

Innowacyjne posadowienie mostu łukowego

na fundamencie „pływającym” w skomplikowanych warunkach gruntowych i hydrogeologicznych – cz. I

mgr inż. Oskar Mitrosz
mgr inż. Tomasz Skóra
Keller Polska Sp. z o.o.
mgr inż. Krzysztof Topolewicz
TOP PROJEKT

Skomplikowane warunki gruntowe i hydrogeologiczne doliny rzeki Łyny stanowiły duże wyzwanie dla projektu wzmocnienia podłoża pod fundamentami obiektu inżynierskiego. W artykule zaprezentowano kompleksowe rozwiązanie posadowienia łukowego mostu drogowego o rozpiętości 120 m wraz z przylegającymi nasypami.

Budowa południowej obwodnicy Olsztyna – stolicy regionu Warmii i Mazur – jest ważnym elementem strategii rozwoju sieci transportu drogowego w Polsce. Zadaniem budowanej trasy, w większości prowadzonej po nowym śladzie, są: przejęcie ruchu tranzytowego prowadzonego przez miasto Olsztyn, poprawa dostępności transportowej do terenów przemysłowych miasta oraz usprawnienie dojazdu z sąsiadujących miejscowości. Rozbudowany system transportowy miasta i okolic wpłynie także na atrakcyjność regionu i umożliwi szybszy rozwój gospodarczy. Jednym z istotnych elementów tej inwestycji jest powstający most drogowy nad rzeką Łyną, oznaczony na zadaniu symbolem MS-15 (rys. 1).

Warunki gruntowe i hydrogeologiczne

Teren w obrębie omawianego mostu znajduje się w strefie zlodowacenia północnopolskiego. W podłożu poniżej powierzchniowej warstwy gleby zalegają osady czwartorzędowe w postaci torfów i gytii genezy jeziorno-rzecznej o bardzo dużej ściśliwości i miąższości dochodzącej do 11 m, a także gliny lodowcowe zwałowe, przeważnie pylaste, w stanie od plastycznego do miękkoplastycznego. Pod gruntami spoistymi zalegają nawodnione piaski drobne i średnie w stanie od średniozagęszczonych do zagęszczonych. Pierwszy poziom wody gruntowej stanowią płytkie wody zaskórne. Posiadają zwierciadło swobodne lub lekko napięte przez nadległe warstwy spoiste. Zwierciadło to stabilizuje się na głębokości 0,5-1,5 m poniżej powierzchni terenu. Wody te występują w soczewkach piaszczystych i torfach, a ich stan jest zależny od wahań lustra wody w rzece Łynie. Główny poziom wód gruntowych znajduje się w gruntach piaszczystych zalegających na głębokości kilkunastu metrów poniżej poziomu terenu. Charakteryzują się one silnie naporowym zwierciadłem, które przybiera formę artezyjską. Ciśnienie piezometryczne tych wód stabilizuje się kilka

I SUMMARY

Innovative solution of a floating foundation system in complex ground and hydrogeological conditions
The complicated ground and hydrogeological conditions of the Łyna River valley were a huge challenge for the design and execution of soil improvement under the foundations of an engineering object. The article presents a comprehensive foundation analysis of 120 m span arch bridge and adjacent embankments founded on grouted columns.
Keywords: arch bridge, soft soil, artesian waters, grouted column, floating foundation, Olsztyn ring road

metrów ponad terenem (nawet do 6 m) na obszarze planowanego mostu. Zatem nie tylko niskie parametry wytrzymałościowo-odkształceniowe wierzchnich warstw organicznych i spoistych stanowiły wyzwanie dla posadowienia fundamentów mostu (tab. 1), ale także potencjalne realne zagrożenia wynikające z niekontrolowanych wypływów wód artezyjskich. W opinii naukowo-technicznej [1] przytoczona została historia wiercenia studni na terenie byłej zlewni mleka na przełomie lat osiemdziesiątych i dziewięćdziesiątych, zlokalizowanej około 1200 m od projektowanego mostu. Po nawierceniu stropu warstwy wodonośnej nastąpił gwałtowny wypływ wody podziemnej, która zamuiliła okoliczny teren wyniesionym z otworu piaskiem. Teren w okolicy otworu zaczął się obniżać, co zagrażało stateczności pobliskich budynków. Znana jest także awaria posadowienia wznoszonego budynku mieszkalnego w rejonie rzeki Łyny na wysokości miejscowości Cerkiewnik na północ od Olsztyna [2]. W trakcie prowadzenia prac studniarskich nastąpiło wyłamanie dna przez wodę o wysokim ciśnieniu artezyjskim sięgającym około 10 m ponad powierzchnię terenu. W wyniku

	Gęstość obj.	Stan gruntu	Kąt tarcia wewn.	Spójność	Moduł edometr.	Wilg. nat.	Wytrzymałość na ścinanie „bez odpływu”	Opór na stożku z CPT
Nazwa gruntu (symbol)	ρ (kN/m ³)	I_d [I _L] (—)	φ ⁽ⁿ⁾ (°)	c_u ⁽ⁿ⁾ (kPa)	M_o (MPa)	w_n (%)	s_u (kPa)	q_c (MPa)
TORF/GYTIA (I)	10,5	—	3	3	< 0,35	950	< 10	0,01-0,05
GLINA pylasta / PYŁ (IIa)	20,0	[0,35]	13	12	8-10	24	40-70	0,8-1,4
GLINA pylasta (IIb)	21,0	[0,15]	15	19	15	20	90-100	1,5-2,0
PIASEK drobny/średni (III)	17,5-19,0	0,50-0,75	31	—	62-120	14	—	10,0-25,0

Tab. 1. Parametry geotechniczne

Rodzaj gruntu	Wytrzymałość, $f_{ck}^{2)}$	Zawartość cementu
	(MPa)	(kg/m ³)
Torfy ¹⁾	0,5-1,0	350
Namuły organiczne ¹⁾	0,7-1,5	320
Iły	1,0-2,0	280
Gliny	1,2-2,0	260
Pyły	1,5-3,0	220
Piaski	3,5-5,0	180

¹⁾ Zwiększająca się zawartość części organicznych obniża wytrzymałość
²⁾ Po 60 dniach dojrzewania, przy podanej zawartości cementu

Tab. 2. Przeciętne wytrzymałości charakterystyczne cementogruntu na ściskanie [8]

niekontrolowanego wypływu o znacznym wydatku strumień wody unosił z warstwy wodonośnej znaczne ilości różnoziarnistego materiału gruntowego. Usunięcie ogromnych objętości gruntu z warstwy wodonośnej spowodowało uformowanie się zapadliska, które zniszczyło wzniesiony fragment domu mieszkalnego. Udokumentowane są także w literaturze przypadki posadowienia obiektów mostowych w podobnych warunkach gruntowo-wodnych (napięte zwierciadło wody gruntowej), które potwierdziły możliwość wystąpienia niekontrolowanych intensywnych wypływów wód artestyjskich. Jednym z omawianych przypadków jest awaria posadowienia obiektu mostowego budowanego w ciągu autostrady A2 [3]. Posadowienie obiektu jednoprzęsłowego przewidziano w formie pali prefabrykowanych wbijanych o długości 17,0 m, które przebiły warstwę gruntów spoistych stanowiących izolację wód gruntowych o charakterze artestyjskim. Niestety w trakcie realizacji doszło do awarii posadowienia i niekontrolowanego wypływu wód. Za podobny przykład awarii obiektu mostowego posadowionego w trudnych warunkach gruntowo-wodnych może służyć obiekt mostowy zlokalizowany w dolinie rzeki Kwisy w pobliżu jej ujścia do Bobru [4]. W trakcie wykonywania robót budowlanych podpór mostu, w dnie wykopów fundamentowych wystąpiły przebicia hydrauliczne spowodowane niekontrolowaną filtracją wód gruntowych z dolnego poziomu wodonośnego. Rozluźnienie podłoża stworzyło zagrożenie stateczności dla posadowionych bezpośrednio fundamentów mostu.

Liczne przykłady opisanych powyżej awarii świadczą o dużej trudności zagadnienia geotechnicznego przy projektowaniu posadowienia fundamentów w tak skomplikowanych warunkach gruntowych i hydrologicznych, w jakich zlokalizowano rozpatrywany obiekt. Trudności w posadowieniu mostu MS-15 w obszarze bagienno-torfowym doliny rzeki Łyny należało zatem rozpatrywać pod kątem co najmniej dwóch podstawowych problemów. Pierwszym z nich było uwarstwione podłoże gruntowe w górnych warstwach, zbudowane z gruntów nienośnych (torfy, gytie) o niskiej wytrzymałości i znacznej ścisłości. Drugim, znacząco trudniejszym wyzwaniem, wymuszającym większą ostrożność w podejściu do proponowanego posadowienia, było występowanie wód artestyjskich i obecności dużych gradientów hydraulicznych.

Alternatywne rozwiązania konstrukcji i posadowienia obiektu mostowego

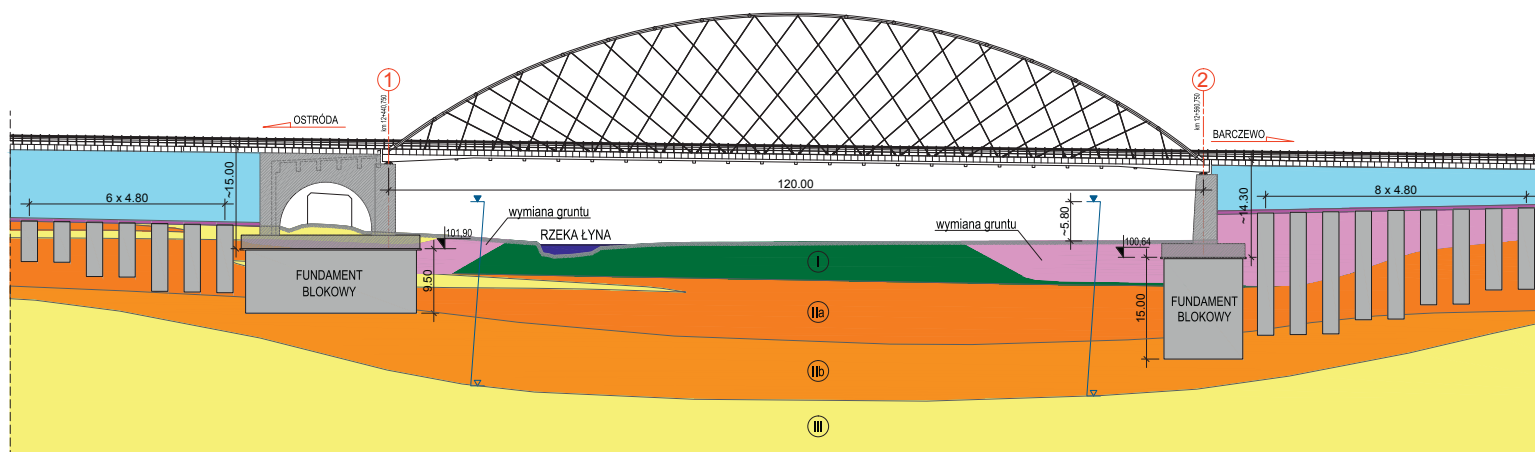
Konstruktywne dyskusje pomiędzy ekspertami mostowcami i geotechnikami oraz liczne analizy posadowienia podpór obiektu inżynierskiego MS-15 trwały kilka lat. W związku z wysoką świadomością zamawiającego (Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad) dotyczącą złożoności warunków gruntowych i potencjalnego problemu wypływu wód artestyjskich,



Rys. 1. Widoki ogólne mostu MS-15 w trakcie realizacji robót

opracowano kilka koncepcji mostu. Zasadnicze różnice między poszczególnymi rozwiązaniami dotyczyły: schematu statycznego, rodzaju konstrukcji, liczby i rozpiętości przęseł oraz sposobu posadowienia podpór. Jedną z propozycji zakładała wykonanie jednoprzęsłowego obiektu łukowego o rozpiętości 240 m. Konstrukcję nośną obiektu stanowił pojedynczy stalowy łuk dwukomorowy z podwieszonym stalowym pomostem stalowym lub zespolonym stalowo-betonowym. Posadowienie obiektu, w zależności od wariantu pomostu, przewidziano na podłożu wzmocnionym kolumnami iniekcijnymi bądź na palach żelbetowych wbijanych osadzonych w warstwach gruntów niespoistych. Jako alternatywę dla obiektu jednoprzęsłowego przedstawiono rozwiązanie oparte o konstrukcję z betonu sprężonego. Projekt zakładał trójpłaszczywną konstrukcję typu *extradosed* o rozpiętości 120 m przęsła głównego i przęsłach balastowych o długości 60 m każde. Takie rozwiązanie umożliwiało lokalizację przyczółków poza obszarem występowania przypowierzchniowych gruntów organicznych o znacznej miąższości. W omawianym wariantcie zaproponowano głębokie posadowienie obiektu na wbijanych palach żelbetowych bądź stalowych rurowych, wypełnionych betonem. Podstawy pali, podobnie jak w przypadku mostu łukowego, przewidziano w artestyjskim poziomie wodonośnym. W opinii eksperckiej [1] przedstawiono argumenty techniczne potwierdzające obawy wynikające z głębokiego posadowienia podpór obiektu MS-15 na palach przebijających warstwę wodonośną. W tym miejscu należy podkreślić, że występujące wzdłuż pobocznicy pali warstwy gruntowe są zbudowane z gruntów pylastych podatnych na zjawiska upłynnienia. Wbijając pale prefabrykowane czy rury stalowe przez gliny pylaste, można znacznie obniżyć ich wytrzymałość w wyniku wstrząsów [5] i w konsekwencji stworzyć warunki do powstania nowych dróg przepływu, którymi dojdzie do wynoszenia gruntów ziarnistych na powierzchnię terenu [6]. Przy obiekcie MS-15 powstania tak niekorzystnych warunków przepływu wód artestyjskich wzdłuż pobocznicy pali nie można było wykluczyć w przypadku instalowania dużej liczby długich pali przebijających warstwę wodonośną.

Jako przykład opisanych powyżej zagrożeń można podać zrealizowany projekt posadowienia mostu nad rzeką Huron w stanie Michigan w USA [7]. Projekt ten był związany z podobnymi warunkami gruntowo-wodnymi jak w przy-



Rys. 2. Schematyczny przekrój podłużny konstrukcji mostu MS-15 z zaznaczonym zakresem wymiany gruntów nienośnych

Piśmiennictwo zostanie opublikowane w II części artykułu

► padku obiektu MS-15. Różnicę stanowiła jedynie warstwa wierzchnia, którą budują warstwy luźnych gruntów ziarnistych zamiast słabonośnych gruntów organicznych. Już na wstępnym etapie projektowania przyjęto możliwie lekką konstrukcję mostu i odrzucono posadowienie pośrednie na długich palach jako niebezpieczne. Na każdym etapie projektowania eksperci od geotechniki i mostownictwa wyrażali podobne opinie na temat różnych koncepcji posadowienia obiektu MS-15, podkreślając, że wybór sposobu posadowienia wymaga szczególnej uwagi i ostrożności. Dodatkowo zalecali, aby poszukać rozwiązania „lekkiego mostu”, przekazującego stosunkowo niskie naciski na grunt. Przestrzegali także przed ingerencją w warstwę z wodą artzezyjską, uznając, że instalacja dużej liczby pali byłaby wręcz niemożliwa bez przebicia hydraulicznego i zagrożeń z tym związanych.

W związku z pełną świadomością wykonawcy (Budimex S.A.) dotyczącą potencjalnego ryzyka naruszenia warstwy artzezyjskiej opracowano szczegółowy plan optymalnego i bezpiecznego posadowienia obiektu. Jako jedno z działań zaradczych zaproponowano obniżenie niwelety, jednak ze względów formalnych nie było to możliwe. Konstrukcja obiektu przeszła gruntowną optymalizację w kontekście przekazywania oddziaływań na fundamenty. Dodatkowo wykonawca zrealizował trzy poletka próbne poprzedzające wykonanie robót fundamentowych. Obejmowały one wykonanie pali testowych w technologiach pali wbijanych prefabrykowanych, pali z iniekcjinie poszerzaną podstawą (pale IS) i pali wbijanych Franki. Wszystkie pale testowe zakończono były w warstwie nieprzepuszczalnych glin. Po analizie wyników ich próbnich obciążeń w połączeniu z nierozwiązanymi kwestiami potencjalnego przebicia hydraulicznego podjęto decyzję, że testowane technologie nie dawały satysfakcjonujących gwarancji bezpiecznego posadowienia obiektu.

Rekomendacją wynikającą z opinii [1] było posadowienie bezpośrednie fundamentów mostu MS-15 na bloku z kolumn *jet-grouting*. Uznano, że stosunkowo niski nacisk na podłoże gruntowe oraz brak ingerencji w warstwę z wodą artzezyjską jest w założeniu najbezpieczniejszym sposobem posadowienia podpór. Wykonanie wzmocnienia wierzchnich warstw gruntów za pomocą iniekcji strumieniowej co prawda stwarzało pewne ryzyko przebicia hydraulicznego podczas realizacji, jednakże uznano, że jest ono znacząco mniejsze niż w przypadku instalacji dużej liczby pali osadzonych w warstwie artzezyjskiej.

Biorąc pod uwagę wszystkie sygnalizowane powyżej zagrożenia i zalecenia ekspertów, zdecydowano się na posadowienie obiektu inżynierskiego w formie masywnych bloków zeskalonego gruntu, zbudowanych z kolumn

iniekcyjnych o średnicy 2,4 m. Elementy iniekcyjne zostały zaprojektowane jako fundament „pływający” (ang. *floating foundation*) zawieszony w gruntach słabonośnych (gliny IIb) bez ingerencji w warstwę artzezyjską.

Charakterystyka przyjętej konstrukcji i posadowienia obiektu mostowego

Ostatecznie do realizacji przyjęto most jednoprzęsłowy o rozpiętości 120 m autorstwa firmy TOP PROJEKT. Konstrukcję niosącą mostu tworzą dwa łuki stalowe ze ściągiem, stężone poprzecznie. Płytę pomostu zaprojektowano jako żelbetonową, zespoloną ze stalowym pomostem. System powieszenia stanowi układ sprężanych wieszaków ukośnych tworzących sieć. Rolę ściągu pełni pomost. Przyczółki obiektu przewidziano jako masywne żelbetonowe. Przyczółek zachodni w osi 1, o konstrukcji ramowej, pozwala na przeprowadzenie drogi powiatowej pod trasą główną (rys. 2).

Opis przyjętej technologii wzmocnienia podłoża

Technologia iniekcyjna doprowadza do radykalnego poprawienia właściwości mechanicznych istniejącego podłoża gruntowego, które po wymieszaniu z cementem przybiera formę tzw. cementogruntu. Wykonanie kolumn iniekcyjnych odbywa się poprzez wprowadzenie w podłoże rury wiertniczej z umieszczonymi na jej końcu dyszami, z których wypływa zaczyn cementowy pod ciśnieniem wynoszącym zwykle powyżej 10 MPa, zależnie od zadanej średnicy kolumny i rodzaju gruntu. Poprzez kontrolowany ruch żerdzi wiertniczej, wyposażonej w dodatkowe belki poprzeczne, w celu osiągnięcia wymaganej średnicy i podniesienia stopnia wymieszania zaczynu z gruntem w całym przekroju poprzecznym kolumny uzyskuje się pożądaną geometrię zeskalenia. Świeżo wykonywane kolumny można wykonywać obok siebie lub łączyć. Skład i ilość pompowanego zaczynu każdorazowo dostosowuje się do wymaganych właściwości cementogruntu. Spodziewane wartości wytrzymałości materiału cementogruntu w zależności od rodzaju gruntu i zawartości cementu przedstawiono w tab. 2.

Przyjęta metoda iniekcyjna pozwala zarówno na polepszenie parametrów mechanicznych gruntu, jak również jego uszczelnienie. Zastosowana technologia jest nieudarowa i bezwibracyjna, co eliminuje możliwość powstania „pęknięć” gruntów nieprzepuszczalnych (glin), a tym samym ich przebicia hydraulicznego i niekontrolowanego wypływu wód artzezyjskich. Aby jednak umożliwić realizację wzmocnienia podłoża za pomocą obranej technologii iniekcyjnej, należało najpierw zrealizować wymianę gruntów nienośnych w obrębie wzmocnienia. W projekcie określony został zakres koniecznej wymiany gruntów nienośnych (rys. 2), który szczegółowo zostanie opisany w dalszej części artykułu. □

Innowacyjne posadowienie mostu łukowego

na fundamencie „pływającym” w skomplikowanych warunkach gruntowych i hydrogeologicznych – cz. II

Południowa obwodnica Olsztyna to ważny element strategii rozwoju sieci transportu drogowego w Polsce. Jej częścią jest most łukowy na rzece Łynie o rozpiętości 120 m. W poprzedniej części artykułu omówione zostały skomplikowane warunki gruntowe i hydrogeologiczne, które wymagały innowacyjnego posadowienia obiektu, a także alternatywne rozwiązania konstrukcji i charakterystyka przyjętej konstrukcji.

Etap projektowania Model obliczeniowy

Dla każdej podpory osobno wykonano modele obliczeniowe w programie Plaxis 2D w kierunku podłużnym, w którym zasymulowano kolejne etapy wznoszenia konstrukcji i przylegających nasypów. W ramach analizy wyróżniono kilka istotnych dla wymiarowania elementów posadowienia fundamentów faz budowy oraz użytkowania obiektu, które zaimplementowano w dalszym modelowaniu numerycznym. Na potrzeby analizy porównawczej przedstawiono wyniki dla trzech charakterystycznych faz budowy obiektu MS-15 (rys. 4)*.

Oszacowane przemieszczenia całkowite w przekroju reprezentatywnym A-A (rys. 4a) wynosiły odpowiednio: faza 1 – budowa zasypu przyczółka do rzędnej 107,0 m n.p.m. (rys. 4b) – 3,5 cm, faza 2 – wykonanie ustrojów nośnych przęsła i zasyp przyczółka do rzędnej 112,0 m n.p.m. (rys. 4c) – 6,8 cm, faza 3 – wykonanie zasypu przyczółka do rzędnej docelowej 115,0 m n.p.m. wraz z obciążeniami użytkowymi mostu (rys. 4d) – 9,0 cm. W odrębnych obliczeniach oszacowano wartość dodatkowych osiadań wynikających z konsolidacji gruntów ściśliwych, którą określono na poziomie 2-3 cm w czasie około 6 miesięcy od zakończenia robót i rozpoczęcia użytkowania obiektu.

Nośność strukturalna (wewnętrzna) cementogruntu

W celu wyznaczenia wymaganej wytrzymałości cementogruntu na ściskanie wyznaczono maksymalne siły przypadające na kolumny iniekcyjne dla przyjętego w projekcie układu kolumn. Analizę przeprowadzono na podstawie obliczeniowych wartości sił z kombinacji wymiarujących. Uzyskano tym samym maksymalne obliczeniowe naprężenie w trzonie kolumny iniekcyjnej równe 0,804 MPa, co przyjęto jako obliczeniową wytrzymałość cementogruntu na ściskanie (f_{cd}). Stąd zgodnie ze wzorem (1) [8] otrzymano minimalną wymaganą wytrzymałość charakterystyczną cementogruntu na ściskanie (f_{ck}) równą 1,42 MPa:

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_m \tag{1}$$

gdzie:
0,85 – współczynnik redukcyjny ze względu na ewentualne efekty długoterminowe powodujące zmniejszenie wytrzymałości cementogruntu, γ_m – częściowy współczynnik bezpieczeństwa; przyjmuje się $\gamma_m = 1,5$ dla obciążeń stałych i zmiennych oraz $\gamma_m = 1,3$ dla obciążeń wyjątkowych.

Doświadczenia z realizacji podobnych obiektów wykonanych w technologii iniekcyjnej wskazywały, iż wytrzymałość na ściskanie cementogruntu w kolumnach iniekcyjnych może mieścić się w granicach 1,5-3,0 MPa. Ostatecznie do projektu wzmocnienia podłoża przyjęto wartość bezpieczną 2,0 MPa jako docelową minimalną wartość wytrzymałości i dodatkowo określono średnią wytrzymałość cementogruntu na poziomie 3,0 MPa.

Nośność geotechniczna (zewnętrzna) bloku cementogrunтового

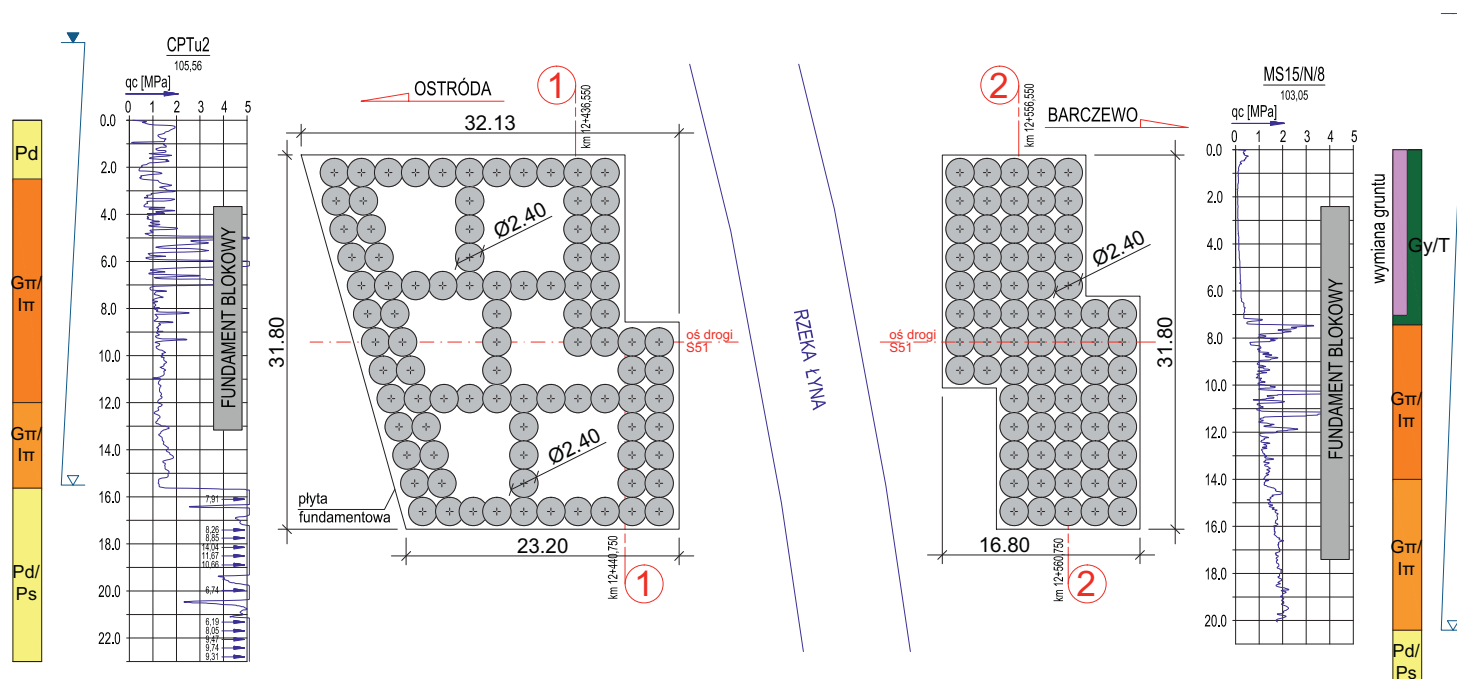
W jednym z etapów obliczeń przeprowadzono analizę nośności fundamentów blokowych utworzonych przez

mgr inż. Oskar Mitrosz
mgr inż. Tomasz Skóra
Keller Polska
mgr inż. Krzysztof Topolewicz
TOP PROJEKT

W artykule zaprezentowano kolejną część rozważań nad problematyką posadowienia mostu łukowego w skomplikowanych warunkach hydrologicznych i geologicznych rzeki Łyny. Część pierwsza została opublikowana w magazynie „Mosty” w nr. 3-4/19 na str. 70-72.

Podpora w osi	B_G	L_G	H_G	$S_{u,s}$	$S_{u,s}$	$N_{d,k}$	$N_{d,b}$	N_d	$R_{d,b}$
	(m)	(m)	(m)	(kPa)	(kPa)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
P1	25,61	31,8	9,0	60	90	208,622	197,899	406,521	470,379
P2	13,33	31,8	14,5	70	100	149,701	165,955	315,656	337,550

Tab. 3*. Nośności fundamentów blokowych, gdzie: $N_{d,k}$ – wartość obliczeniowa maksymalnej siły pionowej na spodzie konstrukcji przyczółka obiektu, $N_{d,b}$ – ciężar obliczeniowy bloku fundamentowego $N_{d,b} = B_G \cdot L_G \cdot H_G \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1,35$ N_d – wartość obliczeniowa maksymalnej siły pionowej w podstawie fundamentu blokowego ($N_d = N_{d,k} + N_{d,b}$)



Rys. 3. Plan rozmieszczenia kolumn iniekcyjnych wraz z reprezentatywnym przekrojem geologicznym

- kolumny iniekcyjne. Obliczenia nośności zewnętrznej fundamentów blokowych zagłębionych w gruntach spoistych oparto na zaleceniach zawartych w literaturze [9] opisanych wzorem (2), a wyniki obliczeń przedstawiono w tab. 3 (2).

$$R_{db} = [2 \cdot (B_G + L_G) \cdot H_G \cdot s_{u,s} + 5 \cdot (1 + 0,2 \cdot B_G/L_G) \cdot (1 + 0,2 \cdot H_G/B_G) \cdot s_{u,b} \cdot B_G \cdot L_G] / \gamma_R \quad (2)$$

gdzie:

R_{db} – nośność obliczeniowa fundamentu blokowego,
 B_G, L_G, H_G – wymiary fundamentu blokowego,
 $s_{u,s}$ – uśredniona wytrzymałość gruntu na ścinanie bez drenażu na poboczniczy fundamentu blokowego,
 $s_{u,b}$ – wytrzymałość gruntu na ścinanie bez drenażu w podstawie fundamentu blokowego,
 γ_R – współczynnik częściowy wg tab. NA.2 w normie PN-EN 1997 ($\gamma_R = 1,1$).

Etap budowy

Badania uzupełniające

Ponieważ przyjęty sposób wzmocnienia podłoża za pomocą iniekcji także stwarzał pewne ryzyko przebicia podczas realizacji robót, stąd po wykonaniu szerokiego zakresu uzupełniających badań geologicznych na obszarze podpór obiektu oraz najazdów na obiekt określono rzeczywisty przebieg stropu warstwy piasków artestyckich w rejonie. W następnym kroku, po analizie wszystkich dostępnych danych geologicznych, zaprojektowano spód kolumn minimum 2 m nad stropem wodonośnych gruntów piaszczystych, zapewniając odpowiednie bezpieczeństwo przy wykonywaniu iniekcji i minimalizując tym samym ryzyko wystąpienia niekontrolowanych wycieków.

Pilotażowe badania laboratoryjne

Z powodu dominującego wpływu rodzaju gruntu na wytrzymałość cementogruntu najlepszym sposobem sprawdzenia skuteczności wiązania analizowanego gruntu z wybranymi cementami oraz określenia ilościowych zależności są bezpośrednie badania, które można wykonać na próbkach gruntu wymieszanych w laboratorium w ramach badań pilotażowych. Odpowiednio zaplanowane badania zmniejszają ryzyko nieosiągnięcia założonych

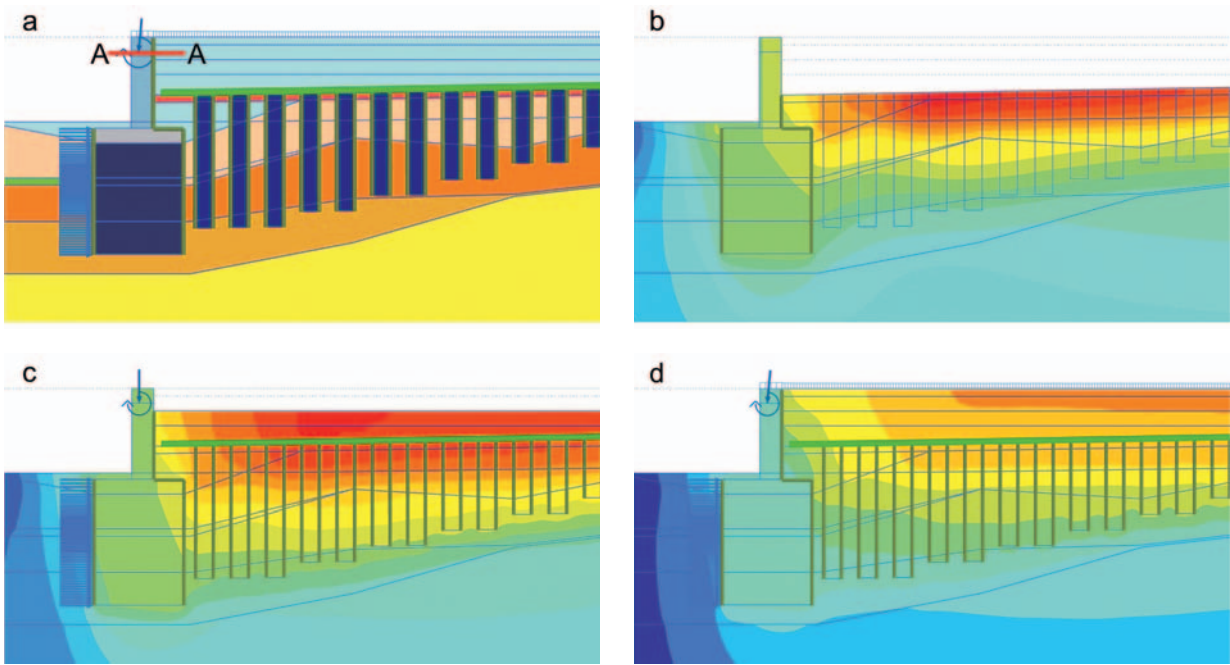
parametrów fizycznych i mechanicznych cementogruntu w warunkach budowy.

Ważną wskazówką jest zawartość części organicznych (I_{om}) w sprawdzanym gruncie. Przy $I_{om} \leq 15\%$ można osiągnąć porównywalne wytrzymałości cementogruntu, jak w przypadku tego samego gruntu bez części organicznych, ale wymaga to istotnego zwiększania zawartości cementu, odpowiednio do ilości zawartości części organicznych. Po przekroczeniu $I_{om} > 20\%$ wytrzymałości są niskie, nawet przy znacznym dozowaniu cementu, co wyznacza racjonalną granicę stosowania technologii cementowania gruntu w organice.

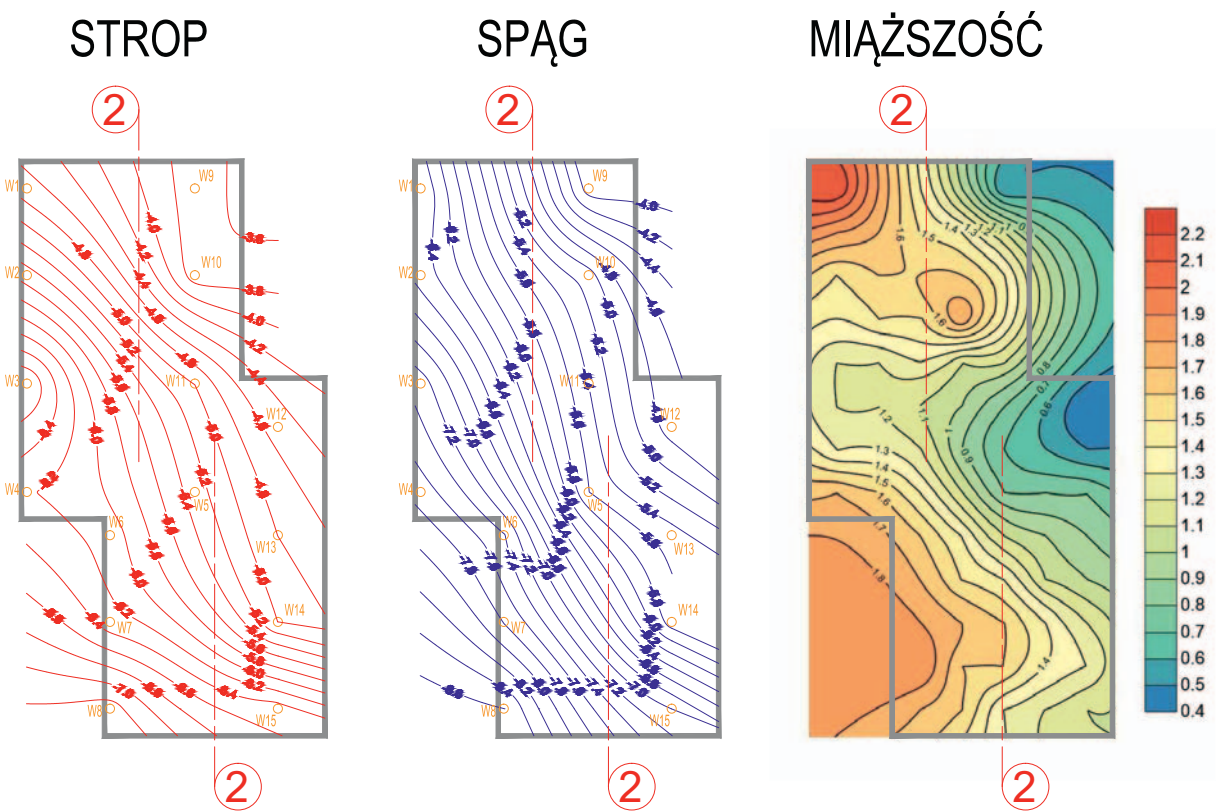
Na potrzeby niniejszej realizacji wzmocnienia podłoża przeprowadzono liczne próby laboratoryjne na materiale pobranym z miejsca budowy. Badania laboratoryjne wykonano na dwóch wyodrębnionych warstwach tj. gruntach organicznych ($I_{om} = 19,2\%$) i rodzimych glinach pylastych, testując różne rodzaje i zawartości cementów czy też stosując domieszki piasku w różnych proporcjach. Wyniki prób laboratoryjnych przedstawiono w tab. 4. Powyższe pozytywne wyniki świadczą o wysokiej skuteczności procesów wiązania cementogruntu i przyrostu wytrzymałości w czasie. Przy użyciu właściwych spoiw i odpowiednim ich dozowaniu grunt organiczny wymieszany ze spoiwem uzyskuje w każdym przypadku większą wytrzymałość niż grunt rodzimy. Dyskusyjny może być tylko stopień osiągniętego wzmocnienia. Z tego względu w normach i zaleceniach nie wprowadza się obligatoryjnych ograniczeń stosowania technologii zeskalania gruntu, pozostawiając decyzję projektantowi posadowienia, który ma szereg możliwości zmniejszenia ryzyka i dostosowania rozwiązania do potrzeb w ramach projektowania geotechnicznego, jak np. wzmocnienie całej objętości słabego gruntu pod fundamentem. Co do zasady stosowanie technologii zeskalania gruntu w przypadku gruntów organicznych powinno być każdorazowo przedmiotem wnikliwej analizy, nie tylko w aspekcie ryzyka, ale również racjonalności [8].

Wyparcie i wypłukanie gruntów organicznych

W związku z tym, że podpory obiektu zlokalizowane zostały w części w obrębie gruntów nienośnych, zdecydowano się na ich wyparcie metodą bagrowania od czoła pod wodą (tj. bez odwodnienia). W celu zapewnienia



Rys. 4. Model płaski w programie Plaxis (a). Prognozowana mapa przemieszczeń pionowych po wykonaniu: zasypu przyczółka do rzędnej 107,0 m n.p.m. (b), przęsła i zasypu przyczółka do rzędnej 112,0 m n.p.m. (c), zasypu przyczółka do rzędnej docelowej 115,0 m n.p.m. i przyłożeniu obciążeń użytkowych (d)



Rys. 5. Zakres gruntów organicznych pozostałych po bagrowaniu w obrębie podpory P2 mostu MS-15

odpowiedniej jakości kolumn iniekcyjnych po wykonaniu wyparcia gruntów organicznych w obrębie podpór wykonano badania kontrolne. Na ich podstawie sporządzono mapę zalegania pozostałych po bagrowaniu gruntów organicznych (rys. 5), dla których niemożliwe było zastosowanie klasycznego wyparcia. Mimo pozytywnych wyników pilotażowych badań laboratoryjnych przed przystąpieniem do wykonania zasadniczego wzmocnienia podłoża za pomocą kolumn iniekcyjnych, bazując na powyższym dokumencie, zdecydowano o przeprowadzeniu wstępnego wypłukania pozostałych warstw organicznych przy użyciu technologii *jet-grouting*.

Badania kontrolne z realizacji wzmocnienia podłoża
W ramach przeprowadzonych prób laboratoryjnych i własnych doświadczeń dobrano ilość, rodzaj i odpowiednie dozowanie spoiwa, aby zapewnić określone w projekcie docelowe parametry cementogruntu. Wszystkie badania kontrolne (produkcyjne) wytrzymałości, zarówno z próbek pobranych ze świeżo wykonanej kolumny, jak i z próbek rdzeniowych, zrealizowane w ramach kontroli jakości wykonania, potwierdziły skuteczność przyjętych parametrów technologicznych dla wykonania kolumn iniekcyjnych tworzących bloki fundamentowe. Na tym etapie w specjalistycznym laboratorium poddano testom na jedno-

Piśmiennictwo

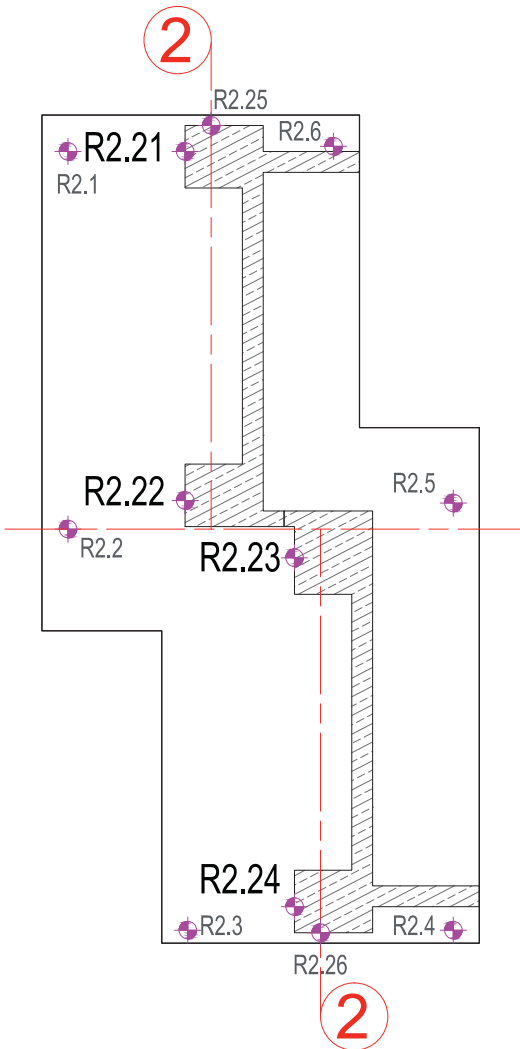
1. Gwizdała K., Żółtowski K., Cudny M., Słabek A.: *Opinia naukowo-techniczna dotycząca oceny posadowienia obiektów (MS-15 i MS-27) w ciągu drogi krajowej nr 16 (Budowa południowej obwodnicy Olsztyna)*. Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, Katedra Geotechniki, Geologii i Budownictwa Morskiego, Gdańsk, maj 2012.
2. Damicz J., Srokosz P., Bartoszewicz A., Lossman W.: *Degradacja podłoża gruntowego w wyniku prac studniarskich*. „Awaria budowlane 2007”, Szczecin – Międzyzdroje, 23-26 maja 2007 r.
3. Wojtasik A., Różański M.: *Awaria posadowienia obiektu mostowego w złożonych warunkach gruntowo-wodnych*. „Mosty, Materiały i Technologie”, kwiecień 2011.
4. Świeca M., Walczak K.: *Awaria budowlana przy budowie przeprawy mostowej*. „Awaria budowlane 2007”, Szczecin – Międzyzdroje, 23-26 maja 2007 r.
5. Pisarczyk S.: *Gruntoznawstwo inżynierskie*. PWN, Warszawa 2001.
6. Piętkowski R.: *Fundamentowanie*. Arkady, Warszawa 1969.
7. Byrum C.R.: *Case studies: Foundations over artesian groundwater formations*. P.E. Soil & Materials Engineers, Inc. Plymouth, MI Office.
8. Topolnicki M.: *Zasady stosowania i projektowania wzmocnienia gruntu metodą wgłębnego mieszania na mokro (DSM)*. „Inżynieria i Budownictwo”, 1/2018.
9. Franke E.: *Grundbau-Taschenbuch*. Ernst & Sohn, 1992.

Oznaczenie badanego gruntu (rodzaj i zużycie cementu)	Średnia wytrzymałość cementogruntu z serii (MPa) ¹⁾			
	7 dni	14 dni	28 dni	60 dni
Gn/Pn (CEM II ²⁾ , 320 kg/m ³)	—	0,97	1,61	1,71
Gn/Pn (CEM II ²⁾ , 320 kg/m ³)	—	1,62	2,32	2,48
Gy/Nmg (CEM II ²⁾ , 450 kg/m ³)	0,47	0,54	0,70	0,72
Gy/Nmg (CEM II ²⁾ , 600 kg/m ³)	0,65	0,98	1,05	1,87
Gy/Nmg (CEM II ²⁾ , 800 kg/m ³)	0,73	1,18	1,34	2,53
Gy/Nmg (CEM I ³⁾ , 600 kg/m ³)	0,69	1,03	1,21	1,92
Gy/Nmg (CEM I ³⁾ , 800 kg/m ³)	1,01	1,61	1,73	2,46
Gy + 10% piasku (CEM II ²⁾ , 450 kg/m ³)	0,50	—	—	0,86
Gy + 20% piasku (CEM II ²⁾ , 450 kg/m ³)	0,60	—	—	1,09
Gy + 30% piasku (CEM II ²⁾ , 450 kg/m ³)	0,60	—	—	1,21
¹⁾ Seria obejmowała min. 3 próbki cementogruntu; ²⁾ Cement portlandzki CEM II/B-V 32,5R; ³⁾ Cement portlandzki CEM I 42,5R				

Tab. 4. Wyniki prób laboratoryjnych – badania pilotażowe

Podpora w osi	Minimalna wytrzymałość cementogruntu (MPa)		Średnia wytrzymałość cementogruntu (MPa)	
	28 dni	60 dni	28 dni	60 dni
P1	2,11	3,18	3,19	3,78
P2	2,15	3,10	2,76	3,84

Tab. 5. Wyniki prób laboratoryjnych – badania kontrolne (produkcyjne)

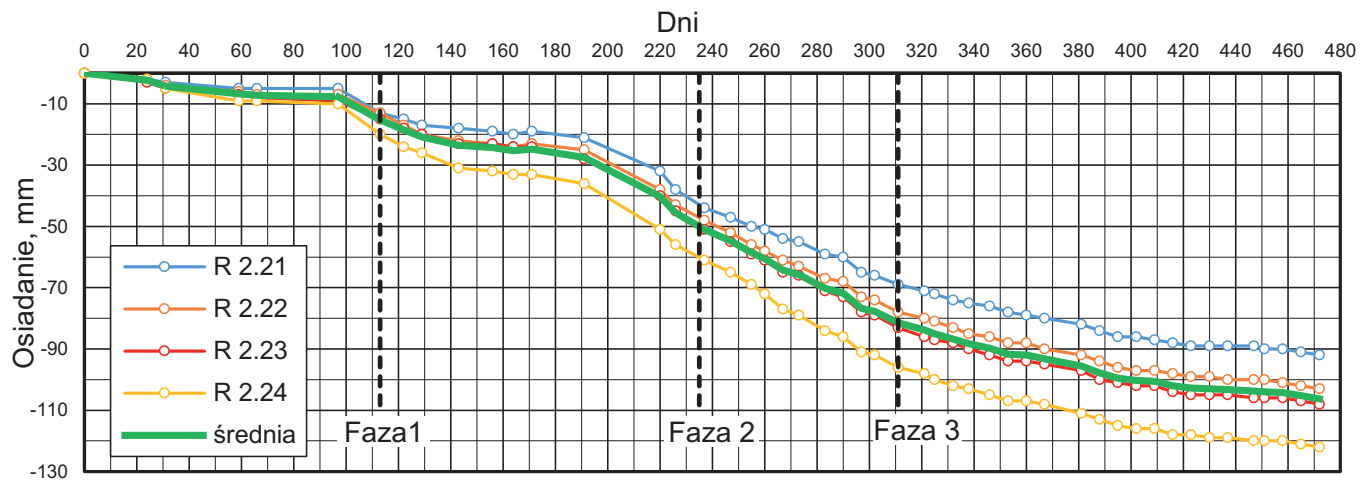


Rys. 6. Lokalizacja reperów pomiarowych na podporze P2

► osiowe ściskanie łącznie 114 próbek cementogruntu. Dla fundamentu podpory P1 przebadano łącznie 36 próbek po 28 dniach dojrzewania oraz 18 próbek po 60 dniach od pobrania materiału. W przypadku podpory P2 liczba próbek wyniosła odpowiednio 30 i 30 sztuk. W tab. 5 przedstawiono zbiorcze wyniki badań wytrzymałościowych cementogruntu. Uzyskane wyniki potwierdziły spełnienie założeń projektu posadowienia, umożliwiając rozpoczęcie wznoszenia podpór obiektu.

Monitoring przemieszczeń

W ramach prac projektowych związanych z posadowieniem firma Keller Polska opracowała także szczegółowe wytyczne do prowadzenia monitoringu geodezyjnego przemieszczeń obiektu mostowego. W zaleceniach przewidziano m.in. monitoring przemieszczeń poziomych i pionowych (osiadania) punktów pomiarowych zlokalizowanych na płytach fundamentowych i korpusach przyczółków. Na rys. 6 przedstawiono schemat rozmieszczenia reperów pomiarowych na podporze w osi P2. Dla punktów R2.21-R2.24 zastabilizowanych w poziomie spodu ciosów podłożyskowych zebrano dane pomiarowe dotyczące ich osiadania w czasie 465 dni od ich instalacji i zrealizowania pomiaru zerowego 19.12.2017 r. Monitoring obejmował okres od wybudowania słupów, stanowiących podporę przęsła, do momentu wykonania kompletnego przęsła oraz nasypu za ścianą przyczółka. Analiza krzywych osiadania (rys. 7) wskazuje na dobrą zbieżność średnich wyników z obliczeniami wykonanymi w programie Plaxis (rys. 4b-d). Dla ułatwienia analizy porównawczej na wykresie (rys. 7) przedstawiono analogiczne do obliczeń fazy budowy obiektu: faza 1 odpowiada zasypowi przyczółka P2 do rzędnej 107,0 m n.p.m., faza 2 odpowiada budowie przęsła i zasypu przyczółka P2 do rzędnej 112,0 m n.p.m., zaś faza 3 odpowiada zasypowi przyczółka P2 do rzędnej docelowej 115,0 m n.p.m. i przyłożeniu



Rys. 7. Pomiary przemieszczeń obiektu w czasie realizacji



Rys. 8. Widok ogólny mostu MS-15 na zakończenie robót zasadniczych

próbnych obciążeń mostu. Ostatnia znacząca faza obciążenia obiektu (faza 3) miała miejsce pod koniec października 2018 roku (patrz dzień 311 na rys. 7), jednakże nie obejmowała ona obciążeń od ruchu pojazdów. Na podstawie systematycznych i rzetelnych pomiarów geodezyjnych oraz stosunkowo długiego okresu po zakończeniu robót zasadniczych można zaobserwować na reперach pomiarowych pełną stabilizację osiadań obiektu. Mimo zrealizowania się większości przemieszczeń należy się spodziewać dalszego niewielkiego przyrostu osiadania wynikającego z konsolidacji gruntów spoistych pod podstawą bloku fundamentowego, który prognozuje się na kolejne 1,0-1,5 cm w ciągu 3 miesięcy od rozpoczęcia użytkowania obiektu. Ostateczne przemieszczenia zostaną zweryfikowane planowanym dalszym monitoringiem obiektu.

Podsumowanie

Istotnym elementem realizacji odpowiedzialnego obiektu inżynierskiego jest prowadzona systematycznie obserwacja przemieszczeń podpór. Zaprezentowane wyniki monitoringu wykazują dużą zbieżność z obliczeniami, potwierdzając tym samym poprawność przyjętych modeli obliczeniowych w programie Plaxis.

Omówione w niniejszym artykule rozwiązanie stanowi przykład technicznie i ekonomicznie uzasadnionego użycia kolumn iniekcyjnych jako głębokiego fundamentu obiektu mostowego. Ukształtowanie fundamentów w postaci masywnych bloków zeskalonego gruntu w rozwiązaniu fundamentu „pływającego” jest rozwiązaniem innowacyjnym. Realizacja przyjętego systemu fundamentowania w skomplikowanych warunkach gruntowych i hydrogeologicznych pozwoliła na dotrzymanie warunków SGN i SGU obiektu i nasypów bez konieczności instalacji typowych elementów palowych naruszających integralność warstwy gruntów niespoistych z wysoce napiętym zwierciadłem wód gruntowych. Warto także podkreślić, iż z uwagi na wysoki stopień podparcia fundamentów możliwa była również redukcja gabarytów i stopnia zbrojenia płyt fundamentowych. Obecnie zrealizowany przez firmę Budimex obiekt MS-15 stanowi charakterystyczny, wysublimowany w zakresie konstrukcji, punkt nowo wybudowanej trasy ekspresowej na Warmii. □

*Zachowano ciągłość numeracji rysunków i tabel z I części artykułu.