# Projektowanie, budowa i monitorowanie nasypów dojazdowych do obiektów mostowych na słabym podłożu

## Dr hab. inż. Krzysztof Trojnar, prof. PRz Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury

Projektowanie dróg na dojazdach do obiektów mostowych na słabym podłożu wymaga spełnienia odpowiednich wymagań użytkowych dotyczących osiadań. W tym rejonie, ze względu na zmieniającą się wysokość nasypu, na stosunkowo krótkim odcinku drogi dojazdowej rośnie obciążenie podłoża oraz zmienia się podatność budowli ziemnej. Sposób wzmocnienia podłoża na dojazdach powinien być dostosowany do akceptowalnych wartości osiadań, które mogą wystąpić w strefie połączenia drogi z obiektem mostowym. Zagwarantowanie ograniczonych osiadań podłoża pod nasypem ma duże znaczenie ze względu na niebezpieczeństwo powstawania nierówności progowych w strefie dvlatacji obiektu mostowego. Taki stan powoduje pogorszenie komfortu przejazdu, ale grozi też zniszczeniem nawierzchni jezdni na dojazdach wskutek jej obniżeń lub pęknięć i przedostawania się wody opadowej w zasypkę za przyczółkami. Ze względów użytkowych przyjmuje się dopuszczalne osiadanie w najwyższej części nasypu przy przyczółku równe 20 mm. Rozwiązanie przedstawionych problemów przedstawiono na przykładzie budowy dojazdów do wiaduktu nad linią kolejową w ciągu obwodnicy Mielca.

## CHARAKTERYSTYKA NASYPU DOJAZDOWEGO I WARUNKÓW GEOTECHNICZNYCH PODŁOŻA

Budowana obecnie obwodnica ma nastepujace parametry techniczne: klasa techniczna drogi: G, szerokość jezdni z poboczami 10 m, nośność nawierzchni: 115 kN/oś, kategoria ruchu: KR 4. Ważnym elementem tej trasy jest skrzyżowanie z linią kolejową nr 025 relacji Łódź Kaliska – Dębica i drogą wojewódzką nr 985 Nagnajów - Mielec - Dębica. W otoczeniu projektowanego wiaduktu teren jest równinny. Dwupoziomowe skrzyżowanie zaprojektowano w formie węzła drogowego z 3-przęsłowym wiaduktem na podporach słupowych posadowionych na palach. Drogi dojazdowe do wiaduktu zaprojektowano na nasypach, których wysokość przy przyczółkach wynosi 10 m. Podłoże nasypu do głębokości 1,5 m p.p.t. stanowią grunty gliniaste w stanie plastycznym, pod którymi zalegają grube pokłady luźnych piasków. Strop trzeciorzędowych iłów znajduje się na głębokości 13 ÷ 15 m p.p.t. W pierwotnym rozwiązaniu projektowym założono wymianę słabego gruntu do głębokości 1,6 m

i posadowienie nasypów dojazdowych na materacach geosyntetycznych. Na rys. 1 pokazano ukształtowanie węzła drogowego w rejonie wiaduktu. Profil projektowanego nasypu dojazdowego i zakres wymiany gruntu pokazano na rys. 2. nia projektowe były więc poprawne, ale straciły uzasadnienie po wykonaniu w rejonie wiaduktu dodatkowych badań geotechnicznych podłoża przed rozpoczęciem robót ziemnych. Kontrolne sondowania (DHP, CPT, CPTU) wykazały większe miąższości słabych gruntów na dojazdach i obecność w podłożu lokalnych pustek i osłabień w warstwie na głębokości 1 ÷ 2 m p.p.t.

Praktyczną granicą opłacalności wymiany słabych gruntów na mocne jest zwykle głębokość do około 2 m. Przyjęte założe-



Rys. 1. Ukształtowanie węzła drogowego na dojeździe do wiaduktu z lokalizacją sondowań podłoża [2]



Rys. 2. Profil projektowanego nasypu na dojeździe do wiaduktu [2]

(rys. 3, 4). Oznaczało to, że należy wymienić grunty do głębokości rzędu 3 ÷ 4,5 m p.p.t. Było to trudne do zaakceptowania, ponieważ taka wymiana musiała być wykonywana poniżej poziomu wody gruntowej. W tej sytuacji przeanalizowano inne możliwości wzmocnienia podłoża i opracowano projekt zamienny posadowienia nasypu, eliminujący wymianę gruntu [2].

Na podstawie prób terenowych wgłębnego dogęszczenia podłoża z użyciem wibroflotu wykazano, że jest możliwe zli-

kwidowanie lokalnych osłabień i dogęszczenie gruntu w warstwie zalegającej do głębokości 4,5 m p.p.t. Dało to możliwość posadowienia nasypu na kolumnach DSM opartych na wzmocnionej wibracyjnie warstwie piasku. Na rys. 4 zestawiono porównawczo wyniki sondowań podłoża w podobnej lokalizacji; przed i po wykonaniu wgłębnego dogęszczenia, wykazujące korzystny efekt wibracji w warstwie piasku na głębokości  $2,5 \div 4,5$  m p.p.t.



Rys. 3. Wyniki sondowań dynamicznych (w porównywalnej lokalizacji) a) przed wzmocnieniem, b) po wzmocnieniu, c) wgłębne dogęszczanie gruntu wibroflotem



Rys. 4. Wyniki sondowań statycznych (w porównywalnej lokalizacji) a) profil podłoża, b) przed wzmocnieniem, c) po wzmocnieniu, d) wykonanie kolumn DSM

#### ROZWIĄZANIE TECHNICZNE POSADOWIENIA NASYPU

Dojazdy do wiaduktu mają łączną długość prawie 400 m. Wysokość nasypów po obu stronach wiaduktu zmienia się od zera do około dziesięciu metrów. Szacowane osiadanie podłoża niewzmocnionego i obciążonego nasypem H = 10 m wynosi 200 mm i nie jest możliwe do zaakceptowania ze względu na wymagania użytkowe projektowanej drogi. W projekcie zamiennym przyjęto zróżnicowanie posadowienia nasypów na długości dojazdów. Nasypy o wysokości 3 ÷ 4,5 m oparto na materacu o grubości 25 cm wykonanym z kruszywa w geotkaninie ułożonej na podłożu wzmocnionym 30-centymetrową warstwą zestabilizowanych chemicznie gruntów miejscowych. Pod nasypami wyższymi niż 4,5 m zaprojektowano wgłębne dogęszczenie gruntu do głębokości 5 m p.p.t. wibratorem/wibroflotem, tzn. bez stosowania czynnika wpłukującego. Zalecono wykonanie "wibroflotacji" w układzie trójkątów równobocznych o boku 3 m. W tak ulepszonym podłożu przyjęto wykonanie kolumn DSM o średnicy 60 cm i długości 4 m, z zagłębieniem ich podstaw co najmniej 0,5 ÷ 1,0 m w warstwę dogęszczonego wgłębnie gruntu ( $I_D \ge 0,67$ ). Powyżej kolumn zaprojektowano warstwę transmisyjną grubości 50 cm z kruszywa łamanego z wykorzystaniem jej funkcji drenujących w podstawie nasypu, a nad nią dwa materace z kruszywa w geotkaninie o łącznej grubości 50 cm. Kolumny umieszczone pod skarpami nasypów w trzech skrajnych rzędach zazbrojono dwuteownikami stalo-



Rys. 5. Przekrój poprzeczny nasypu o wysokości 10 m [2]

b)

a)



Rys. 6. Widok ogólny terenu budowy a) przed rozpoczęciem robót, b) w czasie wykonywania nasypu

wymi, aby zapobiec ścinaniu gruntocementu wskutek bocznego parcia gruntu pod nasypem. Kolumny są rozmieszczone w układzie trójkątów równobocznych: w rozstawie co 2,5 m - pod nasypami wysokości 4,5 ÷ 7 m oraz co 2 m - pod nasypami o wysokości 7 ÷ 10 m. Zadaniem geomateracy jest równomierne rozłożenie i przekazanie obciążenia z nasypu na kolumny oraz na podłoże pomiędzy kolumnami. Do wykonania materacy przyjęto geotkaninę poliestrową o wytrzymałości na rozciąganie wzdłuż włókien  $R_{\mu} \ge 600$  kN/m ( $R_{d} \ge 132$  kN/m). W geomateracach zastosowano trzy warstwy geotkaniny; ułożone prostopadłe do osi drogi (warstwa górna i dolna) oraz równolegle (warstwa środkowa). Skarpy i stożki nasypów zaprojektowano z gruntu zbrojonego geotkaniną polipropylenową. Przekrój poprzeczny nasypu na podłożu wzmocnionym kolumnami pokazano na rys. 5. Widok terenu budowy i wykonany nasyp pokazano na rys. 6.

### OBLICZENIA NASYPU NA PODŁOŻU WZMOCNIONYM GEOMATERACAMI I KOLUMNAMI

Proponowane wzmocnienie podłoża za pomocą kolumn i geosyntetyków wymaga sprawdzenia obliczeniowego z zastosowa-

 w ukławykonano z użyciem modelowania numerycznego MES, zgodnie z zasadami Eurokodu 7 [6] i według zaleceń EBGEO [5].
Przy dyskretyzacji obszaru obliczeniowego podłoża i nasynu rozmiaru modelu odniaciono do szerekości podstawu posumu

pu rozmiary modelu odniesiono do szerokości podstawy nasypu (40 m), przyjmując wymiary: w kierunku poziomym – 80 m, w kierunku pionowym – 30 m. Stosowano sprężysto-idealnie-plastyczny model ośrodka gruntowego z warunkiem plastyczności Coulomba-Mohra. Parametry obliczeniowe słabej warstwy piasku przyjęto na podstawie badań geotechnicznych: kąt tarcia wewnętrznego  $\phi = 22^{\circ}$ , moduł odkształcenia E = 45 MPa, spójność c = 0 MPa, współczynnik Poissona v = 0,25. Jako parametry gruntocementu w kolumnach przyjęto: kąt tarcia wewnętrznego  $\phi = 42^{\circ}$ , moduł odkształcenia E = 300 MPa, spójność c = 10 MPa, współczynnik Poissona v = 0,2. Symulowano wykonanie nasypu w pięciu etapach, kontrolując przemiesz-czenia kolumn oraz stan naprężenia i odkształcenia w podłożu gruntowym.

niem procedur projektowych pokazanych na rys. 7. Obliczenia

- etap I wykonanie kolumn, warstwy transmisyjnej i geomateracy do wysokości 1 m,
- etap II wykonanie nasypu do 4,5 m,
- etap III wykonanie nasypu do 7 m,





Rys. 7. Formy zniszczenia nasypu i podłoża analizowane w obliczeniach projektowych [4]





Rys. 8. Model numeryczny nasypu na wzmocnionym podłożu (połowa) i wyniki obliczeń przemieszczeń bocznych gruntu oraz sił poprzecznych w kolumnach



Rys. 9. Wyniki obliczeń wzmocnienia podłoża: przemieszczenie (a), naprężenie (b), odkształcenie (c)

- etap IV wykonanie nasypu do 10 m,
- etap V obciążenie użytkowe na nasypie.

Wybrane wyniki obliczeń przedstawiono na rys. 8 i 9 w postaci map pokazujących rozkłady przemieszczenia, naprężenia i odkształcenia w ośrodku gruntowym oraz w kolumnach. Obliczenia MES dla nasypu traktowano jako rozwiązanie "globalne", które później weryfikowano w modelu obliczeniowym w układzie "lokalnym" na wydzielonym fragmencie podłoża z pojedynczą kolumną o długości 3,5 m o tych samych parametrach, obciążoną według zaleceń EBGEO [5]. Skrócenie kolumn przyjęto jako założenie bezpieczne przy ich wymiarowaniu. Uzyskane wyniki umożliwiły ocenę zachowania się niespoistego ośrodka gruntowego oraz pojedynczej kolumny z uwzględnieniem wpływu rozstawu kolumn i wysokości nasypu. Ustalono, że osiadanie wzmocnionego podłoża na poszczególnych odcinkach dojazdów będzie w zakresie:  $15 \div 50$  mm – z najmniejszym osiadaniem nasypu o wysokości  $7,5 \div 10$  m (przy wiadukcie). Zróżnicowanie rozstawu kolumn na poszczególnych odcinkach dojazdów wpłynęło korzystnie na stopniowanie osiadania podłoża, zależnie od wysokości nasypu. Obliczenia MES wykazały, że wytężenie gruntocementu w kolumnach będzie w zakresie  $2,2 \div 4,0$  MPa. Największe naprężenie ściskające wystąpi w kolumnach w połowie długości dojazdu. Zbiorcze wyniki obliczeń zestawiono w tabl. 1.

Tabl. 1. Zbiorcze zestawienie wyników obliczeń projektowych [2]

Wysokość nasypu	Zbrojenie podstawy nasypu	Sposób wzmocnienia podłoża	Osiadanie nasypu i podłoża	Obciążenie kolumny DSM (wartość obliczeniowa)	Obciążenie podłoża / między kolumnami/ (wartość obliczeniowa)	Wytężenie gruntocementu w kolumnie
			[mm]	[kN]	[KPa]	[MPa]
4,5 m	geomaterac; 2 warstwy geotkaniny	stabilizacja chemiczna	51	-	100	_
7,0 m	geomaterac; 3 warstwy geotkaniny	kolumny DSM $2,5 \times 2,5 \text{ m}$	31	480	80	4,0
10 m	geomaterac; 3 warstwy geotkaniny	kolumny DSM $2,0 \times 2,0$ m,	15	430	40	2,2

### **MONITORING NASYPU**

#### Pomiary geodezyjne

Na materacu geosyntetycznym wykonanym na warstwie transmisyjnej ustawiono 18 reperów talerzowych wyposażonych w pionową żerdź. Po ustabilizowaniu reperów warstwą kruszywa wykonano pomiar "zerowy", a następnie wraz z układaniem kolejnych warstw nasypu przedłużano żerdzie i prowadzono systematyczne pomiary niwelacyjne reperów w okresach dwumiesiecznych. Rzedne wysokościowe mierzono z dokładnością do 1 mm. Repery zabezpieczono przed przypadkowym zniszczeniem, aby można było kontynuować pomiary po zakończeniu budowy nasypu. Na rys. 10 pokazano przykładowe wyniki pomiarów osiadań nasypu o wysokości 4,5 m, 7,5 m, 9 m i 10 m (na kolejnych odcinkach dojazdu). Osiadania zmierzone w okresie pięciu miesięcy od zakończenia budowy wynoszą średnio 75 ÷ 80% wartości obliczonych (tabl. 1). Jest to zgodne z projektem. Zaplanowano, że pomiary osiadań będą prowadzone w okresie do 12 miesięcy od zakończenia budowy nasypu.

#### Pomiary inklinometryczne

Do wykonania wgłębnych pomiarów przemieszczeń bocznych gruntu pod nasypem wykorzystano inklinometryczny ze-



Rys. 10. Wstępne wyniki pomiarów osiadania nasypu na wzmocnionym podłożu

staw pomiarowy SISGEO. W podstawie skarp, po obu stronach nasypu zainstalowano w 8 punktach pomiarowych rury inklinometryczne o długości L = 9 m. Dolne końce rur znajdują się około 5 m poniżej podstaw wykonanych wcześniej kolumn DSM.



b)

Przemieszczenie [mm]





Głowice rur zabezpieczono przed zniszczeniem przez osadzenie w betonowych cokołach i osłonięte stalowymi pokrywami. Prowadzony obecnie przez Zakład Dróg i Mostów Politechniki Rzeszowskiej monitoring [1] polega na wykonywaniu co miesiąc pomiarów kontrolnych przemieszczeń rur inklinometrycznych. W czasie opuszczania sondy inklinometrycznej w rurze mierzy się jej wychylenie kątowe na różnych głębokościach. Porównanie wyników pomiarów wybranego inklinometru pokazano na rys. 11. Wstępne wykresy obejmujące początkowy, 4-miesięczny, okres pomiarów wskazuja że największe przemieszczenie boczne gruntu w podstawie nasypu wystąpiło na głębokości 1,5 m p.p.t. i wyniosło 20 mm. Ustalono, że poziome przemieszczenia podłoża nasypu zanikają na głębokości poniżej 6 m p.p.t. Odpowiada to przyjętym założeniom projektowym (rys. 8). Jak wynika z dotychczasowych doświadczeń autora [3], pomiary inklinometryczne są ważnym elementem weryfikacji założeń przyjętych na etapie projektowania. W opisywanym przypadku pomiary będą prowadzone przez rok w celu dokładnego rozpoznania zachowania się podłoża pod nasypem.

#### PODSUMOWANIE

Dysponując wiarygodnymi wynikami geotechnicznego rozpoznania podłoża i stosując odpowiednie zaawansowane metody obliczeniowe, można ustalić dość dokładnie spodziewane efekty zachowania się podłoża i budowli ziemnej zanim będzie ona wykonana. W trakcie prowadzenia robót budowlanych zawsze jest celowe prowadzenie kontroli oczekiwanych efektów i ewentualne korygowanie/weryfikowanie przyjętych założeń projektowych. W przypadku opisanej budowy nasypu drogowego na dojeździe do wiaduktu w ciągu obwodnicy Mielca dotychczasowe wyniki pomiarów geodezyjnych i inklinometrycznych potwierdzają słuszność przyjętych założeń.

#### LITERATURA

 Monitoring budowy nasypów na drodze wojewódzkiej nr 985 Nagnajów – Dębica. Praca badawcza, Politechnika Rzeszowska, 2015.

2. Projekt wykonawczy wzmocnienia podłoża gruntowego pod nasypami dojazdów do wiaduktu drogowego W-2 w ciągu drogi wojewódzkiej nr 985 Nagnajów – Dębica. Remost 2013.

3. Trojnar K.: Badania inklinometryczne przyczółków posadowionych na palach. Wyd. Elamed, Mosty 2014.

4. BS 8006-1:2010 – Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills.

5. EBGEO:2011 – Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements. Wyd. W. Ernst & Sohn, 2011.

6. PN-EN 1997-1:2008 – Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne.