

Przykład uszkodzeń drogi na słabonośnym podłożu wzmocnionym w technologii iniekcji rozpychającej

Mgr inż. Piotr Kokotkiewicz, mgr inż. Marcin Trzcński
Transprojekt Gdański Sp. z o.o.



W ciągu ostatnich kilkunastu lat wybudowano oraz wyremontowano w Polsce wiele odcinków dróg. Zarówno nowe, jak i istniejące drogi przebiegają lokalnie przez obszary występowania gruntów o bardzo niskiej wytrzymałości oraz znacznej ścisłości. Przebudowa istniejących dróg wiąże się często z koniecznością poszerzenia oraz podwyższenia nasypów, co w tak niekorzystnych warunkach zawsze jest zagadnieniem skomplikowanym i wymagającym zastosowania odpowiednich metod wzmocnienia podłoża gruntowego.

Obecnie stosuje się w Polsce wiele sposobów wzmocnienia gruntu, mających na celu zwiększenie jego nośności oraz ograniczenie wielkości osiadań do wartości akceptowalnych. Technologie te różnią się trudnościami w trakcie realizacji, czasem prowadzenia robót oraz kosztami, co w każdym przypadku czyni zagadnienie wzmocnienia podłoża problemem techniczno-ekonomicznym.

Pod wpływem presji rynku oraz stałego dążenia do obniżania kosztów budowy i skracania czasu realizacji robót geotechnicznych (szybkie wykorzystanie efektu wzmocnienia podłoża) zakres stosowania znanych i sprawdzonych metod wzmocniania gruntu uległ znacznemu rozszerzeniu, często w kierunku metod obciążonych znacznym ryzykiem.

Dodatkowym utrudnieniem jest brak krajowych norm i wytycznych projektowych dotyczących nowoczesnych metod wzmocniania podłoża, a w normie EC7 [5] oraz w załączniku krajowym do tej normy [6] brak współczynników cząstkowych dotyczących elementów wzmocnienia podłoża. W tej sytuacji najczęstszym przypadkiem jest stosowanie w praktyce projektowej wytycznych i norm zagranicznych, które nie zawsze odpowiadają doświadczeniom oraz warunkom gruntowym występującym w Polsce.

W artykule przedstawiono awarię drogi na podłożu wzmocnionym w technologii iniekcji rozpychającej, będącą wynikiem

ciągu błędów i niewłaściwych decyzji zarówno na etapie projektowania, jak i w trakcie budowy. Dokumentacje, na podstawie których prowadzono roboty budowlane, były opracowane przez inne jednostki projektowe. Rolą autorów artykułu było opracowanie ekspertyzy, która obejmowała przeprowadzenie wizji lokalnej, niezależnej oceny dokumentacji projektowych, działań wykonawcy i nadzoru inwestorskiego, określenie przyczyn awarii oraz wskazanie możliwych sposobów naprawy.

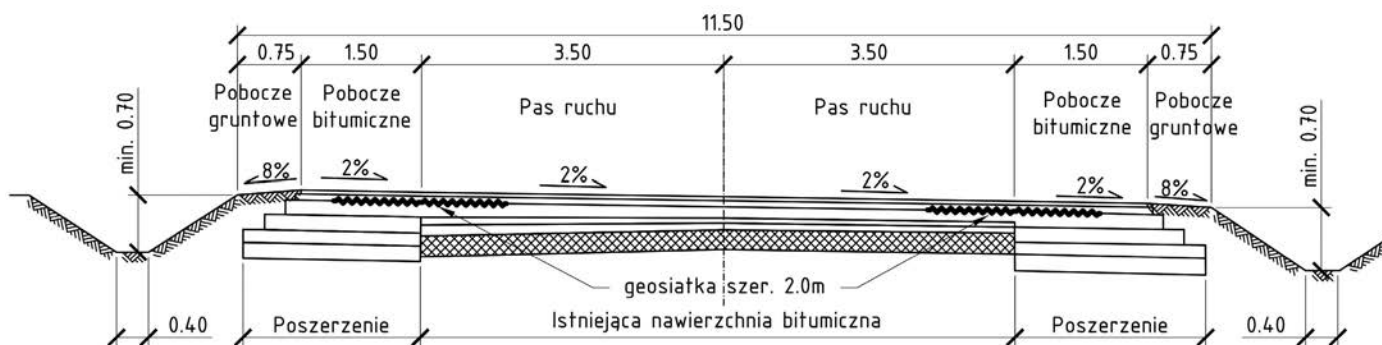
Dokładna lokalizacja analizowanego obiektu nie jest istotna. Opisana sytuacja miała miejsce w ciągu jednej z przebudowywanych dróg krajowych. Niniejsza publikacja nie zawiera żadnych elementów pozwalających na identyfikację uczestników procesu inwestycyjnego. Ma ona na celu wskazanie problemu oraz sposobów na uniknięcie podobnych przypadków w przyszłości.

OPIS ZAISTNIAŁEJ SYTUACJI

Odcinek nasypu o długości około 260 m, na którym doszło do awarii, stanowi fragment drogi krajowej wyremontowanej i zmodernizowanej kilka lat temu. Przeprowadzone prace wiązały się z korektą niwelety (jej nieznacznym podniesieniem – maksymalnie do dwudziestu kilku centymetrów) oraz z poszerzeniem nawierzchni jezdni z 7,0 m do 10,0 m. Zwiększenie szerokości jezdni wiązało się z koniecznością poszerzenia nasypu drogowego w jego koronie, po około 1,5 ÷ 2,0 m z każdej strony.

Zaprojektowana na przedmiotowym odcinku drogi nawierzchnia miała następującą konstrukcję:

- warstwa ścierna – SMA11 o grubości 4 cm,
- warstwa wiążąca – z betonu asfaltowego o grubości 8 cm,
- geosiatka poliestrowa z włókien węglowych powlekanych bitumem,
- podbudowa z betonu asfaltowego o grubości 18 cm,
- warstwa wyrównawcza z kruszywa stabilizowanego mechanicznie.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny przez drogę (projekt pierwotny)

Warstwy te miały być układane na istniejących warstwach konstrukcyjnych nawierzchni lub na konstrukcji poszerzenia drogi.

W trakcie prowadzenia prac remontowych zaobserwowano spękania nowo ułożonej warstwy wiążącej. Zdecydowano się na wykonanie dodatkowych, znacznie głębszych badań geotechnicznych. Wykazały one, że w podłożu nasypu drogowego wy-

stępują osady organiczne o niskiej wytrzymałości, znacznej ścisłości oraz zróżnicowanej miąższości. Nadmienić należy, że na etapie tworzenia pierwotnej dokumentacji projektowej wykonano na tym obszarze jedynie płytkie odwierty o głębokości 2,0 m, które nie wykazały występowania gruntów organicznych.

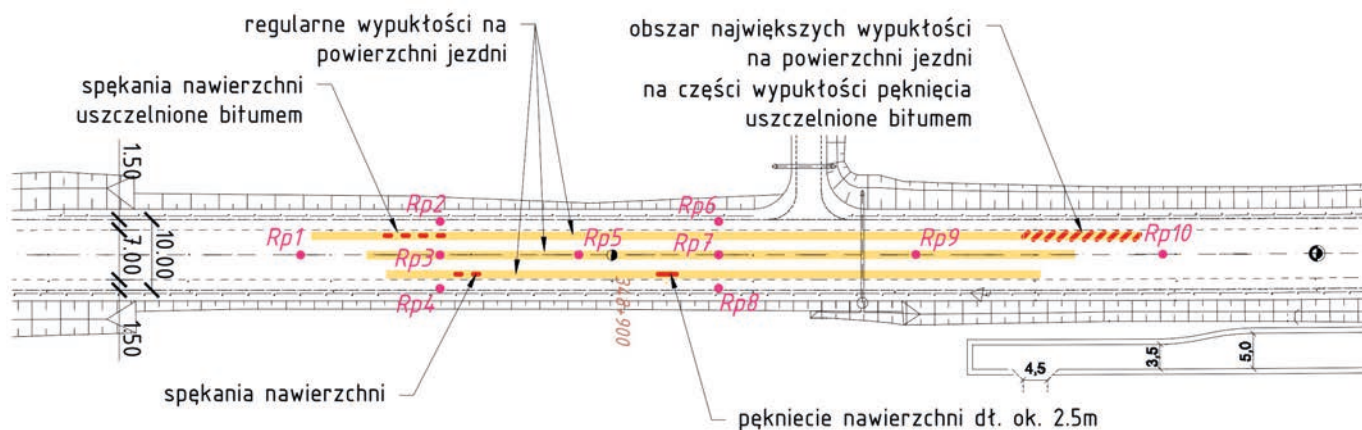
Poszerzenie nasypu drogowego oraz związany z tym przyrost obciążeń doprowadziły do powstania nadmiernych osiadań oraz pęknięcia wykonanej nawierzchni. Dodatkowym, negatywnie oddziałującym czynnikiem, były zmiany stanu wód powierzchniowych oraz wód gruntowych (zaobserwowane w trakcie budowy zastoiska wody spowodowane brakiem konserwacji rowów melioracyjnych oraz awaria wodociągu, która spowodowała długotrwałe nawadnianie podłoża i wzrost poziomu wód gruntowych).

W celu zlikwidowania przyczyny powstawania nierównomiernych osiadań oraz uszkodzeń nasypu drogowego zaprojektowano wgłębne wzmocnienie podłoża słabonośnego za pomocą iniekcji rozpychającej. Ze względu na brak możliwości wykonania objazdu przewidziano etapowe prowadzenie robót przy wahadłowo prowadzonym ruchu po jednym pasie drogi.

Po wykonaniu wzmocnienia oraz odbudowie drogi, w czasie jej użytkowania, na nawierzchni pojawiły się regularne, owalne wzniesienia o średnicy kilkudziesięciu centymetrów i wysokości od kilku do kilkunastu milimetrów (rys. 2, 4). Uszkodzenia



Rys. 2. Widok uszkodzeń jezdni



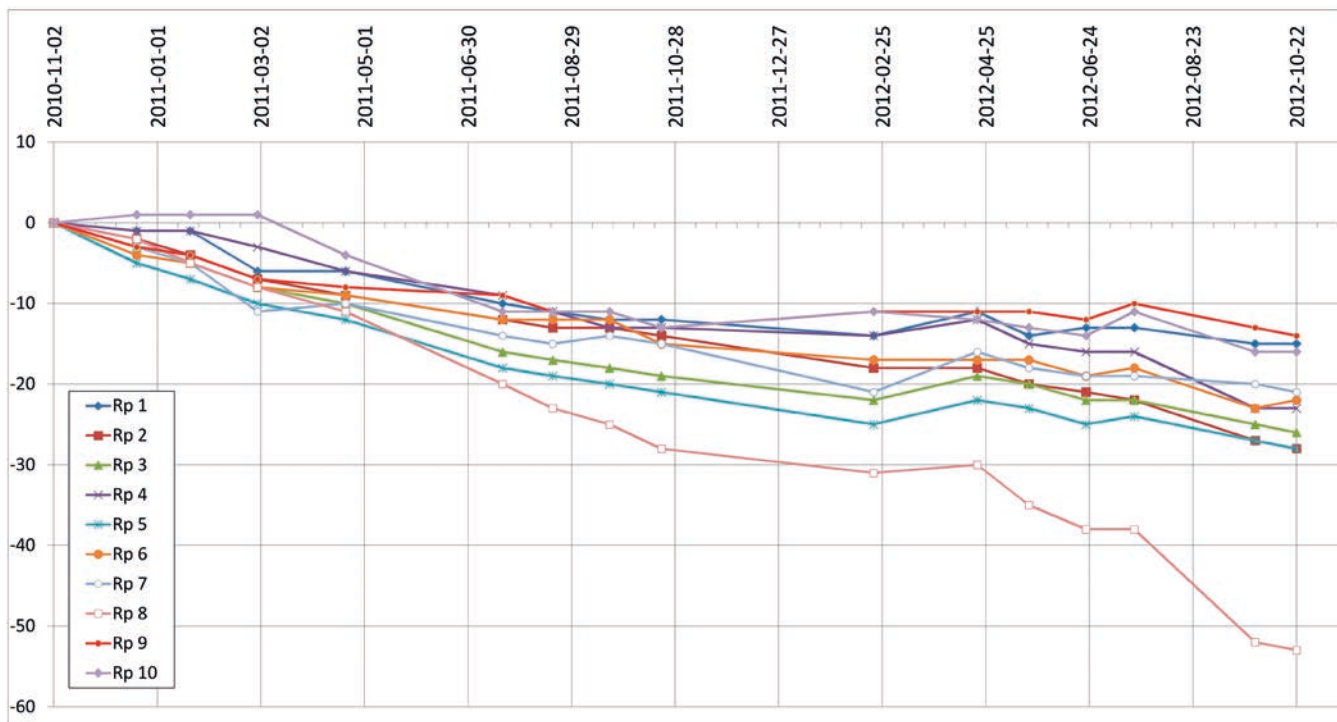
Rys. 3. Plan z oznaczeniem uszkodzeń jezdni (oznaczono lokalizację reperów pomiarowych)



Rys. 4. Widok uszkodzeń jezdni



Rys. 5. Widok na podłużne spękania jezdni



Rys. 6. Wyniki pomiarów osiadań reperów

wystąpiły na znacznej części obszaru wykonanego wcześniej wzmocnienia, a ich układ był zbliżony do schematu wykonanych wcześniej kolumn.

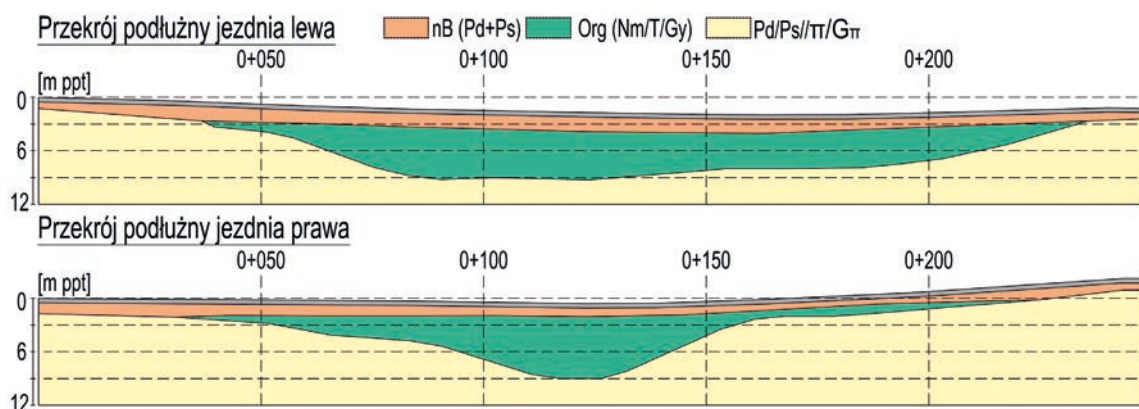
Stwierdzono także lokalne, podłużne spękania nawierzchni. Część z nich ujawniła się na powstałych wzniesieniach (rys. 3, 5). Wyniki geodezyjnych pomiarów przemieszczeń reperów (rys. 6), które zainstalowano po wykonaniu wzmocnienia, potwierdzały trwające w dalszym ciągu (w momencie opracowywania przez autorów ekspertyzy) osiadanie nawierzchni, co wiązało się ze stopniowym powiększaniem skali uszkodzeń. Lokalizację reperów pokazano na rys. 3.

WARUNKI GEOTECHNICZNE

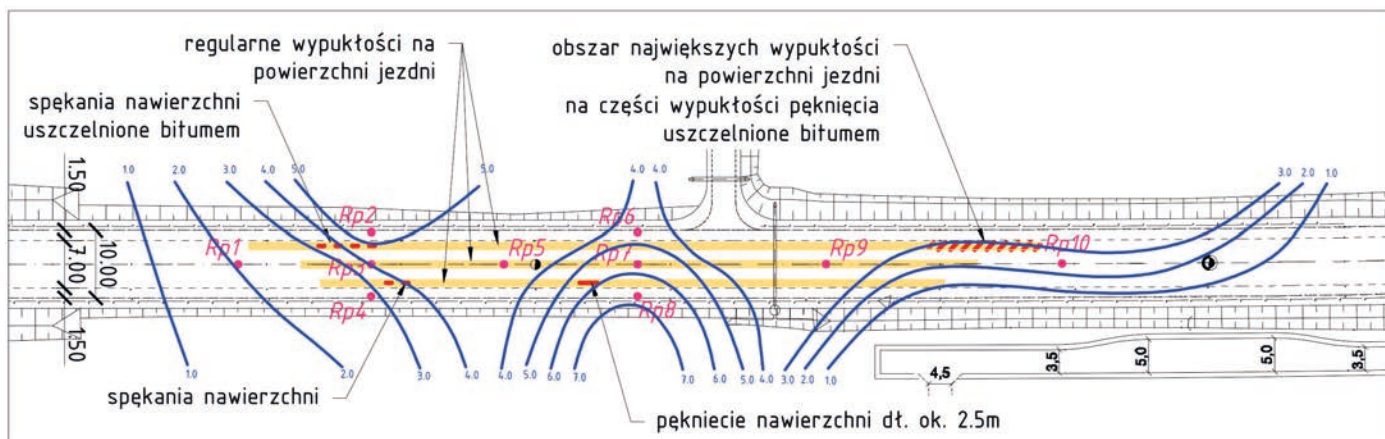
Teren, na którym zlokalizowany jest modernizowany odcinek drogi, charakteryzuje się złożonymi warunkami gruntowo-

-wodnymi. Powierzchniowe warstwy gruntu w rejonie nasypu drogowego stanowią utwory antropogeniczne – jest to mieszanina piasków drobnych i średnich (w stanie od luźnego do średnio zagęszczonego), kamieni i humusu. Pod korpusem drogi występują mineralne grunty niespoiste oraz spoiste nieskonsolidowane (piaski drobne i średnie w stanie luźnym i średnio zagęszczonym, pyły oraz gliny pylaste w stanie plastycznym i twardoplastycznym), a także grunty organiczne – torfy i gytie, o niskich parametrach wytrzymałościowych (opory na stożku sondy CPT w zakresie $0,10 \div 0,70$ MPa).

Spąg gruntów organicznych jest lokalnie nachylony poprzecznie do osi drogi, ich miąższość sięga około 7 m. Osady organiczne podścielone są gruntami niespoistymi – piaskami pylastymi, drobnymi i średnimi, w stanie luźnym i średnio zagęszczonym, lokalnie przewarstwionymi pyłami oraz glinami pylastymi w stanie plastycznym.



Rys. 7. Warunki gruntowe – schematyczne przekroje podłużne przez jezdnię lewą i prawą



Rys. 8. Uszkodzenia nawierzchni z naniesionymi izoliniami miąższości gruntów organicznych

Woda gruntowa pierwszego poziomu występuje w dolnych partiach nasypów antropogenicznych oraz w obrębie osadów piaszczystych w postaci swobodnego i napiętego zwierciadła wody, przy czym warstwę napinającą stanowią przewarstwienia osadów spoistych oraz grunty organiczne. Woda występuje także w obrębie gruntów organicznych w postaci sączeń. Zwierciadło wody gruntowej stabilizowało się na głębokości od około 1,1 do około 2,3 m p.p.t. Lokalizacja modernizowanego odcinka drogi w zagłębieniu terenowym, z którego odpływ wody był znacznie utrudniony, (zanieczyszczenia w rowach, podmokły teren) powodowała, że wahania poziomu wód negatywnie oddziaływały na konstrukcję drogi.

ZASTOSOWANY SPOSÓB WZMOCNIENIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO

W celu zlikwidowania głównej przyczyny powstawania nadmiernych osiadań nasypu drogowego zaprojektowano wgłębne wzmocnienie słabonośnych osadów organicznych w technologii iniekcji rozpychającej/zagęszczającej. Iniekcja rozpychająca polega na wpompowywaniu w podłoże gruntowe mieszanki betonowej o konsystencji plastycznej zaprawy, w postaci pasty o niskim opadzie, podawanej pod ciśnieniem kilkakrotnie wyższym od ciśnienia nadkładu w celu wyparcia, wymiany i wzmocnienia luźnego lub słabego gruntu.

Z przeprowadzonej analizy udostępnionych dokumentów (w trakcie opracowywania ekspertyzy technicznej) wynikało, że podstawowym uzasadnieniem przyjęcia tej właśnie metody wzmocnienia podłoża było przede wszystkim zaawansowanie robót drogowych – ułożone były warstwy bitumiczne, łącznie z warstwą wiążącą. Opisane rozwiązanie miało zapewnić prawidłowe wzmocnienie przy minimalnej ingerencji w już wykonane elementy konstrukcji drogi. Zrezygnowano z metod wymagających całkowitej rozbiórki warstw konstrukcyjnych nawierzchni lub wykonywania odwiertów w zbyt gęstej siatce punktów, takich jak np. kolumny betonowe, żwirowe lub cementowo-gruntowe. Dodatkowo ze względu na znaczną zawartość części organicznych w warstwach gruntów słabonośnych zrezygnowano z kolumn z cementogruntu.

Wykonanie wzmocnienia rozpoczęto od wykonania przeziębni na konieczną głębokość, przy możliwym wspomaga-

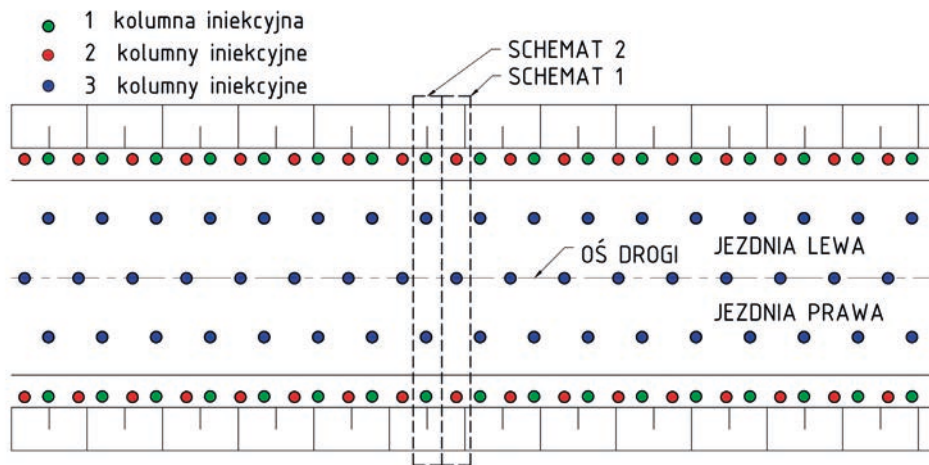
niu wiercenia za pomocą płuczki wodnej. Następnie nad podwiercony punkt najeżdżała maszyna do iniekcji. W odwierci, do głębokości przewidzianej w dokumentacji projektowej, wprowadzano stalową rurę do iniekcji. Iniekcję rozpychającą prowadzono od dołu do góry, podciągając rurę stopniami określonymi w projekcie. Proces iniekcji kończył się około 1 m poniżej powierzchni terenu lub ponad stropem warstwy wzmacnianej. Wtlaczanie zaprawy w punkty drugiego etapu robót nie mogło nastąpić wcześniej niż po 24 godzinach po wykonaniu iniekcji pierwszego etapu.

Celem metody było spowodowanie, aby otaczający miejsce iniekcji grunt niespoisty został w procesie wzmocnienia przemieszczony i dogęszczony, natomiast grunty spoiste i organiczne pod wpływem ciśnienia uległy stopniowej konsolidacji. W przypadku wzmacniania gruntów organicznych elementy wzmocnienia służą zmniejszeniu porowatości ośrodka gruntowego oraz pozwalają przenosić obciążenia na głębiej położone nośne warstwy gruntów.

SZCZEGÓŁY ROZWIĄZANIA PROJEKTOWEGO

W celu wzmocnienia podłoża na modernizowanym odcinku drogi zaprojektowano wykonanie regularnej siatki iniekcji. Zasadnicza siatka miała wymiary 2,5×2,5 m, natomiast pod skrajnymi częściami nasypu rozstaw kolumn był zagęszczony do 1,25 m. Z jednego wykonanego w nawierzchni odwierci (o minimalnej średnicy 0,50 m) przewidziano wykonanie dwóch lub trzech kolumn iniekcyjnych. Zaprojektowano kolumny pionowe oraz nachylone do pionu pod kątem 15° lub 20°. Kolumny nachylone miały być wykonane w płaszczyźnie prostopadłej do osi drogi. W strefach przejściowych (na skraju obszaru wzmocnienia), dla najmniejszych miąższości gruntów organicznych, przewidziano po jednej pionowej kolumnie na odwierci w nawierzchni. Schemat planu rozmieszczenia punktów iniekcji przedstawiono na rys. 9, natomiast przykładowe przekroje z konstrukcją wzmocnienia pokazano na rys. 10 i 11. Oba schematy wzmocnienia wykonano naprzemiennie, co miało zapewnić jak najbardziej równomierne wzmocnienie gruntu.

Zaprojektowano wykonanie 996 punktów iniekcji, natomiast łączna długość zaprojektowanych kolumn iniekcyjnych wyniosła 5440 m.



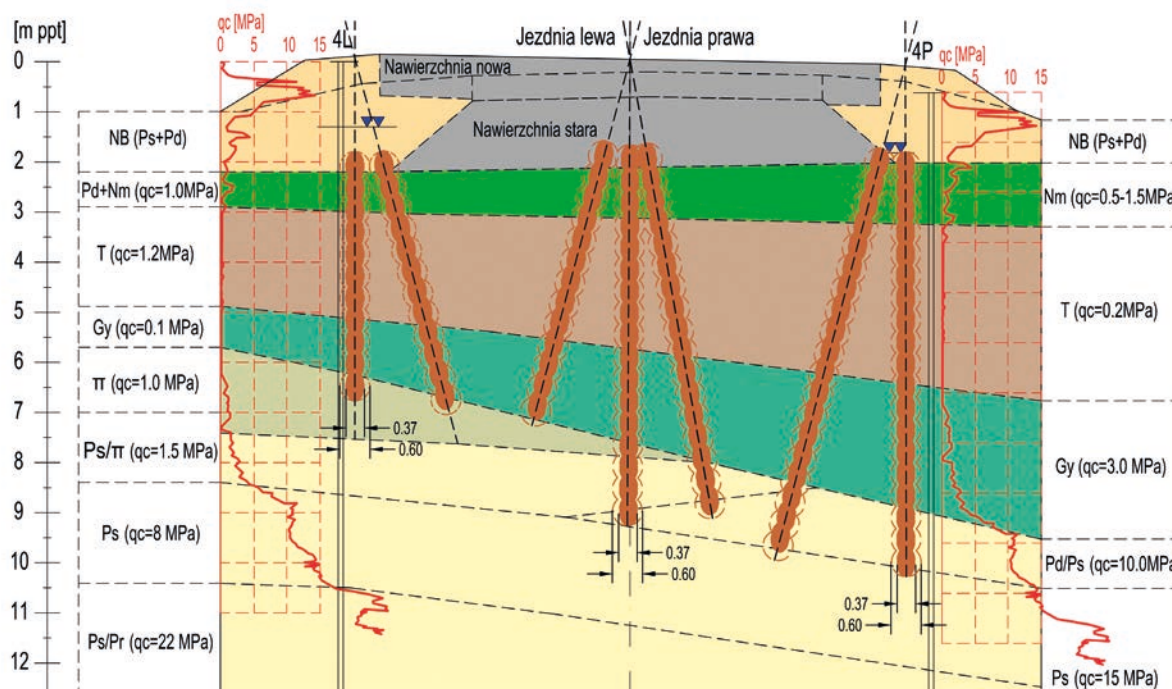
Rys. 9. Schemat rozmieszczenia punktów iniekcji

Kolumny iniekcyjne miały być wykonywane z poziomu istniejącej drogi. Ze względu na ich założoną średnicę wynoszącą około $0,60 \div 0,70$ m przewidywano zużycie iniektu na poziomie $0,3 \div 0,4$ m³ na 1 m uformowanej kolumny. Iniekcje miały być wykonane z mieszanki cementowo-piaskowej odpowiadającej wytrzymałością betonowi klasy C12/15 (B15).

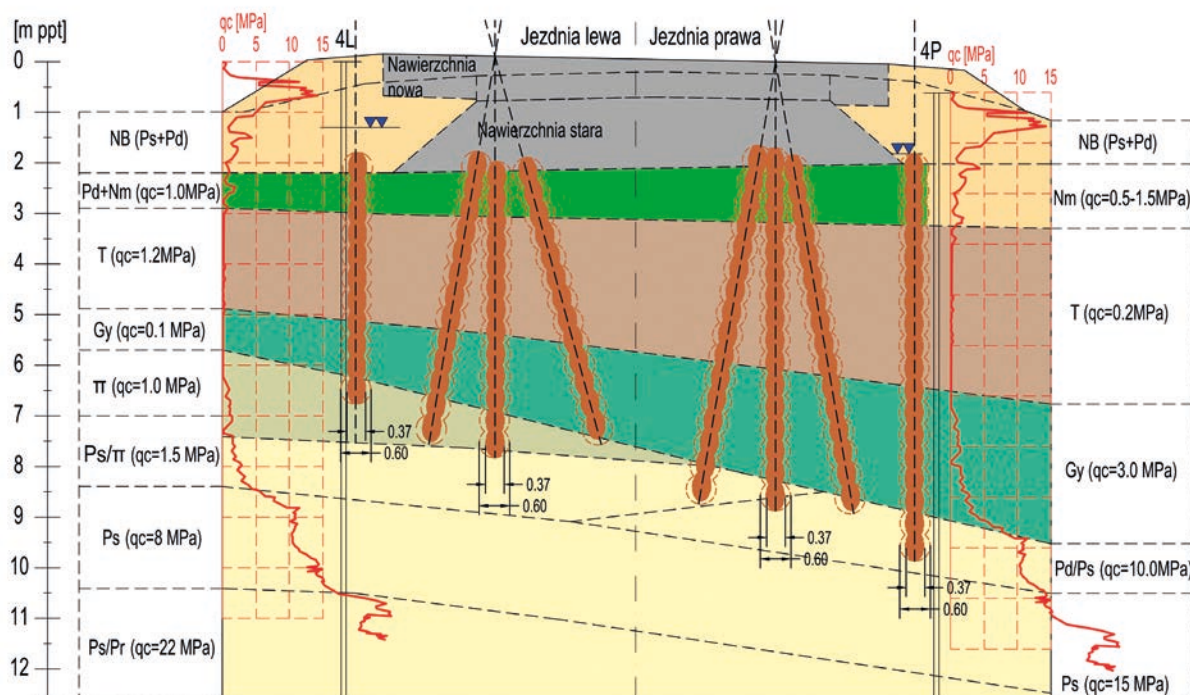
Kolumny powinny być wykonane w obrębie całej miąższości gruntów organicznych, przy czym ich podstawę należało wprowadzić w grunty mineralne na głębokość przynajmniej 1,0 m. Górny odcinek kolumn należało wprowadzić na minimalną głębokość 0,5 m w grunty mineralne znajdujące się ponad warstwami gruntów słabonośnych, przy zachowaniu minimalnej odległości 1,0 m poniżej powierzchni terenu. Do wykonania zasklepienia otworów w nawierzchni przewidziano zastosowanie zagęszczonego kruszywa łamanego.

Nadmienić należy, że w analizowanej przez autorów dokumentacji projektowej nie zawarto jakiegokolwiek informacji o przyjętych założeniach dotyczących metod obliczeniowych oraz przyjętych parametrach gruntów, nie zamieszczono również żadnych wyników obliczeń.

W specyfikacji, stanowiącej integralną część dokumentacji projektowej, zamieszczono informację, że w przypadku wzmocnienia nawodnionych gruntów plastycznych lub organicznych, w celu przyspieszenia rozproszenia ciśnienia wody w porach gruntu, jakie może zostać wzbudzone w trakcie iniekcji, zaleca się zainstalowanie w podłożu siatki rurek drenarskich o średnicy około 50 mm. Zastosowanie drenażu uzależniono od zapisów dokumentacji projektowej, w której jednakże nie przewidziano takiego rozwiązania. Drenażu takiego nie wykonano również w trakcie robót.



Rys. 10. Przekrój poprzeczny wraz z konstrukcją wzmocnienia (schemat 1)



Rys. 11. Przekrój poprzeczny wraz z konstrukcją wzmocnienia (schemat 2)

Kontrola procesu iniekcji polegała na sprawdzaniu jakości mieszanki, jej objętości przy wtłaczaniu, jak też badaniu wytrzymałości zaprawy cementowej. Kontrolowano także kruzywo oraz jego zagęszczenie w miejscu zasklepień otworów w nawierzchni. Istotne było prowadzenie bieżącego monitoringu geodezyjnego w trakcie robót, co miało na celu zabezpieczenie przed wtłaczaniem zbyt dużej objętości iniektu, skutkującego podniesieniem istniejącej nawierzchni.

Monitoring drogi po wzmocnieniu obejmował założenie reperów geodezyjnych do obserwacji osiadań nawierzchni drogi. Przewidziano prowadzenie pomiarów przez okres 24 miesięcy od zakończenia robót.

WYKONANIE WZMOCNIENIA

W pierwszej kolejności wykonano kolumny pod prawą jezdnią oraz część kolumn zlokalizowanych w osi drogi. W drugim etapie zrealizowano pozostałe kolumny w osi oraz pod jezdnią lewą. Jako kryterium zakończenia iniekcji stosowano kontrolę objętości wtłoczonej zaprawy, osiągnięcie granicznego ciśnienia iniekcji, wystąpienie podniesienia terenu, wyparcie rury iniekccyjnej lub wydostanie się zaprawy iniekccyjnej na poziom terenu.

W trakcie prowadzenia robót dochodziło do licznych przemieszczeń nawierzchni drogowej. W pierwszym etapie, podczas wzmocnienia pod prawym pasem, nieznacznie podniosła się nawierzchnia w osi drogi oraz na krawędzi prawego pasa jezdni, przy jednoczesnym obniżeniu się lewego pasa jezdni. Dodatkowo, w osi drogi na długości robót powstała szczelina, która powiększała się w miarę postępu prowadzonych prac, przy zaobserwowanym odsunięciu lewego pasa jezdni od osi drogi. Przemieszczenia te miały wielkość od 5 do 35 mm. Po oddaniu do ruchu prawego pasa zaobserwowano nieznaczne obniżenie

terenu – o wielkości około 1 cm. W trakcie prac prowadzonych pod lewym pasem ruchu stwierdzono jego odsunięcie od osi drogi (maksymalnie o 9 cm), a także jego obniżenie, dochodzące do 5 cm. Maksymalne osiadania stwierdzono w miejscach, gdzie wystąpiły największe odsunięcia całego pasa od osi drogi.

Po zakończeniu robót iniekcyjnych powstałe spękania uszczelniono, górne odcinki wykonanych przewiertów w nawierzchni wypełniono kruszywem łamanym, po czym ułożono warstwę nawierzchni drogowej.

OCENA ZASTOSOWANEGO SPOSOBU WZMOCNIENIA

Po przeanalizowaniu dokumentacji powykonawczej stwierdzono, że w czasie prowadzonych prac ostatecznie wykonano 1001 kolumn o łącznej długości 5684 m. Łączne zużycie mieszanki betonowej wyniosło 633,4 m³. Średnie zużycie iniektu na 1 m wytworzonej kolumny, z uwzględnieniem strat przy pompowaniu i całkowitej długości wiercenia, łącznie z wolnym przelotem w strefie nasypu wyniosło 0,11 m³. Na tej podstawie określono uśrednioną rzeczywistą średnicę kolumn, która wyniosła około 37 cm. Wynika z tego, że uzyskano kolumny o powierzchni przekroju poprzecznego przeszło 2,5 razy mniejszej, niż zakładano w projekcie (przy założeniu wykonania kolumn o średnicy 60 cm; przy założeniu wykonania kolumn o średnicy 70 cm różnica ta jest jeszcze większa).

Wytworzenie kolumn o mniejszej średnicy skutkuje znacznie mniejszą efektywnością wzmocnienia podłoża oraz prowadzi do zwiększenia efektu grzybkowania. Nadmienić jednak należy, że zarówno w przypadku uzyskania założonej w projekcie średnicy kolumn (0,60 m), jak i przy średnicy uzyskanej na budowie (0,37 m), nie jest spełnione zalecenie zawarte w normie

[1] dotyczące uniknięcia ryzyka powstania nierównomiernych deformacji ponad głowicami sztywnych pali (kolumn) wzmacniającymi słabonośne podłoże gruntowe:

$$H \geq 0,7 (s - a) \quad (1)$$

gdzie:

a – wymiar zwieńczenia kolumny (średnica kolumny),

s – rozstaw kolumn,

H – wysokość nasypu.

Zgodnie z zapisami specyfikacji głowice kolumn mogły znajdować się w odległości 1,0 m poniżej poziomu terenu (najwyższy poziom dopuszczony w dokumentacji projektowej), co po uwzględnieniu faktu, że kolumny wykonywano z poziomu warstwy wiążącej daje wartość $H \approx 1,10$ m. Przy założonej w projekcie średnicy kolumn $a = 0,60$ m i rozstawie $s = 2,50$ m uzyskujemy: $H = 1,10 < 0,7 \times (2,5 - 0,60) = 1,33$, natomiast przy rzeczywistej, uzyskanej w trakcie robót średnicy kolumn $a = 0,37$ m i rozstawie $s = 2,50$ m uzyskujemy odpowiednio: $H = 1,10 < 0,7 \times (2,5 - 0,37) = 1,49$. W obu przypadkach warunek normowy nie został spełniony.

Z powyższej analizy jednoznacznie wynika, że w analizowanym projekcie przyjęto zbyt duży rozstaw elementów wzmacniających. Znaczne rozstawy ($2,50 \times 2,50$ m) pomiędzy sztywnymi elementami wzmocnienia, przy braku warstwy transmisyjnej o odpowiedniej wytrzymałości i sztywności spowodowały, że pomiędzy kolumnami iniekcijnymi (wykonanymi w technologii iniekcji rozpychającej) grunt osiadał w większym stopniu, niż bezpośrednio nad nimi. Efektem tego było powstanie regularnych wzniesień na nawierzchni jezdni, które w znaczącym stopniu ograniczyły komfort oraz bezpieczeństwo jazdy użytkowników drogi.

Dodatkowym, wpływającym negatywnie na rozwiązanie czynnikiem było uzyskanie w trakcie robót znacznie mniejszej średnicy kolumn w stosunku do założeń projektowych. W trakcie analizowania opisanego przypadku autorzy nie napotkali w udostępnionych dokumentach żadnej informacji, aby ktokolwiek (wykonawca, projektant, nadzór inwestorski) wnosił zastrzeżenia do zmniejszonej średnicy kolumn iniekcyjnych.

Zastosowanie technologii iniekcji rozpychającej w obrębie słabonośnych gruntów organicznych o niskiej przepuszczalności spowodować mogło osłabienie (uplastycznienie) tych gruntów w trakcie wykonywania wzmocnienia na skutek znacznego

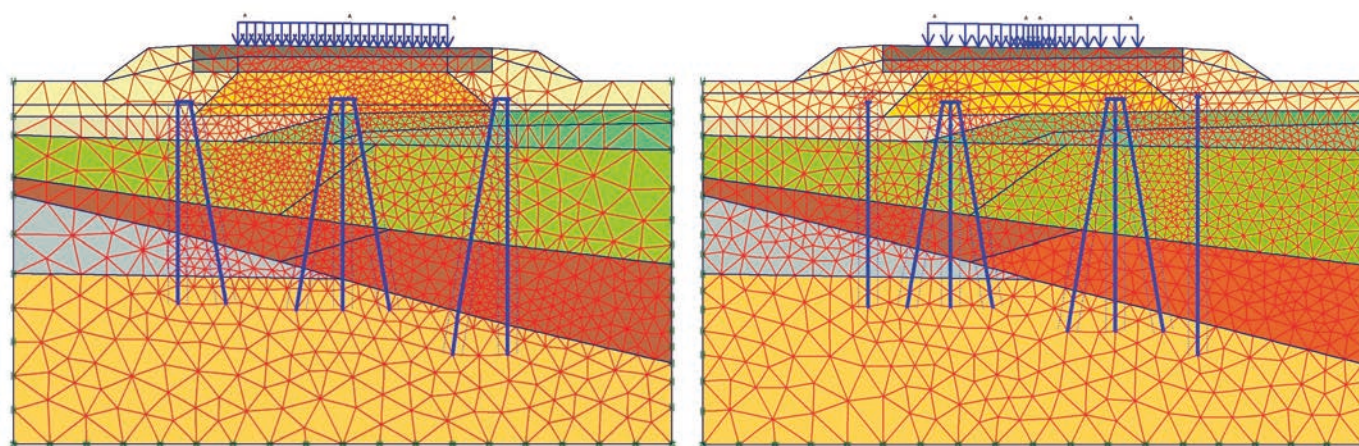
wzrostu ciśnienia wody w porach gruntu i zniszczenia struktury gruntu. Zjawisko takie, wywołane wykonaniem iniekcji w gruncie organicznym lub spoistym, jest opisywane w literaturze [3]. Szybkie wprowadzenie obciążenia na grunt, bez zapewnienia możliwości rozproszenia nadwyżki ciśnienia wody w porach gruntu, spowodowało powstanie nadmiernych osiadań długoterminowych. Nadmienić należy, że pomimo znajdującego się w specyfikacjach zalecenia dotyczącego wykonania drenażu mającego na celu odprowadzenie nadwyżki ciśnienia wody ze wzmacnianych gruntów, nie zastosowano takiego rozwiązania.

Dodatkowym, bardzo prawdopodobnym zjawiskiem, jakie mogło mieć miejsce w analizowanym przypadku, było podniesienie się poziomu głowic kolumn po zakończeniu procesu iniekcji. W trakcie jej wykonywania grunt słabonośny poddawany jest znacznemu ciśnieniu powodującemu jego przemieszczenia, wzrasta również ciśnienie wody w porach gruntu w obrębie kolumn. Po zakończeniu procesu iniekcji i po spadku ciśnienia następuje odprężenie gruntu, które skutkuje wyparciem iniektu w kierunku odwiertu, a podniesienie poziomu głowic kolumn skutkuje zwiększeniem efektu „grzybkowania” ze względu na zmniejszenie grubości warstwy nasypu ponad kolumnami. Możliwość powstania takiego zjawiska potwierdza zbliżony do okręgów kształt powstałych wzniesień, zlokalizowanych dokładnie nad miejscami wykonanych odwiertów.

ANALIZA NUMERYCZNA DEFORMACJI NASYPU

W ramach oceny analizowanej awarii przeprowadzono wariantową analizę numeryczną. Obliczenia wykonano dla charakterystycznych przekrojów poprzecznych oraz przekroju podłużnego, dla dwóch wariantów parametrów opisujących odkształcalność gruntów organicznych. W pierwszym wariantcie zastosowano parametry opisane w dokumentacji geotechnicznej opracowanej na potrzeby projektu wzmocnienia podłoża (na etapie prowadzenia robót), natomiast w wariantcie drugim parametry wyprowadzone na podstawie wyników sondowań statycznych, w oparciu o metody opisane w literaturze [8].

W tabl. 1 zestawiono wykorzystane w obliczeniach warstwy geotechniczne oraz przypisane im charakterystyczne parametry. Kolumny 1 ÷ 9 w tabl. 1 zawierają wartości przedstawione w opinii geotechnicznej [4]. Współczynnik filtracji w kolum-



Rys. 12. Model obliczeniowy wraz z dyskretyzacją (schemat 1 po lewej, schemat 2 po prawej)

Tabl. 1. Parametry geotechniczne przyjęte do analizy

Lp.	Warstwa	Rodzaj gruntu	q_c	I_D/I_L	w	γ_D	ϕ'	c'	E_{oed}	E_{oed}^*	v	k
			[MPa]	[-]	[%]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[-]	[m/d]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	IA	Pd	–	0,45	16	17,15	30,2	1	56000		0,27	5,0
2	IB1	Pd	1,0	0,15	23	17	28	1	22000		0,3	5,0
3	IB2	Pd	5,0	0,35	22	18	29,7	1	40000		0,3	5,0
4	IC2	PdH	3,0	0,30	20	16,8	27	1	15000		0,3	1,0
5	IIA1	Pd/Ps//Nm	1,0	0,20	25	17,2	25	2	5000		0,3	1,0
6	IIA2	Pd/Ps//Nm	4,0	0,40	25	18	29	2	19000		0,27	1,0
7	IIB2	Nmp/Nmg	0,5	–	50	14	10	8	2000	1000	0,33	5E-05
8	IIB3	Nmp/Nmg	1,5	–	50	14	12	12	6000	3000	0,33	5E-05
9	IIC1	T	0,2	–	250	11	5	2	1000	200	0,33	5E-05
10	IIC2	T	0,4	–	250	11	8	4	2000	250	0,33	5E-05
11	IID1	Gy	< 0,1	–	250	12	1	1	400	200	0,33	5E-05
12	IID2	Gy	0,2	–	250	12	2	1	1200	200	0,33	5E-05
13	IIE2	$\pi p/G\pi$	0,7	0,25	21	20,4	14	15	7600	3000	0,3	1E-03
14	IIE3	$\pi p/G\pi$	1,0	0,20	20	20,6	14,8	17	10200	5000	0,3	1E-03
15	IIG1	Ps/Pd	4,0	0,35	25	18,5	31	0,2	28000		0,27	10,0
16	IIG2	Ps/Pd	8,0	0,50	24	19	32	0,2	52000		0,25	10,0
17	IIF3	Ps/Pd	5,0	0,40	24	18,6	29,0	5	31500		0,27	10,0

nie 12 określono, opierając się na powyższej dokumentacji oraz literaturze technicznej [9].

W kolumnie 10 dla gruntów organicznych (Lp. 7 ÷ 12) przedstawiono alternatywne wartości modułu edometrycznego określonego na podstawie wielkości oporów na stożku statycznej sondy CPTU w oparciu o literaturę [8]. Edometryczny moduł ścisłości gruntów spoistych można wyrazić za pomocą zależności: $E_{oed} = \alpha_m \times q_c$, gdzie α_m oznacza współczynnik empiryczny zależny od rodzaju gruntu, natomiast q_c – opór na stożku. Dla torfów oraz gruntów spoistych organicznych (warstwy o Lp. 7 ÷ 12) empiryczny współczynnik α_m szacować można na podstawie jego wilgotności (tabl. 2).

Tabl. 2. Oszacowanie współczynnika empirycznego α_m [8]

Wilgotność	α_m
$50 < w_n < 100\%$	1,5 ÷ 4
$100 < w_n < 200\%$	1 ÷ 1,5
$200\% < w_n$	0,4 ÷ 1

W przypadku pyłów pochodzenia organicznego o oporach niższych niż 1,2 MPa (warstwy o Lp. 13 i 14) empiryczny współczynnik α_m szacować można z przedziału 2 ÷ 8.

Wielkości przedstawione w kolumnie 10 oszacowano na podstawie powyższych zależności, przyjmując wartość współczynnika α_m z dolnego przedziału proponowanych wartości

w celu odwzorowania sytuacji, w której występują grunty o bardziej niekorzystnych parametrach charakteryzujących jego odkształcalność.

Obliczenia wykonano w płaskim stanie odkształcenia z wykorzystaniem metody elementów skończonych zaimplementowanej w programie Plaxis 2D. Do zamodelowania gruntów wykorzystano model Coulomba-Mohra. Model ten jest idealnie sprężysto-plastycznym modelem konstytutywnym opisu gruntu, który do obliczeń wykorzystuje liniową sprężystość opisaną prawem Hooke'a, a także kryterium wytrzymałościowym Coulomba-Mohra.

W modelach uwzględniono występowanie nawierzchni, której przekrój uproszczono do dwóch warstw (na podstawie przekroju normalnego, rys. 1):

- Warstwa ścierna + warstwa wiążąca o łącznej grubości 30 cm, do opisu których wykorzystano model idealnie liniowo-sprężysty, przyjmując moduł sprężystości jak dla asfaltobetonu na podstawie [9] dla temperatury około 25°C. Odpowiada to w przybliżeniu modułowi dla betonu asfaltowego przeznaczonego do warstwy ściernej i wiążącej określonego w załączniku nr 5 rozporządzenia [7] dla okresu wiosny oraz jesieni, który wynosi w zaokrągleniu 10 GPa, a odpowiadający współczynnik Poissona $\nu = 0,3$.
- Podbudowa z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie – włączając konstrukcję starej nawierzchni. Łącznie przyjęto grubość warstwy 50 cm, do opisu której

wykorzystano model Coulomba-Mohra o module sprężystości E równym 400 MPa (na podstawie załącznika nr 5 rozporządzenia [7]) oraz przyjmując kąt tarcia wewnętrzznego ϕ równy 40° oraz spójność c równą 1,0 kPa.

Zastosowanie do obliczeń płaskiego stanu odkształcenia wiąże się z pewnymi ograniczeniami, co uniemożliwia dokładne oddanie geometrii zastosowanego wzmocnienia podłoża, jednakże stosując pewne uproszczenia pozwala on na próbę oddania charakteru deformacji konstrukcji nasypu drogowego opartego na sztywnych punktowych elementach wzmocnienia gruntu słabonośnego.

Wzmocnienie podłoża zamodelowano elementami belkowymi. Na podstawie projektu oraz dokumentacji powykonawczej do obliczeń przyjęto, że uśredniona powierzchnia przekroju poprzecznego iniekcji wynosi $0,11 \text{ m}^2$, co odpowiada średnicy równej $0,37 \text{ m}$. Parametry materiałowe przyjęto jak dla betonu klasy C12/15. Ze względu na niski nasyp oraz niewielkie zagłębienie sztywnych elementów w gruntach nośnych, w modelu uwzględniono podstawę i głowicę kolumn poprzez wprowadzenie elementów belkowych o zastępczej szerokości. Na rys. 12 przedstawiono przykładowe modele obliczeniowe wraz z dyskretyzacją gruntu zastosowane w przeprowadzonej analizie.

Przystępując do interpretacji wyników obliczeń wykonanych przy zastosowaniu metody elementów skończonych, należy pamiętać, że jest to metoda przybliżona. Przybliżenie to wynika z zastosowanych modeli obliczeniowych ośrodka gruntowego oraz elementów strukturalnych, które nie są w stanie dokładnie odzwierciedlić ich rzeczywistego zachowania. Rzeczywisty obiekt dzielimy ponadto na skończoną liczbę elementów, zakładając, że w wydzielonych warstwach występują jednorodne warunki gruntowe. Upraszczamy także przestrzenny charakter pracy do płaskiego stanu odkształcenia. Pomimo tego metoda ta pozwala na uwzględnienie wielu czynników, takich jak: rozkład obciążenia, różnice sztywności elementów wzmocnienia oraz podatnego podłoża, wzajemną współpracę gruntu oraz elementów wzmocnienia, konsolidację i inne, dzięki czemu możemy analizować charakter interakcji między obciążeniem a zachowaniem konstrukcji.

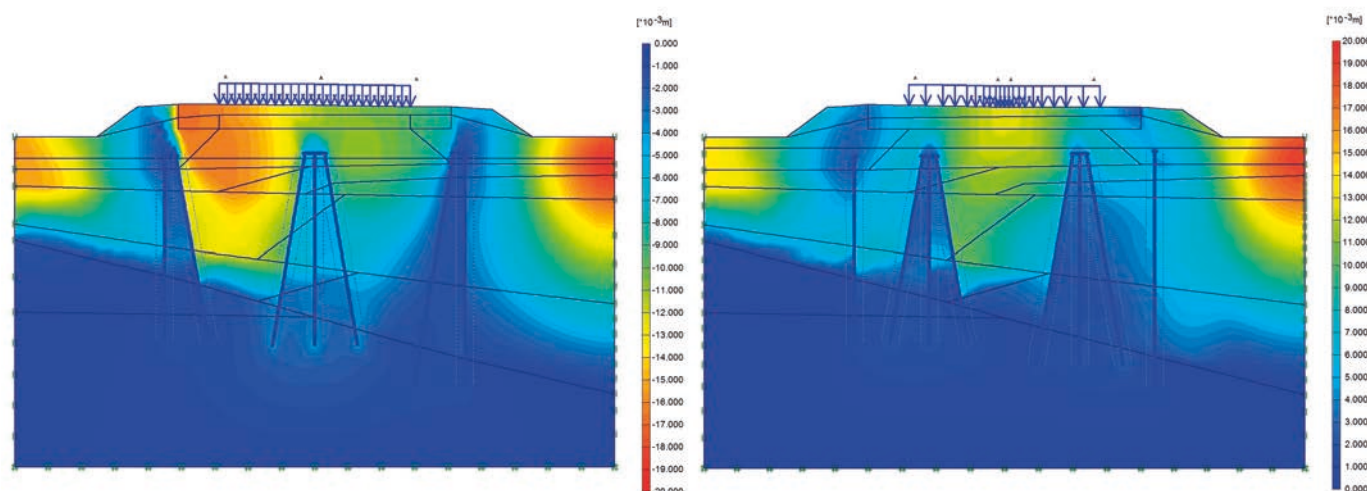
Analizując wyniki modeli obliczeniowych, można stwierdzić, że w obrębie nasypu drogowego podpartego na sztywnych

elementach belkowych dochodzi do nierównomiernego przemieszczania się gruntu, w wyniku jego zagłębienia pomiędzy elementy wzmocnienia. Charakter tych przemieszczeń jest uzależniony od układu warstw geologicznych oraz parametrów wydzielonych warstw gruntowych. Interpretację przebiegu warstw wykonano dla dość rzadkiego rozstawu otworów geologicznych, natomiast parametry gruntu oszacowano na podstawie pojedynczych badań podstawowych oraz dających nieco szerszy obraz sondowaniach statycznych CPTu. Zarówno to, jak i niedoskonałości modeli obliczeniowych, mają bezpośredni wpływ na rozbieżności wyników obliczeń z pomiarami rzeczywistymi. Pomimo stwierdzonych różnic w wartościach bezwzględnych przemieszczeń, wyniki analizy potwierdziły występowanie zjawiska „grzybkowania” nawierzchni w miejscach wykonania iniekcji rozpychającej. Uzyskane przykładowe wyniki pionowych przemieszczeń gruntu w analizowanych schematach obliczeniowych przedstawiono na rys. 13.

Dodatkowym czynnikiem mającym wpływ na wielkość nierównomiernych przemieszczeń jest sposób przekazywania obciążeń na nawierzchnię przez pojazdy. W obliczeniach przyjęto powszechnie stosowane obciążenie zastępcze równomierne rozłożone na powierzchni korony nasypu w obrębie pasów ruchu. W rzeczywistości charakter tego obciążenia jest bardziej skupiony, co może być wariantem bardziej niekorzystnym, szczególnie w przypadku niskich nasypów.

ZAPROPONOWANY SPOSÓB NAPRAWY

W ramach opracowywanej ekspertyzy zaproponowano dwa warianty postępowania przy naprawie powstałych uszkodzeń. W pierwszym wariantcie założono pozostawienie istniejącego zakresu wzmocnienia oraz wykonywanie bieżących napraw nawierzchni, aż do czasu całkowitej stabilizacji osiadania. W zakres napraw wchodziłoby w takim przypadku częściowe lub całkowite frezowanie nawierzchni (samej warstwy ścieralnej lub dodatkowo głębiej położonych warstw bitumicznych) oraz wykonywanie nakładek, przy ewentualnym zastosowaniu warstw geosyntetyków wklejanych w warstwy bitumiczne, których zadaniem byłoby ograniczenie spękań.



Rys. 13. Wyniki obliczeń – przemieszczenia pionowe dla schematu 1 i 2

W drugim wariancie zakładano całkowitą rozbiórkę konstrukcji nawierzchni oraz wykonanie dodatkowego wglębnego wzmocnienia podłoża (kolumny betonowe, żwirowo-betonowe, pale itp.) w siatce o większym zagęszczeniu w stosunku do wzmocnienia pierwotnego, wykonanie warstwy transmisyjnej, pozwalającej na przekazanie obciążeń z drogi na zalegające głębiej nośne warstwy podłoża, a następnie odbudowę warstw konstrukcyjnych nawierzchni.

Istotnym czynnikiem przy zaproponowanych wariantach postępowania były koszty dodatkowych robót. W obu powyższych wariantach konieczne było wykonanie dodatkowych badań geotechnicznych w celu bardziej szczegółowego określenia parametrów dla gruntów słabonośnych znajdujących się pod nasypem, jak też wykonanie odrębnej dokumentacji projektowej. Na podstawie przedstawionych wniosków Inwestor podjął decyzję o rozpisaniu przetargu na taką dokumentację i po jej wykonaniu zrealizowano prace naprawcze. Ostatecznie, na odcinku tym zrealizowano naprawę polegającą na zastosowaniu dodatkowych pali żelbetonowych (pomiędzy istniejącymi kolumnami) przy zwieńczeniu całości płytą żelbetową. Zastosowane rozwiązanie z pewnością zapewni właściwą jakość analizowanego odcinka drogi.

PODSUMOWANIE

Przypadki wystąpienia awarii spowodowanych przez jedną przyczynę są niezmiernie rzadkie. Zwykle prowadzi do nich cały ciąg zdarzeń, począwszy od niedostatecznego lub nieprawidłowego rozpoznania warunków geotechnicznych, poprzez błędne decyzje projektowe, na błędach wykonawczych kończąc. Podobnie było w omawianym przypadku. Konsekwencjami zaistniałej sytuacji było powstanie znacznych uszkodzeń nawierzchni drogi krajowej, które wpływały negatywnie na bezpieczeństwo oraz komfort jazdy jej użytkowników.

W trakcie opracowywanej przez autorów ekspertyzy, mającej na celu określenie przyczyn zarówno pierwszej, jak i drugiej awarii na opisanym odcinku drogi stwierdzono, że jej podstawową i pierwotną przyczyną było niedostateczne rozpoznanie warunków gruntowych na etapie opracowywania projektu przebudowy drogi. Doprowadziło to do pierwszych uszkodzeń, które miały miejsce jeszcze przed zakończeniem robót budowlanych.

Ze względu na to, że wzmocnienie podłoża na analizowanym odcinku projektowano na etapie budowy w sytuacji, gdy znaczna część robót była już wykonana (łącznie z częścią nawierzchni), istotnym problemem był dobór takiej technologii wzmocnienia, która nie spowodowałaby nadmiernej ingerencji w wykonane elementy (na takim etapie realizacji na wybór sposobu wzmocnienia mają dodatkowo wpływ takie czynniki, jak możliwy czas wykonania robót oraz dodatkowe koszty).

Zaprojektowanie sztywnych elementów wzmocnienia w zbyt dużych rozstawach, przy braku warstwy transmisyjnej o odpowiedniej wytrzymałości i sztywności spowodowały, że pomiędzy kolumnami wykonanymi w technologii iniekcji rozpychającej grunt osiadał w większym stopniu niż bezpośrednio nad nimi. Na skalę powstałych uszkodzeń wpłynęło również uzyskanie w trakcie robót znacznie mniejszej, niż zostało to zaprojektowane, średnicy kolumn. Wprawdzie proces wykonywania wzmocnienia iniekcyjnego wykonywany był zgodnie

z dokumentacją projektową, nie doszukano się żadnej informacji o jakiegokolwiek reakcji ze strony wykonawcy, nadzoru inwestorskiego i projektanta po uzyskaniu znacznie mniejszych średnic kolumn w stosunku do założeń projektowych.

Dyskusyjne jest również samo przyjęcie technologii iniekcji rozpychającej w obrębie słabonośnych gruntów organicznych o niskiej przepuszczalności, gdyż spowodować to mogło osłabienie (uplastycznienie) tych gruntów w trakcie wykonywania wzmocnienia na skutek znacznego wzrostu ciśnienia wody w porach gruntu i zniszczenia struktury gruntu, zwłaszcza przy braku jakiegokolwiek drenażu. Najprawdopodobniej główną przyczyną wyboru tej technologii była chęć uniknięcia rozbiórki wykonanych wcześniej robót. Z perspektywy czasu widać jednakże, że takiej właśnie trudnej decyzji w analizowanym przypadku zabrakło.

Znacznym utrudnieniem dla projektantów, wykonawców oraz inwestorów jest brak krajowych wytycznych projektowych dotyczących wielu nowoczesnych technik wzmocnienia podłoża oraz profesjonalnego nadzoru geotechnicznego. Sytuacja, gdy jedynym kryterium wyboru oferty jest cena, sprzyja podejmowaniu nadmiernego i trudnego do rzeczywistej oceny ryzyka technicznego.

Prawidłowe projektowanie oraz wykonawstwo wzmocnienia podłoża za pomocą technik iniekcyjnych wymaga bardzo dokładnego rozpoznania geotechnicznego, a zwłaszcza precyzyjnego określenia parametrów przyjmowanych do obliczeń. Nawet najlepsze projekty w pewnych sytuacjach mogą nieco odbiegać od rzeczywistości i wymagają wprowadzenia korekt na etapie realizacji, dlatego też tak ważna jest właściwa współpraca w trakcie trwania budowy pomiędzy wykonawcą, nadzorem i projektantem. Konieczne wydaje się również jak najszybsze opracowanie krajowych wytycznych do tego rodzaju technologii wzmocnień, aby zapewnić ich rozwój oraz bezpieczne projektowanie i wykonawstwo.

LITERATURA

1. BS 8006:1995, Code of practice for Strengthened / reinforced soils and other fills, 1995.
2. DGGT: Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements – EBGeo, (Translation of the 2nd German Edition), Ernst & Sohn, 2011.
3. Kirsch K., Bell A.: Ground Improvement, 2nd Edition, CRC Press, 2007.
4. Materiały archiwalne (dokumentacje geologiczne, geotechniczne, projektowe, powykonawcze, wyniki pomiarów i obserwacji, ekspertyzy).
5. PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
6. PN-EN 1997-1:2008/NA Załącznik krajowy do Polskiej Normy Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
7. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 02.03.1999 w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie Dz.U. nr 43 poz. 430.
8. Sikora Z.: Sondowanie statyczne. Metody i zastosowanie w geoinżynierii. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 2006.
9. Wiłun Z.: Zarys Geotechniki, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności Sp. z o.o. Wydanie 8, Warszawa 1967, 2007.