych wartości reakcji wynosiły 238–325 MN/m. Pilotażowe badania pali rozszerzono również o obciążenia poziome pali w celu określenia sztywności bocznej elementów posadowienia. W projekcie zaplanowano także wykonanie 9 dodatkowych testów na palach produkcyjnych i wszystkie pale potwierdziły sztywność osiową powyżej wymaganej, średnio 424 MN/m. Komplet wykonanych badań pozwolił na optymalne zaprojektowanie posadowienia belki odlądowej, a szacowane skrócenie pali w stosunku do pierwotnych obliczeń wynosiło około 4000 mb.

2.3. Badania mikropali

Pod posadowienie belki odlądowej nabrzeża zaprojektowano także mikropale kotwiące o średnicy 300 mm i długości do 36 m nachylone pod kątem 45° (rys. 4–6). Mikropale wykonano w technologii samowiercącej przy wykorzystaniu żerdzi systemowych T103S ze stali 28Mn6.

Badania mikropali miały na celu określenie nośności na wyciąganie, określenie nośności granicznej oraz oszacowanie wartości jednostkowego tarcia granicznego w gruntach piaszczystych. Pilotażowo przebadano na wyciąganie 5 mikropali o różnej długości, różnym zagłębieniu w gruntach nośnych oraz z eliminacją tarcia w warstwie górnych piasków (rys. 11). Dla najdłuższego mikropala przewidziano prowadzenie badań aż do zniszczenia strukturalnego materiału żerdzi, tj. do siły zrywającej 3550 kN [7]. Dla pozostałych mikropali badanie prowadzono do osiągnięcia geotechnicznej nośności granicznej.



Rys. 11. Mikropale testowe i warunki gruntowe w rejonie poletka badawczego

Badania pionowych mikropali M1–M3 pozwoliły na ocenę tarcia granicznego τ_{ult} w warstwach piasków (III) znajdujących się poniżej warstwy namulów. Żerdzie w górnej części tych mikropali były umieszczone w otulinie z zawiesziny bentonitowej i dodatkowo w osłonie z rury PE, dając w efekcie zerową wartość tarcia na pobocznicy (długość wolna).

Próbne obciążenie nachylonego pod kątem 45° mikropala M4 pozwoliło na ocenę tarcia granicznego τ_{ult} w górnej warstwie piasków (II) zalegających powyżej warstwy namulów.

Wykonanie nachylonego pod kątem 45° długiego mikropala M5 pozwoliło na sprawdzenie możliwości produkcyjnych jeszcze przed wykonaniem elementów konstrukcyjnych oraz oszacowanie rzeczywistej sztywności pojedynczego elementu. Badanie mikropala przeprowadzono powyżej siły uplastyczniającej żerdź wynoszącej 2680 kN [7] i osiągnięto wartość około 3400 kN.

Tablica 2. Wyniki badań mikropali

Mikropal	$R_{i,k}$ [kN]	L_r [m]	Q_{test} [kN]	τ_{ult} [kPa]
M1	890	3,0*	1260	446
M2	1780	6,0*	2340	414
M3	2670	9,0*	2900	342
M4	1800	12,0**	1700	150
M5	>4000	32,0	~3400	-

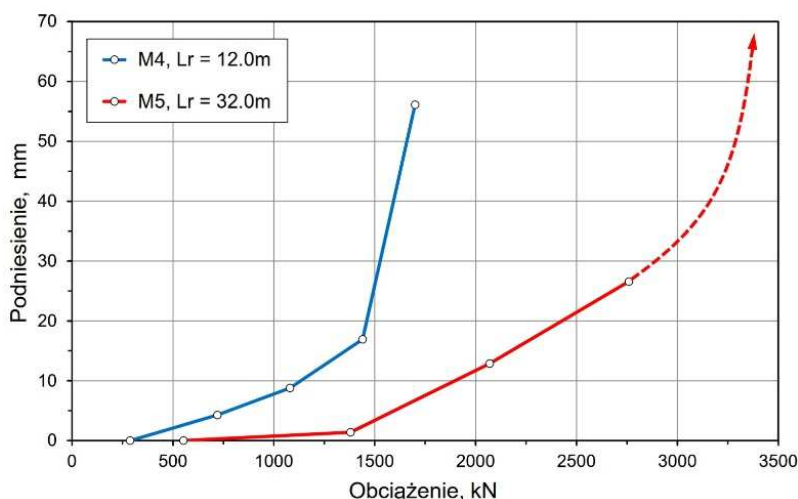
* – w dolnej warstwie piasków, ** – w górnej warstwie piasków

$R_{i,k}$ – obliczona nośność graniczna, L_r – długość pracująca (zainiektowana), Q_{test} – wartość maksymalna siły podczas testu, τ_{ult} – jednostkowe graniczne tarcie na pobocznicy

Dla mikropali M1–M3 można zauważyć, iż największe tarcie odpowiada długości pracującej 3,0 m, a najmniejsze dla 9,0 m. Najprawdopodobniej taka odwrotna zależność spowodowana była dużą zmiennością zagęszczenia piasków, dlatego w docelowym projekcie przyjęto bezpiecznie i konserwatywnie jednostkowe tarcie graniczne na pobocznicy w piaskach poniżej warstwy namulów na poziomie 342 kPa, a w górnej warstwie piasków (nad namułami) na poziomie 150 kPa.

Na rysunku 12 przedstawiono krzywe obciążenie-przemieszczenie dla najkrótszego i najdłuższego mikropala (M4 i M5). Podczas badania mikropala M5 osiągnięto próg plastyczny materiału żerdzi. Uwzględniając, że przedostatnie stopnie obciążenia dla tych mikropali

spełniły warunek pełzania ($k_s < 2,0$ mm) wg norm [13, 14] przyjęto, że stopnie te odpowiadały nośności tych mikropali. Rzeczywista sztywność mikropala M5 w zakresie projektowanych wartości reakcji wynosiła 160 MN/m.



Rys. 12. Krzywe obciążenie-przemieszczenie dla mikropali M4 i M5 uwzględniające korektę na wydłużenie materiału

Wykonane symulacje obliczeniowe najbardziej niekorzystnych sekcji belki odlądowej wykazały równomierną pracę zaprojektowanych żerdzi, a spodziewana maksymalna wartość siły w stanie granicznym nośności, po uwzględnieniu wartości obliczeniowych przypadków obciążeń, była szacowana na poziomie 1750–1950 kN, przy nośności obliczeniowej żerdzi z uwzględnieniem korozji na poziomie 2480 kN.

Próbne obciążenia wykonane zarówno na poletku badawczym jak i później na mikropalach produkcyjnych potwierdziły założenia projektowe. Jednakże, na etapie budowy niemożliwym było sprawdzenie pracy mikropali w docelowym stanie przy uwzględnieniu m.in. wpływu temperatury, reologii, cyklicznych obciążeń, czy falowania. W związku z powyższym zdecydowano się na realizację systemu monitoringu wybranych 7 mikropali. Przed zamontowaniem oczujnikowanych elementów na budowie wykonano pełną kalibrację odcinków testowych żerdzi na maszynie wytrzymałościowej w warunkach laboratoryjnych. Finalnie każdy element monitoringu został wyposażony w system osłon i zabezpieczeń umożliwiających pracę modułu pomiarowego w warunkach podwyższonego ciśnienia spowodowanego obecnością wody oraz innych oddziaływań pochodzących od gruntu. W pełni wyposażone moduły pomiarowe zostały zamontowane na budowie na 7 żerdziach rozlokowanych równomiernie po długości belki odlądowej.

Pomiar odkształceń realizowany był z zastosowaniem ekstensometrów strunowych, charakteryzujących się bardzo wysoką stabilnością pomiarów w czasie. Monitoringu poddano zmiany odkształceń żerdzi, na podstawie których wyznaczano siły osiowe w nich występujące. Realizacja monitoringu żerdzi mikropali, wsteczna analiza założeń i obliczeń projektowych w poszczególnych fazach pracy konstrukcji nabrzeża i belki odlądowej pozwoliła na uwzględnienie rzeczywistej pracy mikropali. Z pomiarów wynika, iż najbardziej wytężona żerdź wykazuje siłę 724 kN (F_{meas}), natomiast obliczona wartość ($N_{cal;k}$) dla tej żerdzi w reprezentatywnym przekroju i odpowiadającej aktualnej fazie pracy tego elementu wynosi 807 kN ($F_{meas}/N_{cal;k} = 90\%$) [10]. Wyniki monitoringu wykazały wysoką zbieżność z obliczeniami.

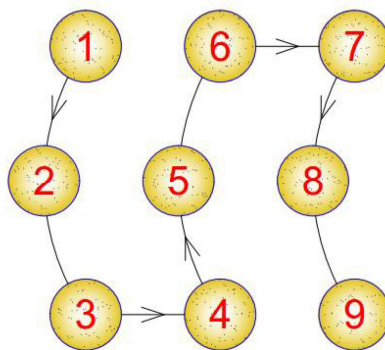
Ze względu na złożony charakter konstrukcji nabrzeża i etapowanie prac, pomiary są kontynuowane w celu śledzenia dalszego wpływu na belkę odlądową i mikropale obciążenia od ciężaru i eksploatacji suwnic, cumowania statków, zmiany warunków atmosferycznych, falowania, wahań poziomu wody gruntowej, itp.

2.4. Poletka testowe w technologii zagęszczania impulsowego

Zadaniem poletek było sprawdzenie wpływu zagęszczania impulsowego IC (ang. *Impulse Compaction*) na zagęszczenie gruntów w rejonie projektowanych placów składowania kontenerów dla przyjętych siatek punktów IC oraz przyjęcie sposobu prowadzenia prac w celu uzyskania parametrów odbiorowych. Wyniki i wnioski z poletek badawczych były podstawą do opracowania projektu wzmocnienia podłoża.

Zagęszczanie impulsowe to nowoczesna i bardzo wydajna technologia wzmacniania gruntów w stanie luźnym przez powtarzalne ubijanie o charakterze impulsowym, prowadzące do poprawy parametrów fizycznych i mechanicznych gruntu w zasięgu do około 5–6 m.

W zależności od rodzaju i właściwości gruntu oraz wymaganej poprawy stopnia zagęszczenia przyjmuje się odpowiednie siatki rozmieszczenia punktów ubijania. Najczęściej stosowaną jest ułożona wachlarzowo siatka wynikająca z metody S&T (ang. *Sweep and Track*) (rys. 13). Metoda polega na tym, że maszyna stojąc w jednym miejscu wykonuje od trzech do pięciu punktów zagęszczania obracając tylko młot wokół swojej głównej osi obrotu. Następnie wycofuje się i wykonuje kolejny wachlarz punktów.



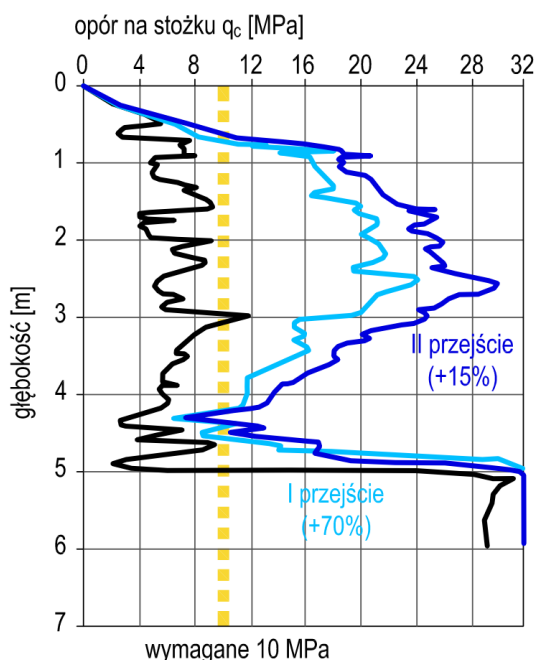
Rys. 13. Maszyna do technologii zagęszczania impulsowego oraz schemat metody S&T

Testowe zagęszczanie impulsowe zlokalizowano w dwóch rejonach, gdzie stwierdzono najslabsze zagęszczenia przypowierzchniowych warstw gruntów niespoistych. Na każdym poletku badawczym wykonano cztery obszary zagęszczania o różnej siatce i metodyce zagęszczania:

- 1: siatka 2,5×2,5 m metodą S&T w dwóch cyklach,
- 2: siatka 2,8×2,8 m, pozostałe parametry jak dla 1,
- 3: siatka kwadratowa 3,5×3,5 m w pierwszym cyklu ubijania, zagęszczona punktami uzupełniającymi w cyklu II,
- 4: siatka kwadratowa 4,0×4,0 m pozostałe parametry jak dla 3.

Najgorsze przyrosty oporów zanotowano dla siatki kwadratowej 4,0×4,0 m. Uwzględniając początkowe warunki zagęszczenia na każdym obszarów obu poletek pozostałe metody dają średnio podobne przyrosty zagęszczenia. Dla wszystkich metod już pierwszy cykl zagęszczania pozwalał na spełnienie kryteriów odbiorowych, tj. średni opór na stożku $q_c > 10$ MPa. Na rys. 14

przedstawiono wyniki sondowań statycznych dla siatki S&T 2,8×2,8 m. Już po pierwszym cyklu zagęszczania średni wzrost oporu stożka q_c sondy statycznej zwiększył się o około 70%. Drugi cykl zagęszczania spowodował dalszą poprawę oporu, ale już tylko o około 15%.



Rys. 14. Przykładowe wyniki sondowań dla obszaru 2 (S&T w rozstawie 2,8×2,8 m)

Jako metodę zagęszczania w technologii IC, wybrano jeden cykl zagęszczania metodą S&T w rozstawie 2,8×2,8 m. Metoda ta, również ze względu na najszybszy sposób przemieszczania się maszyny pozwalała osiągnąć największą wydajność.

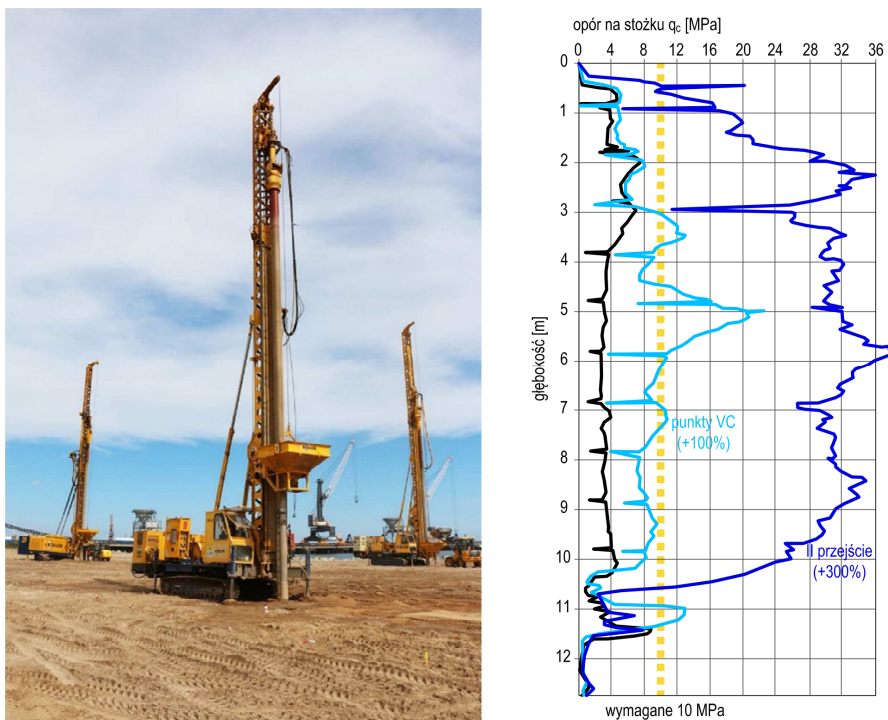
2.5. Obszary testowego zagęszczania w technologii wibroflotacji i wibrowymiany

Zadaniem testowego zagęszczania wgłębnego było sprawdzenie wpływu technologii wibroflotacji VC (ang. *Vibro Compaction*) oraz wibrowymiany realizowanej kolumnami żwirowymi VR (ang. *Vibro Replacement*). Zestawienie dwóch technologii wykorzystano do zagęszczenia podłoża w rejonie załadowanej zatoki.

Do zagęszczenia obszaru załadowanego założono w pierwszym etapie wykonanie wibroflotacji przy użyciu materiału z platformy roboczej. W drugim etapie do wykonania kolumn żwirowych VR wbudowywany materiał był dostarczany ze żwirowni. Zgodność krzywych przesiewu poszczególnych partii materiału sprawdzano ze specyfikacją projektową.

Na polisku badawczym wykonano punkty VC i kolumny żwirowe przyjmując dwa rozstawy siatek: 2,75×2,75 m oraz 3,0×3,0 m. W pierwszej kolejności wykonywano punkty VC w zadanej siatce, a następnie z przesunięciem o połowę rozstawu siatki, kolumny VR.

Po pierwszym etapie wykonania zagęszczania wgłębnego zaobserwowano podwyższenie i wyrównanie wartości oporu stożka sondy statycznej q_c w głębszych niezagęszczonych warstwach. Zaobserwowano także osiadanie platformy. Wykonanie kolumn wibrowymiany w drugim etapie dodatkowo zagęściło podłoże skutkując wysokim i wyrównanym na całej głębokości zagęszczeniem (rys. 15).



Rys. 15. Wykonywanie kolumn żwirowych i przykładowe wyniki sondowań CPT z poletka badawczego dla rozstawu 3,0×3,0 m

Próby na poletku badawczym wykazały, iż wykonanie zagęszczania dla obu założonych siatek pozwala na skuteczne zagęszczenie zasypu hydrotechnicznego. Do realizacji przyjęto zagęszczanie w siatce 3,0×3,0 m.

3. Próbné obciążenie nasypem przeciążającym

Przed rozpoczęciem robót geotechnicznych, zgodnie z wymaganiami kontraktu, wykonano poletka badawcze dla poszczególnych technologii wzmocnienia opisane powyżej. Po szczegółowym przeanalizowaniu wniosków z badań terenowych i zaimplementowaniu konkretnych, sprawdzonych *in situ* charakterystyk pali, czy parametrów wzmocnionego podłoża do programów obliczeniowych, wykonano szczegółowe, iteracyjne obliczenia weryfikujące pierwotne założenia. Obszar wzmocnienia na tym etapie podzielono na kolejne podobszary i przeanalizowano każdą strefę indywidualnie. Rezultatem było opracowanie rysunków wykonawczych dla operatorów maszyn z podaniem konkretnych wytycznych i kryteriów odbiorowych.

W międzyczasie przygotowano także realizację trzech wielkoskalowych nasypów przeciążających, zlokalizowanych w różnych miejscach obszaru inwestycji. Ich zadaniem było sprawdzenie w pełnej skali skuteczności zastosowanych różnych metod wzmocnienia podłoża lub ich kombinacji, symulując docelowe obciążenia od warstwy podbudowy, konstrukcji nawierzchni i obciążenia użytkowego. Nasypy monitorowano długoterminowo, a raporty prezentujące wyniki pomiarów stanowiły dokumenty legitymujące przyjęte rozwiązanie. W przypadku negatywnych wyników przewidziane były odpowiednie procedury zagęszczenia siatki elementów, zmiany kolejności wykonywania elementów wzmocnienia, dodatkowe cykle zagęszczenia, itp.

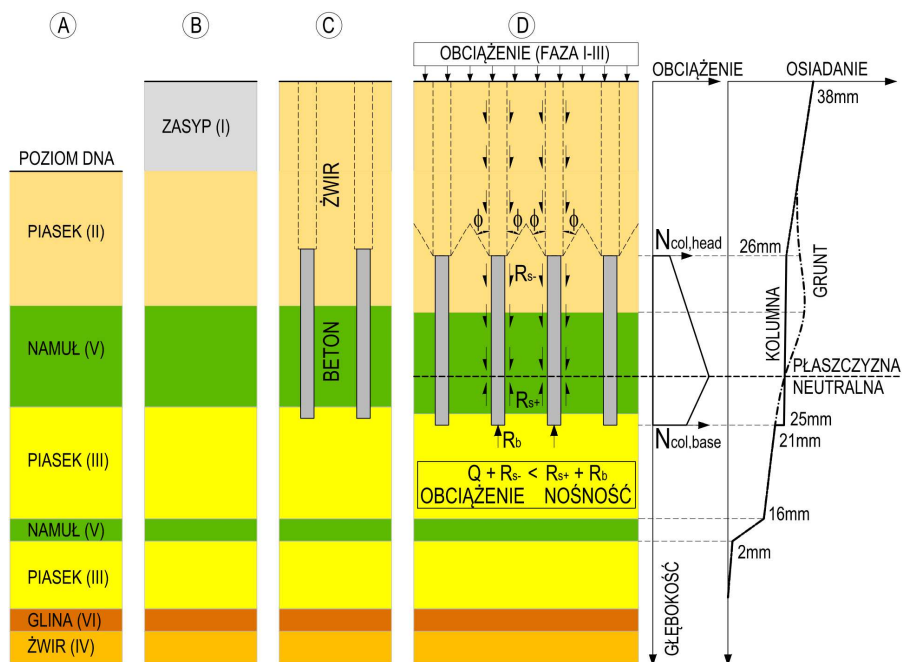
Podobnie jak w opisaney powyżej metodzie obserwacyjnej, monitoring konstrukcji pełnił tu rolę aktywną i stanowił źródło wiedzy, umożliwiając podjęcie dalszych bezpiecznych kroków przy pełnej świadomości pracy konstrukcji.

3.1. Opis metody wzmocnienia podłoża za pomocą kolumn hybrydowych

Poniżej przedstawiono przebieg prac związanych z nasypem przeciążającym, kontrolującym newralgiczny rejon nabrzeża, w którym zastosowano hybrydowe kolumny betonowo-żwirowe wykonywane w technologii wibrowymiany. Zastosowanie kolumn nawiązywało do filozofii sztywnych inkluzji RI (ang. *Rigid Inclusion*) szczegółowo opisanej w ASIRI [1]. Proces projektowania nasypów posadowionych na wzmocnionym podłożu za pomocą kolumn RI, rekomendacje odnośnie konstrukcji warstwy transmisyjnej LTP (ang. *Load Trasfer Platform*), czy opis mechanizmu współpracy kolumn z otaczającym gruntem przedstawiono szeroko w literaturze [5, 12, 23].

W typowych przypadkach zastosowania koncepcji RI mobilizuje się złożony mechanizm wzajemnego oddziaływania kolumn, gruntu i warstwy transmisyjnej. Głowice kolumn, w odróżnieniu od rozwiązania palowego, są oddzielone od konstrukcji warstwą transmisyjną, a stopy kolumn są płytko zagłębione w podłoże nośne. Warstwa transmisyjna jest wykonana najczęściej z kruszywa lub gruntu stabilizowanego albo stanowi część nasypu względnie podbudowy i może być dodatkowo zbrojona geosyntetykami lub siatką stalową.

W przyjętym sposobie wzmocnienia gruntu wykorzystano kilkumetrową górną warstwę rodzimych piasków jako platformę LTP. Wymagała ona jednak przestrzennego wzmocnienia, czemu posłużyła technologia wibrowymiany i kolumn żwirowych w tej części profilu grunтового (rys. 16). Do projektowania wibrowymiany wykorzystano sprawdzoną metodę obliczeń pozwalającą określić tzw. współczynnik poprawy podłoża [18, 19].

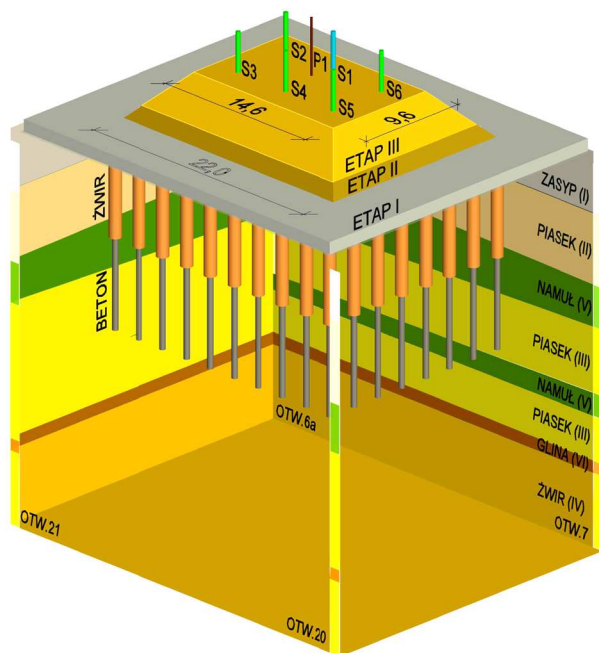


Rys. 16. Schemat interakcji kolumna-grunt w odniesieniu do faz budowlanych: A – pierwotna, B – zasyp, C – wzmocnienie podłoża, D – nasyp przeciążający

W niniejszym przykładzie zastosowanie kolumn o średnicy 0,8 m w siatce kwadratowej w rozstawie 2,5×2,5 m, co w oparciu o obliczenia gwarantowało odpowiednią sztywność warstwy transmisyjnej, umożliwiającą poprawną redystrybucję obciążeń. W związku z mobilizacją tarcia w materiale wzmocnionej platformy LTP, wytworzył się efekt przesklepienia. Niniejszy model pracy kolumny opisał Chevalier [19]. Znaczna różnica w sztywności między elementami betonowymi, wykonanymi w ramach kolumn hybrydowych, i otaczającym je gruntem nienośnym powoduje koncentrację naprężenia w rejonie głowicy i podstawy kolumny, czemu towarzyszy penetracja kolumn w warstwy piasków (II i III) przy udziale odkształceń plastycznych gruntu. Jednocześnie warstwa transmisyjna przemieszcza się w dół pomiędzy kolumnami i wywołuje na pobocznicach tarcie negatywne w górnej strefie słabego gruntu. Przy prawie niepodatnym materiale kolumny (w porównaniu do wzmacnianego gruntu) skrócenie trzonu jest bardzo małe, natomiast osiadanie gruntu pomiędzy kolumnami szybko zanika. W rezultacie, osiadania kolumny i gruntu wyrównują się na pewnej głębokości nazywanej płaszczyzną neutralną, poniżej której na pobocznicach kolumn mobilizuje się tarcie dodatnie. Niniejszy mechanizm pracy kolumn wymaga zagwarantowania nośności pod podstawą. W celu jej określenia wykorzystano bezpośrednią metodę opartą na wynikach sondowań CPT [4].

3.2. Program budowy nasypu

W celu potwierdzenia obliczeń i skuteczności przyjętych założeń projektowych zrealizowano wielkoskalowy nasyp w rejonie nabrzeża w najbardziej niekorzystnej lokalizacji pod względem warunków geologicznych (rys. 17). Program poletka badawczego zakładał wykonanie nasypu przeciążającego, symulującego obciążenia od podbudowy (etap I), konstrukcji nawierzchni (etap II) oraz obciążenia użytkowego (etap III). Długoterminowej obserwacji poddano 6 reperów talerzowych (S1–S6) oraz czujnik piezoelektryczny (P1).



Rys. 17. Widok poletka badawczego wraz z elementami monitoringu

Po wykonaniu kolumn wibrowymiany z poziomu +1,0 m n.p.m. zainstalowano reper S1 na poziomie terenu oraz czujnik P1 na głębokości około 12 m, tj. w środku warstwy namulów (V). Pięć dni później zrealizowano I etap nasypu, uzyskując poziom +2,0 m n.p.m., na którym zainstalowano kolejne repery S2–S6. Szóstego dnia wykonano II etap nasypu (+16 kPa), uzyskując poziom +3,0 m n.p.m. Po kolejnych 6–7 dniach monitoringu, zrealizowano ostatni, III etap nasypu (+40 kPa), uzyskując docelowy poziom +5,7 m n.p.m. Następnie monitorowano zachowanie nasypu w cyklu dziennym przez kolejne 51 dni.

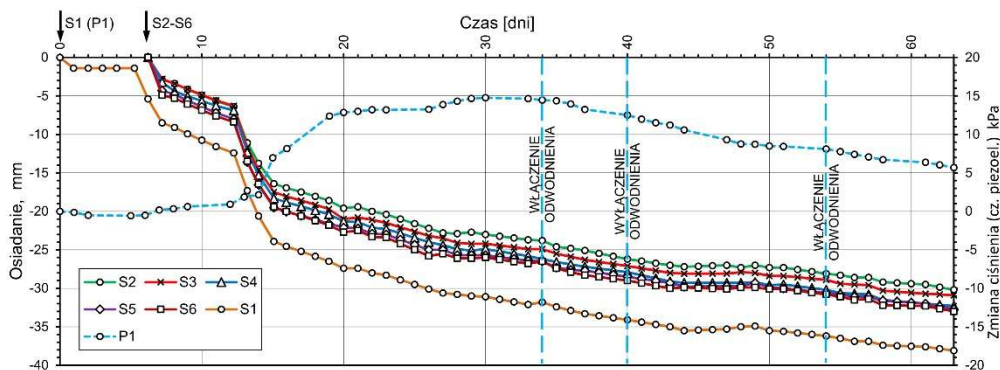
3.3. Monitoring nasypu

Ścisłe określona sekwencja budowy nasypu przeciążającego pozwoliła na oszacowanie rzeczywistego wstępnego osiadania, które zajdą podczas budowy nawierzchni i od obciążenia użytkowego. Na zamieszczonym wykresie (rys. 18) dla wszystkich reperów można zaobserwować jednakowy charakter i przyrost osiadania w czasie. Odnotowane lokalne zaburzenia krzywych osiadania były spowodowane dynamicznym wpływem ruchu ciężkiego sprzętu budowlanego (palownice, dźwigi, itp.) w sąsiedztwie kontrolowanego nasypu. Po fazie wstępnej, osiadania zaczęły się stabilizować. Średnie tempo osiadania w tej fazie monitoringu zaobserwowano na poziomie 0,21 mm/dzień. Z powodu wykonywania wykopów włączono system odwodnienia w rejonie projektowanego nabrzeża. Na wykresie obserwujemy ewidentny wpływ pracy pomp na wzrost tempa osiadania nasypu do poziomu 0,38 mm/dzień. Odwodnienia wyłączono do 54 dnia monitoringu, co niezwłocznie poskutkowało spadkiem tempa osiadania do poziomu 0,15 mm/dzień. Po analizie opisanego powyżej zjawiska można dojść do wniosku, iż bez odwodnienia konsolidacja postępowałaby dłużej. W celu prawidłowego oszacowania długoterminowych osiadania wykreślono dla każdego z reperów linie trendu z ekstrapolacją o kolejne 100 dni. Wszystkie otrzymane krzywe charakteryzowały się wysokim współczynnikiem determinacji ($R^2 \geq 0,99$), potwierdzając wysoką zbieżność z pomiarami terenowymi.

Pomiary ciśnienia wody w porach gruntu realizowano za pomocą czujnika P1. Obserwujemy przyrost ciśnienia około 12 kPa spowodowany wzniesieniem docelowego nasypu (etap III), co potwierdza częściowe rozproszenie ciśnienia w górnej warstwie piasków. Tempo dyssypacji ciśnienia wynosiło 2,5 kPa/tydzień, zatem po około 5 tygodniach nastąpił powrót do wartości pierwotnych, tj. sprzed budowy nasypu.

Biorąc pod uwagę szybką stabilizację osiadania można dojść do wniosku, iż część wstępnego osiadania zajdzie jeszcze w trakcie budowy kolejnych warstw konstrukcji nawierzchni, gdyż proces ten na dużym obszarze będzie stosunkowo długi. Pomierzone wartości całkowitego osiadania dla reprezentatywnych reperów S2–S6 wynosiły 30–33 mm i były niższe od wartości dopuszczalnych, jak również od wartości szacowanych w programie Plaxis (38–42 mm). Dodatkowo, na korzyść przeprowadzonego testu i pozostając po stronie bezpiecznej, nieuwzględniona została rzeczywista sztywność nawierzchni (grubości 0,7 m) w równomiernym rozkładzie obciążeń.

W oparciu o wyniki testów i wnioski z poletek, przygotowano ostateczne projekty wykonawcze i rozpoczęto produkcję. Całe kompleksowe rozwiązanie geotechniczne było na bieżąco kontrolowane i koordynowane tak, aby zastosowane rozwiązania współgrały z hydrotechniczną i konstrukcyjną częścią zadania inwestycyjnego.



Rys. 18. Wyniki monitoringu wielkoskalowego nasypu przeciążającego zrealizowanego na wzmocnionym podłożu (63 dni monitoringu)

4. Podsumowanie

W niniejszej publikacji zaprezentowano część wytycznych wynikających z obowiązującej normy europejskiej, z których należy korzystać przy projektowaniu. Jednakże, w opinii autorów, Eurokod geotechniczny jest zbyt obszerny, ogólny i stanowi raczej zbiór zaleceń niż inżynierskich wskazówek, którymi powinni podążać projektanci. Obecnie trwają prace nad drugą generacją Eurokodu 7, które oprócz ograniczenia i uproszczenia treści zakładają także pełną spójność z pozostałymi europejskimi normami. Wejście w życie nowego Eurokodu zaplanowano na rok 2020.

Pewną nadzieją na dalszy rozwój w geoinżynierii i unowocześnienie podejścia do procesu budowlanego może okazać się konsekwentne wdrożenie metody obserwacyjnej. Metoda posiada szereg zalet, od finansowo-czasowych do naukowo-poznawczych. Wymaga jednak pełnej świadomości procesu budowlanego i aktywnego udziału wszystkich zaangażowanych stron. Znacząco więcej w tej metodzie poświęca się czasu na projektowanie i planowanie budowy niż na samą budowę. Pozwala to jednak, jak przekonują zrealizowane przykłady [16], na sprawniejsze i skuteczniejsze przeprowadzenie procesu budowy. Coraz „inteligentniejsze” modele BIM mogą okazać się pomocnym narzędziem w budownictwie najbliższej przyszłości. Już teraz w niektórych krajach Europy Zachodniej BIM jest obowiązkowym narzędziem pozwalającym koordynować różne branże budowlane i przeprowadzać cały proces przygotowania i realizacji inwestycji. Dodatkowe rozwinięcie modeli BIM o geotechnikę umożliwi uwzględnienie wpływu warunków gruntowo-wodnych, infrastruktury podziemnej oraz robót geotechnicznych w zintegrowanym procesie planowania, realizacji i użytkowania inwestycji. Geotechnicy uzyskają szerszy dostęp do całego projektu i planu jego realizacji, co pozwoli na wariantowanie posadowienia w odniesieniu do wymagań funkcjonalnych i technicznych na wczesnym etapie przygotowania inwestycji, włącznie z oceną ryzyka, kosztów i czasu realizacji robót.

Ryzyko, co oczywiste, nieodłącznie towarzyszy działaniom inżynierskim. Ważnym jednak jest pełna świadomość, właściwa ocena i klasyfikacja zagrożenia oraz umiejętne i odpowiedzialne ograniczanie potencjalnego ryzyka [8, 22]. Służyć temu mogą choćby pilotażowe badania terenowe, czy stosowanie metody obserwacyjnej wraz z nowoczesnymi narzędziami takimi jak BIM. Geoinżynieria nadal jednak będzie stanowić bardzo duże wyzwanie, gdzie zawsze ostateczne decyzje i odpowiedzialność będzie w rękach inżynierów geotechników.

Autorzy referatu pragną zarekomendować, jako dobrą praktykę, wykonywanie poletek badawczych przed rozpoczęciem prac celem określenia skuteczności projektowanego rozwiązania oraz określenia właściwej procedury kontroli i zapewnienia jakości robót, minimalizujących ryzyko projektowe.

W publikacji przedstawiono wdrożone w życie, skuteczne rozwiązania geotechniczne zrealizowane w złożonych warunkach gruntowo-wodnych w rejonie ujścia Wisły, zaplanowane przy użyciu najnowszego oprogramowania do projektowania i wykonane przy użyciu zaawansowanych technologii połączonych z wysokiej jakości procedurami. Zastosowane aktywne projektowanie doprowadziło do rozwiązań optymalnych ekonomicznie i bezpiecznych. Każde zrealizowane poletko badawcze czy też próbne obciążenie wielkoskalowym nasypem i jego monitoring było cennym doświadczeniem pozwalającym nie tylko zweryfikować pierwotne założenia projektowe, ale także poznać możliwości i ograniczenia wykonawcze. Ustanowienie przejrzystych procedur i konstruktywna współpraca projektantów z inżynierami budowy jeszcze przed rozpoczęciem zasadniczych prac, zaowocowała minimalizacją ryzyka związanego z trudnością jednoczesnego prowadzenia wielu robót na placu budowy, czy reżimem harmonogramowym i pracą 24 godziny na dobę. Wszystko to zaowocowało realizacją nowego terminala kontenerowego w ramach kompleksowego projektu infrastrukturalnego rozbudowy Portu Gdańsk.

Literatura

1. ASIRI: Recommendations for the design construction and control of rigid inclusion ground improvements. Operation of the Civil and Urban Engineering Network, Institut pour la Recherche et l'Expérimentation en Génie civil (France), 2012.
2. Buca R., Mitrosz O.: Complex Geotechnical Engineering for Port of Gdansk Development – Gateway to Central-Eastern Europe. 13th Baltic Sea Geotechnical Conference, Wilno 2016, 290–296.
3. Buca R., Mitrosz O.: Inżynieria geotechniczna a rozbudowa Portu Gdańsk. GDMT październik – grudzień /4/2016/57, 60–63.
4. Bustamante M., Gianselli L.: Installation parameters and capacity of screwed piles. Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAP III, Balkema, Rotterdam, 95–108, 1998.
5. Chevalier B., Villard P., Combe G.: Investigation of load transfer mechanisms in geotechnical earth structures with thin fill platforms reinforced by rigid inclusions. International Journal of Geomechanics, 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000083, 239–250, 2011.
6. EB GEO 2010. Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen (EBGEO) vol.2, DGGT. English version „Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements”, 2011.
7. Instytut Badawczy Dróg i Mostów: Zestaw elementów stalowych do mikropali, kotew i gwoździ gruntowych. Aprobata techniczna nr AT/2009-03-1781/1. Warszawa, 2014.
8. Katzenbach R., Bohn C., Wehr J.: Comparison of safety concepts for soil reinforcement methods using concrete columns. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2013.
9. Kasiński A.: Analiza jednostkowego oporu gruntu niespoistego wzdłuż pobocznic i pod podstawą pała w zależności od średnicy pała oraz uziarnienia i stanu naprężenia w gruncie. Praca doktorska, Politechnika Gdańska, 1998.
10. Miśkiewicz M., Pyrzowski Ł., Wilde K., Mitrosz O.: Monitoring of steel hollow bar micropiles executed for construction of Deepwater Container Terminal Gdansk. Polish Maritime Research 2017 (<http://www.bg.pg.gda.pl/pmr/pmr.php>).
11. Nicholson D., Tse C., Penny C.: The Observational Method in ground engineering – principles and applications. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) Report 185, Londyn 1999.
12. Norma BS8006:2010. Code of Practice for strengthened/reinforced soils and other fills, British Standards Institution, London.

13. Norma DIN 4125:1990. Ground anchorages. Design, construction and testing.
14. Norma PN-EN 1537:1999. Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Kotwy gruntowe.
15. Norma PN-EN 1997-1:2008. Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.
16. Patel D., Nicholson D., Huybrechts N., Maertens J.: The observational method in geotechnics. XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid 2007, 24–27.
17. Peck R.B.: Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Geotechnique* 1969, 19(2), 171–181.
18. Priebe H.J.: Design of Vibro Replacement. *Ground Engineering*. vol. 28, no. 10, 1995.
19. Priebe H.J.: Design of Vibro Replacement: The application of Priebe's method to extremely soft soils, 'floating' foundations and proof against slope or embankment failure. *Ground Engineering*. vol. 38, no. 1, 2005.
20. Topolnicki M., Buca R.: Możliwości zastosowania modelowania BIM w geotechnice. Seminarium IBDiM i PZWFS „Głębokie Wykopy”, Warszawa 2016.
21. Topolnicki M.: GeoBIM, czyli geotechnika w BIM. *Inżynier Budownictwa* 06.2016.
22. Topolnicki M.: Ryzyko związane ze wzmacnianiem gruntu za pomocą kolumn o różnej sztywności. XXVIII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Wisła 2013.
23. Van Eekelen S.J.M., Brugman M.H.A.: Design Guideline Basal Reinforced Piled Embankments. SBRCURnet and CRC Press, Delft, Netherlands, 2016.

PRELIMINARY FIELD TESTS AS A METHOD OF DESIGN RISK MITIGATION

Abstract: In the introduction design methods recommended in Eurocode 7 are described. The presented complex design solution deals with deep soil improvement of container stacking yards and heavy foundation of gantry crane beam based on excessive preliminary field tests. Likewise, three large-scale embankment tests were performed to verify the effectiveness of all implemented soil improvement techniques. The paper also presents the detailed process of construction and monitoring of the embankment with full data analysis. The results of observed settlements enabled to verify the accurateness of calculations based on the *Rigid Inclusion* philosophy. Finally, the authors discuss the design risk assessment and its mitigation, recommending preliminary field tests or observational method using Building Information Modelling.

Keywords: monitoring, field test, load test, observational method, embankment, CFA piles, micropiles, vibro compaction, vibro replacement, impulse compaction