

**ZESZYTY NAUKOWO-TECHNICZNE
STOWARZYSZENIA INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW KOMUNIKACJI
RZECZPOSPOLITEJ POLSKIEJ
ODDZIAŁ W KRAKOWIE
seria: MATERIAŁY KONFERENCYJNE
Nr 88
(Zeszyt 144)**

**RESEARCH AND TECHNICAL PAPERS
OF POLISH ASSOCIATION FOR TRANSPORTATION ENGINEERS
IN CRACOW
series: PROCEEDINGS
No 88
(vol. 144)**

PROBLEMATYKA OSUWISK W BUDOWNICTWIE KOMUNIKACYJNYM

PROBLEMS OF LANDSLIDES AT CIVIL ENGINEERING

Kraków 2009

REDAKTOR NACZELNY ZESZYTÓW

Jolanta Żurowska

SEKRETARZ REDAKCJI

Danuta Schwertner

REDAKTOR TECHNICZNY ZESZYTU 144

Danuta Schwertner

Wszystkie artykuły podlegały procedurze recenzowania

RECENZENCI

dr inż. Włodzimierz Grzywacz

mgr inż. Andrzej Kollbek

TŁUMACZENIE STRESZCZEŃ

Zofia Bryniarska – język angielski

Andrzej Chyba - język niemiecki

ISSN 1231- 9155

Opracowanie edytorskie i łamanie:

Piotr Drapa, Tomasz Wojtanowicz

Druk:

Wydawnictwo PiT, Kraków

ORGANIZATORZY KONFERENCJI

- * Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji Rzeczpospolitej Polskiej Oddział w Krakowie,
- * Małopolska Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa w Krakowie
- * Koło Zakładowe SITK RP przy Rejonie Kraków GDDKiA O/Kraków

PATRONAT HONOROWY

Prof. dr hab. inż. Kazimierz Furtak - Rektor Politechniki Krakowskiej

PROTEKTORAT NAUKOWY

Prof. dr hab. inż. Antoni Szydło - Prezes Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji Rzeczpospolitej Polskiej

KOMITET ORGANIZACYJNY

Przewodniczący	Andrzej Kollbek
Wiceprzewodniczący	Halina Rogowska
Sekretarz naukowy	Włodzimierz Grzywacz
Sekretarz organizacyjny	Janina Mrowińska
Członkowie	Agnieszka Wachowska
	Stanisław Pletnia
	Krzysztof Juszcak
	Robert Jakubiak
	Halina Mazurek

PATRONAT MEDIALNY

PORTAL DROGOWY www.edroga.pl
Wydawnictwo „Polskie Drogi”
Magazyn „Autostrady”
Czasopismo „Drogownictwo”

OFICJALNY SPONSOR KONFERENCJI

TITAN POLSKA Sp. z o.o.

SPONSORZY KONFERENCJI

GEOBRUGG AG Partner w Polsce Mirosław Mrozik, mgr inż.

Keller Polska Sp. z o.o.

Zakład Ślusarski Przetwórstwo Tworzyw Sztucznych
F. Gajos, B. Dutkiewicz Sp. Jawna Producent Glob - Kraty

SPONSORZY KONFERENCJI 2008/2009

Złoty Sponsor Konferencji

„Odwodnienie dróg i ulic a ekologia - prawo, projektowanie, wykonawstwo”

UNIMARK SP. Z. O.O.

Wadowice

Złoty Sponsor Konferencji

„Nowoczesne technologie i systemy zarządzania w kolejnictwie”

KRAKOWSKIE ZAKŁADY AUTOMATYKI S.A.

Złoty Sponsor Konferencji

„Nowoczesne technologie i systemy zarządzania w kolejnictwie”

TINES SPÓŁKA AKCYJNA

SPIS TREŚCI

ARTYKUŁY	7
Stanisław Furman Doświadczenia własne w zakresie likwidacji osuwisk	9
Grażyna Gaszyńska-Freiwald, Piotr Freiwald Wpływ budowy geologicznej na parametry pęcznienia gruntów ilastych na przykładzie terenów osuwiskowych w rejonie budowanego zbiornika wodnego w Świnnej Porębie na rzece Skawie	45
Jan Gaszyński, Zbigniew Pabian, Andrzej Zapal Analiza warunków geotechnicznych terenów osuwiskowych na trasie projektowanej linii kolejowej Stryszów – Zembrzyce w rejonie zbiornika wodnego Świnna Poręba	61
Anna Gniwek Dobór zabezpieczeń skarp wykopów na odcinku autostrady A1	85
Dariusz Grabowski, Paweł Marciniak, Teresa Mrozek, Piotr Nescieruk, Wojciech Rączkowski, Antoni Wójcik, Ziemowit Zimnal System osłony przeciwosuwiskowej SOPO - rejestracja osuwisk i terenów zagrożonych na terenie Karpat - zarządzanie zagrożeniami związanymi z ruchami masowymi	103
Włodzimierz Grzywacz Informacja o skali zagrożenia osuwiskami dróg krajowych na terenie Małopolski	121
Mieczysław M. Kania, Antoni Florkiewicz, Adam Duda Metody obliczeniowe w analizie stateczności skarp z osuwiskami strukturalnymi	133
Adam Kessler, Bożena Trzpis Wykorzystanie systemów geokomórkowych w rozwiązaniach konstrukcyjnych zabezpieczeń osuwisk	153
Bolesław Kłosiński, Łukasz Leśniewski O wymaganiach dotyczących stateczności zboczy i skarp	181
Piotr Krokoszyński, Stanisław Rybicki Geologiczno-inżynierskie uwarunkowania deformacji skarp niektórych wykopów drogowych	197
Andrzej Kulawik, Jakub Sierant Metody posadowienia obiektu mostowego na terenie osuwiskowym	215
Leon Maro Powierzchniowe umacnianie i zabezpieczanie przeciwoerozyjne skarp geosyntetykami	223
Mirosław Mroziak, Jakub Sierant Zalety gwoździowania skarp w połączeniu z oblicowaniem elastycznym, na przykładzie dużych inwestycji drogowych – obwodnicy miejscowości Lubień w ciągu drogi S-7 oraz obwodnicy Grodzca Śląskiego w ciągu drogi S-1	235
Anna Pietrusza, Stanisław Pletnia Problemy utrzymaniowe związane z występowaniem osuwisk na odcinku drogi krajowej nr 7	251

Mariusz Poslajko Stabilizacja osuwiska drogowego nr G078 na trasie drogi krajowej nr 4 w miejscowości Zgłobice	287
Zofia Schumacher Osuwiska w ciągu drogi wojewódzkiej nr 975 na odcinku Bujne –Wola Kurowska	301
Robert Sołtysik Zabezpieczanie skarp i korpusów drogowych w rejonach osuwiskowych przy pomocy palisad z pali DFF kotwionych mikropalami TITAN	317
Elżbieta Stilger-Szydło, Antoni Szydło Osuwiska skarp drogowych – przyczyny powstawania, zapobieganie	329
Tadeusz Szczutko, Tomasz Wojciechowski, Marcin Wilk Monitoring geodezyjny skarp i obszarów zagrożonych osuwiskami wzdłuż drogi ekspresowej S-7 na odcinku: Obwodnica Lubnia	345
Antoni Szydło, Elżbieta Stilger-Szydło Jak zmniejszać ryzyko występowania osuwisk skarp drogowych	357
Krzysztof Trojnar Zagrożenia budowli drogowych osuwiskami i sposoby ich eliminowania	379
Andrzej Truty, Aleksander Urbański, Michał Grodecki, Krzysztof Podleś Komputerowe modele zagadnień osuwiskowych oraz ich zabezpieczeń	395
Antoni Wójcik, Teresa Mrozek Osuwiska i jego elementy jako zagrożenia dla infrastruktury komunikacyjnej czyli coś, o czym wszyscy wiemy	421
Lesław Zabuski Stabilizowanie nasypów drogowych	441

Stanisław Furman¹

DOŚWIADCZENIA WŁASNE W ZAKRESIE LIKWIDACJI OSUWISK

Streszczenie

Na bazie doświadczeń z realizacji stabilizacji osuwisk przedstawione zostały przykłady rozwiązań technicznych w zakresie konstrukcyjnym i odwodnieniowym. Rozwiązania sprawdziły się w praktyce i mogą stanowić odniesienie do podobnych zagrożeń osuwiskowych występujących na drogach. W artykule przytoczono też historyczne metody obliczeń stateczności zboczy.

Słowa kluczowe: osuwisko, konstrukcje oporowe, drenaż filtracyjny

1. Wprowadzenie

Z problemem usuwisk pierwszy raz spotkałem się w 1955 roku na Wydziale Budownictwa Lądowego Politechniki Wrocławskiej w czasie słuchania wykładu prof. dr inż. Igora Kisiela z przedmiotu Mechanika gruntu i fundamentowania pt. Obliczanie parcia ziemi metodą Bołuszkiewicza w ramach Sekcji o specjalizacji Budowa Mostów i Budownictwo Podziemne.

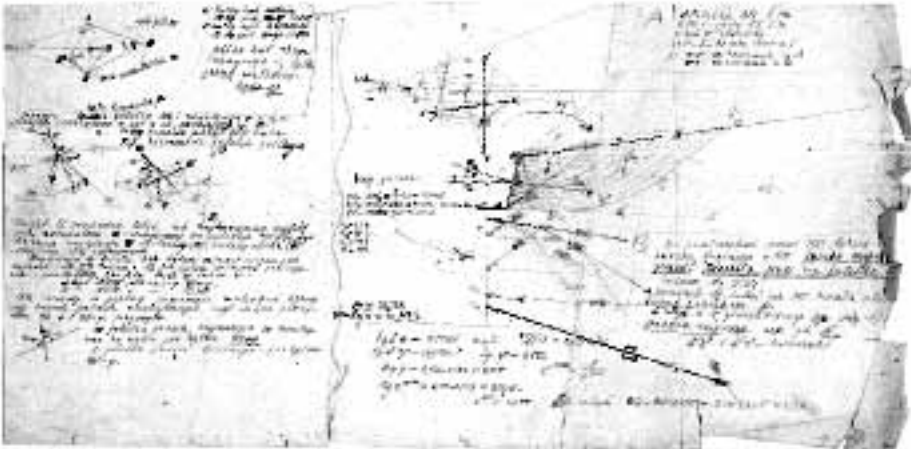
Metoda ta była bardzo trudna i czasochłonna, polegała na zastosowaniu koła Mohra do wyznaczania wielkości sił obciążających ścianę pionową od różnego rodzaju gruntu oraz wyznaczenia naprężeń pod łąwą fundamentową. Wyżej wymienioną metodą wykonano pracę wykreślną (rys. 1) w celu wyznaczenia nacisku na grunt pod konstrukcją oporową od ciężaru własnego ściany, od ciężaru własnego łąwy fundamentowej i od obciążenia łąwy fundamentowej ciężarem ziemi oraz od parcia geostatycznego dla różnego rodzaju warstw gruntu ob-

¹ mgr inż., emerytowany pracownik GDDKiA O/Kraków

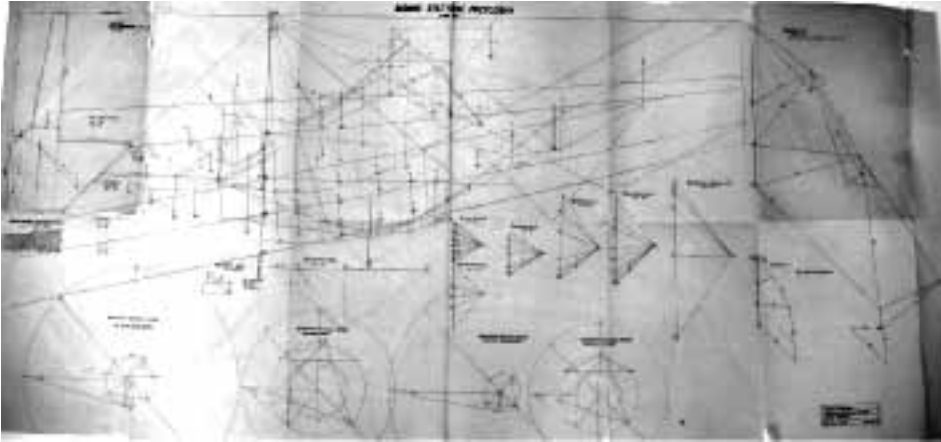
ciężających parciem czynnym ścianę oporową - o wysokości 13,60 m (rys. 2). Metoda ta nie może być zastosowana do wyznaczenia parcia geodynamicznego ziemi na ścianę oporową.

W przekroju pionowym kształt ściany - konstrukcji oporowej jest interesujący i nietypowy. Konstrukcja oporowa składa się z dwóch charakterystycznych części: z korpusu ściany o wysokości 8,90 m i ze stopy fundamentowej o wysokości 4,70 m oraz szerokości na styku z gruntem 4,00 m. Stopa - ława fundamentowa jest obciążona ziemią od strony parcia czynnego gruntu na długości 5,10 m. Tylna ściana stopy fundamentowej jest nachylona pod kątem 45° i z tego powodu nie jest obciążona parciem ziemi.

Ścianę oporową na całej jej wysokości obciążają trzy warstwy gruntu. Warstwa górna o wysokości 6,80 m - to parcie pospółki (ciężar objętościowy $\gamma_0 = 1,70 \text{ t/m}^3$, kąt tarcia wewnętrznego $\varphi = 35^{\circ}$). Poniżej tej warstwy gruntu działa parcie żwiru - piasek pośredni o grubości warstwy 2,50 m (ciężar objętościowy $\gamma_0 = 1,82 \text{ t/m}^3$, kąt tarcia wewnętrznego $\varphi = 34^{\circ}$). Najniższa warstwa gruntu obciążająca ścianę oporową to warstwa gliny pylastej o grubości 4,00 m (ciężar objętościowy $\gamma_0 = 2,00 \text{ t/m}^3$, kąt tarcia wewnętrznego $\varphi = 13^{\circ}$).



Rys. 1. Rękopis wykresu prof. dr inż. I.Kisiela do metody Bołuszkiewicza obliczania parcia gruntu



Rys. 2. Wykreślna metoda Bołuszewicza obliczania parcia gruntu na ścianę oporową

Rysunek 2 przedstawia bardzo duży nakład wykonanej pracy graficznej na wyznaczenie wielkości naprężeń, tj. nacisku na grunt pod stopą – ławą fundamentową ściany oporowej - przyczółka – od parcia ziemi, ciężaru własnego konstrukcji oporowej i ciężaru gruntu położonego na stopie fundamentowej. Jak widać z rysunku całą operację trzeba powtórzyć, zmieniając wymiary stopy fundamentowej, w celu uzyskania nacisków na grunt pod stopą fundamentową mniejszych naprężeń od naprężeń dopuszczalnych.

Po opracowaniu ww. zadanego tematu, odbyła się konsultacja z p. prof. dr inż. Igozem Kisielem, w wyniku której metoda ta została w następnym roku akademickim wycofana z wykładów z mechaniki gruntów i fundamentowania.

2. Rodzaje osuwisk i ich położenia

Występujące osuwiska można podzielić na pięć charakterystycznych grup w zależności od sytuacji, ukształtowania i położenia terenów osuwiskowych:

- Grupa a - Osuwiska położone powyżej korony dróg. Czoła osuwisk stykają się z koroną drogi lub zajmują częściowo powierzchnię jezdni.
- Grupa b - Osuwiska występujące poniżej korony dróg, a obszary oderwania osuwisk obejmują częściowo lub całe szerokości jezdni dróg.

- Grupa c - Osuwiska występujące na zboczach położonych w sąsiedztwie potoków, cieków wodnych lub rzek, których obszary oderwania obejmują korony dróg, a czoła osuwisk obejmują brzegi i ewentualnie dna potoków, cieków wodnych lub rzek.
- Grupa d - Osuwiska na terenach położonych powyżej i poniżej dróg łącznie z ich jezdniami.
- Grupa e - Osuwiska występujące na zboczach położonych poza pasami drogowymi i poza korytami potoków, cieków lub rzek. W tych przypadkach osuwiska deformują tereny rolnicze i ekologiczne lub tereny budowlane.

Przytoczone w dalszej części artykułu zaprojektowane i wykonane lub tylko zaprojektowane stabilizacje terenów osuwiskowych pozwolą specjalistom dokonać oceny prawidłowości opracowania dokumentacji projektowo-wykonawczej oraz wyciągnąć właściwe wnioski do dalszej działalności w zakresie stabilizacji osuwisk. Upływ czasu i postęp techniczny daje możliwość stosowania lepszych i tańszych rozwiązań projektowych i wykonawczych.

3. Przykłady zaprojektowanych i wykonanych stabilizacji osuwisk

Największym wrogiem stabilizacji każdego osuwiska jest woda powierzchniowa i gruntowa, której zamknięcie spływu przez grunty z powierzchni z suwającego gruntu jest podstawowym sukcesem w działaniu na rzecz stabilności zbocza, skarpy.

W 44-letnim okresie praktyki zawodowej w drogownictwie miałem do czynienia bezpośrednio z następującymi osuwiskami na terenie Małopolski:

- droga lokalna Łysa Góra - Jaworsko w miejscowości Łysa Góra - grupa a,
- droga lokalna Sromowce Niżne – Sromowe Wyżne, wzdłuż rzeki Dunajec – grupa c,
- droga wojewódzka nr 956 Bierdowice – Zembrzyce w miejscowości Harbutowice – grupa d,
- droga gminna Nadzamacze – Wronina w miejscowości Czorsztyn – grupa c,
- droga powiatowa nr 1049K, powiat Chrzanów w miejscowości Psary - grupa a,

- droga leśna nr 46 w miejscowości Biała, gmina Wisła. – grupa c,
- droga powiatowa nr 18237, powiat Wieliczka w miejscowości Gorzków grupa b,
- rejon ulicy Spadochroniarzy w Mszanie Dolnej – grupa e.

Likwidacja ww. osuwisk była wykonana w oparciu o projekty techniczno-budowlane opracowane przez Autora niniejszego artykułu na podstawie dokumentacji geologiczno-inżynierskiej względnie na podstawie tylko opinii geologiczno - inżynierskiej. Dla osuwisk: w Harbutowicach, w Psarach i w Gorzkowie oraz w Mszanie Dolnej dokumentacje geologiczno-inżynierskie zostały opracowane przez Przedsiębiorstwo Usług Geologiczno-Laboratoryjnych Sp. z o. o. „CHEMKOP –LABORGEO”. Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla osuwiska przy drodze gminnej Nadzamacze – Wronina w Czorsztynie została wykonana przez P.U.H. Geologiczno-Wiertnicze „GEODROM” s.c.

3.1. Osuwisko w Łysej Górze obok drogi lokalnej Łysa Góra - Jaworsko

W okresie mojej pracy zawodowej pierwszą stabilizację osuwiska wykonano w miejscowości Łysa Góra w ciągu drogi lokalnej Łysa Góra – Jaworsko. W czasie budowy drogi lokalnej Łysa Góra – Jaworsko w miejscowości Łysa Góra wystąpiło w 1960 roku osuwisko zaliczone do grupy a.

Przy drodze lokalnej w odległości około 20 m rok wcześniej od budowy drogi został wybudowany na zboczu dwupiętrowy duży budynek szkoły artystyczno-plastycznej, który istnieje do dziś.

W przekroju pionowym różnica poziomów pomiędzy poziomem terenu na styku budynku szkolnego i poziomem jezdni drogi wynosiła około 4,00 m. Po drugiej stronie drogi lokalnej biegnie potok, którego dno położone było niżej niwelety drogi około 2,0 m. W tym czasie były bardzo duże trudności z wykonaniem badań geologicznych gruntu, a sprawa była bardzo pilna. Po zapoznaniu się z rodzajem gruntu na obszarze spelzwywania podjęto decyzję we własnym zakresie o podniesieniu niwelety drogi lokalnej o 1,00 m i wykonaniu odpowiedniego ubezpieczenia lewego brzegu małego potoku bn. W ten sposób uzyskano stabilizację zbocza w Łysej Górze, które bez zmian funkcjonuje do dziś.

3.2. Ubezpieczenie drogi lokalnej Sromowce Wyżne – Sromowe Niżne

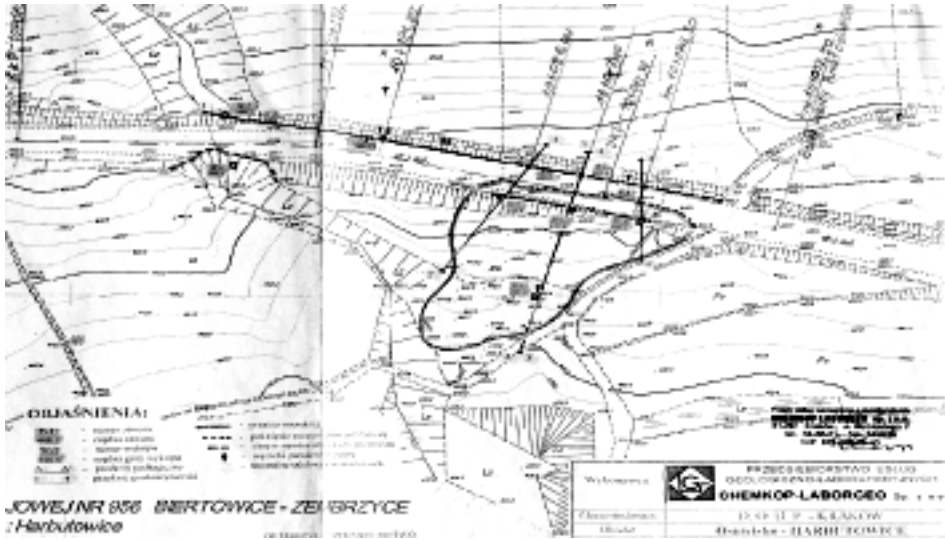
Druga stabilizacja w okresie pracy zawodowej to budowa konstrukcji oporowej wzdłuż prawego brzegu drogi lokalnej Sromowce Wyżne – Sromowe Niżne położonej na lewym brzegu rzeki Dunajca. W 1963 roku podjęto decyzję o ubezpieczeniu korony drogi lokalnej Sromowce Niżne – Sromowe Wyżne o długości około 700 m, biegnącej w sąsiedztwie lewego brzegu rzeki Dunajec, które zostało zaliczone do grupy c.

Po wykonaniu rozpoznania gruntu (bez badań geologicznych) opracowano projekt techniczno-wykonawczy budowy betonowych murów oporowych ze wspornikiem odciążającym. W projekcie przyjęto posadowienie bezpośrednio na gruncie na głębokości od 1,20 do 1,50 m poniżej dna rzeki Dunajec, w zależności od rodzaju podłoża gruntowego. Mury oporowe pracują do dziś, a ich stateczności zagraża jedynie ciągle obniżenie się dna rzeki Dunajec.

3.3. Osuwisko w Harbutowicach na DW nr 956 Biertowice – Zembrzyce

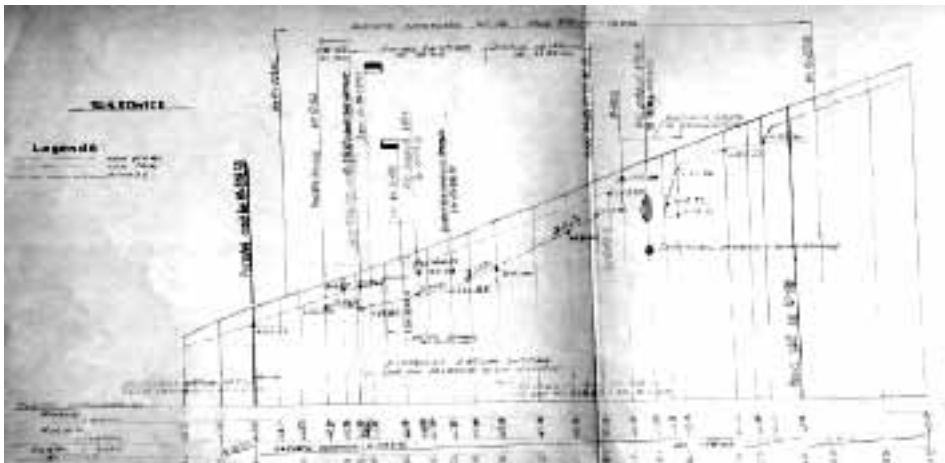
W 1996r. po powodzi wystąpiło oberwanie drogi państwowej nr 956 Biertowice – Zembrzyce w Harbutowicach w dwóch miejscach oddalonych od siebie około 30 m na długości 35 m i 10 m, jako osuwisko małe o powierzchni około 800 m², zaliczone do grupy d.

Projekt techniczno-wykonawczy został opracowany w oparciu o dokumentację geologiczno-inżynierską i szczegółowe indywidualne obserwacje warunków wodnych w terenie oraz w oparciu o szczegółowe specyfikacje techniczne opracowane przez Dyрекcję Okręgową Dróg Publicznych w Krakowie. Projekt techniczno-wykonawczy został zatwierdzony w dniu 14.04.1998r. i roboty zostały wykonane.



Rys. 3. Osuwisko w Harbutowicach na planie syt-wys

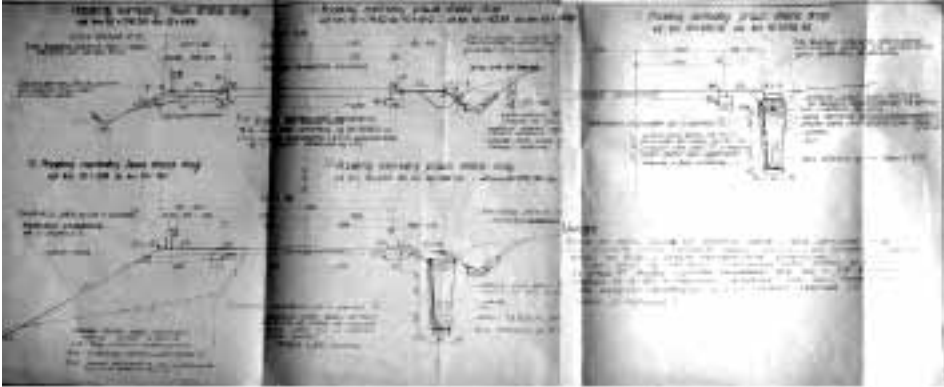
Elementy konstrukcyjne stabilizujące osuwisko podano na sytuacji w skali 1:500 (rys.3) i na profilu podłużnym w skali 1: $\frac{100}{1000}$ (rys.4).



Rys. 4. Profil podłużny DW 956 w rejonie osuwiska w Harbutowicach

Bardzo duży zakres robót związany był z ujęciem wody gruntowej i wody powierzchniowej. Woda powierzchniowa spływająca z prawego stoku – zbocza została wprowadzona w odpowiedni układ rowów i przepustów w celu umożliwienia jej swobodnego spływu do ciek

wodnego położonego po lewej stronie drogi wojewódzkiej na poziomie o około 10 m niżej od poziomu niwelety drogi wojewódzkiej.



Rys. 5. Przekrój normalny w rejonie osuwiska w Harbutowicach

W celu zabezpieczenia korpusu drogi wojewódzkiej nr 956 przed dalszym jej obsuwaniem się i uzyskaniem stabilizacji osuwiska zachodziła potrzeba wykonania następującego zakresu robót zgodnie z projektem techniczno-wykonawczym:

- głębokiego drenażu (rys. 5) po prawej stronie korony drogi na długości 90,36 m wraz z przepustem z rury PCV o średnicy 25 cm w ciągu drogi wojewódzkiej (wykonany metodą przepychu przy użyciu rury stalowej o średnicy 30 cm zakończony studzienkami kontrolnymi),
- budowę przepustu o długości 18 m w ciągu drogi wojewódzkiej w km 10 + 150 z rur żelbetowych prefabrykowanych o średnicy 100 cm wraz z budową żelbetowej kaskady od strony wylotu i gurtu połączonego ze skrzydłem od strony wlotu,
- budowę przepustu w ciągu drogi krajowej km 10 + 073,20 z rur żelbetowych prefabrykowanych o średnicy 80 cm, którego zadaniem jest przerzucenie całej wody z rowu drogowego prawego na lewą stronę drogi wojewódzkiej i skierowanie jej do prawego rowu biegnącego wzdłuż lewego zjazdu zbiorczego,
- przebudowę drogi wojewódzkiej nr 956 na odcinku 79,5 m, polegająca na wykonaniu poszerzenia korony drogi do szerokości normatywnej 8,50 m i jezdni do normatywnej szerokości 6,0 m, wykonanie łuku kołowego wraz z krzywymi przejściowymi, założenie barier sprężystych po lewej stronie i po prawej oraz budo-

- wę prawostronnego rowu drogi wojewódzkiej o długości 179,5 m, w tym trzy przepusty o średnicy po 0,60 m każdy,
- przebudowę dwóch dróg zbiorczych: drogi zbiorczej prawej o długości 46,30 m i drogi zbiorczej lewej o długości 62,12 m.

a) Wykonanie drenażu

Woda gruntowa wypływająca z prawego stoku – zbocza została ujęta w odpowiedni układ drenażu głębokiego z rurami PCV pełnymi i perforowanymi (rys. 5), która została i odprowadzana również do ciekłu położonego po lewej stronie drogi wojewódzkiej. Woda gruntowa wypływająca z prawego stoku – zbocza nie ma możliwości przesączenia się przez nasyp korony drogi wojewódzkiej, z powodu zaprojektowanej izolacji pionowej, opartej o prefabrykowane płyty chodnikowe. Izolację zaprojektowano szczelną i ciągłą z folii ułożoną poziomo na ławie betonowej i ułożoną pionowo na płytach betonowych.

Drenaż głęboki typu francuskiego o długości 90 m wykonano w spadku podłużnym od 2,74% do 8,56% na głębokości od 2,5 m do 3,20 m po prawej stronie drogi wojewódzkiej. Odprowadzenie wody głębinowej znajdującej się w rurach PCV drenażu uzyskano przez założenie przepustu w km 10+054,30 z rury PCV o średnicy 25 cm w ciągu drogi wojewódzkiej, która została włożona do rury stalowej o średnicy 30 cm. Rura stalowa o średnicy 30 cm została wykonana metodą przepychu. Rura stalowa wraz rurą PCV zostały zakończone studzienkami kontrolnymi o średnicy 125 cm wykonane z kręgów żelbetowych. Drenaż ma kształt trapezu, którego dno ma szerokość 60 cm, a góra 85 cm. Na dnie wykopu pod drenaż zaprojektowano ławę betonową z betonu kl. B 25 o szerokości 60 cm i grubości 15 cm.

Na początku drenażu (zał. nr 6.6) zaprojektowano ułożenie na ławie betonowej jednej rury PCV perforowanych średnicy 125 mm na długości około 45 m, a od połowy długości drenażu ułożenie dwóch rur PCV średnicy 125 mm, w tym jedna rura pełna a druga perforowana. Rurki PCV należało zasypać odpowiednim materiałem kamiennym filtracyjnym, a na wierzchu ułożyć poziomo prefabrykowane płyty betonowe o wym. 50 x 50 x 7 cm.

b) Budowa przepustu o średnicy 100 cm o długości 18 m

Na potoczku zaprojektowano przepust w skosie i w spadku 3% z prefabrykowanych rur żelbetowych o średnicy 100 cm i długości

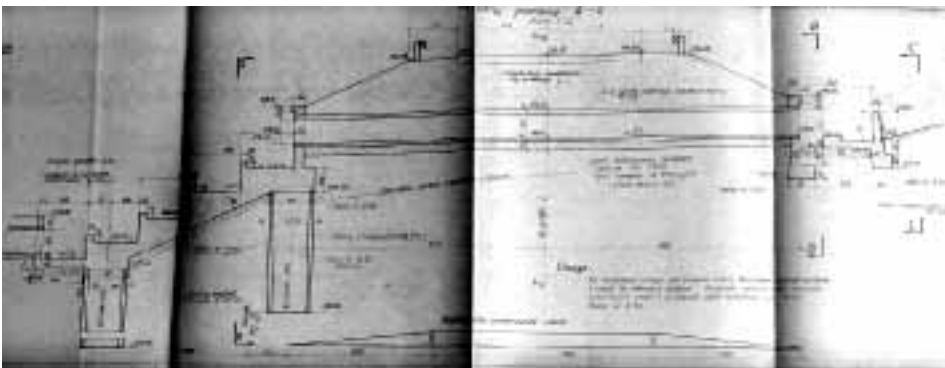
18 m w ciągu drogi wojewódzkiej w miejscu zaszypanego niewidocznego przepustu. Światło przepustu zostało przyjęte na podstawie dokumentacji typowej pt. Prefabrykowane przepusty rurowe - opracowane przez Biuro Projektowo Badawcze Dróg Mostów sp. z o. o. Transprojekt Warszawa, która była aktualizowana w maju 1994r. oraz w oparciu o obliczenia hydrologiczne na podstawie wytycznych WP-D12 dla zlewni o powierzchni $A = 0,2 \text{ km}^2$ i średniego opadu rocznego $H = 938 \text{ mm}$ oraz dla miarodajnej wody $Q = 1.47 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Konstrukcja przepustu składa się z trzech zasadniczych części: przepustu o średnicy 100 cm i długości 18,00 m na szerokości korony drogi wojewódzkiej, skrzydła od górnej wody wraz z gurtem oraz skrzydła od dolnej wody wraz z kaskadą żelbetową w łuku poziomym o promieniu $R=7,0 \text{ m}$, składająca się z czterech stopni.

Żelbetowe skrzydło przepustu od dolnej wody to ściana pionowa o grubości 30 cm i zmiennej wysokości składającej się z dwóch części, które w rzucie poziomym są nachylone względem siebie pod kątem $27,12^\circ$.

Część pierwsza skrzydła od strony Sułkowic posiada długość 8,20 m i jest w przybliżeniu równoległa do osi drogi, a druga część skrzydła od strony Zembrzyc posiada długość 3 m i jest prostopadła do osi przepustu. Rura żelbetowa przepustu jest zamocowana w drugiej części skrzydła.

Ściany pionowe skrzydła są obciążone siłą poziomą tylko od parcia ziemi. Parcie ziemi działające na część pierwszą ściany skrzydła jest przenoszone przez belkę poziomą zamocowaną w głowicach studni nr 1 i nr 2 (rys.6). Parcie ziemi działające na część drugą skrzydła jest przenoszone bezpośrednio na głowice studni nr 2.



Rys. 6. Przekrój podłużny przepustu

Kaskada jest połączona monolitycznie ze skrzydłem o długości 12,87 m przepustu o średnicy 100 cm od dolnej wody i stanowi konstrukcję przestrzenną, posadowioną na trzech studniach o średnicach po 120 cm wykonanych z prefabrykowanych kęgów żelbetowych. Dwie studnie o wysokości 6,00 m stanowią posadowienie dla skrzydła przepustu od dolnej wody o długości 12,87 m. Trzecia studnia o długości 5,00 stanowi posadowienie dla kaskady, która jest również posadowiona na dwóch studniach.

W przekroju poprzecznym kaskada ma kształt leżącego ceownika, w którym płyta dolna ma (światło) szerokość użytkową 1,20 m. Ściany pionowe mają zmienną wysokość i stałą grubość wynoszącą 25 cm. Grubość płyty dolnej w najcięższym miejscu wynosi 50 cm. Od dolnej wody kaskada zakończona jest płytą wspornikową i skrzydłem żelbetowym, w którym zamocowana jest prefabrykowana rura żelbetowa o średnicy 100 cm, stanowiąca początek przepustu o długości 7,0 m, jako przedłużenie kaskady.

c) Przebudowa przepustu w km 10 + 073,00

W miejscu istniejącego przepustu w km 10 + 073 w ciągu drogi wojewódzkiej zaprojektowano i wybudowano przepust z rur żelbetowych prefabrykowanych o średnicy 80 cm, który jest potrzebny do przepływu wody z rowu drogowego prawego na lewą stronę drogi i dalej do cieku prawym rowem zjazdu zbiorczego lewego.

d) Przebudowa istniejących zjazdów zbiorczych

Konieczność przebudowy zjazdu prawego w km 10 + 057,60 wynikała z potrzeby wykonania rowu i ujęcia wody spływającej ze stoku i odprowadzenia jej do prawego rowu drogowego. Konieczność przebudowy zjazdu lewego w km 10 + 068 wynikała z potrzeby wykonania rowu i odprowadzenia wody z przepustu o średnicy 80 cm położonego w ciągu drogi wojewódzkiej w km 10 + 073,20, jak również z przepustu o średnicy 25 cm położonego w ciągu drogi wojewódzkiej w km 10 + 054,30, przez który przepływa woda z drenażu biegnącego prawą stroną drogi wojewódzkiej (zał. nr 6.5).

Na drogach zbiorczych w przekroju normalnym przyjęto szerokość jezdni 3,00 m. i pobocza po 0,75 m. Nawierzchnię przyjęto dwuwarstwową: górną - z pospółki o gr. 3 cm i dolną - z tłuczni gr. 6 cm ułożoną na warstwie odcinającej z piasku z pospółką o gr. 4 cm.

W km 0 + 022,50 zjazdu zbiorczego lewego zaprojektowano przepust z rur betonowych o średnicy 50 cm w skosie 60° i długości 8,84 m w celu przepuszczenia wody zebranej ze zbocza na obszarze osuwiska i wprowadzenia jej do prawego rowu, a z rowu do ciekłu.

e) Rowy drogowe

W projekcie występuje rów prawy drogi wojewódzkiej na całej długości przebudowanego odcinka z wyjątkiem odcinka od przepustu w km 10 + 073,20 do skrzyżowania zjazdu prawego, co przedstawiono na sytuacji (rys 3).

Wzdłuż zjazdów zbiorczych: lewego i prawego, również występują rowy, które zostały zabezpieczone z uwagi na duże spadki.

Nachylenie skarp rowów zaprojektowano 1:1,5, natomiast nachylenie przeciw skarp przyjęto najpierw 1:1,0 na wysokość ułożonej jednej płyty ażurowej tj. 60 cm, a następnie nachylenie 1:1,5 - bez ubezpieczenia. Dna rowów zostały ubezpieczone prefabrykowanymi elementami betonowymi o wymiarach 60 x 50 x 20 ułożone na podsypce cementowo - piaskowej 1:3 o grubości 5 cm. Otwory w płytach ażurowych wypełniono pospółką lub żwirem w celu umożliwienia wypływania wody gruntowej ze stoku.

f) Studzienki kontrolne drenażu

Trzy studnie kontrolne drenażu zaprojektowano z prefabrykowanych kręgów żelbetowych o średnicy 125 cm i wykonano w celu umożliwienia kontrolowania funkcjonowania drenażu w czasie jego funkcjonowania po kilku latach jego eksploatacji oraz z konieczności zmiany kierunku o 90 % przepływu wody i załomu w spadku podłużnym.

Studnie kontrolne drenażu - studnie nr 1 i nr 2 zlokalizowane są w km 10 + 054,30, a studnia nr 3 w km 10 + 083,50. Studnia nr 1 jest zlokalizowana od strony wlotu, a studnia nr 2 jest od strony wylotu przepustu o średnicy 25 cm.

g) Ochrona środowiska

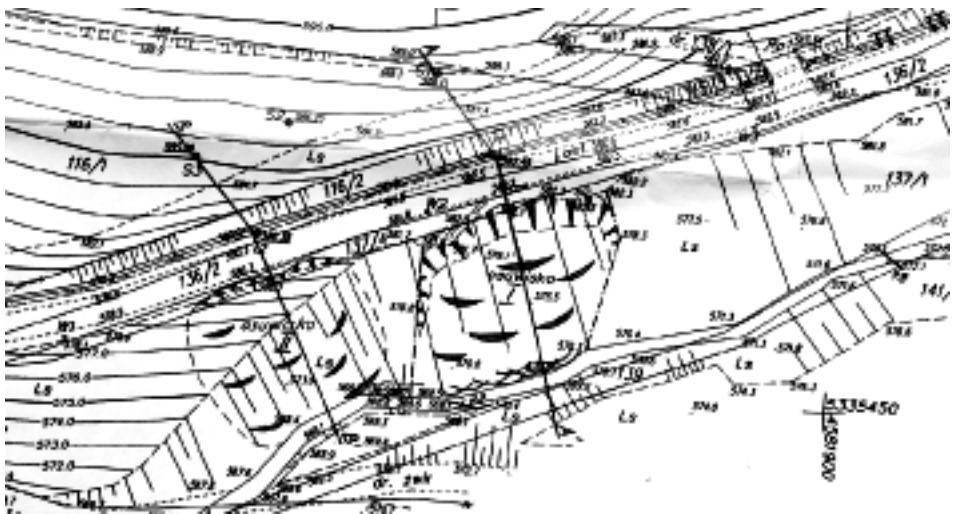
Wszystkie roboty budowlane związane ze stabilizacją osuwiska i odbudową korony drogi wojewódzkiej oraz robotami regulacyjnymi ciekłu wodnego zaprojektowano i wykonano bez pogorszenia środowiska naturalnego, nie wycięto ani jednego drzewa, zachodziła jedynie potrzeba usunięcia krzaków i zdjęcia humusu.

h) Ocena stabilizacji osuwiska

Po dziesięciu latach eksploatacji należy stwierdzić, że wszystkie zaprojektowane i wykonane elementy konstrukcyjne stabilizacji osuwiska były potrzebne i w dalszym ciągu funkcjonują normalnie. Potwierdzeniem prawidłowości rozwiązań jest to, że w okresie letnim bez opadów deszczu dwa – trzy miesiące, woda z drenażu płynie ciągle odkrytym rowem.

3.4. Osuwisko przy drodze gminnej Nadzamacze – Wronina w Czorsztynie

Przy drodze gminnej Nadzamacze – Wronina w Czorsztynie występują dwa osuwiska: osuwisko nr I w sąsiedztwie osuwiska nr II (rys. 7) w odległości od 5 m - w korycie potoku, do 10 m - w linii korony drogi gminnej i są położone na skarpie drogi gminnej, która jest równoczesne skarpią potoku b. n. Osuwiska są zaliczone do grupy c.



Rys. 7. Mapa terenu osuwiska przy drodze Nadzamacze – Wronina

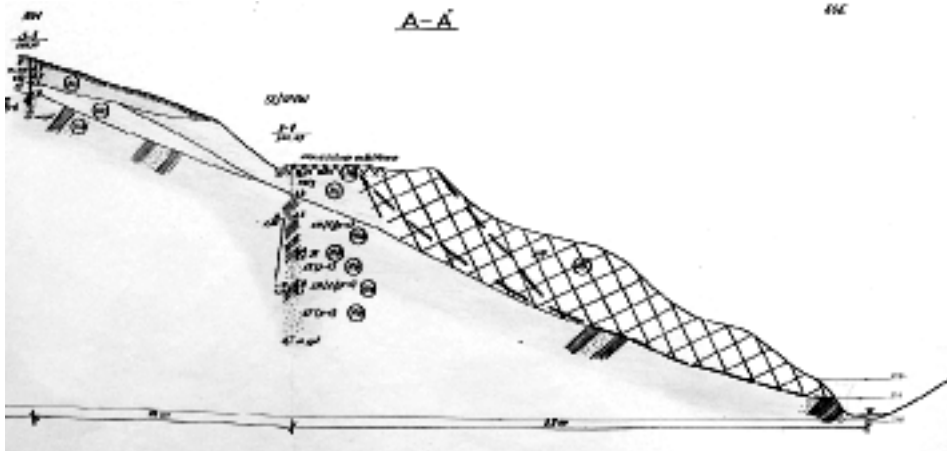
Odległość pozioma korony drogi gminnej od koryta potoku jest zmienna i wynosi od 20 m do 25 m, a różnica poziomu niwelety drogi i poziomu dna potoku (deniwelacja) wynosi około od 12,00 do 12,50 m.

Wg informacji Urzędu Gminy Czorsztyn z siedzibą w Maniowcy, osunięcia i pęknięcia gruntów na tle osuwiskowym wystąpiły przy drodze gminnej Nadzamacze – Wronina w Czorsztynie w lipcu 2004 roku po

okresie nasilonych dużych opadów deszczów. Na uwagę zasługuje podana w dokumentacji geologicznej związanej z instalacją inklinometrów z grudnia 2004r. – informacja, że w dniu 30.11.2004r. o godz. ok. 18²⁰ wystąpiło na terenie Podhala trzęsienie ziemi o sile ok. 3,6⁰ w skali Richtera, a łagodniejsze wstrząsy wtórne przez kilka następujących dni.

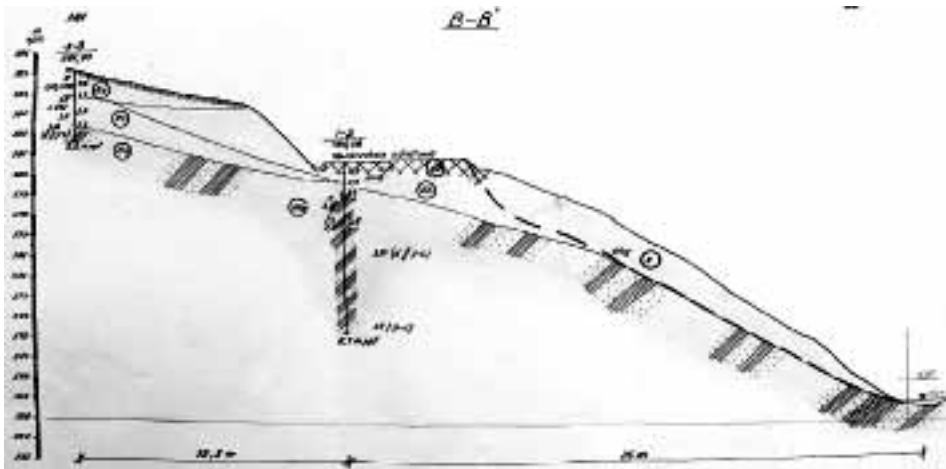
a) Dokumentacja geologiczno – inżynierska

Dokumentacja geologiczno – inżynierska osuwiska nr I i osuwiska II została opracowana przez P.U.H. Geologiczno-Wiertnicze „GEO-DROM” i składa się z trzech części: opinii geologiczno-inżynierskiej - z sierpnia 2004r, dokumentacji geologicznej związanej z instalacją inklinometrów - z grudnia 2004r. i sprawozdania z pomiarów - z maja 2005r. Wg opinii geologiczno- inżynierskiej z sierpnia 2004 roku obszar osuwiska obejmował nie tylko tereny na skarpie między drogą gminną i potokiem, ale także zbocze położone powyżej drogi gminnej. Dokumentacja geologiczna z grudnia 2004r. zawiera dwa przekroje geologiczne w skali 1:100: przekrój pionowy A – A – przez osuwisko nr I (rys.8).



Rys. 8. Przekrój geologiczny A-A' przez osuwisko I przy drodze Nadzamacze – Wronina

i przekrój pionowy B - B inklinometrycznych – przez osuwisko nr II (rys.9)



Rys. 9. Przekrój geologiczny B-B' przez osuwisko przy drodze Nadzamacze - Wronina

W miejscu wystąpienia osuwisk podłoże geologiczne to utwory fiszowe z piaskowców cienko i średnioławicowe oraz łupki jako warstwy złatniańskie, kluszkowskie lub szczawnickie wykształcone w postaci warstw inoceramowych.

Czoła osuwisk stykają się z dnem potoku b. n. Krawędzie oderwania osuwisk obejmują częściowo jezdnię drogi gminnej. Oba osuwiska mają szerokość po 20 m. W przekrojach geologicznych występują trzy warstwy geotechniczne o następujących parametrach geotechnicznych:

- stopień plastyczności I_L zawarty od 0,75 do 0,10, wilgotność naturalna W_n zawarta od 50 do 25,
- gęstość objętościowa ρ zawarta od 1,70 t/ m³ do 2,05 t/ m³,
- kat tarcia wewnętrznego ϕ zawarty od 4° do 13,50°, spójność c_u zawarta od 5 kPa do 15 kPa.

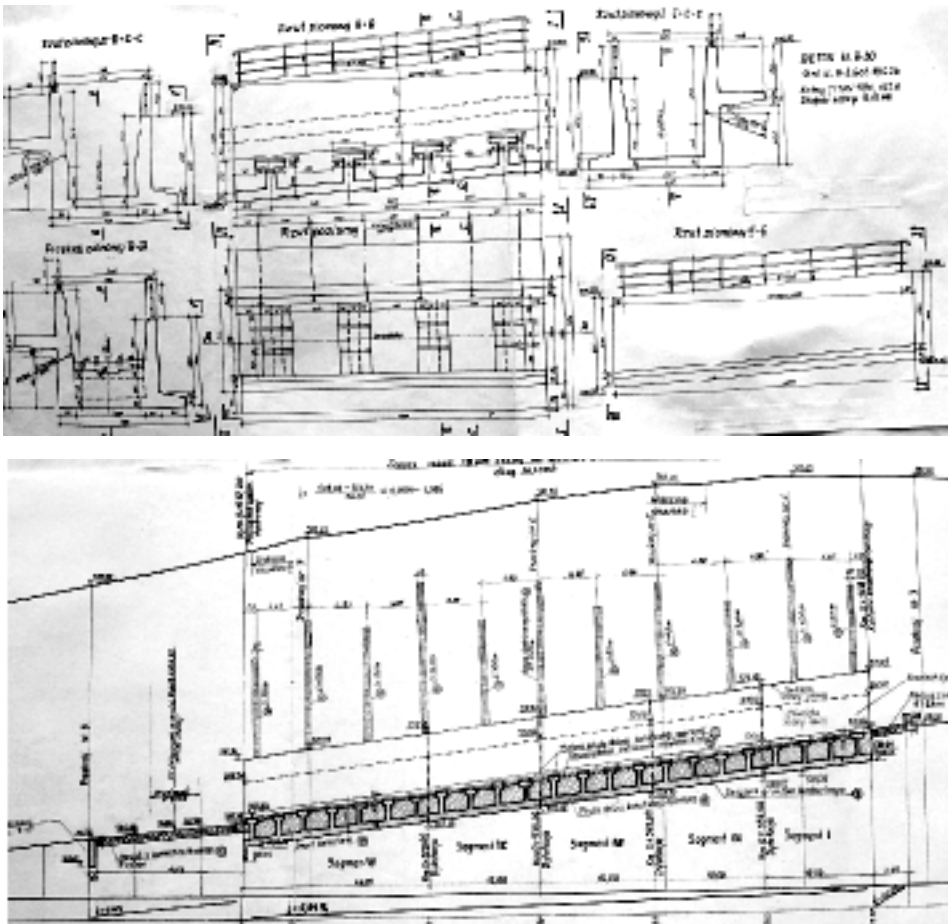
b) Operat wodno - prawny

Po przeanalizowaniu mapy do celów projektowych w skali 1:500 i przekrojów poprzecznych obejmujących koryto potoku b. n. i skarpy wraz z drogą gminną oraz dokumentacji geologicznej - podjęto decyzję o budowie żelbetowej konstrukcji oporowej zlokalizowanej w korycie potoku. Z tego powodu zachodziła potrzeba opracowania operatu wodno - prawnego. Dla powierzchni zlewni $A = 0,41$ km² wykonano obliczenia hydrologiczne różnymi metodami miarodajnej wielkiej

wody o prawdopodobieństwie występowania $p = 1 \%$, która wynosi $Q_{1\%} = 5,84 \text{ m}^3/\text{sek}$ i dobrano światło poziome konstrukcji oporowej $L = 2,30 \text{ m}$, średnia prędkość wody $v_k = 4,19 \text{ m}/\text{sek}$ - przy napełnieniu koryta 66 cm.

c) Żelbetowa konstrukcja oporowa

Podstawowym elementem projektowanej stabilizacji osuwiska jest żelbetowa konstrukcja oporowa o długości 56,70 m, która w przekroju poprzecznym ma kształt litery „U” (rys. 10) i jest posadowiona na dnie potoku płynącego około 12,00 – 12,05 m poniżej niwelety drogi gminnej.



Rys. 10. Rysunek segmentu II konstrukcji oporowej wraz z przekrojami poprzecznymi

Konstrukcja oporowa składa się z pięciu segmentów rozdzielonych pionowymi dylatacjami. Cztery segmenty od górnej wody mają długości po 10,00 m, a ostatni piąty segment od dolnej wody ma długość 16,70 m.

W rzucie poziomym cztery segmenty konstrukcji oporowej od górnej wody są w linii prostej. Ostatni piąty segment o długości 16,70 m jest częściowo w łuku poziomym o promieniu $R= 24,00$ m o długości 10,48 m, a końcowy odcinek segmentu od strony wylotu jest w linii prostej o długości 6,22 m.

Konstrukcja oporowa jest w spadku 5,91 %, w dostosowaniu do istniejącego spadku potoku. Ponadto zaprojektowano ubezpieczenie dna potoku narzutem z kamienia łamanego o grubości warstwy 30 cm na od strony wlotu na długości 3,38 m i od strony wylotu na długości 14,64 m, gdzie jest przejazd w bród drogi leśnej. Zakończenie ubezpieczenia dna potoku od strony wylotu zaprojektowano gurtem betonowym o wysokości 1,30 m.

W przekroju poprzecznym konstrukcja oporowa w kształcie litery „U” składa się z żebrowanej płyty żelbetowej fundamentowej o szerokości 4,30 m i grubości 30 cm, która połączona jest z poprzecznicami żelbetowymi w kształcie litery „T” w rozstawie osiowym co 2,50 m. Konstrukcja oporowa jest monolityczna i przestrzenna, odporna na duże obciążenia czynne czterometrowej ściany od parcia ziemi z suwających się osuwisk oraz na odpór gruntu obciążający trzymetrową ścianę na lewym brzegu potoku. Poprzecznice mają wysokość 90 cm – w środku rozpiętości, a przy ścianach 100 cm. Zmniejszenie wysokości poprzecznic w środku o 10 cm na długości 70 cm stanowi małe koryto na ciągłe płynięcie małej bieżącej wody potoku. Szerokość półki górnej poprzecznic wynosi 100 cm, a jej grubość 20 cm – w środku rozpiętości i 30 cm – przy ścianach. Na poziomie wyższym o 2,00 m od posadowienia konstrukcji oporowej prawa ściana czterometrowa ma wspornik żelbetowy o długości 1,60 m o grubości 50 cm w przekroju styku ze ścianą i 30 cm na końcu. Pierwszy i ostatni segment konstrukcji oporowej zakończone są wiszącymi skrzydłami żelbetowymi w celu uzyskania przekrojów trapezowych potoku.

d) Kotwy gruntowe

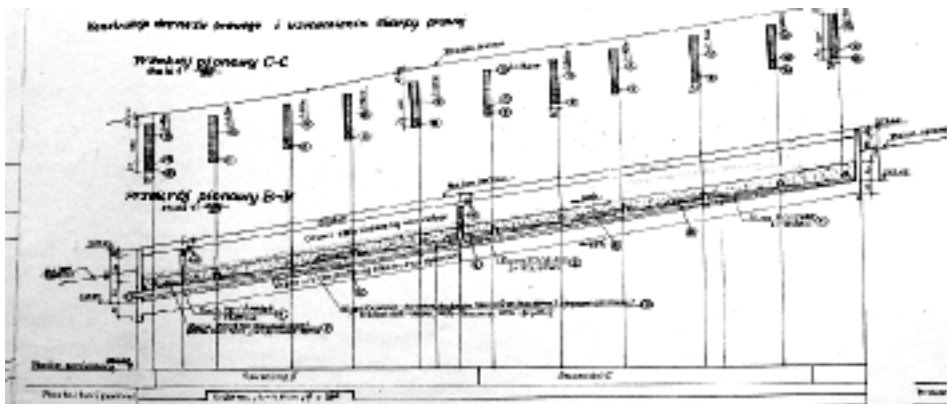
W celu zapewnienia stateczności konstrukcji oporowej na obrót i zabezpieczenie jej przed przesuwem w płaszczyźnie poziomej oraz w celu

wyrównania naprężeń dociskających płyty fundamentowej na grunt - zaprojektowano i wykonano kotwy gruntowe typu TITAN 40/16. Na całej długości konstrukcji oporowej o długości 56,70 m zaprojektowano 35 sztuk kotew gruntowych typu TITAN 40/16 o długości żerdzi 12,00 m. Dla wymaganej nośności obliczeniowej 360 kN kotwy TITAN 40/16 obliczono długość żerdzi dla łupków zwietrzałych przyjmując nośność buławy o średnicy koronki 70 mm 42,31 kPa na 1 m żerdzi. Kotwy gruntowe typu TITAN 40/16 zakotwione są pod kątem 25° w ścianie o wysokości 4,00 m od strony parcia czynnego gruntu.

Dane techniczne elementów kotew gruntowych TITAN powinny spełniać wymagania techniczne podane w aprobacie technicznej Nr AT/2002-04-1333 Instytutu Badawczego Dróg i Mostów w Warszawie ul. Jagiellońska 80.

e) Wykonanie drenażu podłużnego i poprzecznego

Niezależnie od budowy konstrukcji oporowej istnieje potrzeba wykonania drenażu podłużnego i poprzecznego w celu odprowadzenia wód wglębnych ze zbocza położonego pomiędzy potokiem i drogą gminną (drenaż prawy), gdzie występuje osuwisko nr I i osuwisko nr II. Również dla odprowadzenia wody wglębnej wypływającej z lewego zbocza - stoku potoku - zaprojektowano drenaż podłużny wzdłuż lewej ściany. Konstrukcja drenażu lewego i prawego to odpowiedni układ rur pełnych i perforowanych PCV.



Rys. 11. Konstrukcja drenażu prawej skarpy

Drenaż prawy składa się z dwóch części: z drenażu podłużnego wykonanego na wsporniku żelbetowym ściany czterometrowej i z drenażu poprzecznego – prostopadłego do drenażu podłużnego. Drenaż

podłużny to rura pełna PCV o zmiennej średnicy od 100 mm (na początku drenażu) do 250 mm (na końcu drenażu), do której podłączone są rury PCV perforowane ułożone równoległe do rury pełnej. Drenaże poprzeczne to rury PCV pełne i perforowane o średnicy 100 mm ułożone na zboczu prostopadle do drenażu podłużnego i podłączone do rury pełnej podłużnej na wsporniku ściany prawej.

Rury PCV drenażu poprzecznego ułożone są pod koszami gabionowymi o przekroju 100*50 cm lub obok koszy. Rury PCV drenażu poprzecznego składają się częściowo z pełnych i z rur perforowanych. Rury PCV drenażu poprzecznego muszą być ułożone wyżej od rury PCV pełnej drenażu podłużnego, do której są podłączone. Zadaniem poprzecznych rur PCV perforowanych jest zbierać wodę gruntową i wprowadzać ją do rur pełnych PCV poprzecznych, te z kolei do rury pełnej podłużnej PCV, która ma wyprowadzić wodę poza konstrukcję oporową. Drenaż podłużny ma być przykryty gruntem stabilizowanym cementem. Drenaż lewy tylko podłużny ułożony jest przy ścianie lewej przez całą długość konstrukcji oporowej, który składa się z rury pełnej PCV o różnych średnicach i z rur PCV perforowanych położonych wyżej od rury pełnej podłużnej i podłączone do rury pełnej.

f) Wykonanie i montaż koszy gabionowych

W celu zapewnienia stateczności skarpy prawej na powierzchniach osuwisk, położonej między potokiem a drogą gminną, zaprojektowano na powierzchni osuwiska I i osuwiska II - układ i położenie 11 sztuk koszy gabionowych o przekroju 100*50 o różnych długościach od 6,00 m do 10,00 m. Wszystkie kosze gabionowe opierają się o czterometrową ścianę konstrukcji oporowej powyżej wspornika żelbetowego przez warstwę gruntu stabilizowanego cementem, wykonanym nad wspornikiem ściany prawej.

g) Metoda obliczenia parcia ziemi na ściany konstrukcji oporowej

Obliczenie wielkości parcia ziemi obciążającej ściany konstrukcji oporowej jest podstawowym parametrem gwarantującym jej trwałość i stateczność, które wykonano wg wzoru podanego dalszej części artykułu.

h) Opiniowanie i zatwierdzenie projektu budowlano-wykonawczego

Projekt budowlano - wykonawczy likwidacji usuwiska nr I i osuwiska nr II przy drodze gminnej Nadzamcze – Wronina w Czorsztynie poddany został procedurze opiniowania i uzgadniania przed zatwierdzeniem u uzyskaniem pozwolenia na budowę przez:

- Państwowy Instytut Geologiczny, opinia z dnia 4 lipca 2004r.- Wojewódzki Zespół Nadzorujący Realizację Projektu „Osłona Przeciwoświsłkowa”, powołany przez Wojewodę Małopolskiego Zarządzeniem nr 19/04 z dnia 11 lutego 2004r., opinia z dnia 31 października 2006r.,
- Inspektorat w Nowym Targu Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Krakowie, uzgodnienie z dnia 29.09.2006r., znak UII-5060/129-2/2162/2006,
- Wydział Ochrony Środowiska i Zasobów Naturalnych Starostwa Powiatowego w Nowym Targu rozprawa wodno-prawna w dniu 21 listopada 2006r, decyzja Starosty Nowotarskiego udzielająca pozwolenia wodno-prawnego z dnia 28.12.2006r., znak OŚ-6224/32.206 - Decyzja nr 119/07 Starosty Nowotarskiego z dnia 28.02.2007r. zatwierdzająca i udzielająca pozwolenia likwidację usuwiska nr I i osuwiska nr II przy drodze gminnej Nadzamcze – Wronina w Czorsztynie.

ij) Nadzór nad budową konstrukcji oporowej

Pełny zakres robót budowlanych dotyczących likwidacji usuwiska nr I i osuwiska nr II przy drodze gminnej Nadzamcze – Wronina w Czorsztynie został wykonany w 2008r. zgodnie z zatwierdzonym projektem budowlano-wykonawczym. W czasie budowy konstrukcji oporowej był wykonywany nadzór inwestorski przez inspektora nadzoru i sprawowany był częściowo nadzór autorski. W ramach nadzoru autorskiego zostały skontrolowane częściowo przez autora projektu niżej wymienione elementy budowy:

- przełożenie potoku bn. na lewą stronę poza konstrukcję oporową przez ułożenie rury PCV o średnicy 50 cm i zasypanie jej ziemią, skierowanie wody bieżącej z koryta potoku do założonej rury PCV wykonano przez wybudowanie na folii grodzy kamienio - gruntowej o wysokości ponad 1,0 m,

- dokonano oceny wytyczenia położenia w korycie potoku całości konstrukcji oporowej w rzucie poziomym i pionowym,
- udział w próbnym obciążeniu kotew gruntowych typu TITAN, uzyskano pozytywne wyniki,
- dokonano oceny podłoża gruntowego wszystkich segmentów konstrukcji oporowej. W czasie kontroli podłoża gruntowego stwierdzono występowanie lokalnych nawodnionych gruntów na szerokości ławy fundamentowej na skutek wypływania wody, które zalecono usunąć i wypełnić je betonem. Zalecono usunąć wypływającą wodę z podłoża gruntowego na szerokości płyty fundamentowej przez wybranie malutkich rowków o przekroju trapezowym głębokości do 50 mm i szerokości również do 50 mm w układzie naczyń połączonych oraz ułożyć rurki perforowane PCV o średnicy do 50 mm, które podłączono do pełnej rury PCV o średnicy 100 mm ułożonej obok konstrukcji oporowej i wyprowadzono je poza obiekt,
- dokonano oceny wykonanego zbrojenia płyty dolnej fundamentowej i zbrojenia części dolnej ścian segmentów V i IV, zbrojenie wykonano zgodnie projektem; zalecono zwrócić szczególną uwagę na grubość otuliny betonem prętów stalowych zbrojenia konstrukcji oporowej,
- zalecono założyć dodatkowo strzemiona w celu wzmocnienia na ścinanie betonu w ścianie konstrukcji oporowej od sił normalnych w kotwach gruntowych typu TITAN,
- dokonano oceny terenów na powierzchniach odkrytych skarp usuwiska nr I i osuwiska nr II, gdzie zauważono różnej wielkości wycieki wody z gruntu i dostosowano położenia zaprojektowanych poprzecznych gabionów oraz drenażu poprzecznego do miejsc wypływającej z gruntu wody. Uzgodniono zasypianie prawej ściany konstrukcji oporowej powyżej wspornika żelbetowego otoczkami zagęszczonymi, zamiast stabilizacji gruntu.

Komisyjny odbiór całości robót budowlanych konstrukcji oporowej wykonanej zgodnie z projektem budowlano-wykonawczym odbył się w dniu 21.11.2008r. Ocena stabilizacji osuwiska nr I i osuwiska nr II będzie możliwa po kilku latach eksploatacji.

j) Ochrona środowiska

Wszystkie roboty budowlane związane z budową żelbetowej konstrukcji oporowej w korycie potoku są unikalną konstrukcją zastosowaną w stabilizacji osuwiska i odbudową korony drogi gminnej. Lokalizacja żelbetowej konstrukcji oporowej w korycie potoku zablokowała jego erozję denną, Wykonanie drenażu podłużnego i poprzecznego z budową na wysokiej skarpie gabionów kamiennych nie zmienia istniejącej szaty roślinnej.

W korycie żelbetowej konstrukcji oporowej przestrzenie między żebrowaniami żelbetowymi można wykorzystać przez ekologów do zagospodarowania przez odpowiednie gatunki ryb, żab itp. oraz roślin.

3.5. Projekt stabilizacji skarpy przy drodze powiatowej w m. Psary

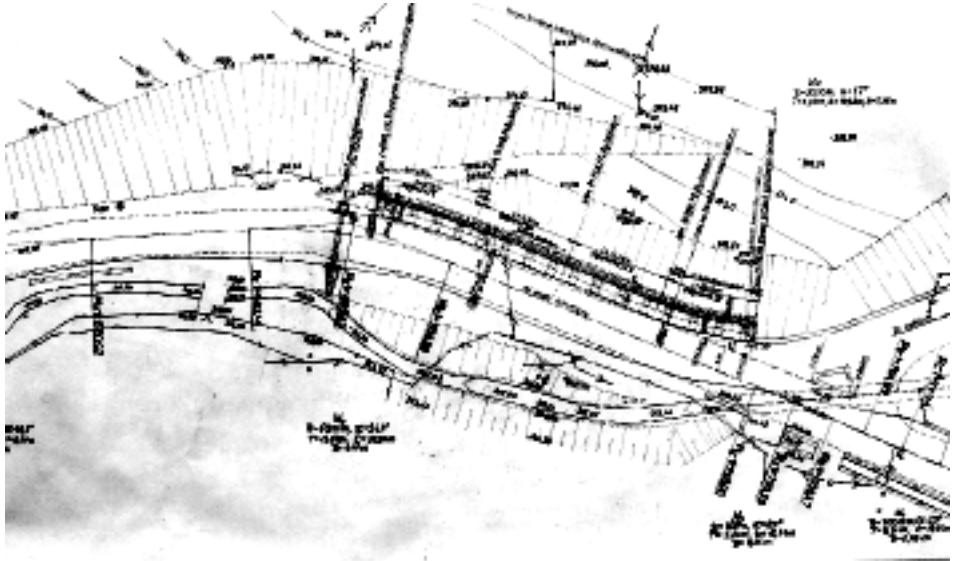
Stabilizację skarpy przy drodze powiatowej w m Psary zaliczono do grupy a. Dokumentację geologiczno-inżynierską została opracowana przez Przedsiębiorstwo Usług Geologiczno-Laboratoryjnych Sp. z o. o. „CHEMKOP –LABOR GEO”.

a) Założenia projektowe zabezpieczenia skarpy

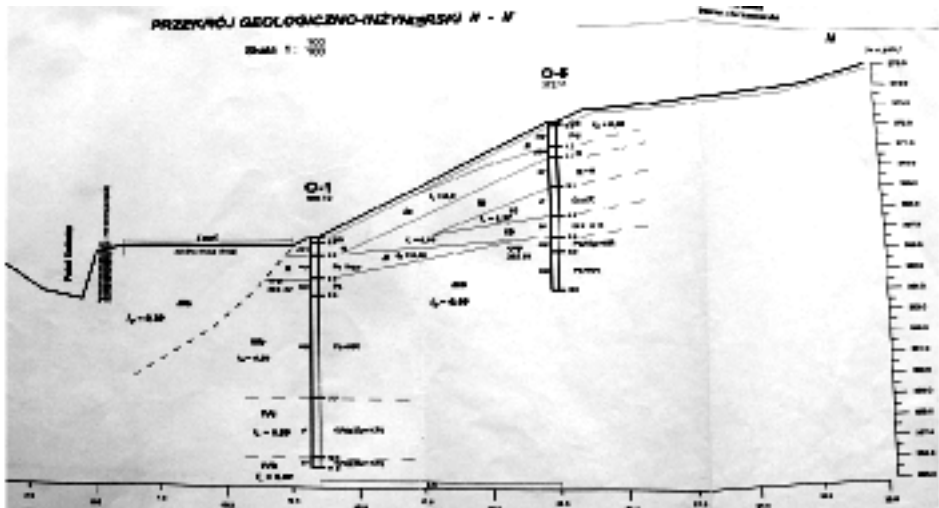
Na podstawie inwentaryzacji istniejącej drogi powiatowej w Psarach i mapy z inwentaryzacji powykonawczej otworów wiertniczych w skali 1:500 (rys.12) oraz na podstawie przekroju geologiczno-inżynierskiego I – I i przekroju geologicznego II – II w skali 1:100 (rys. 13) zaprojektowano zabezpieczenie skarpy drogowej na długości 50,00 m przez wykonanie żelbetowej konstrukcji oporowej w formie ściany w kształcie litery „L” (rys.14), składającej się z czterech segmentów o długości po 12,50 m, podpartej na słupach, posadowionych na stopach prostokątnych bezpośrednio na gruncie.

Żelbetowa konstrukcja oporowa zaczyna się segmentem I od strony Karniowic w km 1+698,18, który jest w łuku poziomym o promieniu $R=68,40$ m i kończy się segmentem III od strony miejscowości Psary w km 1+747,79, który również jest w łuku poziomym o promieniu $R=32,60$ m. Dwa segmenty środkowe oznaczone jako segment II a i II b – położone są w linii prostej. Segmenty konstrukcji oporowej mają stały przekrój poprzeczny o wysokości 2,70 m z wyjątkiem segmentu I, który ma zmienną wysokość na długości 5,60 m od 2,70 m do 2,20 m.

Segmenty mają jednakowe słupy żelbetowe o wysokości 1,10 m o przekroju poprzecznym poziomym prostokątnym 0,50*0,70 m i jednakowe stopy fundamentowe, których rozstaw jest różny w poszczególnych segmentach i wynosi od 3,15 m do 3,30 m.



Rys. 12. Mapa sytuacyjna z inwentaryzacji powykonawczej rejonu osuwiska w m. Psary przy drodze powiatowej.

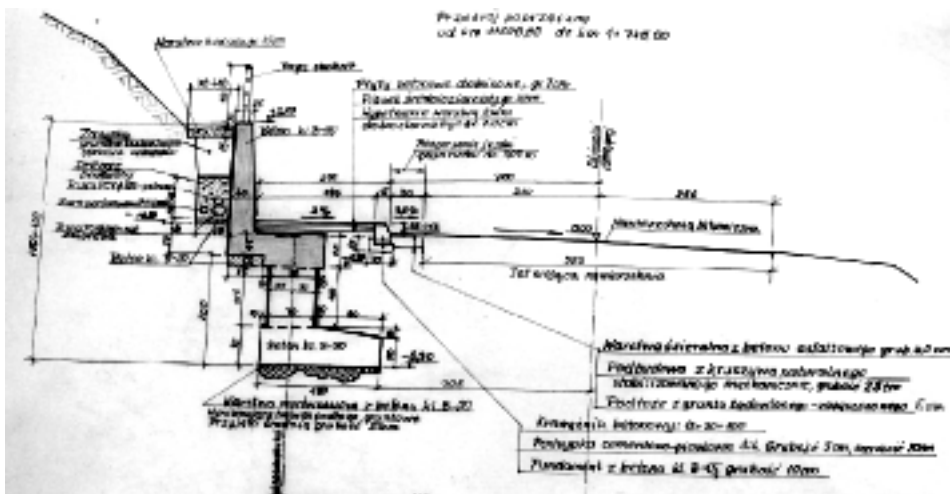


Rys. 13. Przekrój geologiczno-inżynierski II-II'

Stopy fundamentowe mają stałą szerokość po 1,00 m i stałą długość po 1,80 m. W przekroju pionowym połowa długości stopy o dłu-

gości 0,90 m jest bezpośrednio pod słupem od strony parcia ziemi i ma wysokość stałą 0,70 m, a druga połowa stopy o długości 0,90 m ma zmienną wysokość od 0,70 m do 0,50 m na krawędzi stopy.

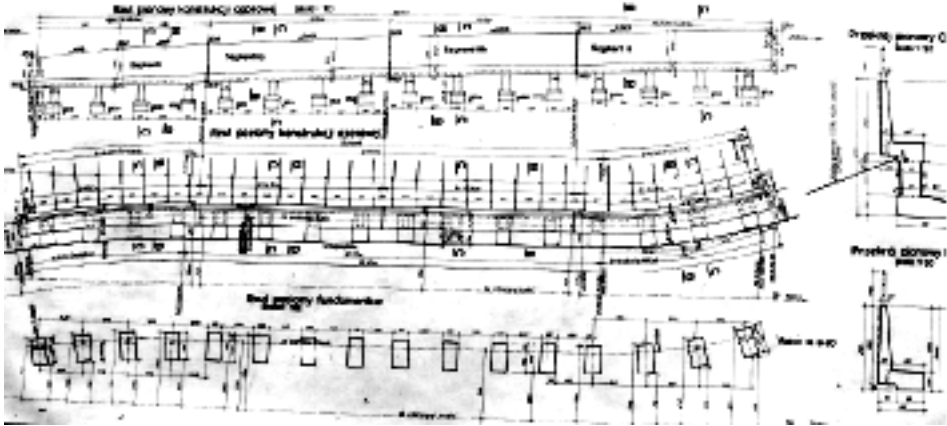
Płyty poziome w przekroju poprzecznym każdego segmentu mają stałą szerokość 145 cm i składają się z dwóch wysokości: 60 cm i 41 cm. Część pierwsza płyty poziomej o wysokości 60 cm ma szerokość 90 cm i stanowi belkę poziomą monolitycznie połączoną ze słupami, które stanowią jej podparcie. Część druga płyty poziomej o szerokości 55 cm i wysokości 41 cm jest przedłużeniem wysokości ściany, która jest monolitycznie połączona z belką poziomą i stanowi sztywną konstrukcję oporową każdego segmentu w kształcie litery „L” (rys.14).



Rys. 14. Przekrój poprzeczny konstrukcji oporowej

Płyta pozioma przenosi całkowite parcie ziemi na słupy i na kotwy gruntowe typu TITAN 40/16 i z tego powodu jest poddana dużemu obciążeniu na zginanie, ścinanie w dwóch prostopadłych płaszczyznach oraz na skręcanie. Ściana pionowa, jest obciążona całkowitym parciem czynnym ziemi i przekazuje obciążenia na płytę poziomą konstrukcji oporowej. Na początku żelbetowej konstrukcji oporowej w km 1+698,18 i na jej końcu w km 1+747,79 zaprojektowano prostopadłe wiszące skrzydła żelbetowe o długości 0,90 m i o grubości 0,26 m. Poszczególne segmenty konstrukcji oporowej są rozdzielone dylatacjami pionowymi, które należy wykonać z dwóch warstw papy zgrzewalnej na lepiku. Wszystkie powierzchnie poziome konstrukcji oporowej styka-

jących się z ziemią, tj. stopy fundamentowe i płyta pozioma położona pod chodnikiem podlega izolacji poziomej. Izolacji pionowej podlegają wszystkie powierzchnie pionowe konstrukcji oporowej stykających się z ziemią, tj. słupy, płyta pozioma i ściana pionowa oraz skrzydła.



Rys. 15. Rzuty pionowy i poziome konstrukcji oporowej na drodze w Psarach

Konstrukcja oporowa jest w spadku podłużnym dostosowanym do spadku podłużnego osi istniejącej jezdni drogi powiatowej w Psarach, które są różne dla poszczególnych segmentów. Segment I zaprojektowano w łuku poziomym $r = 66,00$ m w dostosowaniu do łuku osi jezdni drogi powiatowej o promieniu $R=63,00$ m. Również segment III zaprojektowano w łuku poziomym $r = 32,60$ m w dostosowaniu do łuku osi jezdni drogi powiatowej i zjazdu do kościoła. Przekrój normalny drogi powiatowej : oś istniejącej jezdni o szerokości 5,00 m, projektowane poszerzenie lewego pasa ruchu z 2,50 m do 3,00 m i projektowany chodnik o szerokości 2,00 m oraz lokalizacja projektowanej żelbetowej konstrukcji oporowej i położenie дренаżu podłużnego o szerokości do 60 cm za konstrukcją oporową przeznaczonego do odprowadzenia wody gruntowej ze skarpy. Przyjęcie ww. parametrów w przekroju normalnym drogi powiatowej wymaga podcięcia skarpy drogowej o szerokości do 2,00 m, z przeznaczeniem na budowę chodnika o szerokości 2,00 m. Konieczność podcięcia skarpy drogowej wynika z braku pobocza istniejącej drogi.

Jak wynika z przekrojów poprzecznych skarpy drogowa jest w dużym spadku, nachylona pod kątem wynoszącym od 35° do 40° , co przy istniejących parametrach geotechnicznych poszczególnych

warstw gruntu, wymaga uwzględnienia w projektowaniu żelbetowej konstrukcji oporowej wszystkich niekorzystnych występujących parametrów geotechnicznych, w tym położenie kościoła na górze skarpy po lewej stronie drogi powiatowej i położenie potoku Dulówka po prawej stronie drogi w odległości do 10 m od krawędzi jezdni.

W celu uzyskania stabilizacji skarpy drogowej, na której może wystąpić osuwisko, zaprojektowano odpowiedni układ drenażu podłużnego. Na odcinku projektowanej żelbetowej konstrukcji oporowej, tj. od km 1+698,18 do km 1+7747,79 nie ma innych urządzeń obcych kolidujących z robotami budowlanymi z wyjątkiem dwóch słupów drewnianych ww. linii elektrycznej.

b) Kotwy gruntowe

W projekcie budowlano- wykonawczym konstrukcji oporowej zabezpieczenia skarpy drogowej w Psarach przyjęto kotwy gruntowe typu TITAN 40/16. Zaprojektowano 32 kotwy gruntowe typu TITAN 40/16 o długości żerdzi minimum 12,00 m, tj. po 8 sztuk kotew gruntowych dla każdego segmentu. W każdym segmencie wzajemny odstęp kotew gruntowych jest stały i wynosi 1,60 m, a kąt nachylenia kotew do poziomu wynosi 24° . Kotwy gruntowe nie kolidują z zaprojektowanym drenażem podłużnym i są położone niżej płyty pionowej konstrukcji oporowej. Wymagana nośność obliczeniowa każdej kotwy gruntowej TITAN 40/16 wynosi 360 kN dla występujących gruntów na skarpie. W oparciu o badania geologiczne gruntu długość żerdzi ustalono na 12,00 m, którą obliczono dla piasków średnich i średnio zagęszczonych przyjmując nośność buławy o średnicy koronki 90 mm - 31,79 kPa / 1mb. Projekt nie przewiduje wykonania doprężania kotew gruntowych w celu zwiększenia ich siły naciągu. Elementy systemu TITAN do kotew gruntowych muszą spełniać wymagania techniczne podane w aprobacie technicznej Nr AT/2002-04-1333 Instytutu Badawczego Dróg i Mostów w Warszawie ul. Jagiellońska 80. Nośność obliczeniowa kotew gruntowych winna być sprawdzona w terenie przez wykonanie próbnego obciążenia. Jest to warunek konieczny zagwarantowania stateczności skarpy drogowej.

c) Budowa konstrukcji oporowej

Budowa konstrukcji oporowej wymaga wykonania głębokich wykopów ziemnych do wykonania fundamentów, słupów i ściany pionowej.

Do wykonania słupów konstrukcji oporowej potrzebne są wykopy na głębokość do 2,70 m, w rzucie poziomym o przekroju prostokątnym 1,20*2,00 m, które można wykonać w stalowych ściankach roboczych. Do wykonania ścinany pionowej konstrukcji oporowej i drenażu podłużnego potrzebne są również głębokie wykopy podcinające skarpe drogową na wysokość do 2,70 m na długości 50,00 m, które można wykonać przy zastosowaniu stalowej ścianki roboczej. Z uwagi na lokalizację konstrukcji oporowej na skarpie - ścianka robocza winna mieć wysokość do 3,00 m (przynajmniej od strony parcia ziemi).

Wykonanie płyty poziomej i płyty pionowej konstrukcji oporowej wymaga rozebrania skarpy drogowej. Wykonanie znacznych wykopów na skarpie, bez naruszenia równowagi zbocza, będzie możliwe po wbiciu w grunt roboczej ścianki stalowej z kształtowników do pionowej obudowy wykopów o długości 3,50 m. Wykonanie roboczej ścianki stalowej koliduje z wykonaniem kotew gruntowych TITAN 40/16. Rozwiązanie tej kolizji można dokonać dwoma metodami. Decyzja należy do wykonawcy robót. Wszystkie elementy konstrukcji oporowej, tj. stopy fundamentowe, słupy, płyty poziome i ściany pionowe należy wykonać z betonu kl. B-30 - zgodnie z normą PN-88/B-06250.

d) Wykonanie drenażu podłużnego

Warunkiem koniecznym stabilizacji skarpy drogowej jest ujęcie wód znajdujących w poszczególnych warstwach gruntu na całej powierzchni, tj. na całej długości konstrukcji oporowej i odprowadzenie wody odpowiednim układem rur PCV pełnych i perforowanych w drenażu podłużnym o długości 50,00 m poza obręb zaprojektowanej konstrukcji oporowej. Po zasypaniu i zagęszczeniu ściany gruntem budowlanym do poziomu górnej powierzchni belki poziomej należy wykonać na szerokości drenażu poziomo płytę o przekroju 10*50 cm z betonu kl. B-20 na całej długości projektowanej konstrukcji oporowej, tj. 55,00 m.

Na płycie betonowej należy wykonać montaż rur PCV pełnych i perforowanych w odpowiednim spadku podłużnym zgodnie z projektem. Dla ujęcia wody gruntowej wypływającej ze skarpy zaprojektowano rurę pełną PCV o dwóch średnicach 250 mm i 160 mm połączone w całość o łącznej długości 44,00 m i obok niej rury PCV perforowane ułożone przy ścianie w dolnej części drenażu. Do rury pełnej PCV zaprojektowano prostopadłe podłączenie odpowiedni układ rur PCV

przekroju 100 mm o długości całkowitej do 13,00 m, w tym częściowo perforowane o długości po 9,00 m, które mają być podłączone do rury pełnej PCV. Zasypanie drenażu należy wykonać specjalnie dobranym materiałem kamiennym na całej szerokości wykopu: od ściany pionowej żelbetowej do roboczej ścianki stalowej. Poprawne wykonanie drenażu to pełne otoczenie wszystkich rur PCV specjalnie dobranym materiałem kamiennym. Solidność wykonania zasypania perforowanych rur PCV zapewni prawidłowe funkcjonowanie drenażu podłużnego. Przygotowany materiał kamienny do zasypania drenażu to mieszanka następujących materiałów kamiennych licząc objętościowo: żwir drobny – 50%, tłuczeń drobny o ziarnach do 35 mm - w ilości 30 % oraz grysy – 20 %. Zasypanie drenażu należy wykonać na wysokość od 70 cm do 80 cm. Po zasypaniu można wyciągnąć ściankę stalową roboczą tylko do górnego poziomu drenażu i uzupełnić zasypanie wolnych przestrzeni po wyciągniętej ściance stalowej roboczej specjalnie dobranym materiałem kamiennym.

W celu zabezpieczenia drenażu przed zamuleniem cementem z warstwy gruntu stabilizowanego cementem w czasie układania na drenażu należy ułożyć na powierzchni drenażu warstwę izolacyjną poziomą z dwóch warstw folii szczelnej lub dwie warstwy papy zgrzewalnej. Po zakończeniu robót związanych z zasypaniem drenażu gruntem budowlanym stabilizowanym cementem należy wykonać warstwę humusu o grubości 15 cm na całej powierzchni gruntu stabilizowanego cementem. Warstwę humusu należy zakończyć na poziomie 10 cm niższym od poziomu konstrukcji oporowej. Po rozplanowaniu humusu całą powierzchnię należy obsiać trawą.

3.6. *Koncepcja likwidacji osuwiska w m.Gorzków pow. Wieliczka*

Osuwisko na obszarze położonym po prawej stronie drogi powiatowej w Gorzkowie jest wielkości średniej i zaliczone do grupy b.

Likwidacja osuwiska na obszarze położonym po prawej stronie drogi powiatowej nr 18237 w miejscowości Gorzków miała dwie koncepcje:

- koncepcja zabezpieczenia drogi powiatowej nr 18237 na obszarze osuwiska w Gorzkowie powiat Wieliczka - opracowana w 2000r. przez Autora niniejszego artykułu,

- alternatywna koncepcja stabilizacji osuwiska na odcinku drogi powiatowej nr 18-237 w Gorzkowie –opracowana w 2001r. - przez Instytut Geotechniki Politechniki Krakowskiej w składzie: dr hab. Inż. Mieczysław Waćławski – prof. PK, dr inż. Janusz Naborczyk, dr inż. Adam Sala.

Dokumentację geologiczno-inżynierską została opracowana przez Przedsiębiorstwo Usług Geologiczno-Laboratoryjnych Sp. z o.o. „CHEMKOP –LABORGEO”, która obejmuje: mapę geologiczno-inżynierską rejonu osuwiska, przekrój geologiczno-inżynierski podłużny A – A/ i przekrój geologiczno-inżynierski poprzeczny.

3.7. Koncepcja zabezpieczenia drogi powiatowej na obszarze osuwiska w Gorzkowie

Osuwisko średnie czynne wystąpiło na obszarze położonym po prawej stronie drogi powiatowej nr 18237 w miejscowości Gorzków na długości około 59 m i na szerokości ponad 200 m, licząc od drogi do ciek. Oberwanie jezdni wystąpiło na połowie korony drogi po prawej jej stronie na długości 22 m. Zauważono również poprzeczne pęknięcia jezdni powyżej jej oberwania, co świadczy o ruchu ziemi w kierunku równoległym do drogi (do środka osuwiska)

Obszar osuwiska położony jest na południowym stoku o spadku od 15% do 20% z wyraźnymi formami morfologicznymi po wcześniejszych ruchach masowych. Dewiacje terenu wynoszą do 48 m, a rzednę terenu mieszczą się pomiędzy 368 - 320 m n.p.m. Poniżej drogi około 180 m znajduje się początek potoku z wyraźnymi formami erozji wstecznej i brzegowej. Szczegółowe wyniki badań geologiczno inżynierskich przedstawia dokumentacja geologiczna dla określenia warunków geologiczno-inżynierskich podłoża drogi powiatowej nr 18237 w miejscowości Gorzków.

Osuwisko położone jest na obszarze Karpat Zewnętrznych w obrębie jednostki śląskiej budująca północną część Karpat. Podłoże skalne zbudowane jest w postaci drobnoziarnistego fliszu złożonego z cienkoławicowych łupków z wkładkami drobnoziarnistych piaskowców, stanowiących warstwy istebniańskie górne zaliczane do paleogenu. Na utworach starszego podłoża zalega warstwa utworów deluwialnych wykształcona w postaci ilów pylastych.

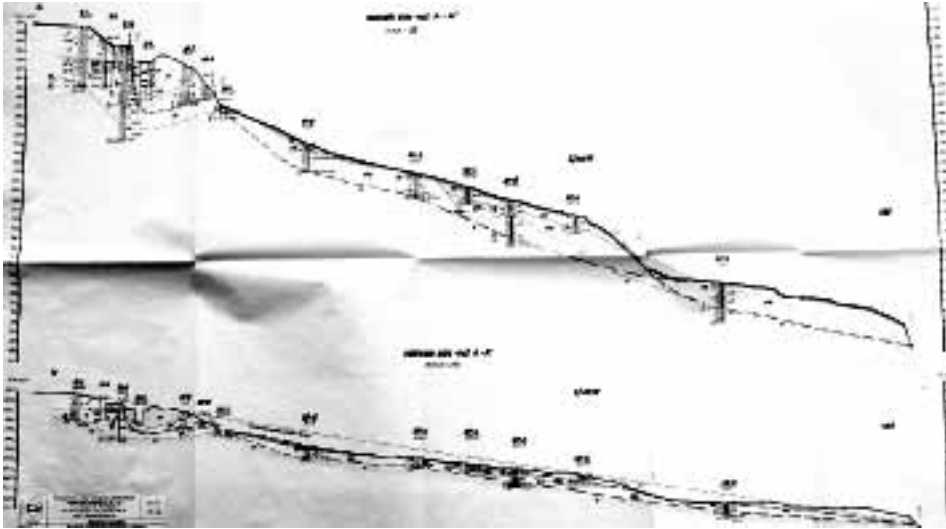
Na terenie osuwiska występują dwa poziomy wodonośne. Pierwszy poziom_wodonośny, czwartorzędowy ma charakter nie ciągły (wody zawieszone), który występuje powyżej drogi, a wody są lekko napięte. Występuje ona w otworach deluwialnych i związana jest obecnością rumoszu piaskowców i łupków w ilach. Została ona nawiercona w otworach G-2 i G-4 na głębokościach 6,6 i 6,3 i stabilizowały się odpowiednio na głębokości 3,4 i 4,1 m. W km 0+100,00 znajduje się studnia, z której ludność czerpie wodę, w której poziom wody jest o 1,0 m niżej od niwelety drogi i waha się $\pm 0,5$ m.

Na obszarze osuwiska czwartorzędowy poziom wodonośny ma charakter swobodny i występuje w utworach koluwalnych na głębokości od 0,2 do 1,3 m p.p.t. Warstwę wodonośną stanowią gliny pylaste i gliny piaszczyste oraz przemieszczone grunty nasypu drogowego. Spąg warstwy wodonośnej stanowią łupki ilaste fliszu lub ilaste utwory deluwialne. Drugi poziom wodonośny, trzeciorzędowy o charakterze szczelinowym, lekko napiętym związany z utworami fliszowymi warstw inoceramowych i został nawiercony w otworze Nr G-1 na głębokości 6,40 m p.p.t, a ustabilizował się 5,4 m p.p.t.

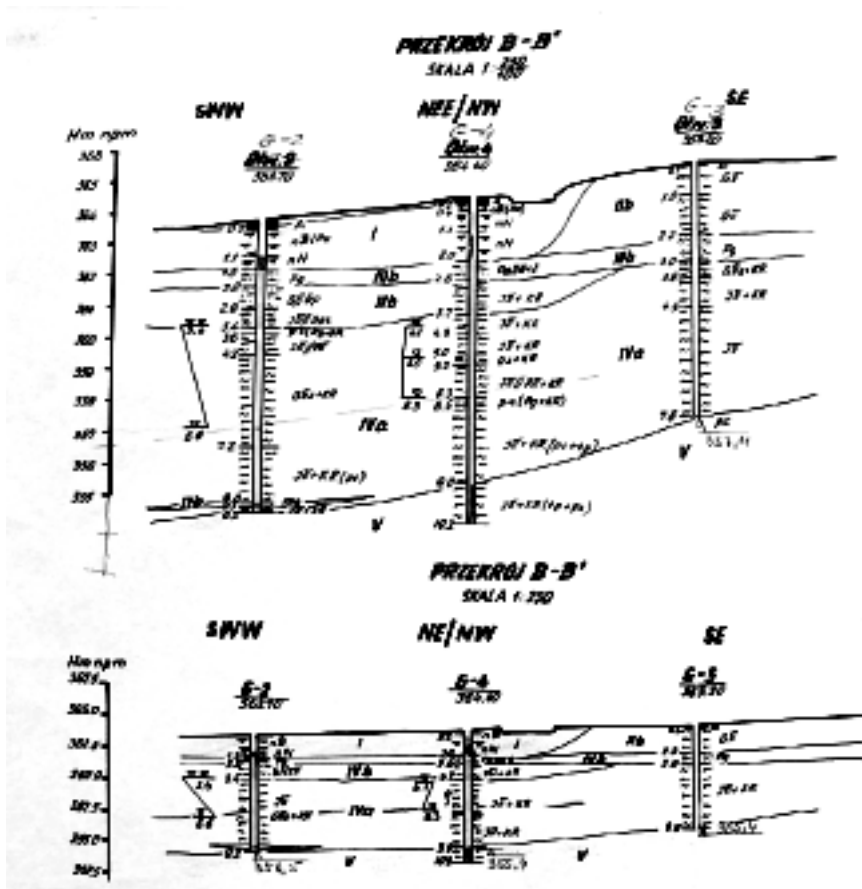
Układ warstw zgodny ze stokiem powoduje, że w pewnych partiach stoku na przecięciu ze stropem pakietów łupkowych występują na powierzchni obfite sączenia wody, tworząc rozległe podmokłe obszary. Zasilanie wód gruntowych odbywa się głównie przez infiltracje wód opadowych, a wahania stanu zwierciadła wody zależą od intensywności opadów atmosferycznych.

Podstawą opracowania koncepcji była mapa sytuacyjno-wysokościowa do celów projektowych w skali 1:250, na której podany jest obszar osuwiska Gorzków i lokalizacja przekroju geologiczno-inżynierskiego A – A' - A'' (rys.16) oraz przekroju geologiczno-inżynierskiego B – B' (rys.17).

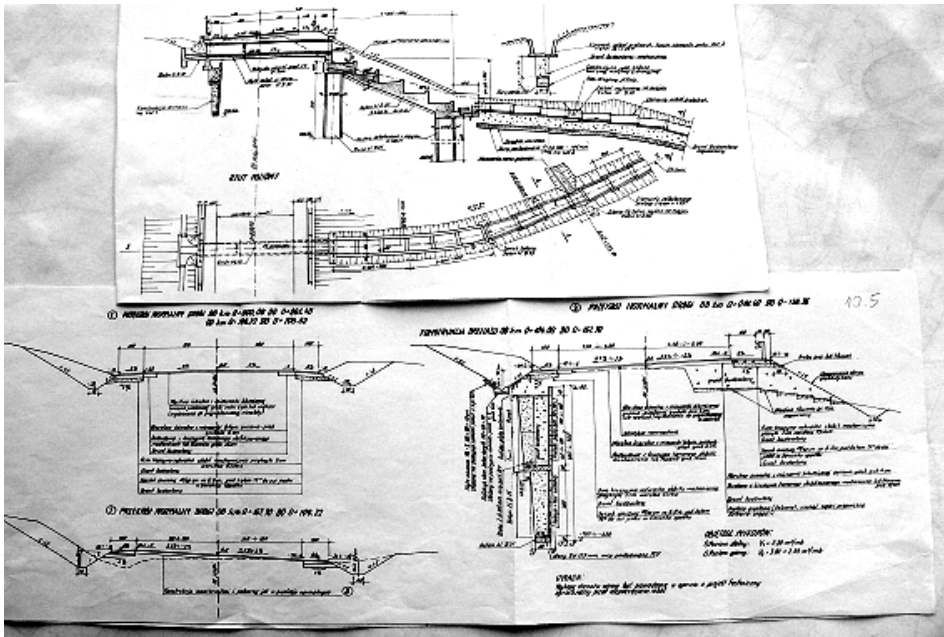
Koncepcja zabezpieczenia drogi powiatowej Nr 18237 w Gorzkowie przed osuwiskiem zakładała ujęcie wody powierzchniowej i wgłębnej znajdującej się powyżej powierzchni osuwiska i odprowadzenia jej do cieką położonego niżej 20 m.



Rys. 16. Przekrój geologiczno-inżynierski A-A'' osuwiska w Gorzkowie



Rys. 17. Przekrój geologiczno inżynierski B-B'



Rys. 18. Przekrój pionowy przepustu, kaskady i rowu ubezpieczonego. Przekrój poprzeczny drenażu głębokiego dwupoziomowego oraz przekrój normalny drogi

Osiągnięcie ww. celu koncepcja zakłada wykonanie następujących elementów budowlanych:

- odpowiedni układ rowów wzdłuż korony drogi i na powierzchni osuwiska,
- budowę przepustu z prefabrykowanych kręgów żelbetowych o średnicy 100 cm w c. drogi powiatowej łącznie pięciostopniową kaskadą żelbetową posadowionej na dwóch studniach,
- z prefabrykowanych kręgów żelbetowych o średnicy 120 cm (rys 18),
- na przedłużeniu kaskady wykonanie rowu ubezpieczonego prefabrykowanymi elementami żelbetowymi dla ujęcia wody spływającej z przepustu w celu odprowadzenia jej do cieku,
- wykonanie głębokiego dwupoziomowego drenażu francuskiego po lewej stronie korony drogi na długości 63,70 m, o wysokości od 5,60 m do 6,60 m, wraz z dwoma przepustami z rur PCV o średnicy 25 cm na dwóch poziomach w przekroju poprzecznego drogi powiatowej w km 0 + 128,50; założenie pełnych rur PCV o średnicy 25 cm w rurach stalowych o średnicy 30 cm,

które zostaną wykonane metodą przepychu. Rury PCV powinny być wprowadzone do studni kontrolnej w km 0 + 128,50, tj. na skrzyżowaniu drenażu głębokiego z przepustami,

- wykonanie drenażu podłużnego pod projektowanym rowem,
- wykonanie siatki drenażu poprzecznego z rur PCV pełnych i perforowanych na powierzchni osuwiska połączonej z drenażem podłużnym. Drenaż podłużny i siatka drenażu poprzecznego powinna mieć również układ rur PCV pełnych i perforowanych.

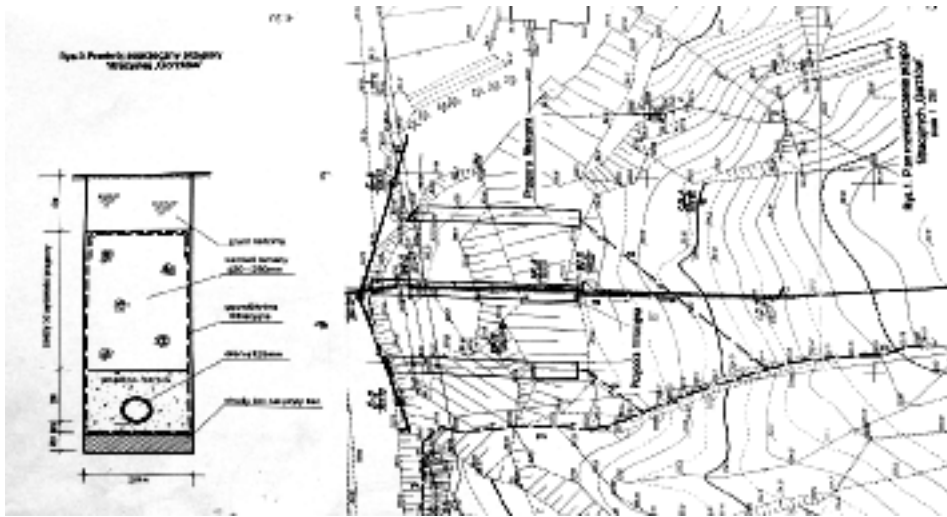
Niezależnie od ww. robót zachodzi potrzeba wykonania szczelnej zabudowy cieku odprowadzającego wody z lokalnej oczyszczalni ścieków i z oczyszczalni wiejskiej, biegnie wzdłuż południowo zachodniej granicy osuwiska, w celu niedopuszczenia wody w obszar usuwiska. Wymaga jest również regulacja naturalnego cieku w celu zahamowania erozji brzegów.

Opracowana koncepcja nie doczekała się realizacji, ponieważ znalazła się alternatywna koncepcja stabilizacji osuwiska w m. Gorzków.

a) Alternatywna koncepcja stabilizacji osuwiska w m. Gorzków pow. Wieliczka

Alternatywna koncepcja stabilizacji osuwiska w miejscowości Gorzków została opracowana przez Instytut Geotechniki Politechniki Krakowskiej w tym samym składzie osobowym, co koncepcja pierwsza. Alternatywna koncepcja stabilizacji osuwiska zakłada budowę trzech przypór filtracyjnych (rys.19) o długości po około 20 m zlokalizowanych prostopadle do osi drogi powiatowej w odległościach poziomych co 10,0 m. Głębokość przypór będzie zmienna, maksymalnie będzie dochodzić do 5,00 m. W przekrojach poprzecznych przypory mają grubość po 2,00 m i zmienne wysokości.

W dolnej części przypory na płycie z chudego betonu ułożona pospółka rzeczna z drenem o średnicy 125 mm. Na pospółce rzecznej jest wypełnienie przypory kamieniem łamanym o uziarnieniu od 20 do 250 mm do poziomu o 30 cm niższego od terenu. Na wierzchu przypory jest warstwa o grubości 30 cm gruntu rodzimego. Cała przypora jest owinięta geowłókniną filtracyjną z wyjątkiem wierzchniej warstwy o grubości 30 cm gruntu rodzimego. Szczegół wyprowadzenia wody z przypory podaje rysunek. Alternatywna koncepcja stabilizacji osuwiska zakłada odprowadzenie wody gruntowej zbieranej przez przypory do rowów powierzchniowych, a następnie do cieku.



Rys. 19. Przekrój poprzeczny przypory filtracyjnej w Gorzkowie i rzut poziomy sytuacji

b) Obliczenie sił od parcia ziemi obciążające konstrukcje oporowe

Obliczenie sił od parcia ziemi obciążających projektowane konstrukcje oporowe jest najważniejszym i trudnym zadaniem do rozwiązania przez projektanta.

W wymiarowaniu ww. zaprojektowanych żelbetowych konstrukcjach oporowych przyjęto maksymalne możliwe parcie czynne, jakie może wystąpić w czasie kilkudziesięciu lat użytkowania danego obiektu.

Wielkości czynnego parcia ziemi obliczono wg poniższego wzoru:

$$E = \frac{1}{2} \gamma (H+b)^2 \lambda_a; \lambda_a = \frac{\operatorname{tg} \vartheta_0 - A}{\operatorname{tg}(\lambda_0 + \varphi)}; \operatorname{tg} \vartheta_0 = \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left(1 + \frac{A}{\operatorname{tg} \varphi}\right)} - \operatorname{tg} \varphi; A = \frac{(a_1 + a_2)b}{(H + b)^2}$$

gdzie:

- H – wysokość ściany,
- a_1, a_2 – odległości od ściany: dolnej i górnej krawędzi skarpy,
- b – wysokość skarpy,
- φ – kąt tarcia wewnętrznego gruntu,
- λ_a – współczynnik parcia,
- ϑ_0 – kąt nachylenia płaszczyzny odłamu.

Ww. wzór podany jest w wierszu 13 tablicy 6-19 w książce pt. Modernizacja i naprawa mostów żelbetowych autorstwa dr inż. Aleksandra Muczko i mgr inż. Edwarda Stefańskiego (wydawnictwo Komunikacji i Łączności Warszawa 1981r.).

4. Podsumowanie

Przedstawione w artykule przykłady rozwiązań projektowych stabilizacji osuwisk nie wyczerpują w całości problematyki projektowania i wykonania stabilizacji obszarów osuwiskowych zwłaszcza na terenie Małopolski.

Podane ww. zaprojektowane i wykonane stabilizacje osuwisk wyraźnie różnią się między sobą formą i kształtem konstrukcji oporowej. Parametry techniczne przedstawionych konstrukcji oporowych dobrano optymalnie i zgodnie z obowiązującymi przepisami, normami i wiedzą techniczną. Są one ekonomiczne i unikalne w dotychczasowej działalności projektowej i wykonawczej stateczności osuwisk.

Zaprezentowane rozwiązania mogą być podstawą do rzeczowej dyskusji i uwag krytycznych. Przykładem do stosowania różnych rozwiązań projektowych jest przedstawiona w ostatnim rozdziale koncepcja i alternatywna koncepcja.

Koncepcja zabezpieczenia drogi powiatowej na obszarze osuwiska w Gorzkowie różni się wyraźnie od alternatywnej koncepcji stabilizacji ww. osuwiska w miejscowości Gorzków powiat Wieliczka.

EXPERIENCES ON LANDSLIDES INACTIVATION

Summary

Basing on experiences of execution the landslides stabilization, the cases of technical solutions in the field of their construction and drainage have been presented. The solutions have been proved in practice and this time they could be applied for the same landslides threats on the road. The methods for counting the slopes stability used in the past have been also shown.

Key words: landslide, retaining wall, filter drainage

EIGENE ERFAHRUNGEN BEZÜGLICH DER BESEITIGUNG VON ERDRUTSCHEN

Zusammenfassung

Auf der Grundlage der Erfahrungen aus der Realisation der Erdrutschstabilisierung wurden die Beispiele der technischen Lösungen für die Konstruktion und Entwässerung von Wegen dargestellt. Die Lösungen bestätigen sich in Praxis und können einen Ausgangspunkt für die Analyse von ähnlichen Erdrutschgefährdungen auf den Wegen bilden. Im Aufsatz werden die historischen Berechnungsmethoden der Böschungstabilität auch angegeben.

Die Schlüsselwörter: *der Erdrutsch, die Widerstandskonstruktion, die Filterungsdränung*

Grażyna Gaszyńska-Freiwald¹
Piotr Freiwald²

WPLYW BUDOWY GEOLOGICZNEJ NA PARAMETRY PĘCZNIENIA GRUNTÓW ILASTYCH NA PRZYKŁADZIE TERENÓW OSUWISKOWYCH W REJONIE BUDOWANEGO ZBIORNIKA WODNEGO W ŚWINNEJ PORĘBIE NA RZECE SKAWIE

Streszczenie

Iłolupki pochodzące z rejonu budowanego zbiornika wodnego w Świnnej Porębie należy zaliczyć do gruntów ekspansywnych. Pęcznienie osłabia ich parametry wytrzymałościowe. Zjawisko to ma znaczenie przy powstawaniu awarii budowlanych, osłabia stateczność zboczy i wpływa na powstawanie ruchów osuwiskowych. Podczas badań pęcznienia zauważono wpływ kąta nachylenia lamin ilolupków na wielkość tego parametru, co potwierdziły wyniki badań.

Słowa kluczowe: *iłolupki, laminacja, pęcznienie, grunty ekspansywne*

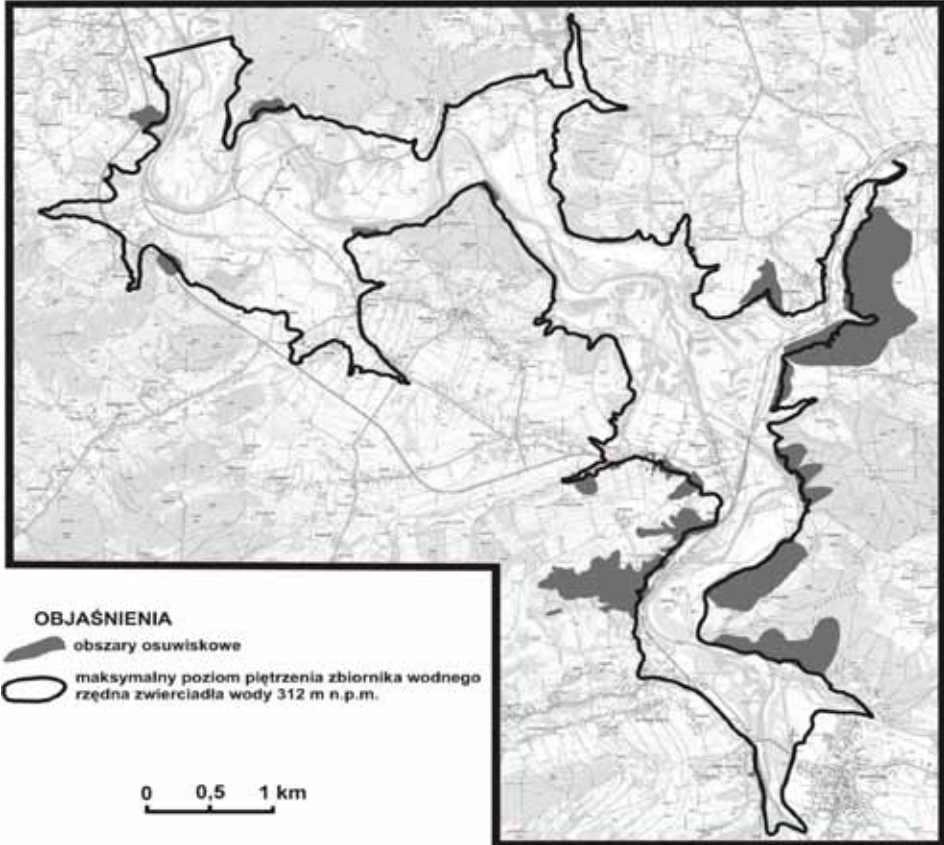
1. Wprowadzenie

Częstym powodem awarii budowlanych jest niewystarczająco rozpoznane podłoże gruntowe. W wielu przypadkach, podczas prac projektowych, nie są uwzględniane specyficzne właściwości gruntów pęczniących. W artykule przedstawiono wyniki badań gruntów ilastych pochodzących z koluwiów, z rejonu będącego w trakcie budowy

¹ dr inż., Politechnika Krakowska, Instytut Geotechniki, (012) 628 28 86, gfreiw@usk.pk.edu.pl

² mgr inż., Państwowy Instytut Geologiczny Oddział Karpacki

zbiornika wodnego na rzece Skawie w Świnnej Porębie (rys. 1). Szczególny nacisk położony został na badania pęcznienia swobodnego. Iły i iłołupki wchodzące w skład profilu litologicznego fliszu karpackiego zaliczają się do gruntów ekspansywnych. Podlegają one pęcznieniu, które wpływa między innymi na osłabienie ich parametrów wytrzymałościowych.



Rys. 1. Mapa lokalizacji osuwisk w rejonie budowanego zbiornika wodnego w Świnnej Porębie

We fliszu karpackim ruchy osuwiskowe powstają najczęściej na kontakcie warstw piaskowców i iłołupków. Zjawisko to jest uwarunkowane przez wiele czynników. Między innymi są to:

- sprzyjająca powstawaniu osuwisk budowa geologiczna,
- geometria zbocza,
- wielkość i intensywność opadów atmosferycznych i związane z tym wahania poziomu wód podziemnych,

- wpływ działalności gospodarczo – przemysłowej człowieka,
- zmiana szaty roślinnej itp.

Ważnym czynnikiem generującym powstawanie osuwisk jest również zmiana tekstury gruntów takich jak ropy i ropy. Może się to objawiać poprzez powstawanie szczelin i spękań ułatwiających przenikanie wody, co w konsekwencji prowadzi do osłabienia parametrów wytrzymałościowych. Są to tzw. spękania uwarstwienia, które oddzielają od siebie poszczególne ławice, bądź spękania występujące w obrębie laminacji ławic gruntu. Kolejny rodzaj spękań to złupkowacenia, które tworzą gęstą sieć i są najczęściej równoległe do uwarstwienia [9,10].

2. Budowa geologiczna

Obszar badań zlokalizowany jest w obrębie fliszowych Karpat zewnętrznych i charakteryzuje się zróżnicowaną budową geologiczną [7]. Pod względem stratygraficznym wyróżnić można osady kredy, paleogenu oraz czwartorzędu. Przez obszar badań przebiega nasunięcie jednostki magurskiej na jednostkę śląską. Strefa nasunięcia o przebiegu SW-NE jest silnie zaburzona tektonicznie, czego wynikiem jest znaczne osłabienie górotworu. Warstwy są często zbrekcjonowane, rozluźnione i wymieszane. Istnienie stref dyslokacyjnych z brekcją tektoniczną sprzyja powstawaniu osuwisk [2,3]. Oprócz nasunięcia jednostki magurskiej na śląską, występuje na badanym obszarze szereg uskoków poprzecznych, zrzutowo - przesuwczych różnej wielkości i rangi, z których największe to: uskoki Mucharza – Skawy o przebiegu SE-NW, uskoki Zagórza o przebiegu SE-NW, uskoki Łękawicy o przebiegu S-N, uskoki Stryszówki o przebiegu S-N, uskoki Jaszczurowej o przebiegu SE-NW. Część uskoków może być młodsza od nasunięcia, zatem nie wyklucza się, że niektóre z nich związane są ruchami geotektonicznymi jak np. fragment uskoku Mucharza-Skawy.

W budowie jednostki magurskiej (południowa część rejonu badań) dominują piaskowce glaukonitowe warstw magurskich, ciężkowickich i inoceramowych oraz łupki pstry. Jednostkę śląską (północna część rejonu badań) reprezentują warstwy krośnieńskie wykształcone jako piaskowce krośnieńskie oraz łupki krośnieńskie, a także warstwy godulskie górne (piaskowce i łupki ze zlepioncem malinowskim w stro-

pie), warstwy istebniańskie dolne (piaskowce i łupki) oraz warstwy hieroglifowe.

Całość terenu pokryta jest glinami i pyłami z rumoszem, których miąższość lokalnie dochodzi do kilku metrów. W dnach dolin występują zróżnicowane litologicznie i miąższościowo osady akumulacji rzecznej wypełniające dolinę rzeki Skawy i jej dopływów. Osady rzeczne wykształcone są w postaci żwirów, pospólek i piasków różnoziarnistych o miąższości najczęściej kilku metrów, pośród których lokalnie występują niewielkiej miąższości wkładki gruntów organicznych (torfy, namuły). Miejscami osady piaszczysto-żwirowe przykryte są warstwą glin o niewielkiej miąższości.

Zbocza stoków pokryte są zwiertzeliną utworów fliszowych, w skład której wchodzi pyły, gliny, gliny pylaste i piaszczyste z rumoszem skał podłoża. Miąższość tych utworów nie przekracza kilku metrów. W dolnej partii stoków, na obszarach osuwiskowych, utwory akumulacji rzecznej przykryte są lokalnie koluwiami.

Osuwiska rozwinęły się najczęściej w obszarze wychodni warstw inoceramowych, łupków pstrych, warstw magurskich, a w północno-zachodniej części terenu na warstwach istebniańskich górnych i dolnych, warstwach krośnieńskich i godulskich. Ruchy grawitacyjne objęły zarówno utwory czwartorzędowe jak i skały podłoża fliszowego.

Na omawianym obszarze występują dwa poziomy wodonośne [1,8]:

- czwartorzędowy, obejmującego fragment doliny Skawy,
- paleogeńsko - kredowy (fliszowy).

Poziom czwartorzędowy występuje w obrębie rzecznych osadów doliny Skawy, wykształconych w postaci otoczków oraz żwirów i piasków. Zasilanie wód podziemnych poziomu czwartorzędowego odbywa się poprzez bezpośrednią infiltrację opadów atmosferycznych, a także infiltrację wód powierzchniowych. Poziom wodonośny w sąsiedztwie rzeki Skawy uzależniony jest ściśle od jej stanów.

Poziom paleogeńsko-kredowy (fliszowy) zbudowany jest z utworów fliszowych wykształconych w postaci piaskowców przekładanych łupkami ilasto-marglistymi. Poziom wodonośny stanowi strefa przypowierzchniowa spękanych piaskowców zawierających wkładki łupków o miąższości na ogół do 60 – 80 m. Zasilanie fliszowego poziomu wodonośnego odbywa się w drodze bezpośredniej infiltracji opadów at-

mosferycznych na wychodniach spękanych piaskowców, a także poprzez pokrywę zwietrzelinową o miąższości na ogół 1-3 m.

3. Badania właściwości fizycznych i mechanicznych gruntów ilastych fliszu karpackiego

Próbki do badań zostały pobrane z rdzeni otworów wykonanych na obszarach osuwiskowych w rejonie będącego w trakcie budowy zbiornika wodnego w Świnnej Porębie. Otwory wiertnicze sięgały do głębokości około 25 m p.p.t.

Do badań laboratoryjnych wytypowano iłolupki o nienaruszonej strukturze, barwie szarej lub szarej z rdzawymi przebarwieniami i o wyraźnej laminacji (grubość lamin do kilku mm), makroskopowo nie spękane, w stanie twaroplastycznym, półzwartym lub zwartym (fot. 1). Iłolupki tworzyły warstwy o znacznej miąższości, lokalnie przekraczającej 14 m.



Fot. 1. Próbką iłolupka z wyraźną laminacją pochodzącą z rejonu budowanego zbiornika wodnego Świnna Poręba

W celu identyfikacji badanego gruntu oznaczono skład mineralogiczny, skład granulometryczny, właściwości fizyczne oraz mechaniczne.

Badania składu mineralogicznego wykonano przy użyciu dyfraktometru rentgenowskiego. Stwierdzono, że głównym minerałem ilastym jest mieszanopakietowy minerał illit-smektyt. Pakietów smektytowych podatnych na pęcznienie jest 38% [4].

Dla określenia składu granulometrycznego wykonano analizę areometryczną oraz sitową. Wg PN-86/B-02480 badane grunty należą do łąw, wg PN-EN ISO 14688 są to przede wszystkim pyły piaszczysto – ilaste, ily piaszczyste, ily piaszczysto – pylaste, pyły ilaste.

Pozostałe wyniki opisujące właściwości fizyczne przedstawiono w formie tabelarycznej (tablica 1).

Tablica 1. Właściwości fizyczne badanych gruntów

Rodzaj gruntu	Wilgotność naturalna w_n [%]	Gęstość objętościowa ρ [g/cm ³]	Gęstość właściwa ρ_s [g/cm ³]	Stopień plastyczności I_p [-]	Wskaźnik porowatości e [-]
Łółupki	7,4-16,7	1,99-2,16	2,71-2,73	0,0-0,10 pzw - tpl	0,44-0,68

Plastyczność, spistość oraz pęcznienie łąwupków określono między innymi na podstawie nomogramu Casagrande'a [6]. Wynika z niego, że badane grunty należą do gruntów o plastyczności od średniej do bardzo wysokiej, a pęcznienie tych gruntów jest również określane w granicach od średniego do bardzo wysokiego. Pod względem spistości badane łąwupki klasyfikuje się jako zwięzłospoiste i bardzo spoiste [4, 5]. Wyniki badań parametrów mechanicznych przedstawiono w tablicy 2.

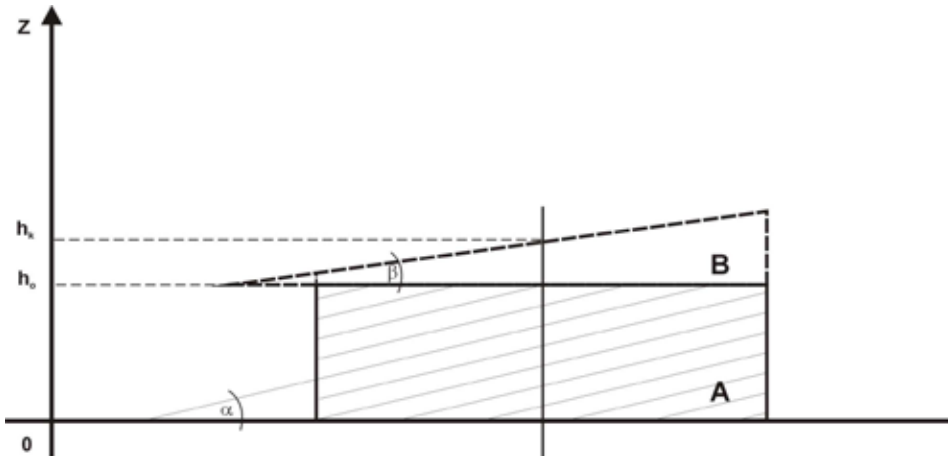
Tablica 2. Właściwości mechaniczne badanych gruntów

Rodzaj gruntu	Ścinanie bezpośrednie Φ [°, c [kPa]		Moduł odkształcenia pierwotnego M_0 [kPa]		Wspł. filtracji k [m/s]	Ciśnienie pęcznienia P_c [kPa]	Swobodne pęcznienie ε_c [%]
	100-200	200-400	100-200	200-400			
Łółupki	23,1-32,3	14,6-39,8	5800-8300	6980-14000	$6,17 \cdot 10^{-11}$ - $2,25 \cdot 10^{-10}$	18,8-150,0	0,3-37

4. Badania wpływu nachylenia lamin ilolupka na wielkość pęcznienia

4.1. Metodyka badań

Badanie swobodnego pęcznienia gruntu przeprowadza się w celu określenia zdolności do zwiększania objętości przy ich kontakcie z wodą. Z reguły tego typu badanie wykonuje się na próbkach nie zwracając uwagi na sposób ułożenia lamin. Struktura i tekstura gruntów ilastych - ilolupków, przejawiająca się między innymi przez laminację, ma wpływ na wielkość swobodnego pęcznienia. Występowanie laminacji w gruncie można traktować jako przejaw jednoskośnej anizotropii. Mechanizm pęcznienia tego typu gruntów przedstawiono na rys. 2.



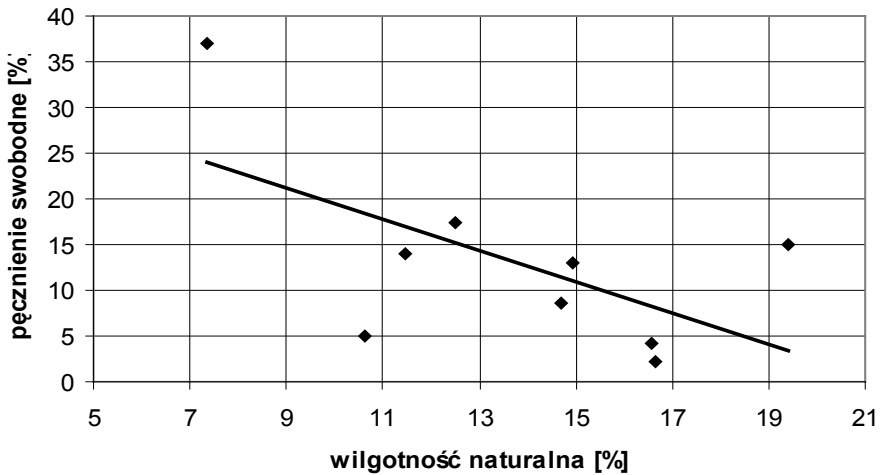
Rys. 2. Przekrój osiowy próbki gruntu w kierunku prostopadłym do płaszczyzny laminacji
A – próbka gruntu ilastego przed spęcznieniem
B – spęczniała próbka gruntu ilastego

Obok badań swobodnego pęcznienia dokonywane były oznaczenia redukcji pęcznienia przez obciążanie próbki. Do tego celu wykorzystano specjalnie oprzyrządowany edometr z trzema czujnikami. Trzeci czujnik był niezbędny do wprowadzenia przestrzennego układu współrzędnych i dokładnego obliczenia wielkości swobodnego pęcznienia oraz znalezienia równania płaszczyzny powierzchni spęczniałej próbki.

Przeprowadzono również badania mające na celu porównanie odkształceń próbki spęczniałej oraz o nienaruszonej strukturze. Równolegle wykonano badania edometryczne dla gruntów o takim samym nachyleniu lamin i różnej wilgotności początkowej [4].

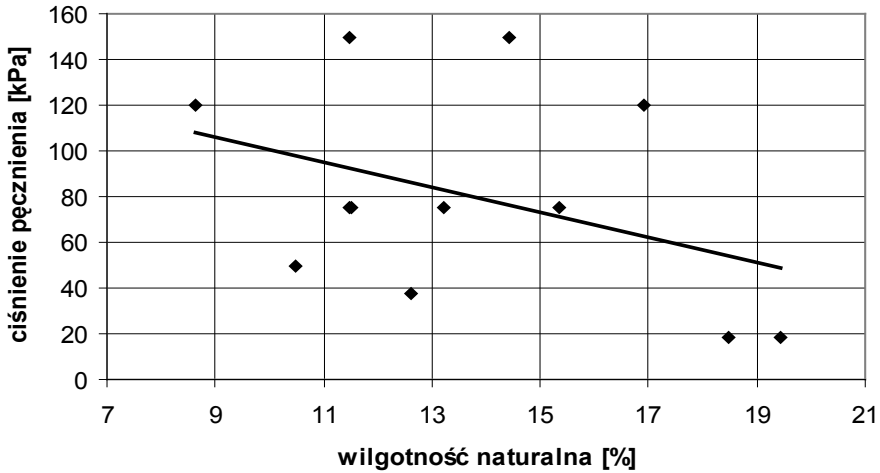
4.2. Omówienie wyników

Wiadomo, że na wielkość pęcznienia ma bardzo duży wpływ wilgotność początkowa gruntu. Dla gruntów ilastych z rejonu projektowanego zbiornika wodnego Świnna Poręba zależność pomiędzy pęcznieniem swobodnym i ciśnieniem pęcznienia a wilgotnością początkową opisuje funkcja liniowa (rys. 3, 4). Wilgotność początkowa badanych gruntów wahała się w granicach od 7,4% do 19,42%. Wyższa wartość wilgotności powodowała wyraźny spadek zdolności do pęcznienia.



Rys. 3. Zależność pęcznienia swobodnego od wilgotności naturalnej gruntów ilastych pochodzących z rejonu projektowanego zbiornika w Świnnej Porębie

Badania pęcznienia były przeprowadzone ze szczególnym uwzględnieniem kąta nachylenia lamin. Z tego samego rdzenia przygotowano kilka próbek, w których za każdym razem laminy były nachylone pod innym kątem. Celem tak przeprowadzonych badań było sprawdzenie i określenie wpływu anizotropii przejawiającej się przez uwarstwienie, na wielkość swobodnego pęcznienia.



Rys. 4. Zależność ciśnienia pęcznienia od wilgotności początkowej gruntów ilastego pochodzącego z rejonu projektowanego zbiornika w Świnnej Porębie

Mając odczyty czujników edometru (współrzędne czujników w przyjętym układzie współrzędnych) w chwili końcowej badania, można zapisać równanie ogólne płaszczyzny przechodzącej przez 3 punkty w postaci [4]:

$$\det \begin{pmatrix} x, & y, & z, & 1 \\ x_1, & y_1, & z_1, & 1 \\ x_2, & y_2, & z_2, & 1 \\ x_3, & y_3, & z_3, & 1 \end{pmatrix} = 0 \quad (1)$$

Po przekształceniach równanie (1) można przedstawić następująco:

$$Ax + By + Cz + D = 0 \quad (2)$$

gdzie:

$$A = \det \begin{pmatrix} y_1, & z_1, & 1 \\ y_2, & z_2, & 1 \\ y_3, & z_3, & 1 \end{pmatrix} \quad (3)$$

$$B = -\det \begin{pmatrix} x_1, z_1, 1 \\ x_2, z_2, 1 \\ x_3, z_3, 1 \end{pmatrix} \quad (4)$$

$$C = \det \begin{pmatrix} x_1, y_1, 1 \\ x_2, y_2, 1 \\ x_3, y_3, 1 \end{pmatrix} \quad (5)$$

$$D = -\det \begin{pmatrix} x_1, y_1, z_1 \\ x_2, y_2, z_1 \\ x_3, y_3, z_1 \end{pmatrix} \quad (6)$$

Współrzędna punktu położonego nad środkiem edometru z_0^k po spęcznieniu gruntu została określona z poniższego równania:

$$z_0^k = h_k = -\frac{A}{C}x_0 - \frac{B}{C}y_0 - \frac{D}{C} \quad (7)$$

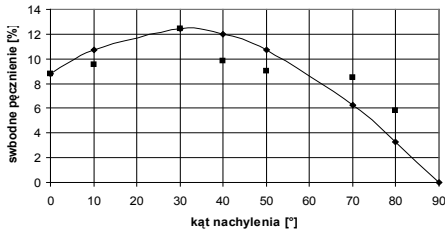
W tabelicy 3 przedstawiono wyniki badań dla 4 wybranych próbek iłolupka.

Tablica 3 Wyniki badań próbek iłolupków

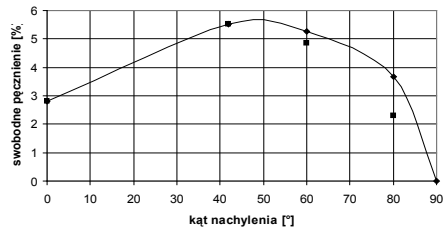
	wilgotność początkowa w [%]	A	B	C	D
Iłolupek I	15,63	-0,266÷0,305	-0,259÷0,504	-19,52÷-13,44	42,28÷25,63
Iłolupek II	13,34	-0,064÷0,102	-0,025÷0,222	-16,47÷16,8	33,16÷34,38
Iłolupek III	16,67	-0,057÷0,093	-1,961÷0,045	-18,76÷21,12	45,33-58,44
Iłolupek IV	17,24	0,012÷0,110	-0,047÷0,218	-13,92÷-19,8	28,91÷38,68

Wykresy zostały wykonane na podstawie wyników badań doświadczalnych. Widoczny jest na nich wyraźny wpływ kąta nachylenia lamin na wielkość pęcznienia swobodnego. Wraz ze wzrostem kąta nachylenia lamin początkowo pęcznienie rośnie, aż do osiągnięcia maksymalnej wartości, a następnie zdolność gruntu do pęcznienia maleje do 0.

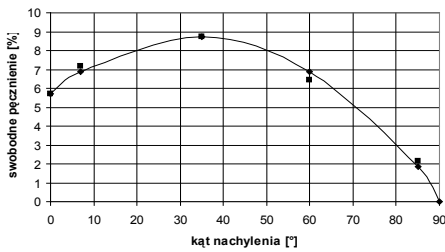
Maksymalną wartość swobodnego pęcznienia próbki gruntu osiągają przy nachyleniu w granicach $30^\circ - 45^\circ$ (rys. 5) [4,5].



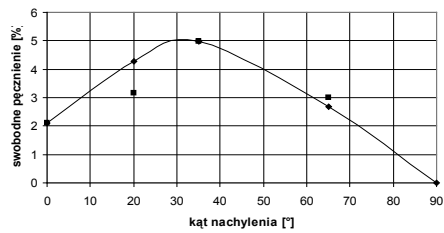
Łotupek I



Łotupek II



Łotupek III



Łotupek IV

Rys. 5. Zależność swobodnego pęcznienia od kąta nachylenia lamin łożupka

Do opisu powyższych wykresów wykorzystano funkcję w postaci:

$$\varepsilon = -\varepsilon_0 + \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2 + (\alpha - \alpha_g)^2} \quad (8)$$

gdzie:

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$ - współczynniki wyznaczone na podstawie przyjętych poniżej założeń.

Przyjęto następujące założenia:

$\alpha = 0 \Rightarrow \varepsilon = \varepsilon_0$ poziomy układ laminacji,

$\alpha = 90 \Rightarrow \varepsilon = 0$ pionowy układ laminacji,

$\alpha = \alpha_g \Rightarrow \varepsilon = \varepsilon_g$ maksymalne swobodne pęcznienie.

Przyjmując powyższe warunki, równanie funkcji (8) można przedstawić w następujący sposób:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 - (\varepsilon_g - \varepsilon_0) \cdot \frac{\varepsilon_0 \cdot \frac{\alpha_g^2 - (\alpha - \alpha_g)^2}{\alpha_g^2 - (90 - \alpha_g)^2}}{\varepsilon_g \cdot \frac{(\alpha - \alpha_g)^2}{(90 - \alpha_g)^2} - \varepsilon_0 \cdot \frac{\alpha_g^2 - (\alpha - \alpha_g)^2}{\alpha_g^2 - (90 - \alpha_g)^2}} \quad (9)$$

gdzie:

ε_0 - wartość swobodnego pęcznienia dla $\alpha = 0$,

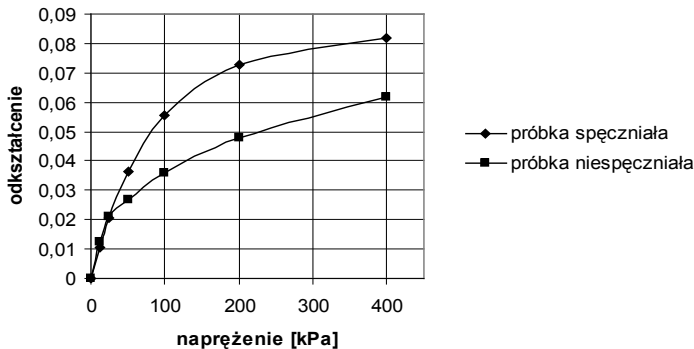
ε_g - max wartość swobodnego pęcznienia,

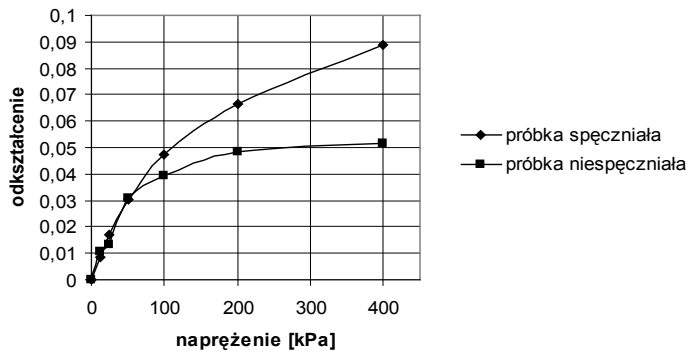
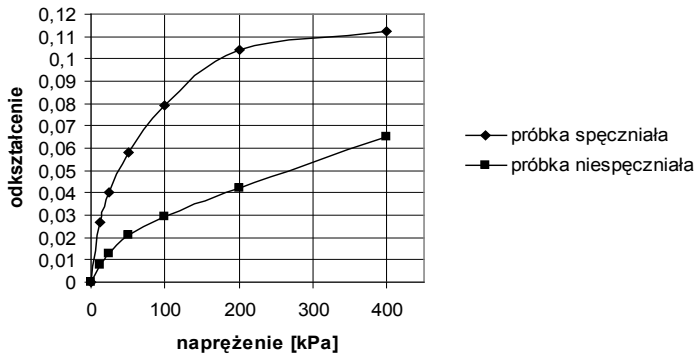
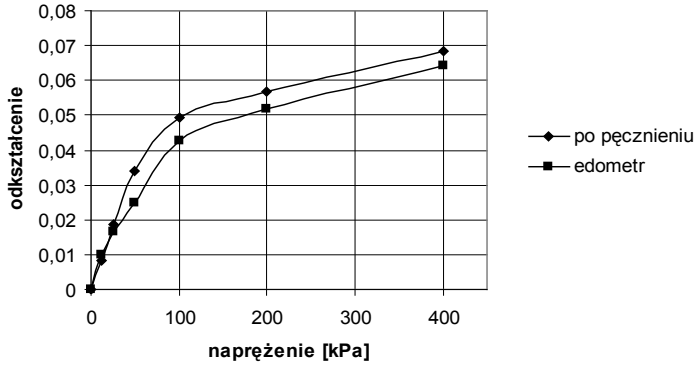
α - kąt nachylenia lamin,

α_g - kąt nachylenia lamin dla max wartości swobodnego pęcznienia.

Kolejnym etapem badań była redukcja swobodnego pęcznienia przez obciążanie próbki, aż do osiągnięcia początkowej wysokości próbki. Tego typu badanie jest to badanie ciśnienia pęcznienia metodą konsolidacyjną. Wartość ciśnienia dla poszczególnych próbek waha się od 145 kPa do 480 kPa i znacznie przewyższają wartości tego parametru uzyskane podczas badania metodą stałej objętości (tab. 2).

Następnie wykonano badania porównujące odkształcalność gruntu spęczniałego i o naturalnej wilgotności. Przeprowadzono je na próbkach gruntu z tego samego rdzenia i o takim samym nachyleniu lamin. Po zakończeniu procesu pęcznienia próbki obciążano tak jak podczas badania edometrycznego. Poniżej przedstawiono wykresy zależności odkształcenia od naprężeń dla próbek spęczniałych i niespęczniałych (rys. 6).





Rys. 6. Wykresy zależności zmiany odkształcenia próbki spęczniałej oraz o nienaruszonej strukturze w funkcji naprężenia

Z powyższych wykresów (rys. 6) wynika, że zdecydowanie bardziej odkształcalne są próbki gruntu spęczniałego. Różnica pomiędzy odkształceniami dla poszczególnych próbek waha się w granicach od 6% – 55%.

5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że struktura ilołupków przejawiająca się poprzez laminacje ma wpływ na nierównomiernie pęcznienie powierzchni stropowej tych gruntów.

Wartości swobodnego pęcznienia są funkcją kąta nachylenia lamin do poziomu. Maksimum tej wartości jest osiągane przy nachyleniu lamin 30° - 45° . Po osiągnięciu maksimum, wartość swobodnego pęcznienia maleje ze wzrostem kąta nachylenia lamin, zanikając przy prostopadłym ułożeniu lamin do zera.

Z uwagi na to, że nachylenie lamin w naturalnym podłożu terenów osuwiskowych często ma wartości w granicach około 15° - 40° , uzyskane informacje o ekstremalnym pęcznieniu należy uznać za ważne. Osłabienie gruntów poprzez wzrost ich wilgotności na skutek pęcznienia może spowodować powstawanie osuwisk.

Literatura

1. Chowaniec J., Witek K., 2000 - *Mapa hydrogeologiczna Polski w skali 1:50 000*, ark. Wadowice (994). CAG. Warszawa.
2. Fischer J., *Zagrożenie zbiornika Świnna Poręba osuwiskami*, IX Konferencja Sozologiczna PTG, Świnna Poręba 1988, str. 117-132.
3. Gałaś A., Paulo A., 2001 - *Osuwiska w otoczeniu zbiornika Świnna Poręba*, Przewod.72 Zjazdu PTG, 11-15 września 2001, Kraków, str. 262-266.
4. Gaszyńska – Freiwald G. - *Wpływ laminacji na właściwości pęczniące gruntów ilastych fliszu karpackiego*, Rozprawa Doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 2008.

5. Gaszyńska – Freiwald G. - *Deformacyjne właściwości laminowanych utworów ilastych*. Górnictwo i Geoinżynieria, rok 33, zeszyt 1, Kraków 2009, str. 209-214.
6. Grabowska-Olszewska B. - *Geologia stosowana – Właściwości gruntów nienasyconych*, Warszawa, PWN 1998.
7. Książkiewicz M., *Szczegółowa mapa geologiczna Polski w skali 1 : 50 000*, ark. Sucha Beskidzka. Wyd. Geol. Warszawa 1974.
8. Malinowski J., red., *Budowa hydrogeologiczna Polski*, Tom VII - Hydrogeologia. Wyd. Geol. Warszawa 1991.
9. Thiel K. i in.: *Właściwości fizyko – mechaniczne i modele masywów skalnych polskich Karpat fliszowych*, Gdańsk Instytut Budownictwa Wodnego PAN, 1995.
10. Zabuski L., Thiel K., Bober L., *Osuwiska we fliszu Karpat Polskich. Geologia – modelowanie - obliczenia stateczności*, Wydawnictwo IBW PAN. Gdańsk 1999.

**THE INFLUENCE OF GEOLOGICAL TEXTURE
ON SWELLING PARAMETERS ON CASE OF CLAY SOILS
FROM LANDSLIDES IN THE AREA OF ŚWINNA PORĘBA
WATER RESERVOIR
WHICH IS UNDER CONSTRUCTION**

Summary

Clay-slates from area of Świnna Poręba water reservoir which is under construction are swelling soils. The swelling weaken strength properties. This phenomenon is important during start the break of building, weaken stability of slope and make landslides carriage. During swell investigation observed that pitch of laminae had influence on swelling size.

Key words: *clay-slates, laminae, swelling, swelling soils*

**DIE AUSWIRKUNGEN DES BAUS DER GEOLOGISCHEN
PARAMETER SCHWELLUNG TON LAND
IN DEM BEISPIEL DER ERDRUTSCH IM BEREICH
VON EINEM RESERVOIR IN ŚWINNA POREBA**

Zusammenfassung

Die Tonschiefer, die aus der Umgebung von Świnna Poreba stammen, kann man zu den Expansionsgründen zählen. Die Schwellung schwächt ihre Festigkeitsparameter. Dieses Naturereignis hat die Bedeutung für die Entstehung von Bauunfällen, es schwächt die Stabilität der Berghänge und hat den Einfluss auf die Bildung von Erdrutschen. Während der Untersuchungen von Schwellungen wurde der Einfluss des Fallenwinkels von Schiefer-tonlamellen auf die Größe dieses Parameters bemerkt.

Die Schlüsselwörter: *Der Schiefertone, die Schwellung, die Expansionsgründen*

Jan Gaszyński¹
Zbigniew Pabian²
Andrzej Zapał³

ANALIZA WARUNKÓW GEOTECHNICZNYCH TERENÓW OSUWISKOWYCH NA TRASIE PROJEKTOWANEJ LINII KOLEJOWEJ STRYSZÓW – ZEMBRZYCE W REJONIE ZBIORNIKA WODNEGO ŚWINNA PORĘBA

Streszczenie

Analizę warunków geotechnicznych terenów osuwiskowych wykonano na podstawie badań terenowych i laboratoryjnych gruntów w rejonie osuwisk nr 2, 23, 8, 9, 22, 10, 11. Wykorzystano również badania archiwalne do 1975 roku. Na podstawie wyników z tych badań oraz badań geodezyjnych, geofizycznych określono właściwości geotechniczne podłoża gruntowego o charakterze osuwiskowym oraz wyodrębniono strefy zagrożeń i przedstawiono propozycje zabezpieczeń. Stabilność osuwisk określono w oparciu o obliczenia stateczności programem komputerowym GGU-STABILITY system.

Słowa kluczowe: zbiornik wodny, stateczność, osuwiska

1. Wprowadzenie

Przedmiotem artykułu jest analiza i ocena warunków geotechnicznych, wykonana dla zabezpieczenia osuwisk występujących na trasie projektowanej linii kolejowej Stryszów – Zembrzyce w rejonie budowy Zbiornika Wodnego Świnna Poręba. Obejmuje ona osuwiska

¹ dr hab. inż., prof. PK, Politechnika Krakowska, Instytut Geotechniki, tel. (012) 628 28 21, jgaszyn@usk.pk.edu.pl

² dr inż., Politechnika Krakowska, Instytut Geotechniki, tel. (012) 628 28 63, zbigniewpabian@wp.pl

³ dr inż., Politechnika Krakowska, Instytut Geotechniki, tel. (012) 628 28 63, andrzejzapal@ilen.pl

oznaczone numerami 2, 23, 8, 9, 22, 10 i 11. Rejon trasy linii kolejowej, na rozpatrywanym odcinku, został rozpoznany i udokumentowany przez Hydrogeo Kraków w 1982r. Konieczność dodatkowych prac i badań wynikała z potrzeby aktualizacji warunków geologiczno-inżynierskich oraz zasięgu osuwisk wzdłuż projektowanej linii kolejowej. Zakres prac uzupełniających na rozpatrywanym odcinku został ujęty w projekcie prac geologicznych, opracowanym na Wydziale Geofizyki i Ochrony Środowiska AGH w Krakowie w 2005 roku.

Prace i badania uzupełniające zostały zrealizowane w 2007 roku [1,3]. Badania terenowe polegały na uaktualnieniu obszaru osuwisk (kartowanie form nisz i progów, pomiary biegu i upadu warstw w odsłoniętych wychodniach), szczegółowym rozpoznaniu budowy geologicznej oraz określeniu miąższości kaluwiów (od niszy do czoła) z biegiem projektowanej linii kolejowej. W oparciu o te badania oraz badania geofizyczne i geodezyjne określono potencjalne powierzchnie i strefy poślizgu. Przeprowadzone, w bardzo szerokim zakresie, badania laboratoryjne zostały wykorzystane do wykonania obliczeń i analizy stateczności osuwisk.

2. Charakterystyka osuwisk zlokalizowanych w sąsiedztwie projektowanej linii kolejowej

Wzdłuż projektowanej trasy kolejowej zlokalizowano 7 osuwisk (rys. 1).

Osuwisko nr 2 – Zembrzyce

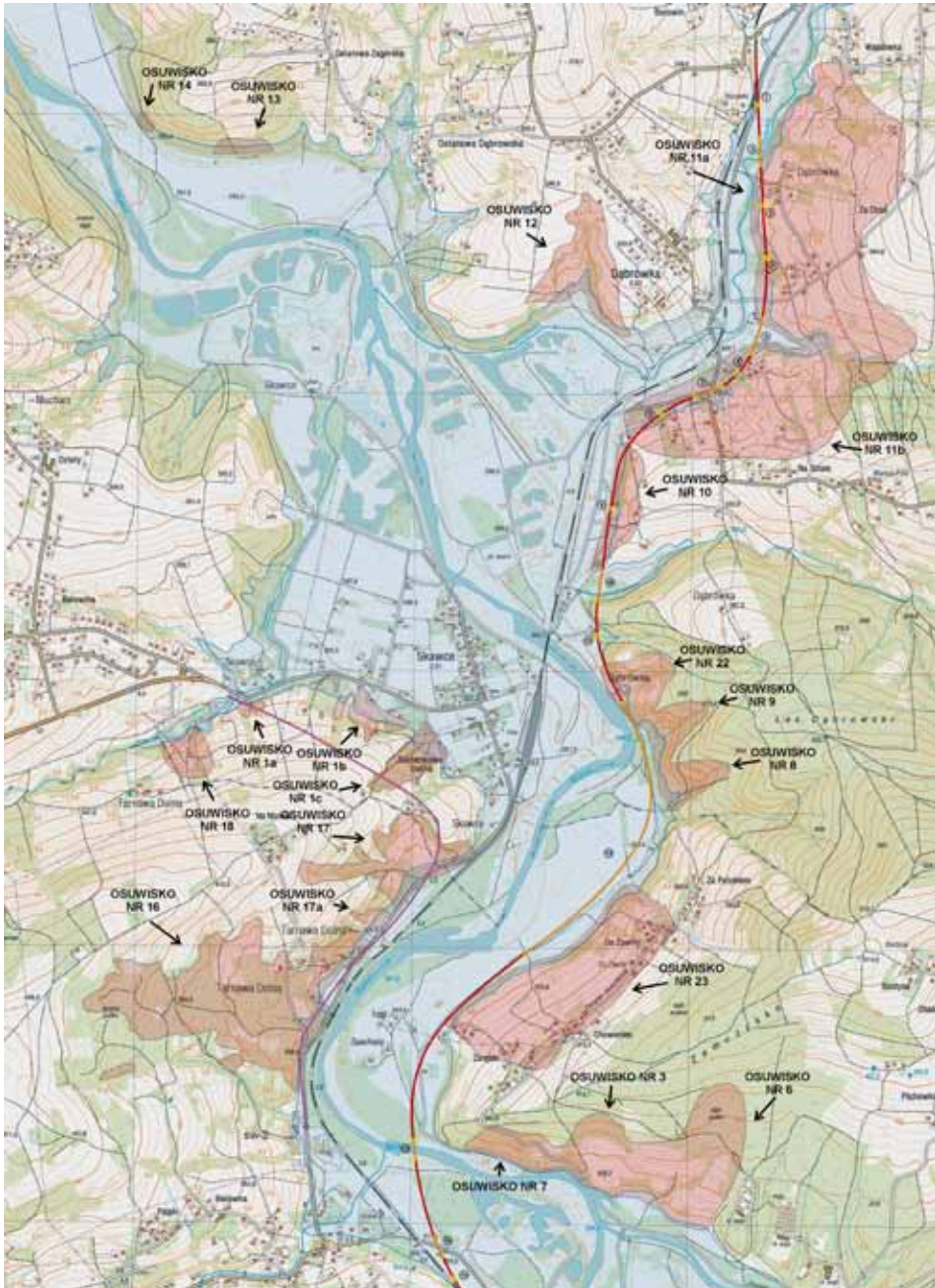
Jest to niewielkie osuwisko o długości 70 m, i szerokości 80 m. Jest ono asekwentno - strukturalne, zwietrzelinowe. Koluwia zbudowane są ze zwietrzeliny gliniastej i utworów akumulacyjnych o miąższości około 5 m. W podłożu występują łupki pstre i piaskowce warstw ciężkowickich. Rzędne 317,0 – 325,0 m n.p.m.

Według danych archiwalnych osuwisko jako całość jest nieaktywne, istnieje możliwość spalania warstwy powierzchniowej przy nadmiernym zawilgoceniu. Osuwisko poza zasięgiem piętrzenia zbiornika.

Osuwisko nr 23 - Zarąbki

Osuwisko asekwentno – strukturalne, zwietrzelinowe. Spokojna powierzchnia osuwiska jest obcięta od dołu niezaburzoną skorupą. Dłu-

gość osuwiska wynosi około 900 m, a szerokość około 150 – 250 m. Rzędne 302,0 – 360 m n.p.m.



Rys.1. Mapa lokalizacji osuwisk w sąsiadujących z projektowaną linią kolejową w rejonie zbiornika wodnego Świnna Poręba

Koluwia składają się z glin, ilów, okruchów piaskowca i brekcji o miąższości około 3-15 m. W podłożu występują warstwy podmagurskie, przeważnie zbrekcjowane.

Według danych archiwalnych osuwisko jest nieaktywne z wyjątkiem części południowej, w której istnieje możliwość spelzwywania przy nadmiernym zawilgoceniu. Osuwisko po spiętrzeniu będzie podtopione, w niewielkim stopniu, w części południowo – zachodniej.

Osuwisko nr 8 – Dąbrówka

Osuwisko insekwentno – strukturalne, zwietrzelinowe, o długości około 250 m, i szerokości około 270 m. Rzędne 302,0 – 360 m n. p.m.

Rozwinięte jest ono na stromym zboczu doliny Skawy, na pakietach łupkowych piaskowców ciężkowickich, częściowo zbrekcjowanych i zaburzonych tektonicznie. W dolnej części morfologia jest niespokojna ze śladami spelzwywania. Koluwia o miąższości 2,7 – 9,0 m zbudowane są z glin, ilów i rumoszu łupkowego. Podłoże stanowią łupki pstry i piaskowce ciężkowickie. Koluwia są nawodnione – woda występuje na głębokości około 1,5 – 3,0 m p.p.t.

Archiwalne badania nie wykazały przemieszczeń, a obliczenia stateczności świadczą o jego ustabilizowaniu. Wydaje się jednak, biorąc pod uwagę budowę geologiczną, że może się ono uaktywnić (spelzwywanie) przy nadmiernym zawilgoceniu. Rzędna piętrzenia przecina jego dolną część, co też może potęgować jego ożywienie.

Osuwisko nr 9 – Dąbrówka

Osuwisko zlokalizowane jest w odległości około 100 m od osuwiska nr 8. Wykształcone jest na pakiecie ciężkowickich łupków pstrych. Jego długość wynosi około 250 m, a szerokość od 30 do 120 m.

Jest to osuwisko insekwentno – strukturalne, zwietrzelinowe, odwadniane przez ciek wodny spływający w jego osi. Rzędne 302,0 – 365 m n.p.m. Koluwia stanowią gliny i rusz, a ich miąższość wynosi od 2,0 do 5,2 m.

Według danych archiwalnych osuwisko jest nieaktywne. Istnieje jednak możliwość spelzwywania powierzchniowego przy nadmiernym zawilgoceniu. Linia piętrzenia zbiornika przecinać będzie dolną część tego osuwiska.

Osuwisko nr 22 – Dąbrówka

Osuwisko to położone jest w odległości około 150 m na północ od osuwiska nr 9. Długość osuwiska to około 200 m, a szerokość to około 500 m. Jest to osuwisko insekwentno – strukturalne, zwietrzelinowe, o powierzchni niespokojnej z licznymi podmokłościami. W jego dolnej części widoczne są ślady spełzywania w przeszłości. Rzędne kształtują się w granicach 3000 – 350 m n.p.m.

Koluwia o miąższości 1,5 – 5,0 m wykształcone są w postaci glin i pyłów oraz brekcji iłolupków. W podłożu występują częściowo zbrekcjowane warstwy krośnieńskie,

Według danych archiwalnych osuwisko jest ustabilizowane. Osuwisko po spiętrzeniu będzie częściowo podtopione.

Osuwisko nr 10 – Dąbrówka

Osuwisko to znajduje się na stromym zboczu, u wylotu doliny Strykówki. Wytworzyło się na krawędzi doliny Skawy, w glinach deluwialnych, będących produktem wietrzenia warstw krośnieńskich. Długość wyrobiska około 150 m, a szerokość około 600 m. Rzędne 302,0 – 325,0 m n.p.m.

Koluwia o miąższości około 3,0 – 10,0 m, wykształcone są w postaci glin i iłów z brekcją. Zalegają one na żwirach terasy niskiej oraz brekcji tektonicznej warstw krośnieńskich i innoceramowych.

Według danych archiwalnych osuwisko nie wykazuje oznak aktywności. Osuwisko po spiętrzeniu będzie częściowo podtopione.

Osuwisko nr 11 – Dąbrówka

Osuwisko to występuje na lewym brzegu doliny Staszówki i stanowi szereg zazębiających się schodkowo mniejszych osuwisk. Jest to dość rozległe osuwisko o szerokości około 1500 m, długości około 200–400 m, podzielone na dwie części: 11a i 11b. Charakter osuwiska – asekwentny. Rzeźba tego osuwiska jest niespokojna, z licznymi wcięciami potokami i terenami podmokłymi oraz szeregiem świeżych i zatartych nisz.

Koluwia osuwiska 11a obejmują nadkład czwartorzędowy i stropową partię brekcji tektonicznej warstw innoceramowych do głębokości 9 m. W przypadku osuwiska 11b koluria stanowi zwietrzelina ilasta łupków krośnieńskich i brekcji warstw innoceramowych o miąższości

do 15 m. W obu przypadkach koluwia zalegają na aluwialnych terasach niskiej i teras wyższych.

Według danych archiwalnych osuwisko w stanie suchym jest nieaktywne, niemniej przy długotrwałych, intensywnych opadach występują lokalne, niewielkie spływy przypowierzchniowych warstw zwietrzelinowych. Osuwisko po spiętrzeniu będzie częściowo podtopione (czoło osuwiska znajduje się poniżej poziomu piętrzenia).

3. Przeprowadzone badania

Badania terenowe, w obszarach rozpatrywanych osuwisk, polegały na wierceniach uzupełniających, dających aktualne, pełniejsze, rozpoznane podłoża gruntowe, dla określenia stref i płaszczyzn poślizgu. Wykonano 51 otworów badawczych do głębokości 10 – 20 m p.p.t. W trakcie wierceń badawczych wykonywano analizę makroskopową w przelotach poszczególnych warstw, na podstawie której typowano próby do badań laboratoryjnych. Terenowe prace geologiczne polegały także na kartowaniu form nisz i progów oraz pomiarze biegu i upadu warstw w odsłaniających się wychodniach. Przeprowadzono również prace geofizyczne i geodezyjne. Badania geofizyczne przeprowadzono dla zdiagnozowania stanu górotworu oraz zobrazowania struktury geologicznej, między otworami punktowymi. Miały one na celu również określenie powierzchni czy stref poślizgu oraz miąższości koluwiów, od niszy do czoła oraz wzdłuż projektowanej trasy drogi. W badaniach geofizycznych wykorzystano metody sejsmiki inżynierskiej, badania georadarowe oraz tomografii elektrooporowej. W obszarze badanych osuwisk, zamontowano inklinometry w celu prowadzenia tzw. monitoringu wgłębnego, a w ramach monitoringu powierzchniowego wykonano uzupełnienie istniejącej już sieci obserwacyjnej. Prace geodezyjne polegały także na uaktualnieniu map dokumentacyjnych, a także na wytyczeniu zaprojektowanych otworów i ich zniwelowaniu do obowiązującego układu współrzędnych. Badania laboratoryjne wykonano na 226 próbach (NU, NW, NNS) pobranych w trakcie wierceń badawczych. Zakres badań obejmował następujące parametry:

- skład granulometryczny,
- wilgotność naturalna,
- gęstość objętościowa i właściwa,

- stopień plastyczności i stopień zagęszczenia,
- zawartość części organicznych,
- pęcznienie,
- współczynnik filtracji,
- wytrzymałość na ścinanie,
- badania wytrzymałościowe skał.

4. Charakterystyka i ocena warunków geotechnicznych

Osuwisko nr 2

W osuwisku tym, określonym jako asekwentno - zwietrzelinowe, wydzielono trzy warstwy geotechniczne.

Pierwszą warstwę, występującą bezpośrednio pod glebą o nieznacznej miąższości, stanowią utwory czartorzędowe w postaci glin pylastych i glin zwięzłych, niekiedy z drobnymi okruchami piaskowca. Warstwa ta zalega do głębokości 1,2 ÷ 3,1 m p.p.t. Stan tych utworów w górnej części osuwiska jest półzwarty, a w części środkowej i dolnej twardoplastyczny. Stopień plastyczności waha się w granicach $I_L - 0,00 \div 0,15$, a określona średnia wilgotność dla tej warstwy wynosi 18,5 %. Parametry wytrzymałościowe wynoszą: $\Phi_u = 23,1^\circ$, $c_u = 35,3$ kPa.

Pod warstwą czwartorzędową, zalegają utwory paleogenu w postaci iłołupków, iłów i piaskowców wzajemnie się przewarstwiających (warstwa II), przechodzące głębiej w zwarte iłołupki oraz w piaskowce - warstwa III. Stan utworów zaliczonych do warstwy II jest półzwarty, na granicy twardoplastycznego. Miąższość tej warstwy jest większa w górnej części osuwiska i wynosi 6,3 m i zmniejsza się dochodząc w dolnej części do 1,3 m. Stopień plastyczności kształtuje się w granicach $0,01 \div 0,23$, a wilgotność naturalna w zakresie $11,4 \div 27,0$ %. Określony dla warstwy iłołupków z głębokości 4,0 ÷ 4,3 m kąt tarcia wewnętrznego wynosi 15° , a kohezja 50 kPa.

Utwory warstwy III zalegają na głębokości 3,7 ÷ 9,4 m p.p.t. Są to zwarte iłołupki oraz twarde piaskowce.

Wody gruntowej o ustalonym zwierciadle nie stwierdzono. Zaobserwowano tylko sączenia występujące na różnej głębokości. Miejsca sączeń zaznaczono w przekrojach geotechnicznych. Poziom wody grun-

towej kształtuje się w tym rejonie na głębokości ca 2,2 m p.p.t. Jest ona o zwierciadle swobodnym.

Osuwisko nr 23

W obszarze tego osuwiska wydzielono, pod względem geotechnicznym trzy warstwy. Pierwszą warstwę (I) stanowią, podobne jak w przypadku osuwiska nr 2, utwory czwartorzędowe o miąższości dość zróżnicowanej, od 3,0 m do 11,8 m. Warstwę tę budują gliny pylaste, gliny i pyły, często z okruchami lub przewarstwieniami piaskowca z przewarstwieniami piaskowca, mułowca i iłółupka.

Stan tych utworów jest zróżnicowany od zwartego do plastycznego $I_L = 0,0 \div 0,31$. Wilgotność tego pakietu kształtuje się w granicach 7,7% ÷ 27,0, kąt tarcia wewnętrznego od 12,0° do 28,3°, a kohezja w zakresie 10,7 ÷ 42,8 kPa.

Warstwa II charakteryzuje się występowaniem piaskowców i mułowców i iłółupków wzajemnie się przewarstwiających. Stan iłółupków jest przeważnie twaroplastyczny lub na granicy półzwartego i twaroplastycznego – $I_L = 0,0 \div 0,24$. Miąższości warstwy drugiej wahają się w granicach 1,5 ÷ 15,5 m a głębokości zalegania 4,5 ÷ 22,5 m p.p.t. Określone parametry geotechniczne dla tej warstwy wynoszą:

$$w_n = 17,05 \div 33,8\%, \Phi_u = 13,1^\circ \div 34,0^\circ, c_u = 14,6 \div 39,8 \text{ kPa.}$$

Trzecią warstwę (III) geotechniczną, zalegającą poniżej, budują twarde piaskowce z przewarstwieniami przeważnie mułowca, rzadziej iłółupka.

Wody gruntowej o ciągłym zwierciadle nie stwierdzono. Zaobserwowano tylko sączenia na różnych głębokościach, przeważnie w warstwie II.

Osuwisko nr 8

Osuwisko insekwentno – strukturalne, zwietrzelinowe. W obszarze tego osuwiska wydzielono również trzy warstwy geotechniczne.

I warstwa, stwierdzona we wszystkich otworach badawczych wchodzących w skład rozpatrywanego przekroju, zbudowana jest w części górnej osuwiska z glin pylastych, pyłów i glin piaszczystych w konsystencji zwartej i półzwartej, a w dolnej z iłów twaroplastycznych. Określone w laboratorium parametry geotechniczne) wynoszą:

$$I_L = 0,02, w_n = 20,3\%, \Phi_u = 18,8^\circ, c_u = 33,2 \text{ kPa.}$$

Parametry ilów wynoszą:

$$I_L = 0,11, W_n = 21,9 \%, \Phi_u = 13^\circ, c_u = 65 \text{ kPa}, \gamma = 21,2 \text{ kN/m}^3.$$

Warstwa II zbudowana jest z iłolupków, piaskowców i mułowców wzajemnie się przewarstwiających, z przewagą iłolupków. Stan tej warstwy określono jako półzwarty. Stopień plastyczności $I_L = 0,0 \div 0,03$. Wilgotność naturalna $w_n = 15,6 \div 21,4 \%$, $\Phi_u = 16,5^\circ \div 26,9^\circ$, $c_u = 16,1 \div 42,4 \text{ kPa}$.

Warstwa III leżąca pod utworami II zbudowana jest z twardych piaskowców, przewarstwiających się w części górnej osuwiska z iłolupkami i mułowcami w stanie zwartym. Wodę w postaci sączenia stwierdzono tylko na niewielkim obszarze.

Osuwisko nr 9

Osuwisko insekwentno – strukturalne, zwietrzelinowe. Do opisu budowy geologicznej wykorzystano wyniki badań jednego otworu badawczego dwóch szybków archiwalnych, wykonanych przez Hydrogeo Kraków w 1979 i 1980r. Ustalony na tej podstawie przekrój geotechniczny pozwolił na wyodrębnienie dwóch warstw geotechnicznych w części górnej osuwiska oraz 3 warstw w rejonie wykonanego otworu.

I warstwa, wyodrębniona w całym przekroju, zbudowana jest z glin piaszczystych i ilów oraz glin pylastych. Warstwa ta jest wypełniona licznymi drobnymi okruchami piaskowca. Miąższość jej jest nieduża, kształtuje się w granicach ca 1,0 – 2,2 m. Stopień plastyczności wynosi 0,01, a wilgotność naturalna 17,5 %. Parametry wytrzymałościowe to: $\Phi_u = 23,4^\circ$, $c_u = 38,3 \text{ kPa}$.

Warstwę II budują iłolupki w stanie twardoplastycznym w $I_L=0,18$ do głębokości 14,5 m. Parametry określone dla próby pobranej z głębokości 3,0 – 3,3 m p.p.t wynoszą: $w_n = 26,4 \%$, $\Phi_u = 14,9^\circ$, $c_u = 52,1 \text{ kPa}$.

Do warstwy III zaliczono mułowce i piaskowce, wzajemnie się przewarstwiające, zalegające na głębokości 14,5 m p.p.t.

Wodę gruntową w postaci sączenia zaobserwowano na głębokości 8,2 m p.p.t. (warstwa określona jako II).

Osuwisko nr 22

Osuwisko insekwentne – strukturalne, zwietrzelinowe. Reprezentujący go przekrój zawiera zmienny układ warstw na przemian się

przecinających, które można zaliczyć zarówno do opisanych: warstwy II jak i III. Dlatego też warstwę tę określono jako II/III.

Warstwa I, wyodrębniona w całym przekroju, zbudowana jest z glin, glin zwięzłych, glin pylastych i pyłów z dużą domieszką rumoszu, przeważnie piaskowcowego. Stan tych utworów, jest przeważnie twardoplastyczny na granicy półzwartego – $I_L = 0,01$. W miejscu sączenia się wody na głęb. 1,4 – 1,6 m p.p.t stwierdzono uplastycznienie tej warstwy do $I_L = 0,26$ – stan plastyczny. Parametry geotechniczne wynoszą: $I_L = 0,01 \rightarrow w_n = 21,3 \%$, $\Phi_u = 22,7^\circ$, $c_u = 21,0$ kPa, $I_L = 0,26 \rightarrow w_n = 30,0 \%$, $\Phi_u = 15,0^\circ$, $c_u = 24,2$ kPa.

Głębokość zalegania tej warstwy kształtuje się w granicach 3,0 ÷ 6,2 m p.p.t. Pod warstwą I zalegają utwory przewarstwiające się wzajemnie, które można naprzemian zaliczyć raz do warstwy II raz do warstwy III. Są to warstwy twardego piaskowca, iłołupka, łupka ilastego i mułowca. Warstwy iłołupka są w stanie twardoplastycznym – $I_L = 0,01 \div 0,05$, $w_n 19,2 \div 22,9 \%$, $\Phi_u = 20,5^\circ \div 20,7^\circ$, $c_u = 20,8 - 36,5$ kPa.

Woda gruntowa występuje w postaci sączeń, które mogą powodować uplastycznianie występujących na tej głębokości gruntów.

Osuwisko nr 10

W dolnej części osuwiska ustalono przypuszczalny przebieg warstw na podstawie analizy materiałów archiwalnych rozpatrywanego rejonu. W osuwisku tym, określonym jako zwietrzelinowe, wyodrębniono 3 warstwy geotechniczne.

I warstwa składająca się z pyłów, glin pylastych i glin z przerostami lub domieszkami drobnego rumoszu piaskowcowego zalega do głębokości 1,2 ÷ 3,0 m p.p.t. Stan tej warstwy jest twardoplastyczny w dalszej części osuwiska, a twardoplastyczny na granicy półzwartego w górnej jego części. Stopień plastyczności wynosi: $I_L = 0,0 \div 0,18$, a wilgotność naturalna $w_n = 14,2 \div 30,5\%$.

W dolnej części osuwiska pod glinami i pyłami twardoplastycznymi wyodrębniono dodatkową warstwę ilów z przerostami iłołupków w stanie plastycznym. Parametry tej warstwy, ustalone na podstawie analizy materiałów archiwalnych, wynoszą: $\Phi_n = 12^\circ$, $c_u = 40$ kPa, $\gamma = 18$ kN/m³. Parametry wytrzymałościowe warstwy I wynoszą: $\Phi_n = 9,2^\circ \div 29,2^\circ$, $c_u = 11,8 \div 23,7$ kPa.

Warstwę II budują iłołupki z przerostami piaskowców i mułowców w stanie twardoplastycznym i na granicy stanu twardoplastycznego

i półzwartego. $I_L = 0,0 \div 0,17$, $w_n = 9,3 \div 26,4 \%$, $\Phi_n = 19,5^\circ \div 32,3^\circ$, $c_u = 20,3 \div 39,2$ kPa. Miąższość tej warstwy nie jest duża i równomierna. Kształtuje się ona w granicach 4,0 ÷ 4,8 m. Głębokość zalegania jej ustalono na głębokości 6,0 ÷ 7,0 m p.p.t.

Warstwę III stanowią mułowce i iłołupki na przemian się przewarstwiające, określone jako skały miękkie lub twarde, albo będące w stanie zwartym i półzwartym. Określone wilgotności tej warstwy kształtują się w granicach 10,6 ÷ 21,0 %.

Woda gruntowa, podobnie jak w omówionych już osuwiskach występuje w postaci sączeń na różnych głębokościach. Nie stwierdzono większych uplastycznień gruntów w rejonach tych sączeń.

Osuwisko nr 11 B

W obszarze tego osuwiska wydzielono 3 warstwy geotechniczne. Warstwa I zbudowana jest z pyłów, glin pylastych i glin piaszczystych z drobnymi okruchami rumoszu piaskowcowego. Stan tej warstwy jest zmienny w poszczególnych rejonach osuwiska. Przeważnie znajduje się ona w stanie twardoplastycznym i półzwartym na granicy twardoplastycznego. W stropowych i spągowych partiach występują niekiedy uplastycznienia, co powoduje osiaganie stanu twardoplastycznego na granicy plastycznego. Często te uplastycznienia występują w rejonach sączących się wód. Miąższość tej warstwy nie jest duża i wynosi 2,0 ÷ 5,0 m. Parametry określone w badaniach laboratoryjnych kształtują się w zakresie: $I_L = 0,03 \div 0,26$; $w_n = 16,7 \div 33,1 \%$, $\Phi_n = 15,3^\circ \div 30,6^\circ$, $c_u = 4,5 \div 28,7$ kPa.

Warstwę II budują iłołupki, niekiedy z przerostami lub przewarstwieniami piaskowców i mułowców. Stan warstwy II jest przeważnie twardoplastyczny półzwarty i zwarty. Warstwa ta, o miąższości 2,5 ÷ 11,1 m zalega do głębokości 4,5 ÷ 13,9 m p.p.t. Parametry geotechniczne kształtują się w granicach: $I_L = 0,02 \div 0,27$, $w_n = 12,2 \div 31,0 \%$, $\Phi_n = 7,9^\circ \div 30,1^\circ$, $c_u = 9,2 \div 40,9$ kPa.

Pod utworami zaliczanymi do warstwy II zalegają piaskowce, mułowce niekiedy przewarstwione iłołupkami. Są to skały określone jako miejscami twarde, miejscami miękkie lub będące w stanie półzwartym i zwartym.

Wody gruntowej o ciągłym zwierciadle nie stwierdzono. Zaobserwowano tylko sączenia na różnych głębokościach. W miejscach sączeń mogą występować niewielkie uplastycznienia gruntów.

Osuwisko nr 11 A

W obszarze tego osuwiska wyodrębniono trzy warstwy geotechniczne, przy czym w niektórych miejscach hipotecznie, z uwagi na płytkie otwory i z uwagi na bardzo nieregularne oraz zróżnicowane profile geologiczne.

I warstwa, zalegająca od powierzchni terenu to gliny pylaste, gliny piaszczyste, pyły i gliny często z zawartością drobnego rumoszu piaskowcowego i łupkowego. Miąższość warstwy wynosi $0,8 \div 6,0$ m a stan określono przeważnie jako twardoplastyczny półzwały i zwarty. W miejscach sąceń może być on na granicy twardoplastycznego i plastycznego a nawet gorszy. Parametry geotechniczne kształtują się w zakresie: $I_L = 0,01 \div 0,26$, $w_n = 16,3 \div 31,5$ %, $\Phi_n = 14,8^\circ \div 26,8^\circ$, $c_u = 15,9 \div 36,2$ kPa. Warstwa II to w przeważającej większości ilołupki, z przewarstwieniami piaskowców i mułowców. Miąższość jej, określona miejscami orientacyjnie wynosi $3,4 \text{ m} \div 18 \text{ m}$. Stan tych utworów jest przeważnie twardoplastyczny i półzwały, choć zdarzają się też miejsca bardziej uplastycznione (tpl/pl). Parametry geotechniczne kształtują się w zakresie: $I_L = 0,0 \div 0,13$, $w_n = 16,3 \div 25,0$ %, $\Phi_n = 22,0^\circ \div 32,6^\circ$, $c_u = 17,6 \div 38,2$ kPa.

Warstwa III to zalegające poniżej piaskowce twarde przewarstwione miejscami ilołupkami i mułowcami w stanie zwartym i półzwartym. Występuje ona niekiedy bezpośrednio pod warstwą pierwszą (pyły i gliny pylaste). Orientacyjnie parametry tej warstwy wynoszą: $w_n = 10$ %, $\Phi_n = 40^\circ$, $c_u = 15$ kPa.

Woda gruntowa w rejonie osuwiska 11 a występuje w postaci sąceń na różnych głębokościach. W miejscach tych sąceń mogą występować znaczne uplastycznienia. Taką strefę uplastycznioną stwierdzono lokalnie bezpośrednio pod utworami warstwy oznaczonej jako I.

Przedstawiona analiza warunków geotechnicznych poszczególnych osuwisk, przeprowadzona została przy przyjęciu podziału rozpoznanego podłoża na trzy warstwy geotechniczne. Zakwalifikowanie poszczególnych utworów do odpowiedniej warstwy było związane z pochodzeniem tych utworów, ich rodzajem oraz ukształtowaniem na skutek procesów geologicznych, w tym z pozostałymi w przeszłości zjawiskami tektonicznymi. Duży wpływ miał też ich aktualny stan i parametry geotechniczne.

Należy podkreślić, że podłoże w obszarach omawianych osuwisk jest bardzo skomplikowane, co sprawiło, że w niektórych rejonach poszczególnych osuwisk przebieg warstw wyznaczono hipotetycznie. Przykładem skomplikowanych warunków geologicznych są załączone w dokumentacji geologiczno – inżynierskiej profile geologiczne [1].

Należy podkreślić, że podział na warstwy i ich przebieg jest w wielu przypadkach podobny do przekrojów uzyskanych w badaniach geofizycznych. Poszczególne warstwy stanowią:

warstwa I - utwory koluwalne zwietrzlinowej pokrywy czwartorzędowej,

warstwa II- utwory koluwalne w obrębie kompleksów łupkowo – piaskowcowych,

warstwa III - zwarte podłoże fliszowe piaskowcowo – łupkowe.

Biorąc pod uwagę przeprowadzoną analizę można stwierdzić, że w obszarach rozpatrywanych osuwisk mogą występować przeważnie lokalne, raczej powierzchniowe, przemieszczenia utworów zwietrzelinowej pokrywy czwartorzędowej. Uwidaczniają się one w postaci obrywów i spelżywań, uruchamianych w przypadku nadmiernego nawilgocenia.

Przypuszczalne niebezpieczne strefy i powierzchnie poślizgu zostały określone przez PIG Oddział Karpacki i udokumentowane w dokumentacji geologiczno – inżynierskiej [1]. W obecnych warunkach, jakie stwierdzono w trakcie prac terenowych, rozpatrywane osuwiska są nieaktywne.

W trakcie analizy dotyczącej charakterystyki geotechnicznej i zjawisk, jakie mogą zachodzić w podłożu osuwisk, zwrócono szczególną uwagę na stany gruntów i ich wilgotności wpływające na parametry wytrzymałościowe. Pełne zestawienie parametrów geotechnicznych określonych dla potrzeb dokumentacji geotechnicznej zawiera opracowanie [3] (Badania laboratoryjne).

5. Obliczenia i analiza stateczności

Obliczenia zostały wykonane programem GGU – STABILITY dwoma metodami: metodą Bishopa zakładającą kołowe powierzchnie poślizgu oraz metodą Janbu, będącą uogólnieniem metody Bishopa dla powierzchni poślizgu o dowolnym kształcie (powierzchnia łamana).

W metodzie Bishopa, w rozpatrywanym kryterium równowagi pojedynczego elementu (paska), zakłada się, że suma rzutów sił na kierunek pionowy musi być równa zero. W metodzie Janbu, natomiast w rozpatrywanym kryterium równowagi pojedynczego elementu, zakłada się, że suma rzutów sił na kierunek poziomy i pionowy musi być równa zero.

Do analizy stateczności osuwisk przyjęto 5 schematów obliczeniowych:

- I stan aktualny – przed wybudowaniem nasypu kolejowego,
- II stan uwzględniający obciążenie nasypem,
- III stan z nasypem + maksymalne piętrzenie, przy założeniu, że nasyp i podłoże jest nieprzepuszczalne,
- IV stan z nasypem + maksymalne piętrzenie + pełne nasycenie podłoża (przy wilgotnościach całkowitych),
- V stan j.w. z uwzględnieniem ciśnienia sphywowego jakie może powstać przy gwałtownym obniżeniu zwierciadła wody w zbiorniku (5 m).

Obliczenia i analizę stateczności przeprowadzono dla wszystkich osuwisk. Jako przykład zakresu i charakteru obliczeń przedstawiono wyniki dla osuwiska nr 11a w przekroju geotechnicznym III - III (rys. 2). Do obliczeń stateczności w wybranym przekroju przyjęto wyprowadzone całkowite parametry wytrzymałościowe, skorygowane o doświadczenia własne. Tak określone parametry, zostały przyjęte, przy uwzględnieniu najbardziej niekorzystnych wartości wilgotności naturalnej oraz stopnia plastyczności, wyznaczonych w badaniach laboratoryjnych.

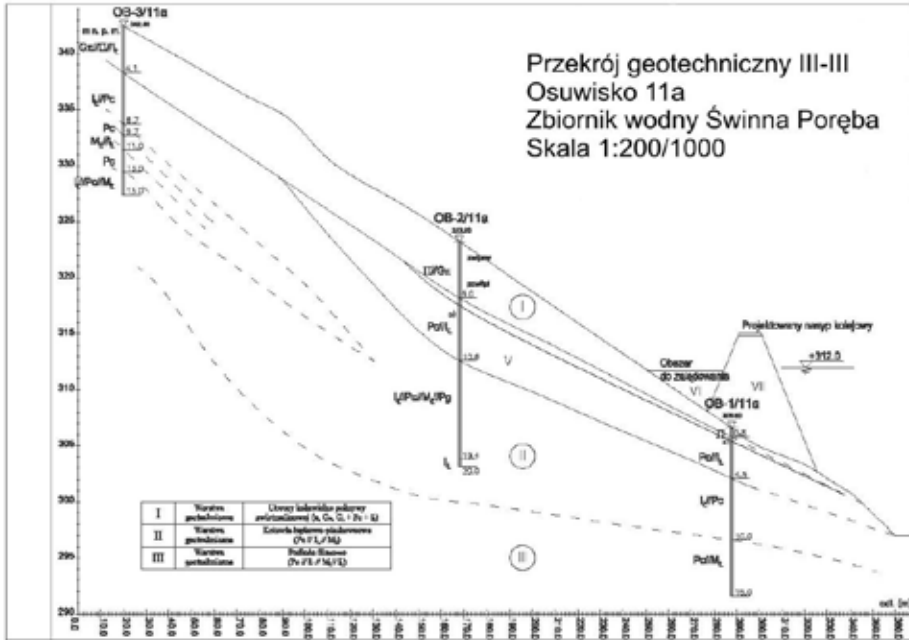
Do obliczeń stateczności przyjęto wilgotności warstw podłoża:

- | | | |
|-------------|---|--|
| I warstwa | - | 23% (<i>pokrywa czwartorzędowa</i>), |
| II warstwa | - | 25% (<i>Koluwia łupkowo-piaskowcowe</i>), |
| III warstwa | - | 10% (<i>podłoże fliszowe</i>), |
| IV warstwa | - | 38% (<i>uplastyczniona wkładka pokrywy czwartorzędowej</i>), |
| V warstwa | - | 10% (<i>zwarte koluwia łupkowo-piaskowcowe</i>), |
| VI warstwa | - | (<i>nasyp kolejowy</i>), |
| VII warstwa | - | (<i>zasypanie przy nasypie</i>). |

Dla przypadku IV i V przyjęto wilgotności całkowite i odpowiadające im parametry wytrzymałościowe. I tak:

- | | | |
|-------------|---|--------|
| I warstwa | - | 23.6%, |
| II warstwa | - | 25.7%, |
| III warstwa | - | 10%, |
| IV warstwa | - | 38%, |

V warstwa - 10%,
 VI warstwa - -
 VII warstwa - -



Rys. 2. Przekrój geotechniczny III-III Os.11a

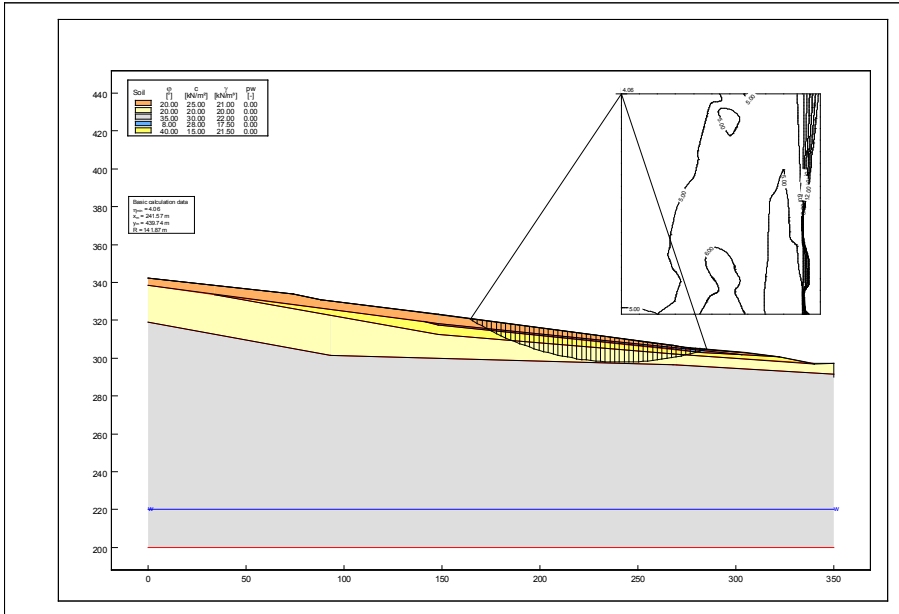
Schematy obliczeniowe obrazujące strefy zagrożenia oraz parametry geotechniczne przyjęte do obliczeń przedstawiono na rys. 3.1 - 3.10. Uzyskane wartości współczynnika pewności wynoszą:

Metoda Bishopa:

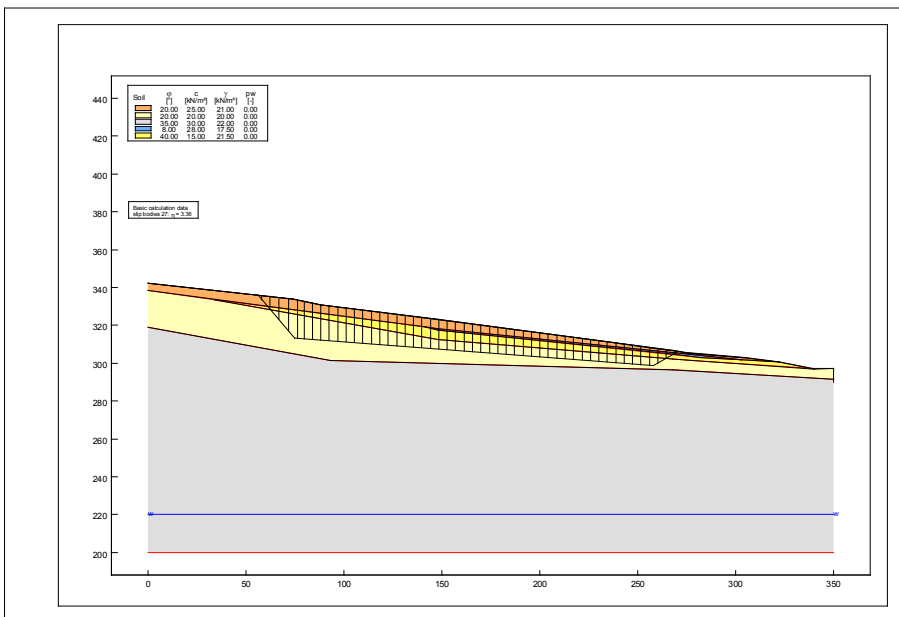
Schemat I- $F = 4,06$,
 II- $F = 2,02$,
 III- $F = 3,72$,
 IV- $F = 1,61$,
 V- $F = 1,58$.

Metoda Janbu:

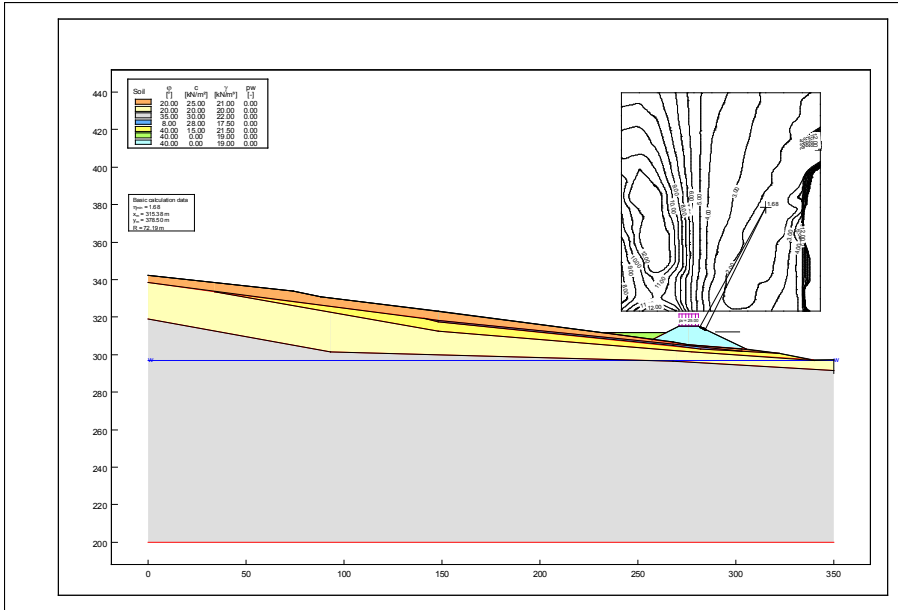
Schemat I- $F = 3,36$,
 II- $F = 1,82$,
 III- $F = 3,03$,
 IV- $F = 1,68$,
 V- $F = 1,53$.



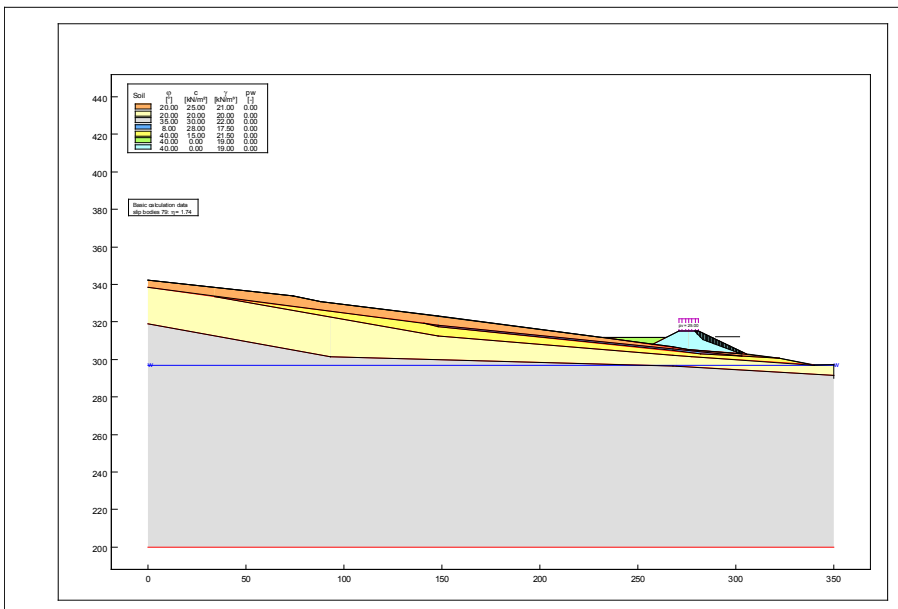
**Rys. 3.1. Os. 11a (przekrój III-III). I – Stan istniejący. Metoda Bishopa
 $FS=4,06$**



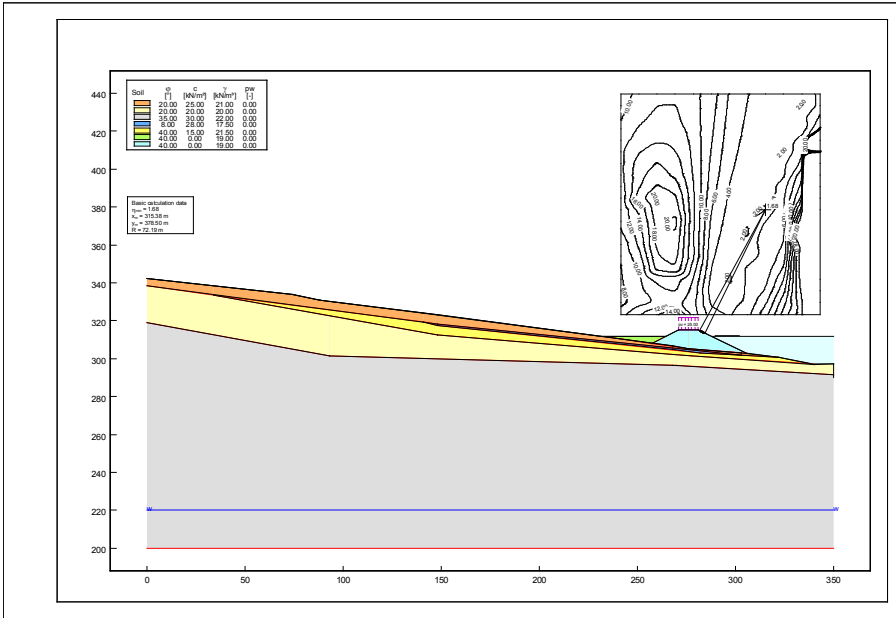
**Rys. 3.2. Os. 11a (przekrój III-III). I – Stan istniejący. Metoda Janbu
 $FS=3,36$**



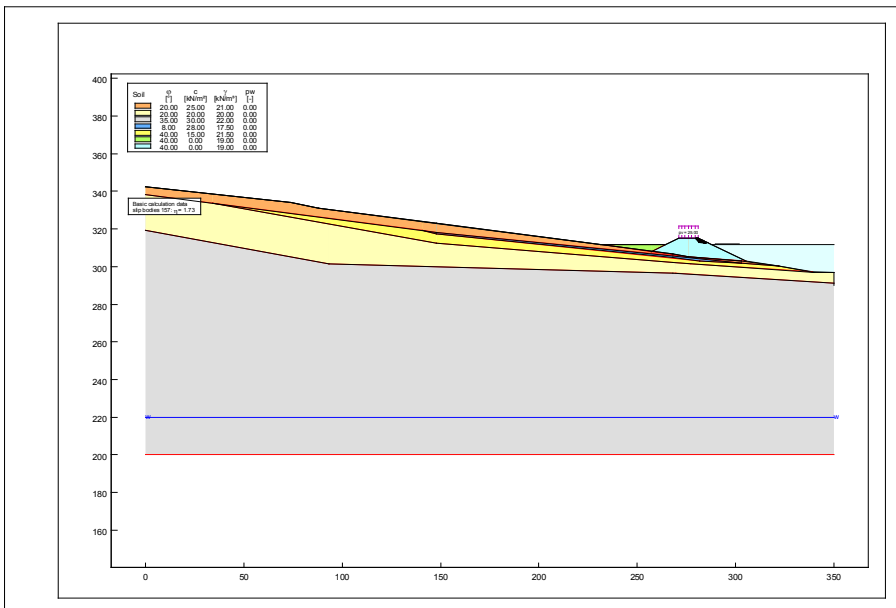
Rys. 3.3. Os. 11a (przekrój III-III). II – Stan po wykonaniu nasypu kolejowego. Metoda Bishopa FS=1,68



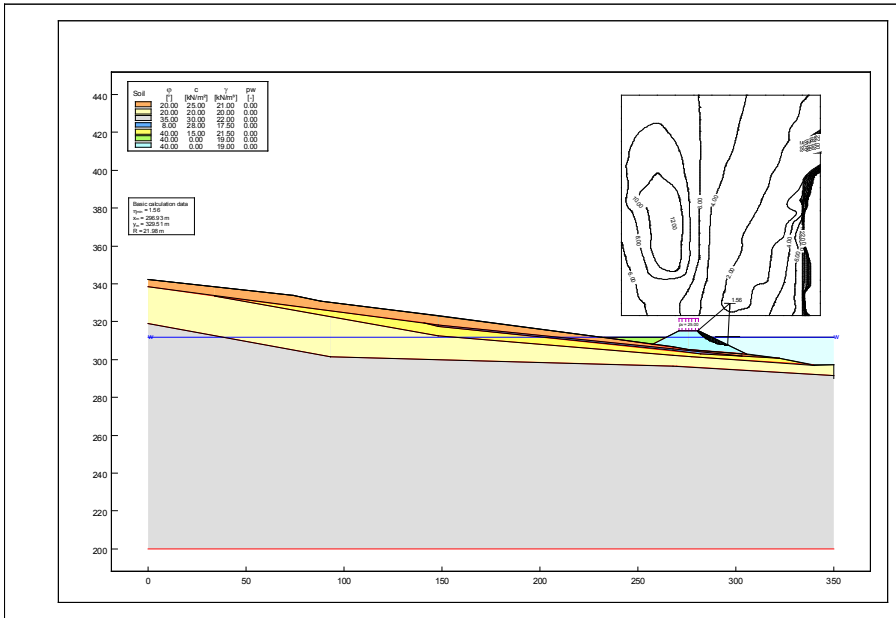
Rys. 3.4. Os. 11a (przekrój III-III). II – Stan po wykonaniu nasypu kolejowego. Metoda Janbu FS=1,74



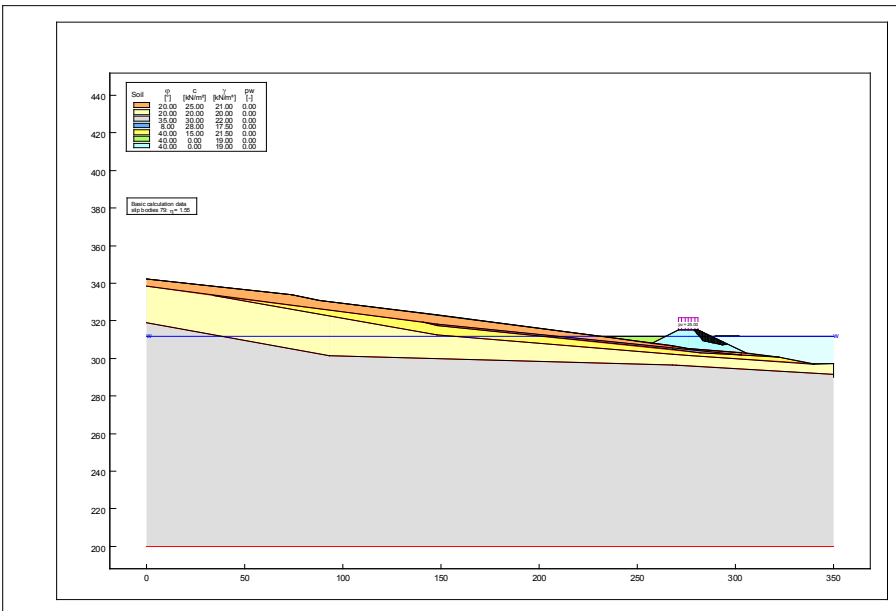
Rys. 3.5. Os. 11a (przekrój III-III). III – Stan po wykonaniu nasypu kolejowego, max. piętrzenie wody. Metoda Bishop FS=1,68



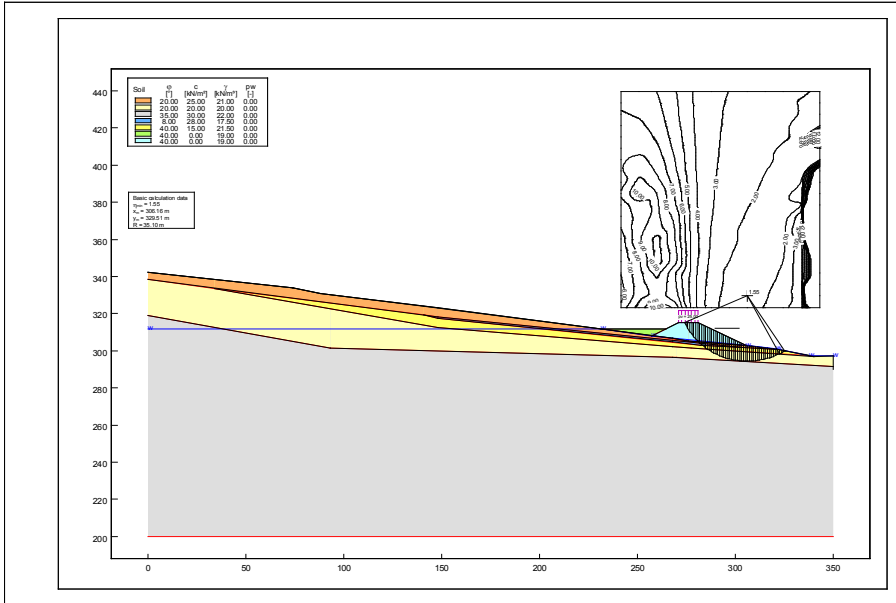
Rys. 3.6. Os. 11a (przekrój III-III). III – Stan po wykonaniu nasypu kolejowego, max. piętrzenie wody. Metoda Janbu FS=1,73



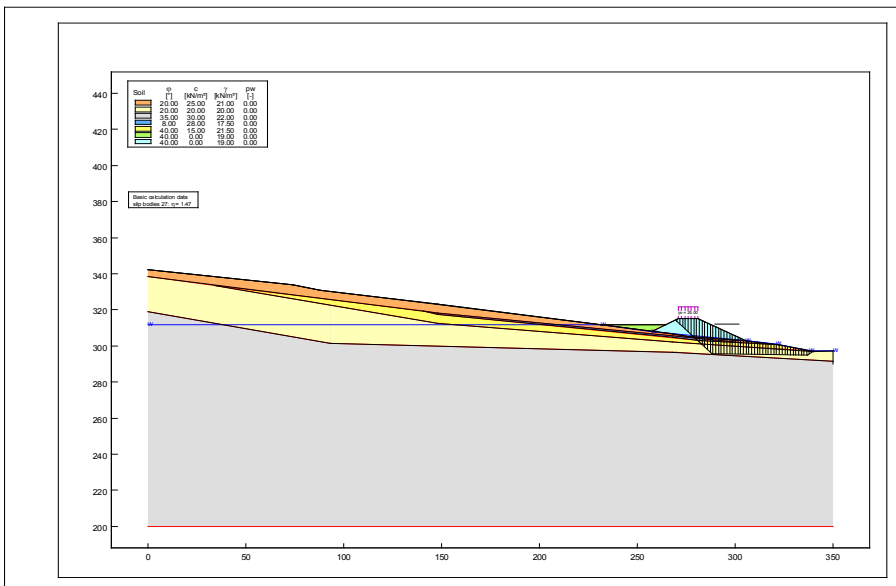
Rys. 3.7. Os. 11a (przekrój III-III). IV – Stan po wykonaniu nasypu kolejowego, max. piętrzenie wody, nasycenie podłoża i nasypu. Metoda Bishopa $FS=1,56$



Rys. 3.8. Os. 11a (przekrój III-III). IV – Stan po wykonaniu nasypu kolejowego, max. piętrzenie wody, nasycenie podłoża i nasypu. Metoda Janbu $FS=1,55$



Rys. 3.9. Os. 11a (przekrój III-III). V – Stan po wykonaniu nasypu kolejowego, ciśnienie sptywowe po obniżeniu zwierciadła wody w zbiorniku. Metoda Bishopa FS=1,55



Rys. 3.10. Os. 11a (przekrój III-III). V – Stan po wykonaniu nasypu kolejowego, ciśnienie sptywowe po obniżeniu zwierciadła wody w zbiorniku. Metoda Janbu FS=1,47

6. Wnioski

Analizując wyniki obliczeń, w tym wartości współczynnika stateczności, dla wszystkich założonych przypadków, można stwierdzić, że jest on w każdym przypadku większy lub równy 1,5. Świadczy to o stabilności (oraz zapasie bezpieczeństwa) rozpatrywanego osuwiska nr 11a, a także osuwisk o podobnych warunkach geotechnicznych wzdłuż projektowanej linii kolejowej.

Stabilność jest zachowana przy obecnych parametrach geotechnicznych (odpowiadających w szczególności aktualnemu zawilgoceniu koluwiów wierzchniej czwartorzędowej pokrywy zwietrzelinowej $w_n = 20 - 24 \%$), natomiast pogorszenie tych parametrów, związane, np. z nadmiernym zawilgoceniem może spowodować obniżenie współczynnika stateczności oraz sływy i obsunięcia.

W tej sytuacji jest zasadne zabezpieczenie terenu osuwisk przed nadmiernym zawilgoceniem w postaci drenażu powierzchniowego ograniczającego infiltrację wód opadowych. Wniosek ten jest zgodny z wynikami badań i uwag zawartych w materiałach archiwalnych.

Bibliografia

1. *Dokumentacja geotechniczna dla przełożenia linii kolejowej Kraków – Sucha Beskidzka, odcinek: Stryszów – Zembrzyce*, wyk. przez Instytut Geotechniki Politechniki Krakowskiej w 2007r.
2. *Dokumentacja geologiczno-inżynierska do ZTE zbiornika wodnego na rzece Skawie w miejscowości Świnna Poręba*, wyk. przez Hydrogeo Kraków w 1982r.
3. *Wyniki badań laboratoryjnych pobranych prób gruntów*, wyk. przez Instytut Geotechniki Politechniki Krakowskiej w 2007r.
4. *Ekspertyza dotycząca warunków geotechnicznych w obrębie obszarów osuwiskowych na trasie projektowanej drogi Skawce-Zembrzyce*, wyk. przez prof. dr hab. inż. W. Wolskiego i prof. dr hab. inż. J. Dziewańskiego w 1988r.
5. *Problematyka osuwisk w budownictwie komunikacyjnym*. Mat. Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo- Technicznej, Zakopane, 13-14 kwietnia 2000r.

6. *Instrukcja obserwacji i badań osuwisk drogowych*, GDDP, Warszawa 1999r.
7. *Projekt prac geologiczno inżynierskich dla przełożenia linii kolejowej Kraków – Sucha Beskidzka, odcinek: Stryszów-Zembrzyce*, wyk. przez AGH Wydz. Geologii, Geofizyki i Ochrony Środowiska, Kraków 2005r.

**THE ANALYSIS OF GEOTECHNICAL PROPERTIES
OF THE LANDSLIP AREA ON THE ROUTE
OF THE DESIGNED RAILWAY LINE STRYSZÓW -
ZEMBRZYCE IN THE AREA OF BUILDING
OF ŚWINNA PORĘBA RESERVOIR**

Summary

The analysis on the basis of the filed and laboratory survey conducted in the area of landslips no 2, 23, 8, 9, 22, 10 and 11 have been presented in the paper. All the archival researches, which have been conducted since 1975, were taken into consideration. On the basis of these researches and the geophysical and geodesic research as the geotechnical properties of the landslide area as well as the areas and zones threatened by emergence of sliding were established. The computations of stability were conducted given different geotechnical properties using GGU-STABILITY system.

Key words: *water reservoir, stability, landslides*

**ANALYSE DER GEOTECHNISCHEN BEDINGUNGEN
VON ERDRUTSCHGELÄNDEN AUF DER STRECKE
DER GEPLANTEN EISENBAHNSTRECKE STRYSZÓW -
ZEMBRZYCE IM BEREICH DES WASSERBECKENS
ŚWINNA PORĘBA**

Zusammenfassung

Die Analyse der geotechnischen Bedingungen von Erdrutschgeländen wurde auf der Grundlage der Labor- und Feldstudie von Grundstücken auf dem Gebiet der Erdrutsche Nr. 2,23,8,9,22,10,11 durchgeführt. Es werden die Untersuchungen von Archivmaterialien bis 1975 gemacht. Auf der Grundlage der

Ergebnisse von diesen Studien und Umfragen, sowie der Geodäsie- und Geophysikforschungen werden die geotechnischen Eigenschaften von Erdrutschen bestimmt und die Gefährdungszonen identifiziert. Die Vorschläge der Versicherung werden formuliert. Die Stabilität der Erdrutsche wird in Anlehnung an die Berechnungen mit Hilfe von GGU-STABILITY – Rechenprogramm bestimmt.

Die Schlüsselwörter: *Das Wasserbecken, die Stabilität, der Erdrutsch*

Anna Gniwek¹

DOBÓR ZABEZPIECZEŃ SKARP WYKOPÓW NA ODCINKU AUTOSTRADY A1

Streszczenie

Przedmiotem artykułu jest przedstawienie zabezpieczeń konstrukcyjnych wykopów autostradowych w zmiennych warunkach geologicznych Polski południowej na przykładzie wybranego odcinka autostrady A1. Zastosowane rodzaje zabezpieczeń zestawiono w formie tabelarycznej. Przedstawiono przyczyny podstawia osuwisk poprzez ocenę stateczności skarp wykopów autostradowych. W dalszej części artykułu omówiono przyczyny powstania obrywów mas ziemnych oraz zaproponowano metody ich napraw.

Słowa kluczowe: osuwiska, geokraty komórkowe, maty antyerozyjne

1. Wprowadzenie

Budowa dróg i autostrad nierozłącznie związana jest z koniecznością budowy nasypów i wykopów często kilkudziesięciometrowej wysokości. Dotyczy to w szczególności budowy autostrad, gdzie spadki niwelety trasy nie pozwalają na zmniejszenie głębokości wykopów. Powoduje to różnorakie konsekwencje związane z utrzymaniem w należytych stanie dużych płaszczyzn o nachyleniu 1:1,5 (34°). Konieczna jest ich ochrona przed erozją powierzchniową, zapewnienie długotrwa-

¹ mgr inż. Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Geotechniki i Fundamentowania, ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa, tel. (022) 566 42 28, a.gniwek@itb.pl

lej stateczności przy jednoczesnym zachowaniu estetycznego wyglądu i co niebagatelne łatwego utrzymania w przyszłości.

Spełnienie tych wszystkich wymagań nie jest łatwe biorąc pod uwagę, że polskie przepisy wymagają, aby wskaźnik stanu równowagi (współczynnik bezpieczeństwa) wynosił 1,5. Projektując zatem zbocza wykopów ustala się ich geometrię ze względów użytkowych, a następnie sprawdza stateczność zgodnie z uwzględnieniem wszystkich oddziaływań (obciążenie ruchem, obciążenie naziemem skarpy, ruchem na drogach serwisowych, ewentualnie inne wpływy). W rezultacie zawsze projektuje się zabezpieczenia przeciwoerozyjne, drenaże powierzchniowe oraz bardzo często wzmacnia skarpe, wykorzystuje drenaże wgłębne celem poprawienia stateczności. Na podstawie własnego doświadczenia w tworzeniu projektu zabezpieczania skarp na autostradzie oraz śledząc realizację można przybliżyć problemy, z jakimi inżynier się spotyka projektując a jakie pojawiają się w trakcie realizacji inwestycji.

2. Wstępne przesłanki projektowe

Przyjrzyjmy się budowie geologicznej i warunkom panującym w rejonie projektowanego odcinka autostrady A-1.

2.1. Warunki geologiczne

Zacznijmy od przybliżenia geologii w analizowanym rejonie. Wzdłuż projektowanego odcinka trasy autostrady wydzielono 7 rejonów występowania gruntów o zbliżonych warunkach geologiczno-inżynierskich. Rejonizacji dokonano w oparciu o mapy geologiczne w skali 1:50 000 (arkusz Gliwice, arkusz Rybnik) i 1:200 000 (arkusz Cieszyn), dane z dokumentacji geologiczno-inżynierskiej do projektu wstępnego oraz z dokumentacji warunków hydrogeologicznych.

Podstawowe dane zebrano i przedstawiono w tablicy 1.

Tablica. 1. Podział na rejony

Nr rejonu	Rodzaj gruntu
I	Grunty antropogeniczne (nasypowe)
II	Słabonośne osady rzeczne – aluwialne (T, Nm, II, Gπ, Pπ, Pd, Ps, Ż, Po)
III	Osady zastoiskowe (I, Gπz, Gz, Iπ, P)
IV	Utwory lessopodobne (II, Gπ, Gπz)
V	Osady akumulacji wodnolodowcowej (II, Gπ, Pπ, Ps, Pr, Ż, Po, Nm)
VI	Osady akumulacji lodowcowej (G, Gz, Gpz+Ż+P+K, Pπ, Pd, Ps, Ps+Ż)
VII	Iły trzeciorzędowe (I, Iπ//Pπ//π, Gπz, Gz//I, Pd, Pπ, Ps, Pr)

2.2. Warunki hydrogeologiczne

W obrębie rozpatrywanego odcinka autostrady występują dwa piętra wodonośne:

- Czwartorzędowe,
- trzeciorzędowe.

Osady czwartorzędowe wieku plejstoceniowego i holoceniowego charakteryzują się dużą zmiennością wykształcenia litologicznego i rozprzestrzenianiem powodując w ten sposób istnienie wielowarstwowego systemu hydrogeologicznego. Wodonośność osadów czwartorzędowych jest związana z przepuszczalnymi warstwami piasków od pylastych poprzez grube, do pospółek i żwirów. W utworach piaszczystych występuje jedna duża lub nawet kilka warstw wodonośnych, porozielenianych glinami, pyłami lub też łąkami zastoiskowymi. Warstwy te mogą tworzyć soczewki lub łączyć się ze sobą. Wody poziomu czwartorzędowego mają głównie charakter swobodny, rzadziej naporowy, a zasilanie odbywa się drogą bezpośredniej infiltracji wód opadowych lub powierzchniowych. Ponadto wody gruntowe w utworach czwartorzędowych mogą występować w formie nagromadzeń w piaszczystych laminach w obrębie gruntów spoistych. Są to wody z reguły o charakterze naporowym.

Trzeciorzędowy poziom wodonośny związany jest z soczewkami i przewarstwieniami piasków wśród nieprzepuszczalnych ilów mioceńskich.

2.3. Warunki budowy autostrady

Podziału warunków budowy autostrady ze względu na środowisko geologiczne dokonano wg „Wytocznych badań rozpoznawczych podłoża gruntowego dla projektowania autostrad” [9]:

- warunki bardzo dobre,
- warunki dobre,
- warunki dostateczne,
- warunki złe.

Projektowana trasa autostrady prowadzi przez obszary podlegające wpływom działalności górniczej, tereny o wysokim poziomie wód gruntowych oraz o niekorzystnych warunkach geotechnicznych poniżej niwelety. Wydzielono następujące warunki budowy autostrady:

- warunki dobre – łącznie 5,47 km
- warunki dostateczne – łącznie 0,25 km
- warunki złe – łącznie 12,46 km.

Złe warunki budowy trasy stwierdzono w rejonach występowania holocenijskich gruntów rzecznych, gruntów spoistych o $I_L > 0,50$, luźnych piasków, ilów, utworów tiksotropowych, nasypów niebudowlanych, a ponadto tam, gdzie poziom wód gruntowych zalega na głębokości mniejszej niż 0,5 m poniżej powierzchni terenu lub projektowanej niwelety trasy.

2.4. Analiza stateczności stoków wykopów

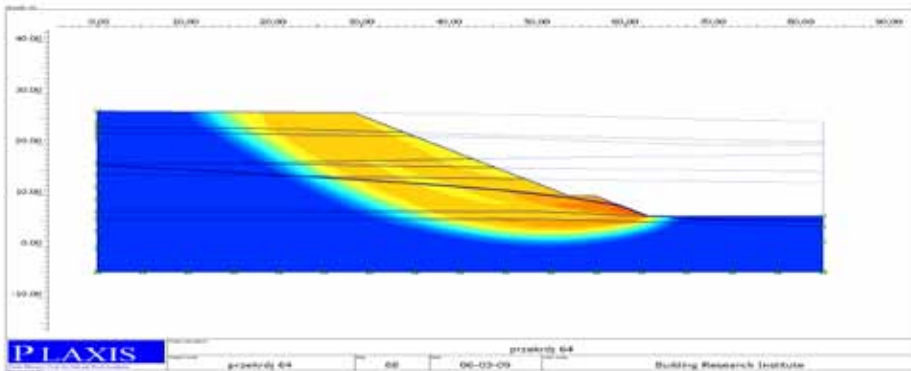
Przed projektem systemu zabezpieczenia wykonano analizę stateczności. Obliczenia stateczności wykonano przyjmując parametry z dokumentacji geologiczno – inżynierskiej.

Do obliczeń globalnego współczynnika stanu równowagi (safety factor) wykorzystano metodę elementów skończonych. Obliczenia wykonano w programie Plaxis. Jako reprezentatywny dla ośrodka gruntowego przyjęto model Coulomba-Mohra, który opisuje zachowanie się gruntu za pomocą następujących parametrów:

E - moduł odkształcenia [MPa],

- ν - współczynnik Poissona [-],
 φ - kąt tarcia wewnętrzznego [°],
 c - spójność [kPa],
 ψ - kąt dylatacji [°].

Geometria skarp, układ warstw geologicznych przyjmowano zgodnie z dokumentacją geologiczną. Skarpa była modelowana przez trójkątne elementy skończone wraz z odpowiednimi warunkami brzegowymi. Potencjalny zasięg osuwiska i najbardziej prawdopodobną powierzchnię poślizgu dla analizowanych skarp przedstawiono na rysunkach. Kolor ciemny szary symbolizuje przemieszczenia równe „0”, natomiast kolory jaśniejsze oznaczają zasięg ewentualnego osuwiska.



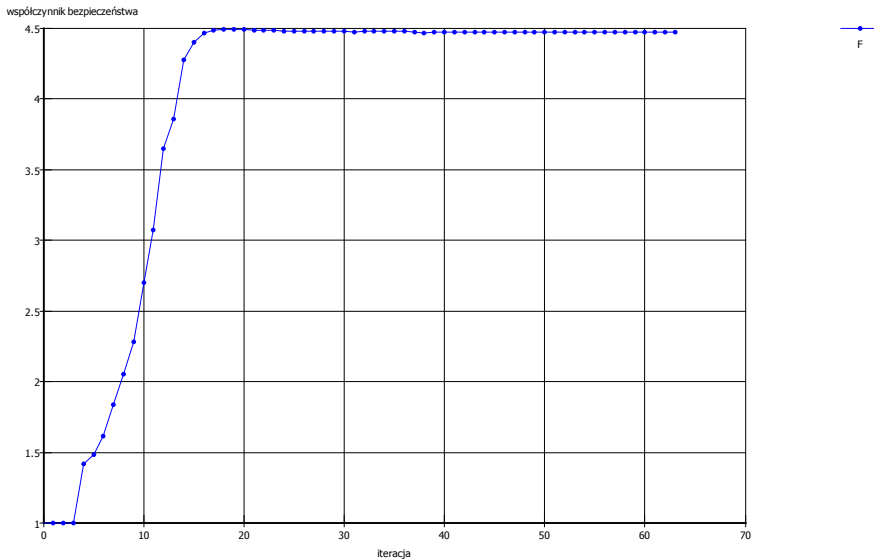
Rys. 1. Zasięg i kształt potencjalnych powierzchni poślizgu

Współczynnik stanu równowagi jest obliczany metodą redukcji wartości kąta wewnętrzного oraz spójności według algorytmu.

$$F = \frac{\tan \varphi(\text{obliczeniowe})}{\tan \varphi(\text{redukowany})} = \frac{c(\text{obliczeniowe})}{c(\text{redukowane})}$$

Tak uzyskany współczynnik bezpieczeństwa (w sensie matematycznym) odpowiada dokładnie współczynnikowi stanu równowagi uzyskanemu w wyniku obliczeń metodami równowagi stanów granicznych (Bishop, Fellenius).

Wyniki obliczeń przedstawiono graficznie w postaci załączonych wykresów. Oś x ilustruje kolejne stopnie obliczeniowe (iteracje), a oś y wartość współczynnika bezpieczeństwa. Jako miarodajną wartość tego współczynnika należy przyjąć miejsce gdzie wykres przechodzi w linię poziomą.



Rys. 2. Sposób przedstawiania obliczeń współczynnika stanu równowagi

2.5. Proponowane zabezpieczenia wg Dokumentacji Projektowej

Na podstawie uzyskanych wyników z analiz opracowano i zaprojektowano metody zabezpieczeń skarp. Są to:

1. hydroobsiew na warstwie humusu i siatce przeciwoerozyjnej (do wysokości 4 m),
2. ręczny obsiew na siatce przeciwoerozyjnej (powyżej 4 m),
3. darń na włókninie/tkaninie (grunty spoiste, suche),
4. gwoździe gruntowe wraz z siatką dwukierunkową, nad półką,
5. geosiatki komórkowe 10 cm wypełnione kruszywem łamanym,
6. przypory drenażowe,
7. drenaż poziomy,
8. palościanka.

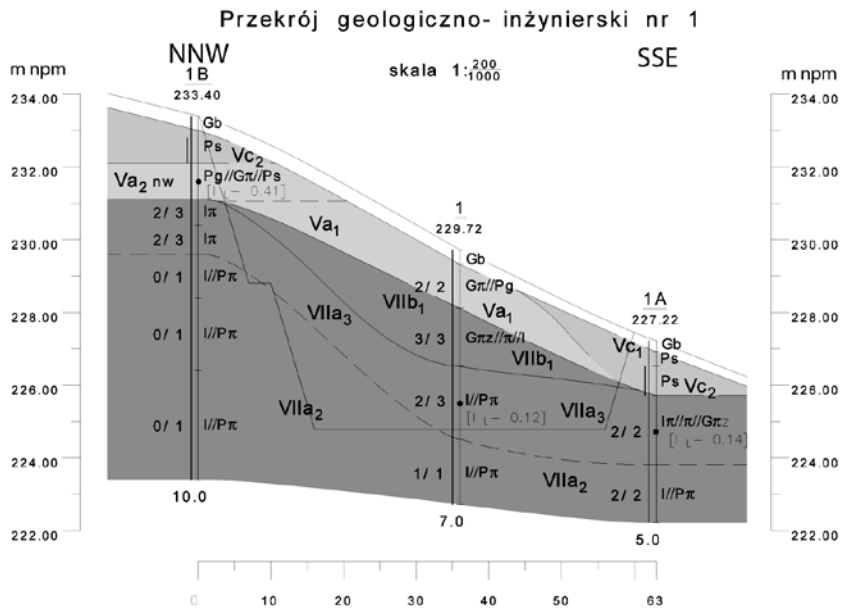
Tablica. 2. Zestawienie zabezpieczeń w zależności od warunków geologicznych

nr	Głębokość wykopu	Długość odcinka [km]	Warunki	Grundy		Zawodnienie	Wnioski z zaleceniami	Rodzaj zaprojektowanego zabezpieczenia
				spoisłe	niespoisłe			
1.	0-5,0m	0,165	Korzystne	+	+	Brak	W podłożu występują grundy nośne, głównie spoiste. Grundy spoiste są wysadzinowe. Zalicza się je do grupy nośności G2.	Strona lewa → 1,2
		0,055		+	+		W podłożu zalegają grundy nośne spoiste i lokalnie niespoiste na zboczu i niemoisłe w dolinie. Grundy spoiste są wysadzinowe, zaś niespoiste niewysadzinowe. Grundy spoiste zalicza się do grupy nośności G2 na zboczu i G4 w dolinie.	Strona lewa → 1,2
		0,214		+	+		W podłożu zalegają grundy nośne spoiste. Grundy spoiste są wysadzinowe. Grundy spoiste zalicza się do grupy nośności G3 i G4. Należy spodziewać się licznych sąsiedzi w ścianach przekopu.	Strona lewa → 1,3
		0,252		+	+		W podłożu występują grundy nośne spoiste i niespoiste. Grundy spoiste są wysadzinowe a niespoiste wapienne i niewysadzinowe. Grundy spoiste zalicza się do grupy nośności G3 i G4 a niespoiste do G1 i G2. Woda gruntowa występuje w sągu przekopu.	Strona lewa → 1 Strona prawa → 1,2
2.	5,0+	0,166	Niekorzystne	+	+	Jest	W podłożu zalegają grundy spoiste nośne i niespoiste słabonośne. Grundy spoiste są wysadzinowe, a niespoiste wapienne i niewysadzinowe. Grundy spoiste zalicza się do grupy nośności G3 i G4 a niespoiste do wapiennych.	Strona prawa → 1,3
		0,471	Niekorzystne	+	+		Przekop na etapie budowy należy odwodnić. W podłożu zalegają grundy spoiste nośne. Grundy spoiste są wysadzinowe. Zalicza się je do grupy nośności G2 i G3. Woda gruntowa powyżej nitwelety. Należy wykonać drenaż i wodę odprowadzić na zewnątrz.	Strona lewa → 1 Strona prawa → 1,3,5
		0,300	Korzystne	+	+		W podłożu występują grundy nośne spoiste i niespoiste. Grundy spoiste wysadzinowe a niespoiste wapienne i niewysadzinowe. Grundy spoiste zalicza się do grupy nośności G3 zaś niespoiste do G1 i G2.	Strona lewa → 1,2 Strona prawa → 1,2
		0,391	Korzystne	+	+	Brak	W podłożu występują grundy nośne spoiste i niespoiste. Grundy spoiste są wysadzinowe a niespoiste niewysadzinowe. Grundy spoiste zalicza się do grupy nośności G3 i G4 zaś niespoiste do G2 i G1. Dno wykopu znajduje się w strefie wahań poziomów wód gruntowych.	Strona lewa → 1,2 Strona prawa → 1,2
		0,306	Korzystne	+	+		W podłożu występują grundy nośne spoiste i lokalnie niespoiste. Grundy spoiste są wysadzinowe zaś niespoiste niewysadzinowe. Grundy spoiste zalicza się do grupy nośności G3 a niespoiste do G1.	Strona lewa → 1,3,4,6 Strona prawa → 1,3,4,6
		0,348	Korzystne	+	+		W poziomie nitwelety zalegają grundy nośne spoiste i niespoiste. Grundy spoiste są wysadzinowe a niespoiste wapienne i niewysadzinowe. Grundy spoiste zaliczono do grupy nośności G3 zaś niespoiste do G1.	Strona lewa → 1,2 Strona prawa → 1,2

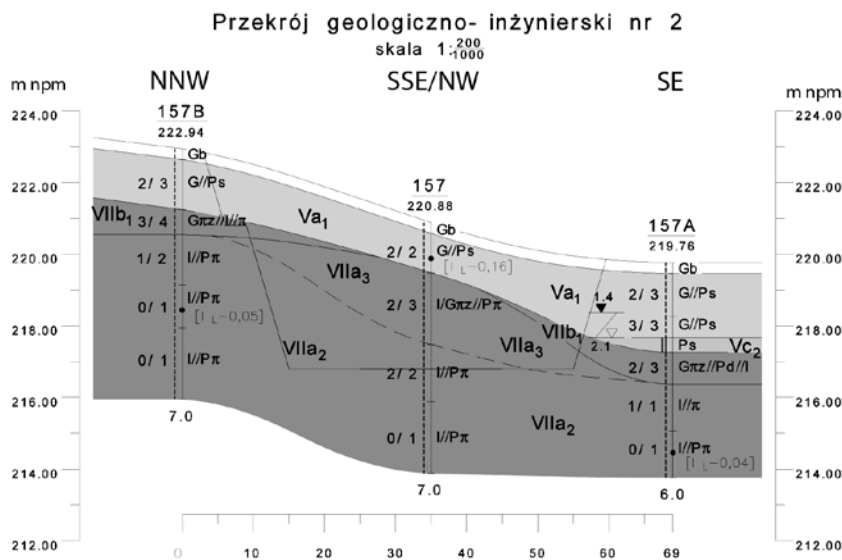
Tablica. 2. Zestawienie zabezpieczeń w zależności od warunków geologicznych - cd.

3.	10,0÷20,0m	0,413	Niekorzystne	+	+	W podłożu zalegają grunty nośne spoiste i niespoiste. Grunty spoiste są wysadzinowe, niespoiste również wysadzinowe. Grunty spoiste zalicza się do grupy nośności G3 zaś niespoiste do G1.	Strona lewa → 1,2 Strona prawa → 1,2	
		0,477		+	+	W podłożu występują grunty nośne głównie spoiste i lokalnie niespoiste. Grunty spoiste są wysadzinowe a niespoiste wapienne.	Strona lewa → 1,2 Strona prawa → 1,2,6	
		0,416		+	+	Grunty spoiste zalicza się do grupy nośności G3 a niespoiste do G2. Lokalnie woda gruntowa powyżej niwelety trasy.	Strona lewa → 1,2,4,6 Strona prawa → 1,2,4,6	
		1,409		+	+	W podłożu występują grunty nośne spoiste i niespoiste. Grunty spoiste są wysadzinowe a niespoiste niewysadzinowe oraz wapienne. Grunty spoiste zalicza się do grupy nośności G3 i G2 a niespoiste do G1. Powyżej niwelety występują nawodnione piaski – należy wykonać odwodnienie przekopu.	Strona lewa → 1,3,5,6,7 Strona prawa → 1,3,5,7	
		0,972		Korzystne	+	+	W podłożu zalegają nośne grunty spoiste i niespoiste. Grunty spoiste są wysadzinowe zaś niespoiste niewysadzinowe. Grunty spoiste zalicza się do grupy nośności G2 i G3 zaś niespoiste do G1. Woda gruntowa powyżej niwelety – należy odwodnić przekop.	Strona lewa → 1,3 Strona prawa → 1,3
		0,212			+	+	W podłożu niwelety zalegają grunty nośne spoiste i sypkie. Grunty spoiste wysadzinowe, niespoiste niewysadzinowe. Grunty spoiste zalicza się do grupy nośności G2 a niespoiste do G1.	Strona lewa → 1,2 Strona prawa → 1,2,4
		1,074		Korzystne	+	+	W podłożu niwelety zalegają grunty nośne spoiste i niespoiste. Grunty spoiste są wysadzinowe zaś niespoiste wapienne i niewysadzinowe. Grunty spoiste zalicza się do grup nośności G3 a niespoiste do G3.	Strona lewa → 1,3,4,5,6 Strona prawa → 1,3,4,5,6
		0,348			+	+	W podłożu zalegają grunty nośne spoiste i niespoiste. Grunty spoiste są wysadzinowe, niespoiste wysadzinowe i niewysadzinowe. Grunty spoiste zalicza się do grupy nośności G2 i G3, a niespoiste do G1 i G2.	Strona lewa → 1,2 Strona prawa → 1,2
		0,749		Niekorzystne	+	+	W podłożu zalegają grunty nośne spoiste i niespoiste. Grunty spoiste są wysadzinowe zaś niespoiste wapienne. Grunty spoiste zalicza się do grupy nośności G4 a niespoiste do G1.	Strona lewa → 1,2,4,6,7,9 Strona prawa → 1,2,4,6,7,9
		0,348			+	+	Niveleta w strefie wałtan zwierniacła wód gruntowych. W podłożu występują grunty nośne spoiste i niespoiste. Grunty spoiste wysadzinowe zaś niespoiste wapienne i niewysadzinowe. Grunty spoiste zalicza się do grupy nośności G2 i G3, a niespoiste do G1 i G2. Woda gruntowa powyżej niwelety.	Strona lewa → 1,3,4,5,6 Strona prawa → 1,3,4,5,6
		0,981			+	+	W podłożu występują grunty spoiste nośne i lokalnie niemożne oraz nośne niespoiste. Grunty spoiste są wysadzinowe a niespoiste wapienne i niewysadzinowe. Grunty spoiste zalicza się do grupy nośności G3 i G4 zaś niespoiste do G1 i G2. Wode gruntowa należy odprowadzić na zewnątrz przekopu.	Strona lewa → 1,2,3,4,6 Strona prawa → 1,3,4,6
					+	+	W podłożu zalegają grunty nośne i słabonośne spoiste oraz niespoiste. Grunty spoiste są wysadzinowe zaś niespoiste wapienne i niewysadzinowe. Grunty spoiste zalicza się do grupy nośności G3 i G4 a niespoiste do G1 i G2. Miejscami woda powyżej niwelety – przekop należy odwodnić.	

Na analizowanym odcinku autostrady na wiosnę ujawniło się kilka osuwisk, które są głównie spowodowane przez nadmierne sączenia wody ze skłonów skarp (przekroje geologiczno-inżynierskie nie wskazywały na takie ilości wody) oraz przez źle instalowane zabezpieczenia (geokraty). Na rysunkach 3 i 4 przedstawiono przykładowe przekroje geologiczno-inżynierskie dokumentujące warunki gruntowo-wodne.



Rys. 3. Przekrój geologiczno-inżynierski nr 1



Rys. 4. Przekrój geologiczno-inżynierski nr 2

W poziomie niwelety zalegają trzeciorzędowe ility reprezentowane przez twardoplastyczne gliny pylaste związane z przewarstwieniami ilitu i pyłu oraz ility, ility pylaste z licznymi drobnymi laminami piasku pylastego i pyłu piaszczystego. W skarpie odsłaniają się w stropowej partii wodnolodowcowe gliny i gliny pylaste w stanie twardoplastycznym i plastycznym oraz ility trzeciorzędowe. Woda gruntowa o zwierciadle swobodnym występuje lokalnie na gł. 0,5 m p.p.t. wśród piasków gli-niastych.

Problemy z zabezpieczeniami skarp stanowią niewielki fragment długości całej trasy analizowanego odcinka. Zostały one spowodowane niewłaściwym ułożeniem zabezpieczenia, niekiedy występowaniem wód gruntowych, który nie dość dokładnie został przedstawiony w dokumentacjach dotyczących podłoża. Nie musi on być błędny. Wykonanie wykopu może zmienić ukształtowanie, co powoduje podniesienie zwierciadła wód gruntowych.

Zdarza się, że określana w obrębie utworów nieprzepuszczalnych, stanowią jednak lokalny poziom wodonośny, co znajduje odbicie na jednym odcinku wykopu. Zamieszczone przykładowe fotografie (fot. 1 - 4) przedstawiają osuwiska.



Fot. 1. Widok na osuwisko wzdłuż projektowanej autostrady



Fot. 2. Zsuw geokrat na omawianym odcinku autostrady



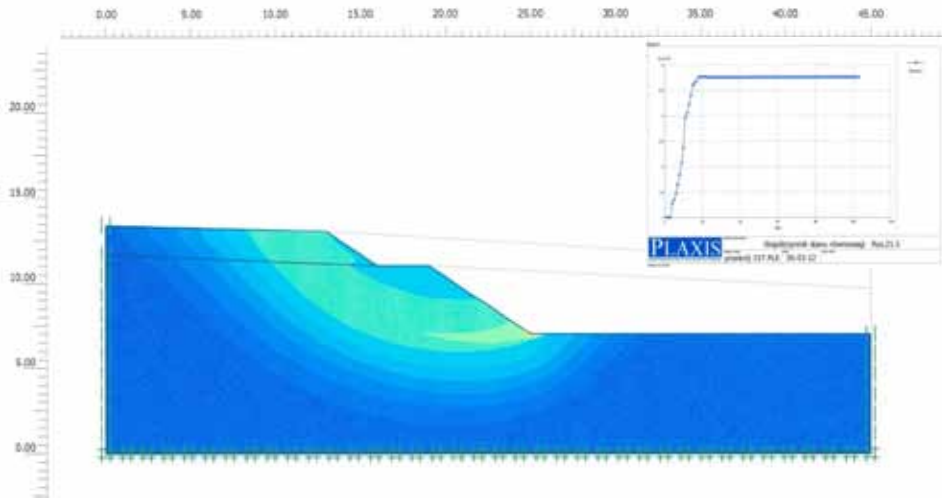
Fot. 3. Widok na skłon skarpy wykopu na analizowanym odcinku autostrady



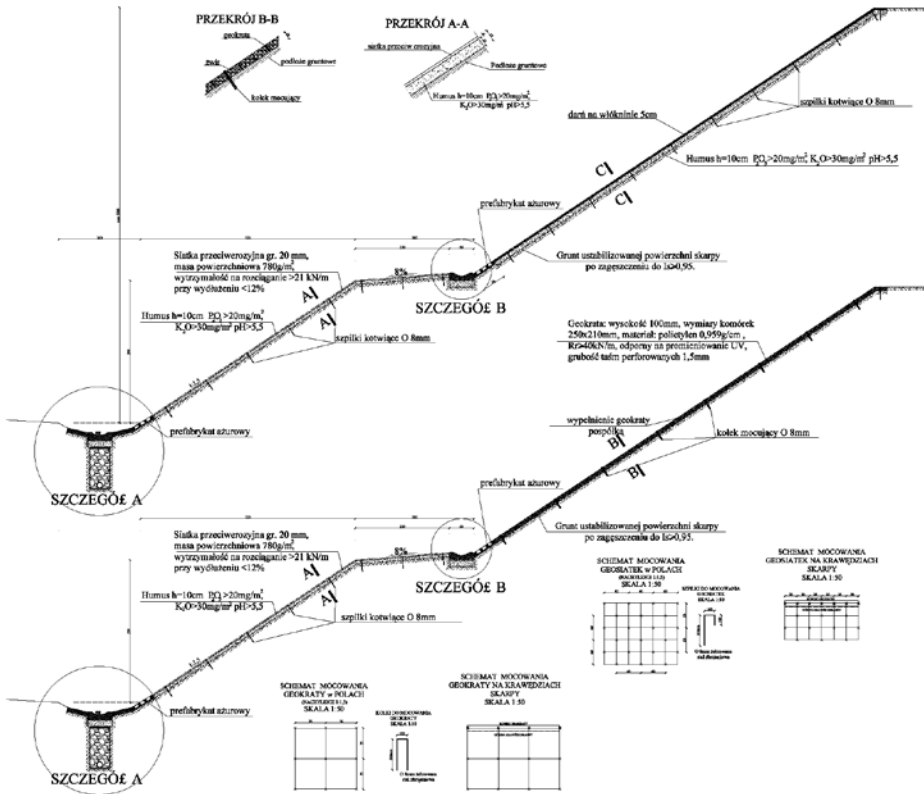
Fot. 4. Zsuw mat antyerozyjnych stanowiących tymczasowe zabezpieczenia na analizowanym odcinku autostrady

Fotografie 1 - 4 obrazują osuwisko na odcinku długości ~ 500 m.

Analizując obliczenia projektowe (obliczenia wykonano przy zastosowaniu programu Plaxis) wiadomo, że skarpa jest stateczna - obliczeniowy współczynnik stanu równowagi $F > 3,50$, jednak powierzchnie skarp wykopu wymagają zabezpieczeń przed erozją. Dolny odcinek, do półki na wysokości 4 m - hydroobsiew na warstwie glebowej. Powyżej półki darń na tkaninie, na 10 cm warstwie gleby. Zabezpieczenie podnóża skarpy wzdłuż rowów prefabrykatami ażurowymi. Płyty ażurowe należy układać na podsypce z piasku o grubości 3 cm. W miejscach sąceń pasma pionowe geosiatki komórkowe o wysokości 10 cm i szerokości 230 cm.



Rys. 5. Obliczenia wykonane przy pomocy programu Plaxis



Rys. 6. Projektowane zabezpieczenia na analizowanym odcinku

3. Wnioski wynikające z dotychczas przeprowadzonych prac

Osuwisko powstało w wyniku „płaczącej” skarpy. Zbyt duża ilość wypływającej wody nie została właściwie ujęta na powierzchni i spowodowała obrywy powierzchniowych mas ziemnych. Dodatkowo przyczyniły się do tego źle ułożone zabezpieczenia – geokraty.

Osuwisko powstało również pod zabezpieczeniami tymczasowymi – a mianowicie pod przestrzennymi siatkami antyerozyjnymi.

4. Proponowane zabezpieczenia likwidacji powstałych powierzchniowych zsuwów mas ziemnych

W celu likwidacji deformacji skarp wykopów drogowych proponuje się następujące rozwiązania, które są prawdopodobnie optymalnymi w zaistniałej sytuacji:

- * wszystkie ubytki na skarpach wywołanych erozją należy wypełnić:
 - gruntem spoistym (np. gliną) w gruntach spoistych,
 - materiałem bardziej przepuszczalnym, np. kruszywem w gruntach sypkich,
- * wprowadzić zakaz ruchu pojazdów ciężkich w pasie ok. 2,5 m od górnej krawędzi skarpy po wykonaniu zabezpieczeń
- * w miejscach stałych wypływów wody należy wykonać dreny poziome,
- * geokraty należy rozkładać (rozciągać) i wypełniać od dołu ku górze skarpy, opierając dolną krawędź na ażurowych ekopłytkach,
- * osuwiska w miejscach stosowania zabezpieczeń tymczasowych w formie siatki przestrzennej antyerozyjnej:
 - uzupełnić ubytki antyerozyjne,
 - ułożyć 7 cm warstwy humusu,
 - wykonać obsiew traw – obsiew ręczny, hydroobsiew,
 - ułożyć antyerozyjną siatkę przestrzenną,
 - wykonać ponowne humusowanie gr. ok. 2 cm (humus wymieszany z nasionami traw),
 - zawałować skłony skarp, co polepszy wzrost traw,
 - podlewać skarpy,

- * osuwiska w miejscach stosowania zabezpieczeń geokrata komórkową wypełnioną kruszywem:
 - uzupełnić ubytki antyerozyjne kruszywem – min. 10 cm kruszywa,
 - rozłożyć geowłókninę filtracyjną o masie powierzchniowej ok. 200 g/m²,
 - rozłożyć geokratę komórkową wysokości 10 cm – długość szpilek jest zależna od rodzaju gruntu na jakim będzie rozkładana geokrata; przy gruntach spoistych szpilki dł. 40 cm przy niespoistych dł. 60 cm,
 - geokratę wypełnić humusem,
 - wykonać obsiew traw – obsiew ręczny, hydroobsiew.

5. Podsumowanie

1. Projektowanie zabezpieczeń skarp dla autostrad i dróg wymaga bardzo dokładnego rozpoznania terenu. Przepisy polskie w tym względzie nie są najlepsze – wymagają zaprojektowania wierceń i sondowań, które niekiedy nie mogą dokładnie przedstawić problemu z zabezpieczeniem skarp po ich wykonaniu.
2. Nawet najlepsze projekty w pewnych sytuacjach będą się rozmiękały z rzeczywistością na tyle, że w fazie realizacji należy projekt uzupełnić.
3. Brak stałego nadzoru geotechnicznego ze strony Wykonawcy, a czasem Inwestora mści się przedłużaniem prac. Nagminnym błędem Wykonawcy jest zabezpieczanie skarp od góry, a także ich wykonywanie „na czysto” (do rzędnej docelowej) przed zimą i zostawianie ich licząc, że skarpa z utworów nieskalistych przetrwa w nienaruszonym stanie.
4. Wszystkie wykopy pod względem stabilności zostały zaprojektowane i ocenione poprawnie. Nie ujawnił się żaden przypadek utraty stateczności skarpy zagrażającej trasie lub terenowi powyżej górnej krawędzi.

Bibliografia

1. Bugajski M., Grabowski W., *Geosyntetyki w budownictwie drogowym*, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, 1999.
2. Kawalec J., *Zastosowanie geosyntetyków w konstrukcjach drogowych na przykładzie realizacji odcinka autostrady*, Geosyntetica v stavebnicte.
3. Nowacki J., Naborczyk J., Petrasz J., Sala A., *Instrukcja obserwacji i badań osuwisk drogowych*, Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, Warszawa 1999.
4. Stiller-Szydło E., *Posadowienia budowli infrastruktury transportu lądowego. Teoria – projektowanie – realizacja*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2005.
5. Wysokiński L., *Ocena stateczności skarp i zboczy Instrukcja 304*, Instytut Techniki Budowlanej.
6. Wysokiński L., Kotlicki W., *Wytyczne projektowania konstrukcji z gruntu zbrojonego geosyntetykami*, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2005.
7. *Geotekstyliia – poradnik stosowania*, Beskidzki Instytut Tekstyl-ny, Bielsko-Biała 1998.
8. *Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego w budownictwie drogowym*, Instytut Badawczy Dróg i Mostów.
9. *Wytyczne badań rozpoznawczych podłoża gruntowego dla projektowania autostrad*.

SELECTION OF SLOPE PROTECTION AT THE SECTION OF A1 HIGHWAY

Summary

There are constructional protections of embankments at highways in Polish changing geological conditions on case of selected section of A1 highway presented in the paper. The applied types of protections have been presented in the form of tables. The causes of landslides formation by assessment of highway embankment stability have been presented. The causes of mass soil falls and the methods of their protection against destructive processes have been shown.

Key words: landslides, geocell layer, anti-erosion mat

AUSWAHL DER SICHERUNG FÜR GRUBENBÖSCHUNGEN AUF DEM ABSCHNITT DER A1-AUTOBAHN

Zusammenfassung

Im Aufsatz werden die Sicherungsmethoden der Gruben auf der Autobahn in den veränderlichen geologischen Bedingungen im Südpolen am Beispiel des ausgewählten Abschnittes von S-1-Autobahn dargestellt. Die angewandten Sicherungsarten werden in Tabellenform zusammengestellt. Es werden die Ursachen der Entstehung von Erdrutschen durch die Stabilitätsbeurteilung der Grubenböschungen auf den Autobahnen besprochen. Im weiteren Teil des Aufsatzes werden die Entstehungsursachen der Bereißung von Erdschichten dargestellt, sowie werden die Reparaturmethoden vorgeschlagen.

Schlüsselwörter: *die Erdrutsche, die Zellgeogitter, die antierosiven Matten*

Dariusz Grabowski¹

Paweł Marciniak²

Teresa Mrozek²

Piotr Nescieruk¹

Wojciech Rączkowski¹

Antoni Wójcik³

Ziemowit Zimnal²

SYSTEM OSŁONY PRZECIWOOSUWISKOWEJ SOPO - REJESTRACJA OSUWISK I TERENÓW ZAGROŻONYCH NA TERENIE KARPAT - ZARZĄDZANIE ZAGROŻENIAMI ZWIĄZANYMI Z RUCHAMI MASOWYMI

Streszczenie

Projekt System Osłony Przeciwosuwiskowej (SOPO) jest projektem kartograficznym, dotyczącym ruchów masowych. Ma on wspomagać realizację zadań dotyczących rejestracji i oddziaływania tych ruchów na zasoby środowiska i ludność. Projekt został zlecony przez Ministra Środowiska i sfinansowany ze środków Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej. Głównymi odbiorcami wyników projektu organy administracji państwowej (starostwa powiatowe, urzędy gmin, urzędy wojewódzkie i marszałkowskie) i rządowej (ministerstwa), państwowe i wojewódzkie inspektoraty ochrony środowiska, a także instytucje pozarządowe, prowadzące działalność usługową związaną głównie z: budownictwem, transportem, obrotem nieruchomościami i ziemią oraz działalność naukowo-dydaktyczną. Projekt skupia się na pozyskiwaniu, gromadzeniu oraz zarządzaniu danymi dotyczącymi ruchów masowych i związanym z tym

¹ dr, Państwowy Instytut Geologiczny Oddział Karpacki w Krakowie, ul. Skrzatów 1

² mgr, Państwowy Instytut Geologiczny Oddział Karpacki w Krakowie, ul. Skrzatów 1

³ doc dr hab., Państwowy Instytut Geologiczny Oddział Karpacki w Krakowie, ul. Skrzatów 1

zagrożeniem. Projekt, realizowany etapowo, obejmuje kartowanie terenowe oraz sporządzanie map osuwisk i obszarów podatnych na osuwanie. Zgromadzone dane z wypełnionych kart osuwiskowych oraz mapy z lokalizacją osuwisk i terenów zagrożonych (w skali 1:10 000), jak również dane z monitoringu ruchów masowych zostaną wprowadzone do bazy danych, która będzie udostępniona odbiorcom poprzez stronę internetową projektu.

Słowa kluczowe: *System Ochrony Przeciwosuwiskowej, rejestracja osuwisk, osuwiska karpackie*

1. Wprowadzenie

Po roku 2002 wprowadzono duże zmiany w ustawodawstwie polskim szczególnie w ustawach dotyczących ochrony i zarządzania środowiskiem. Inspirowane były one katastrofalnymi wezbraniami powodziowymi oraz opadami i znacznym uaktywnieniem się ruchów masowych na stokach w dorzeczach górnej Odry i górnej Wisły w latach 1997, 2000 i 2001 oraz postawiły przed administracją państwową i samorządową, nowe, trudne do rozwiązania zadania.

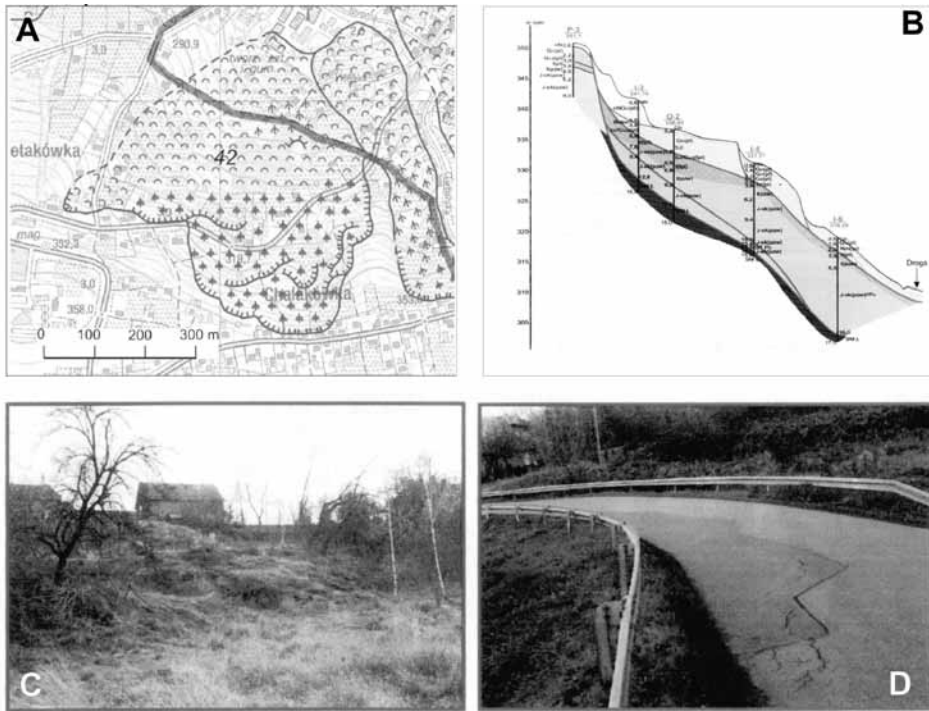
Osuwiska, podobnie jak powodzie, zostały uznane za katastrofy naturalne, których negatywne skutki mogą być powodem wprowadzenia stanu klęski żywiołowej (*Ustawa z dnia 18 kwietnia 2002r. o stanie klęski żywiołowej*). Konieczność rozpoznania i wskazania obszarów zagrożonych osuwaniem się mas ziemnych wynika z *Ustawy z dnia 27 marca 2003r. o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym* oraz *Ustawy z dnia 3 lutego 1995r. o ochronie gruntów rolnych i leśnych*. Jednocześnie w *Ustawie z dnia 27 kwietnia 2001r. Prawo Ochrony Środowiska* wskazano Starostów jako odpowiedzialnych za prowadzenie rejestru terenów zagrożonych ruchami masowymi ziemi oraz terenów, na których występują te ruchy (art. 101a). Sposób ustalania w/w terenów oraz metody, zakres i częstotliwość prowadzenia obserwacji na tych terenach, a także zakres, sposób prowadzenia, formę i układ rejestru określa *Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 czerwca 2007r. w sprawie informacji dotyczących ruchów masowych ziemi*.

2. Geneza Projektu SOPO

W 2004r. z inicjatywy rządu polskiego została podpisana Umowa Finansowa zawarta między Rzeczpospolitą Polską a Europejskim Bankiem Inwestycyjnym z przeznaczeniem na współfinansowanie **Projektu „Osłona Przeciwoosuwiskowa (finansowanie likwidacji skutków osuwisk i zapobiegania ich występowaniu)”**. Projekt koordynowany przez Biuro do Spraw Usuwania Skutków Klęsk Żywiolowych, (działające obecnie w Ministerstwie Spraw Wewnętrznych i Administracji), składał się z dwóch odrębnych komponentów:

- Komponentu A – obejmującego realizację zadań w zakresie likwidacji skutków osuwisk – odbudowy bądź przeniesienia infrastruktury komunalnej jednostek samorządu terytorialnego, zniszczonej lub zagrożonej występowaniem ruchów osuwiskowych lub erozji brzegu morskiego oraz inne zadania podejmowane w celu zabezpieczenia i ochrony zagrożonych obszarów przed wystąpieniem podobnych zdarzeń w przyszłości.
- Komponentu B – dotyczącego opracowania map osuwisk oraz założenia systemu monitoringu na wybranych osuwiskach w celu skutecznego zarządzania zagrożeniami wywołanymi ruchami osuwiskowymi przez administrację rządową i samorządową w Polsce.

Zadania do finansowania w ramach Komponentu A zgłoszone zostały przez jednostki samorządu terytorialnego z obszarów, na których wystąpiły ruchy masowe ziemi, mające istotny wpływ na stan infrastruktury publicznej. Zgłoszone zadania zostały zweryfikowane pod względem geologicznym przez Państwowy Instytut Geologiczny (w szczególności weryfikacja miała na celu stwierdzenie czy zgłoszone szkody mają związek z ruchami masowymi ziemi, czy stabilizacja osuwiska jest możliwa, czy zaproponowana metoda likwidacji zagrożenia jest efektywna, czy podjęte prace mają uzasadnienie ekonomiczne). Przykładem może być tu osuwisko w Sierczy (rys. 1).



Rys. 1. Osuwisko Siercza w Wieliczce. A – mapa osuwisk w Sierczy, gmina Wieliczka (objaśnienia jak na rys. 4), B – przekrój geologiczno-inżynierski przez górną część osuwiska zagrażającą zniszczeniem zabudowań mieszkalnych i drogi powiatowej [2], C – aktywna górna część osuwiska ponad drogą powiatową, D – zniszczenia na drodze powiatowej

Bezpośredni nadzór nad realizacją Komponentu B został przekazany Ministrowi Środowiska. Podczas negocjacji z przedstawicielami EBI, dotyczącymi zakresu i kompetencji Banku w realizacji tej części Projektu, powstał pomysł sfinansowania całości zadań w Komponentie B wyłącznie ze środków polskich, przeznaczonych na projekty geologiczne, znajdujących się w Narodowym Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej. Jednocześnie Minister Środowiska zlecił opracowanie nowej koncepcji realizacji Projektu osuwiskowego (dawnego Komponentu B) Państwowemu Instytutowi Geologicznemu. W ten sposób narodził się Projekt “System Osłony Przeciwośuwiskowej SOPO”, który w swoich ogólnych założeniach bazował na założeniach Komponentu B, ale jego zakres i zasięg objęły całą Polskę.

3. Cel i zakres Projektu SOPO

Projekt „System Osłony Przeciwośliskowej SOPO” jest projektem kartograficznym dotyczącym problematyki ruchów masowych w Polsce, zleconym przez Ministra Środowiska i finansowanym ze środków Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej. Ogólne założenia Projektu SOPO zostały opracowane przez Państwowy Instytut Geologiczny oraz Departament Geologii i Koncesji Geologicznych w Ministerstwie Środowiska.

Zgodnie z tymi założeniami Projekt został podzielony na trzy główne etapy:

- Etap I (jednoroczny) – Kartowanie pilotażowe osuwisk wraz z wytypowaniem potencjalnych obszarów ich występowania w Polsce.
- Etap II (czteroletni) – Kartowanie i wykonywanie map osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi dla obszaru Karpat polskich (75% powierzchni) oraz monitorowanie wybranych osuwisk w Karpatach.
- Etap III (czteroletni) – Kartowanie i wykonywanie map osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi dla obszaru Karpat polskich (25% powierzchni) i Polski pozakarpackiej oraz monitorowanie wybranych osuwisk w Karpatach i Polsce pozakarpackiej.

Podstawowym celem Projektu SOPO jest opracowanie najbardziej skutecznej metodyki zarządzania zagrożeniami związanymi z ruchami masowymi ziemi w Polsce. Będzie on realizowany poprzez zbieranie i przetwarzanie danych, dotyczących ruchów masowych i związanych z nimi zagrożeń, a następnie udostępnienie tych danych administracji publicznej.

Konieczność minimalizacji i ograniczenia negatywnych skutków procesów osuwiskowych wynika z odpowiednich aktów prawnych. Najważniejszym z nich jest *Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 czerwca 2007r. w sprawie informacji dotyczących ruchów masowych ziemi*. Zgodnie z tym aktem prawnym starostowie są odpowiedzialni za gromadzenie i przechowywanie w rejestrze oraz udostępnianie wszelkich informacji dotyczących ruchów masowych ziemi. Rozporządzenie określa:

- 1) sposób ustalania terenów zagrożonych ruchami masowymi ziemi oraz terenów, na których występują te ruchy,
- 2) metody, zakres i częstotliwość prowadzenia obserwacji terenów zagrożonych ruchami masowymi ziemi oraz terenów, na których występują te ruchy,
- 3) informacje, jakie powinien zawierać rejestr terenów zagrożonych ruchami masowymi ziemi oraz terenów, na których występują te ruchy,
- 4) sposób prowadzenia, formę i układ rejestru.

Dane zebrane i zweryfikowane w trakcie realizacji Projektu SOPO przez specjalistów zajmujących się problematyką ruchów masowych zostaną przekazane starostom w celu uzupełnienia prowadzonych przez nich rejestrów. Zakres Projektu SOPO jest więc dostosowany przede wszystkim do pozyskania takich danych, które są niezbędne do prowadzenia rejestru terenów zagrożonych ruchami masowymi ziemi oraz terenów, na których występują te ruchy.

Dane pozyskane w trakcie realizacji Projektu w etapach I-III zostaną przedstawione jako:

- karty rejestracyjne osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi,
- mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi w skali 1:10000 wraz z tekstami objaśniającymi dla poszczególnych jednostek administracyjnych (gmin w Karpatach oraz powiatów w Polsce pozakarpackiej),
- dokumentacje końcowe z badań monitoringowych wykonanych na wybranych osuwiskach karpackich i pozakarpackich

i będą obejmowały:

- pełny opis osuwisk zawierający generalnie: charakterystykę geomorfologiczną, geologiczną i hydrogeologiczną, ustalenie przyczyn powstania i rozwoju osuwisk, ocenę stopnia aktywności osuwisk i możliwości ich dalszego rozwoju,
- charakterystykę i ocenę terenów zagrożonych ruchami masowymi,
- lokalizację osuwisk wraz z zasięgiem ich aktywności oraz terenów zagrożonych ruchami masowymi w Polsce,
- wskazania dotyczące proponowanego sposobu zagospodarowania przestrzennego obszarów osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi,

- prognozy rozwoju osuwisk w przyszłości wraz ze wstępną oceną możliwości zabezpieczenia osuwisk aktywnych i okresowo aktywnych.

Dane zamieszczone w kartach rejestracyjnych osuwisk i terenów zagrożonych, mapy z lokalizacją osuwisk i terenów zagrożonych oraz dane z pomiarów monitoringowych zostaną wprowadzone do opracowanej bazy o zagrożeniach osuwiskowych i udostępnionej poprzez stronę internetową Projektu SOPO. Baza ta będzie na bieżąco uzupełniana i rozbudowywana w trakcie trwania Projektu oraz aktualizowana po jego zakończeniu.

4. Odbiorcy wyników Projektu SOPO

Projekt SOPO ma za zadanie wspieranie i wspomaganie jednostek administracji samorządowej oraz rządowej w realizacji zadań z zakresu ochrony środowiska, ochrony życia i mienia człowieka oraz rejestracji i przeciwdziałania negatywnym zjawiskom wywołanym występowaniem i rozwojem ruchów masowych w przyszłości. Dlatego głównymi odbiorcami wyników Projektu są następujące organy administracji państwowej i samorządowej:

- starostwa powiatowe,
- urzędy gmin,
- urzędy wojewódzkie i marszałkowskie,
- państwowe i wojewódzkie inspektoraty ochrony środowiska,
- organy centralne – m. in.: Ministerstwo Środowiska, Ministerstwo Spraw Wewnętrznych i Administracji, Ministerstwo Infrastruktury i Budownictwa, Ministerstwo Transportu, Ministerstwo Rolnictwa, Ministerstwo Finansów.

Wyniki Projektu SOPO będą również przydatne instytucjom pozarządowym prowadzącym działalność usługową związaną głównie z: budownictwem, transportem, ochroną środowiska, obrotem nieruchomościami oraz instytucjom prowadzącym działalność naukowo - dydaktyczną.

5. Wyniki prac Etapu I

Podstawowym zadaniem Etapu I było przygotowanie odpowiedniego schematu zarządzania całym Projektem SOPO, aby w następnych etapach można było sprawnie i skutecznie gromadzić pozyskane wyniki. Z uwagi na pilotażowy i ogólnopolski charakter przedsięwzięcia realizacja Etapu I została zlecona Państwowemu Instytutowi Geologicznemu, pełniącemu obowiązki państwowej służby geologicznej z mocy *Ustawy Prawo Górnicze i Geologiczne*.

Podstawowe cele etapu I (listopad 2006 – luty 2008) były następujące:

5.1. Rozpoznanie stanu wiedzy na temat ruchów masowych w Polsce

Rozpoznanie dotyczyło głównie obszaru Polski pozakarpackiej, dla którego problematyka osuwiskowa była dotychczas poznana w stopniu niewystarczającym. Przeprowadzono analizę dostępnych archiwalnych opracowań regionalnych poświęconych ruchom masowym, w szczególności dotyczących inwentaryzacji osuwisk. Dwa podstawowe opracowania to:

- wyniki inwentaryzacji osuwisk z lat 1968-1970, wykonanej w Państwowym Instytucie Geologicznym, zamieszczone w 16 wojewódzkich katalogach osuwisk (bez województwa łódzkiego) wydane w latach 1970-1975, na mapach powiatowych w skali 1:100 000 oraz opracowanie „Rejestracja osuwisk w Polsce”, wydane przez Państwowy Instytut Geologiczny w 1971r., zawierające mapę w skali 1:500 000 (dla Polski pozakarpackiej),
- „Rejestracja i inwentaryzacja naturalnych zagrożeń geologicznych na terenie całego kraju (ze szczególnym uwzględnieniem osuwisk oraz innych zjawisk geodynamicznych)” wykonana przez Akademię Górniczo-Hutniczą w Krakowie w latach 2003 - 2004, dostępna również jako baza danych o geozagrożeniach w Polsce pozakarpackiej.

Na podstawie przygotowanych zasad i kryteriów („Inwentaryzacja osuwisk oraz zasady i kryteria wyznaczania obszarów predysponowanych do występowania i rozwoju ruchów masowych w Polsce Pozakarpackiej”) oraz w oparciu o w/w inwentaryzacje i wyniki innych

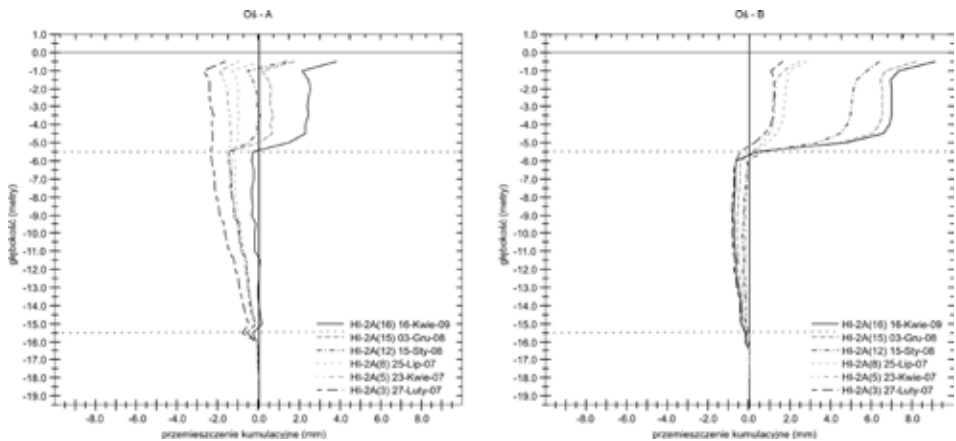
opracowań poświęconych ruchom masowym przeprowadzono analizę budowy geologicznej i morfologii z wykorzystaniem Szczegółowej mapy geologicznej Polski. Wynikiem tej analizy było wyznaczenie w układzie administracyjnym (powiatowym) dla obszaru Polski pozakarpackiej obszarów predysponowanych do występowania ruchów masowych w skali 1:50 000 z zaznaczeniem lokalizacji wszystkich dotychczas rozpoznanych osuwisk. Łącznie wyznaczono prawie 6670 obszarów predysponowanych oraz zaznaczono lokalizację około 2190 dotychczas udokumentowanych osuwisk. W ten sposób określono możliwą skalę i zasięg ruchów masowych w poszczególnych powiatach oraz oszacowano prawdopodobny zakres prac kartograficznych dla realizacji Etapu III Projektu SOPO.

Liczbę osuwisk na obszarze Karpat polskich jedynie wstępnie oszacowano. Prawdopodobnie wynosi ona 50 000, przyjmując skalę dokumentowania 1:10 000.

5.2. Opracowanie jednolitej metodyki pozyskiwania i przetwarzania danych o ruchach masowych

W celu opracowania jednolitej i spójnej metodyki prac wykonano:

- wzór karty rejestracyjnej osuwiska i terenu zagrożonego ruchami masowymi zgodnych z wymaganiami *Rozporządzenia Ministra Środowiska z dnia 20 czerwca 2007r. w sprawie informacji dotyczących ruchów masowych ziemi,*
- pilotażowe mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi w skali 1:10 000 z wypełnieniem 691 kart rejestracyjnych dla obszarów 3 gmin karpackich (Strzyżów w powiecie strzyżowskim, Gorlice w powiecie gorlickim i Cieszyn w powiecie cieszyńskim) oraz 3 gmin pozakarpackich (Władysławowo w powiecie puckim, Włodawa w powiecie włodawskim i Połaniec w powiecie staszowskim),
- pilotażowy monitoring wglębny i powierzchniowy na osuwisku w miejscowości Hańczowa (gmina Uście Gorlickie w powiecie gorlickim) z opracowaniem dokumentacji końcowej z prac: geodezyjnych, kartograficznych, wiertniczych i geofizycznych wraz z wynikami prowadzonych pomiarów aktywności osuwiska (rys. 2).



Rys. 2. Wybrane wyniki pomiarów inklinometrycznych dla otworu Hańczowa 2A monitorowanego osuwiska w Hańczowej

Na podstawie w/w prac pilotażowych sporządzono „Instrukcję opracowania Mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi w skali 1:10000”, zaakceptowaną przez Ministra Środowiska i wydanej drukiem w styczniu 2008 roku (rys. 3).

Instrukcja [1] zawiera, przyjętą na potrzeby realizacji Projektu SOPO, jednolitą metodykę prac badawczych prowadzonych w celu dokumentacji osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi na obszarze Polski (od sposobów pozyskiwania danych do form ich końcowej prezentacji). Wszystkie prace badawcze planowane do wykonania w ramach realizacji Etapów II i III Projektu SOPO będą prowadzone zgodnie z w/w Instrukcją. Bardzo istotnym elementem metodyki zaproponowanej w Instrukcji jest konieczność wypełnienia kart rejestracyjnych osuwisk wyłącznie w oparciu o specjalnie opracowane słowniki terminologiczne.



Rys. 3. Instrukcja opracowania Mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi

5.3. Opracowanie jednolitego sposobu udostępniania i prezentacji wyników Projektu SOPO

Opracowany został projekt analityczny i techniczny aplikacji bazy danych, w której są gromadzone wyniki końcowe. Aplikację wdrożono i uruchomiono na serwerze Centralnej Bazy Danych Geologicznych w PIG oraz udostępniono dla wszystkich użytkowników poprzez przeglądarkę internetową. Aplikacja bazy danych została napisana przez firmę informatyczną GisPartner Sp. z o. o. z Wrocławia przy ścisłej współpracy merytorycznej z pracownikami PIG. W ten sposób powstała ogólnodostępna baza danych o zagrożeniach osuwiskowych, w której na bieżąco będą gromadzone wyniki Projektu SOPO. Użytkownicy bazy danych SOPO mogą przeglądać i wyszukiwać dane atrybutowe (wypełnione karty rejestracyjne) oraz przestrzenne (mapy osuwisk i terenów zagrożonych). Mają również możliwość drukowania tych

danych w skali podstawowej 1:10 000 oraz dowolnie wybranej. Tylko specjalna grupa użytkowników powołana w PIG (administratorzy, operatorzy i weryfikatorzy) ma możliwości edytowania, czyli wprowadzania nowych danych oraz weryfikacji i poprawy istniejących. Taka procedura jest niezbędna dla zapewnienia bezpieczeństwa danych. Sposoby wyszukiwania, edytowania i drukowania danych zawartych w bazie SOPO są opisane w specjalnie opracowanej „Instrukcji użytkownika baz danych, poziom użytkownika edycyjnego – starosty”.

Państwowy Instytut Geologiczny opracował i udostępnił specjalną stronę internetową Projektu SOPO. Strona ta jest dostępna pod dwoma adresami internetowymi:

- <http://geoportal.pgi.gov.pl> – po otwarciu tej strony należy wybrać zakładkę **Systemy dziedziczone**, a następnie zakładkę **SOPO**,
- <http://osuwiska.pgi.gov.pl> – po wpisaniu tego adresu nastąpi automatyczne przekierowanie na stronę internetową Projektu SOPO.

Strona SOPO zawiera 7 zakładek:

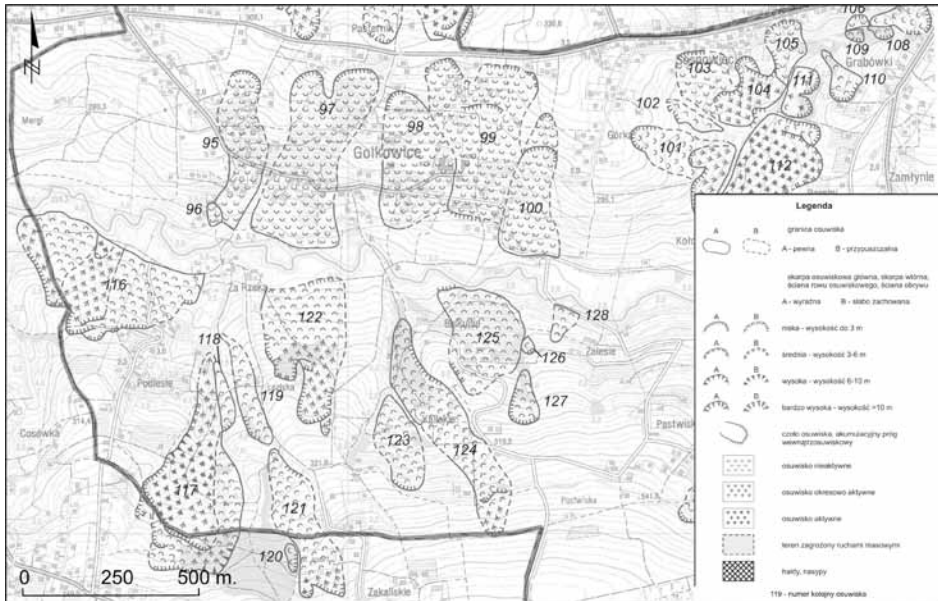
- **Strona główna** – ogólne informacje o Projekcie SOPO.
- **Zakres projektu** – szczegółowe informacje o zakresie Projektu (Etapy I – III) i planowanych terminach jego realizacji.
- **Aplikacja** – wejście do bazy danych SOPO, w której na bieżąco będą gromadzone dane o osuwiskach i terenach zagrożonych. Zgromadzenie kompletu danych dla obszaru Polski w bazie SOPO jest planowane do końca 2016 roku.
- **Aktualności** – bieżące informacje (kalendarium) wraz z tabelarycznym zestawieniem:
 - * stanu realizacji map osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi w skali 1:10 000 dla poszczególnych gmin w Karpatach i powiatów w Polsce pozakarpackiej,
 - * stanu realizacji badań monitoringowych z możliwością dostępu do dokumentacji końcowych (w formacie pliku PDF) z wykonanego systemu monitoringu.
- **Archiwum** – krótki opis najważniejszych regionalnych opracowań archiwalnych dotyczących ruchów masowych z linkiem do bazy „Geozagrożenia” opracowanej przez Akademię Górniczo - Hutniczą dla obszaru pozakarpackiego.

- **Do pobrania** – ważniejsze opracowania (pliki PDF) i mapy (pliki JPG):
 - * *Instrukcja opracowania Mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi w skali 1:10 000,*
 - * *Instrukcja użytkownika baz danych, poziom użytkownika edycyjnego – starosty,*
 - * *Inwentaryzacja osuwisk oraz zasady i kryteria wyznaczania obszarów predysponowanych do występowania i rozwoju ruchów masowych w Polsce Pozakarpackiej,*
 - * *przeglądowe mapy 16 województw (z obszaru Polski pozakarpackiej) z wyznaczonymi obszarami predysponowanymi do występowania ruchów masowych i archiwalnymi osuwiskami.*
- **Kontakt** – wykaz osób odpowiedzialnych za Projekt SOPO wraz z adresami e-mailowymi.

6. Harmonogram prac w Etapach II i III

Etap II Projektu SOPO rozpoczął się w lipcu 2008 roku. Harmonogram prac jest zgodny z Instrukcją opracowania Mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi w skali 1:10 000. W ramach etapu II planuje się wykonanie Map osuwisk i terenów zagrożonych dla 197 gmin karpackich (obejmujących karpacką część województw małopolskiego i śląskiego oraz fragmenty województwa podkarpackiego) oraz założenie systemu monitoringu na 60 wytypowanych osuwiskach. Szczegółowy zakres prac kartograficznych nad mapami osuwisk i terenów zagrożonych przedstawia się następująco:

- 2008 – 24 gminy (małopolskie + śląskie, rys. 4),
- 2009 – 48 gmin (małopolskie + śląskie),
- 2010 – 50 gmin (małopolskie + śląskie),
- 2011 – 47 gmin (małopolskie + podkarpackie),
- 2012 – 28 gmin (małopolskie + podkarpackie).



Rys. 4. Wycinek Mapy rejestracyjnej osuwisk z terenu gminy Wieliczka wg [10]

W Etapie III (planowane rozpoczęcie w 2013 roku) nastąpi dokończenie map osuwisk i terenów zagrożonych dla obszaru Karpat (52 gminy z województwa podkarpackiego) oraz wykonanie tych map dla obszaru Polski pozakarpackiej w ujęciu powiatowym (271 powiatów na terenach których istnieje możliwość rozwoju ruchów masowych). W ramach prac monitoringowych przewiduje się instalację systemu monitoringu na 40 wybranych osuwiskach (30 w Karpatach i 10 poza Karpatami).

Terenowymi pracami kartograficznymi zostanie objęty cały obszar Karpat o powierzchni około 22 500 km² oraz obszar o powierzchni około 13 500 km² w pozakarpackiej części Polski.

Na podstawie wstępnego rozpoznania oraz w oparciu o dotychczasowy stan wiedzy zakładano, że na obszarze Karpat w Polsce występuje około 50 tysięcy osuwisk. Już pierwsze prace terenowe przeprowadzone w ramach Projektu SOPO wskazują, że liczba ta może być znacznie większa i dochodzić nawet do 70-80 tysięcy obiektów.

7. Podsumowanie

Zgodna z założeniami realizacja wszystkich zaplanowanych zadań w Projekcie SOPO we współpracy z jednostkami administracji państwowej powinna zaowocować stworzeniem skutecznego systemu ostrzegania przed zagrożeniami związanymi z ruchami masowymi oraz przeciwdziałania ich negatywnym skutkom, głównie poprzez rezygnację z zabudowy lub jej znaczne ograniczenie w obszarach aktywnych osuwisk. Skuteczna walka z aktywnymi zjawiskami geodynamicznymi polega także na podniesieniu świadomości i wiedzy na ich temat w społeczeństwie. W ramach tej działalności Państwowy Instytut Geologiczny przewiduje system szkoleń dla pracowników administracji państwowej dotyczący obsługi bazy danych SOPO oraz organizację konferencji poświęconych problematyce ruchów masowych w poszczególnych regionach Polski. Projekt SOPO stwarza dużą szansę na zrozumienie zagrożenia związanego z rozwojem ruchów masowych oraz uświadomienie potrzeby skutecznego przeciwdziałania negatywnym skutkom takich procesów, żeby uniknąć powtórki z tragicznych wydarzeń lat poprzednich.

Bibliografia

1. Grabowski D., Marciniak P., Mrozek T., Nescieruk P., Rączkowski W., Wójcik A., Zimnal Z., *Instrukcja opracowania Mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi*, Państw. Inst. Geol., s. 92, Warszawa 2008.
2. Jaskólski Z., Kos J., Cempura Ł., Ptaszek M., Dudziak Ł., Kość A., *Dokumentacja geologiczno - inżynierska z określeniem warunków gruntowo-wodnych na terenach wystąpienia masowych ruchów ziemi, w rejonie działek o numerach ewidencyjnych nr 183/1, 183/2, 184, 185, 187, 188/2 oraz korpusu drogi powiatowej nr 2034K relacji Rożnowa – Siercza położonych w miejscowości Siercza, gmina Wieliczka*, PG Kraków 2008.
3. *Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 czerwca 2007r. w sprawie informacji dotyczących ruchów masowych ziemi.*, Dz. U. 2007, Nr 121, poz. 840.

4. *Ustawa z dnia 4 lutego 1994r. Prawo Górnicze i Geologiczne*, Dz. U. 1994, nr 27, poz. 96, (z późniejszymi zmianami) .
5. *Ustawa z dnia 3 lutego 1995r. o ochronie gruntów rolnych i leśnych*, Dz. U. 2004, Nr 121, poz. 1266 (tekst jednolity).
6. *Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001r. Prawo Ochrony Środowiska*, Dz. U. 2001, Nr 62, poz. 627 (z późniejszymi zmianami).
7. *Ustawa z dnia 18 kwietnia 2002r. o stanie klęski żywiołowej*, Dz. U. 2002, Nr 62, poz. 558.
8. *Ustawa z dnia 27 marca 2003r. o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym*,. Dz. U. 2003, Nr 80, poz. 717.
9. *Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 czerwca 2007r. w sprawie informacji dotyczących ruchów masowych ziemi*.
10. Wójcik A., *Mapa osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi terenu gminy Wieliczka CAG*, – Archiwum OK. PiG Kraków 2008.

**LANDSLIDE COUNTERACTING SYSTEM (LCS)
– INVENTORY OF LANDSLIDES AND LANDSLIDE-PRONE
TERRAINS IN THE POLISH CARPATHAINS
AND RELATED HAZARD MANAGEMENT**

Summary

The project entitled Landslide Counteracting System (LCS) (in Polish System Osłony Przeciwosuwiskowej - SOPO) is a cartographic project meant to provide support in the field of environmental protection and public safety as well as prevention from negative effects due to mass movements. The project has been commissioned by Ministry of the Environment and financed by the National Fund for Environmental Protection and Water Management. The main end-users of the Project are the bodies of the state administration (country, regional, local levels), environmental protection inspectorates, appropriate ministries and : Non-Governmental Organizations acting in the area of constructing works, transportation, estate and property trade and exchange and education-research activities. The project concentrates on acquisition, storage and management of data related to mass movements and associated hazards, The project logistics involves a stage-by-stage field surveying and mapping of landslides and landslide-prone terrains. The collected data filled in the documentary forms

for landslides and mass movement threatened areas, maps with locations of landslides and mass movements threatened areas (1:10 000), as well as monitoring data will be loaded to the landslide hazard database which will be accessible via a web site of the SOPO Project.

Key words: *landslide counteracting system, landslides inventory, Carpathians landslides*

**SOPO - SYSTEM FÜR DIE GEGENWIRKUNG
DEN ERDRUTSCHEN DIE REGISTIERUNG
VON ERDRUTSCHEN UND GEFÄHRDUNGSGELÄNDEN
IN KARPATHEN – VERWALTUNG DIE MIT
DEN MASSENGEFÄHRDUNGEN VERBUNDENEN
BEWEGUNGEN**

Zusammenfassung

Das Projekt des Systems für die Gegenwirkung den Erdrutschen (SOPO) ist ein kartographisches Projekt, das die Massenbewegungen betrifft. Soll es die Realisierung der Aufgaben, die mit der Registrierung der Massenbewegungen und ihrer Beeinflussung die Umweltbestände und Leuchte verbunden sind, unterstützen. Das Projekt ist aus den Mitteln des Volksfonds für die Umweltschutz und Wasserwirtschaft finanziert. Die Hauptbenutzer der Systemergebnisse sind die Organe des Staatsapparats, die Aufsichtsstellen für den Umweltschutz, sowie die Außerstaatsinstitutionen, die die Dienstleistungstätigkeit für Bauwesen, Verkehr, Unbeweglichkeitsumsatz führen. Die Datenbasis über den Erdrutschen und den Gefährdungsgeländen, sowie die Daten aus Massenbewegungsverfolgung werden zur Verfügung per Internet.

Die Schlüsselwörter: *Das System für die Gegenwirkung den Erdrutschen, die Registrierung der Erdrutschen, die Erdrutsche in Karpathen*

Włodzimierz Grzywacz¹

INFORMACJA O SKALI ZAGROŻENIA OSUWISKAMI DRÓG KRAJOWYCH NA TERENIE MAŁOPOLSKI

Streszczenie

W obrębie GDDKiA Oddział Kraków zlokalizowanych jest 91 osuwisk zagrażających drogom krajowym, z tej liczby 39 stanowią osuwiska o dużej aktywności. Stan taki utrzymuje się od już dłuższego czasu. Po zastabilizowaniu pewnej partii osuwisk pojawiają się nowe w innych lokalizacjach. Rolą służb geologicznych jest nie tylko rozpoznanie podłoża w obrębie osuwisk, ale również monitoring niestabilnych miejsc przed ich naprawą i później tych samych miejsc po wykonaniu zabezpieczenia.

Słowa kluczowe: osuwiska, zagrożenie dróg, rozpoznanie geologiczne, stabilizacja osuwisk, monitoring

1. Wprowadzenie

Ruchy masowe, w tym osuwiska mogą mieć przyczyny naturalne i przyczyny sztucznie wywołane. Przyczyny naturalne są wstępnie przewidywalne, gdyż wynikają ze studium materiałów archiwalnych i późniejszych geologicznych prac rozpoznawczych. Czynniki sztucznie aktywujące procesy geodynamiczne, to czynniki wywołane działalnością człowieka. Są to czynniki często wynikająca z błędów prac i to zarówno na etapie projektowania, jak i późniejszych robót ziemnych. Nie należy jednak tego stwierdzenia generalizować.

Oddział Krakowski GDDKiA jest jednym z pięciu obszarów, którego znaczna część leży w terenach górskich. Są to tereny predysponowane

¹ dr inż., Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad, Oddział Kraków

do występowania ruchów masowych pod wpływem czynników naturalnych.

2. Skala zagrożenia dróg krajowych przez ruchy masowe w obrębie oddziału krakowskiego GDDKiA

W materiałach konferencyjnych z podobnego spotkania, które odbyło się w 2000 roku [3] Autorzy podawali, że na terenie wówczas jeszcze Dyrekcji Okręgowej Dróg Państwowych w Krakowie, zarejestrowanych jest 80 osuwisk lub zjawisk im podobnych. Według danych z Bazy Osuwisk KEO-WEB opracowanej na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad, obecnie na terenie Oddziału Krakowskiego mamy zarejestrowanych 91 takich przypadków. Na ich ogólną liczbę 39 osuwisk to osuwiska aktywne o zmianach corocznych, 24 to osuwiska o małej aktywności przypadającej co kilka lat oraz 28 osuwisk, które są ustabilizowane naturalnie lub sztucznie zabezpieczone. Zestawienie ilości osuwisk występujących na poszczególnych drogach krajowych w obrębie Oddziału Krakowskiego GDDKiA ilustruje tablica 1. Z przedstawionego zestawienia wynika, że najbezpieczniejszą drogą pod względem stateczności jest droga nr 73, gdzie do tej pory nie odnotowano żadnego przypadku uszkodzenia drogi pod wpływem ruchów masowych. Najwięcej przypadków deformacji powierzchni terenu w obrębie pasa drogowego zarejestrowanych jest w ciągu dróg krajowych nr 7 i nr 28 (po 20 osuwisk na każdej z nich), przy czym przy drodze nr 28 występuje aż 10 aktywnych osuwisk, w których corocznie obserwuje się zmiany. Natomiast rekord bije krótki fragment drogi nr 87, gdzie między Piwniczną i Granicą Państwa na odcinku ok. 1600 m występuje 9 osuwisk obejmujących łącznie 321 m drogi.

Na ogólną liczbę 91 osuwisk na terenie Oddziału Krakowskiego, 60 przypada na region Karpat, który stanowi ok. 65% powierzchni Małopolski. Porównując te dane z liczbą osuwisk w samych Karpatach szacowaną na ok. 25 tys., z czego na terenie województwa małopolskiego przypada ok. 1/3, czyli ok. 8 tys., jest to znikomy udział. Oczywiście drogi krajowe, jako obiekty liniowe zajmują mniejszą powierzchnię niż inne obiekty, ale nie tylko to decyduje o mniejszym zagrożeniu ze stron ruchów masowych. Na ten stan, być może ma wpływ stara zasada inżynierska dotycząca projektowania obiektów budowlanych. Jeżeli

tereny są wątpliwe pod względem stateczności, należy ich unikać i nie planować na nich zabudowy. Nieformalnie zasada taka była stosowana jeszcze w latach 60-tych ubiegłego stulecia. Większość obecnych tras dróg krajowych w Małopolsce przebiega wzdłuż wcześniej istniejących szlaków komunikacyjnych budowanych jeszcze w XIX wieku.

Budowa całkiem nowych dróg krajowych oraz modernizacja istniejących stawia przed projektantami nowe wyzwanie. Są to drogi, które mają spełniać wymogi klasy co najmniej GP.

Tablica 1. Zestawienie ilości osuwisk obejmujących drogi krajowe na terenie Oddziału Krakowskiego GDDKiA

Nr drogi	Odcinek	Ilość osuwisk			
		Aktywne	Mato aktywne	Ustabilizowane	Razem
A4	Chrzanów – Kraków (Węzeł Wielicka)	2	2	1	5
DK28	Zator – Wadowice – Nowy Sącz – Gorlice	10	7	3	20
DK4	Chrzanów – Kraków – Tarnów	4	1	10	15
DK44	Oświęcim – Zator – Skawina – Kraków	1	1	0	2
DK47	Rabka – Nowy Targ – Zakopane	1	1	1	3
DK49	Nowy Targ – Jurgów – Granica Państwa	1	0	0	1
DK52	Bielsko Biała - Głogoczów	3	3	0	6
DK7	Jędrzejów – Kraków – Rabka – Chyżne – Granica Państwa	5	5	10	20
DK73	Most na Wiśle- Szczucin – Dąbrowa Tarnowska – Tarnów	0	0	0	0
DK75	Branice – (DK79) – Niepołomice - (DK4) – Brzesko – Nowy Sącz - Krynica	4	2	0	6
DK79	Chrzanów – Kraków – Nowe Brzesko - Koszyce	0	1	0	1
DK87	Nowy Sącz – Piwniczna – Granica Państwa	8	1	3	12
Razem:		39	24	28	91

Modernizacja istniejących dróg, ale do nowych wymogów, tzn. ograniczenie spadków podłużnych, zwiększenie minimalnego promienia łuku poziomego itp., wynikających ze wzrostu prędkości miarodaj-

nej powoduje, iż występuje niewielki zakres nowego przebiegu drogi. Wybierając konflikt z warunkami środowiskowymi lub oczekiwaniami lokalnych społeczności, projektant zmuszony jest często poprowadzić trasę fragmentami po terenach o ograniczonej nośności podłoża, w tym również potencjalnie osuwiskowym. Podobnie ma to miejsce przy projektowaniu całkiem nowego przebiegu dróg.

Obecnie w obrębie Oddziału Krakowskiego trwają prace projektowe przy budowie 14 nowych odcinków drogowych, w tym 5 to całkiem nowe trasy (fragment autostrady A4, Podbeskidzka Droga Integracyjna, droga S7 od Węzła Bieżanów do Węzła Moczydło, droga S7 od Węzła Lubień do Rabki oraz nowy fragment drogi nr 47 Rabka – Nowy Targ) oraz 9 obwodnic większych miejscowości. Z tych wszystkich inwestycji wygląda, że tylko budowa autostrady A-4 na odcinku od Węzła Szarów do Węzła Krzyż (Tarnów) oraz obwodnica Dąbrowy Tarnowskiej w ciągu drogi nr 73 przebiegają po terenach niezagrażonych procesami osuwiskowymi. Przy pozostałych inwestycjach projektanci mają świadomość, że trasa projektowanej drogi miejscami przechodzi po terenach osuwiskowych. W początkowej fazie projektowania bardzo często nie jest ustalony stopień aktywności osuwisk i niewielki zakres rozeznania, co do budowy geologicznej podłoża.

3. Prowadzone działania zapobiegawcze

Na terenie Oddziału Krakowskiego GDDKiA (jak wcześniej przedstawiono w tablicy 1) znajduje się 39 aktywnych osuwisk, które wymagają w najbliższym czasie stabilizacji. W ostatnim dziesięcioleciu wykonano geologiczne prace rozpoznawcze przy 14 fragmentach drogi uszkodzonych w wyniku „ruchów masowych”. Dla tych miejsc sukcesywnie zlecane są opracowania projektów stabilizacji, a po oszacowaniu przybliżonego kosztu napraw, w kolejnym kroku zlecane są prace naprawcze. Z liczby 14 osuwisk 8 zostało już ustabilizowanych.

Następne osuwiska są obserwowane i wymagają w przyszłości podjęcia decyzji o tym, czy podejmować systematyczne w okresach kilkuletnich zabiegi naprawcze, czy też zdecydować się na jednorazowy, droższy, ale skuteczniejszy proces naprawy.

W przedstawionym zestawieniu występują osuwiska o zróżnicowanej wielkości. Z tej liczby dwa stanowią bardzo „trudne” osuwiska - są

to osuwiska duże, o dużej aktywności. Niektóre z nich, pomimo wykonywanych wcześniej zabiegów stabilizujących, dalej przejawiają dużą aktywność, np. osuwisko na drodze krajowej nr 75 w miejscowości Tęgoborze - Just oraz zespół osuwisk na drodze krajowej nr 7 w miejscowości Mogilany.

Wielkość osuwisk, które oddziałują na drogi krajowe jest zróżnicowana. Często duże osuwiska, które mają długość nawet kilkuset metrów mają szerokość 10-50 m, i tylko na takim dystansie przecinają drogę. Największe osuwisko występuje na drodze nr 75 w miejscowości Tęgoborze, potocznie nazywane osuwiskiem „na Juście”. Droga biegnąc zakosami po stoku, na którym rozwinięte jest osuwisko, aż trzykrotnie przechodzi przez jego obszar. Osuwisko jest aktywne, zmiany w powierzchni terenu oraz deformacje nawierzchni obserwuje się corocznie. Zagrożony jest 800-metrowy odcinek drogi nr 75. Stok zbocza, na którym występuje osuwisko opada w kierunku południowo-wschodnim w kierunku Zbiornika Rożnowskiego. Poza omawianym osuwiskiem, na stoku obserwuje się wiele innych form morfologicznych, które mogą świadczyć, iż cały stok zbocza może być strefą potencjalnie osuwiskową. Wiele garbów i zagłębień w powierzchni terenu jest co roku wyrównywana przez właścicieli działek, są to bowiem tereny intensywnie uprawiane, zwłaszcza pod sadownictwo. Z tego powodu prowadzenie obserwacji jest utrudnione. W obrębie osuwiska kilkakrotnie prowadzone były geologiczne prace rozpoznawcze. Wynioski z tych badań nie dały jednak jednoznacznych informacji, szczególnie o: głębokości występowania płaszczyzny poślizgu, w jakich utworach litologicznych przebiega poślizg, jaki to jest typ osuwiska oraz jak przebiegają powierzchniowe granice osuwiska. Osuwisko to jest na tyle poważne, że wymaga współpracy ośrodków naukowych, akademickich oraz branżowych badawczych w opracowaniu programu jego rozpoznania (nie chodzi o projekt prac geologicznych). Powinno to być opracowanie zakładające prace rozpoznawcze w wielu etapach. Wyniki z rozpoznania podłoża w jednym etapie stanowiłoby podstawę do opracowania projektu kolejnego etapu, aż do uzyskania wystarczających informacji, co do sposobu zabezpieczenia osuwiska lub podjęcia decyzji o zaniechaniu tych prac, gdyby względy ekonomiczne uzasadniały nieopłacalność inwestycji.

Występuje jeszcze jedna strefa osuwiskowa stanowiąca trudne zadanie geologiczne. Ma to miejsce w ciągu drogi krajowej nr 7 na obej-

ściu miejscowości Mogilany. Występują tam trzy osuwiska, a jedno z nich, pomimo iż należy do mało aktywnych, stwarza co kilka lat problemy z utrzymaniem drogi. Osuwisko to powstało w czasie budowy obwodnicy Mogilan w 1972 roku, było ono również kilkakrotnie rozpoznawane, ale prawdopodobnie wykonywane wiercenia były zbyt płytkie, aby określić głębokość strefy poślizgu. Również w tym przypadku należy zaapelować o pomoc i współpracę ośrodków tak, jak przy omówionym wcześniej osuwisku „na Juście”.

Mniejsze osuwiska nie wymagające natychmiastowego reagowania, w miarę możliwości stabilizowane są w ramach najbliższej przebudowy drogi. Osuwiska wymagające natychmiastowej reakcji są doraźnie zabezpieczane, następnie wykonywane są prace rozpoznania geologicznego, później projekty zabezpieczenia i na końcu same zabiegi inżynierskie wzmacniające.

4. Perspektywiczny schemat prowadzenia geologicznych prac dla rozpoznania obszarów zagrożonych osuwiskami

Na poprzedniej konferencji w 2000 roku, Autorzy cytowanego już wcześniej artykułu [3] proponowali przyjęcie następującego schematu rozpoznania geologicznego stref osuwiskowych lub predysponowanych do ich wystąpienia - propozycja dotyczyła tego, aby rozpoznanie przeprowadzane było sukcesywnie na wszystkich etapach prac projektowych.

W każdym etapie zakres prac geologicznych byłby szerszy i miałby za cel uszczegółowienie rozpoznania o nowe elementy budowy geologicznej. Propozycja miała dotyczyć głównie osuwisk w obrębie Karpat Fliszowych i rozumiem, że dotyczy to rozpoznania osuwisk dla budowanych nowych odcinków drogi lub modernizacji istniejącej drogi biegnącej po nowym szlaku.

Autorzy uzasadniają swoją propozycję faktem, iż w obrębie Karpat Fliszowych mamy do czynienia głównie z osuwiskami strukturalnymi [5]. Dla takich przypadków Autorzy uważają, że nie można stosować sformalizowanej procedury badań, bo może ona skończyć się niepowodzeniem, tzn. nie zostanie osiągnięty główny cel, jakim jest rozpoznanie osuwiska.

Zgadzam się z tak przedstawioną tezą. Każdy przypadek rozpoznania stref objętych ruchami masowymi powinien być rozpatrywany indywidualnie. Nie oznacza to jednak, że należy pomijać zalecenia podane w opracowanej „Instrukcji obserwacji i badań osuwiska drogowych” [2], zawężając np. zakres prac. Zawarte w wymienionej instrukcji zalecenia potrzebne bowiem są również Inwestorowi, np. przy przygotowaniu przetargu w celu określenia zakresu niezbędnych prac i oszacowania przewidywanych kosztów. Wykonanie geologicznych prac rozpoznawczych w zawężonym zakresie (na stan obecny dla Projektanta wystarczających), może zaowocować tym, że np. po przerwaniu prac, na pewnym etapie prac projektowych, prace te nie będą wykorzystane, bowiem w przyszłości po wznowieniu prac projektowych, nowa jednostka projektująca orzeknie, że wykonany dotychczas zakres prac jest dla nich bezużyteczny.

Zostaje jeszcze problem z osuwiskami, które uaktywniły się na istniejących już odcinkach dróg krajowych. Proponuję, aby walkę z osuwiskami przeprowadzać również etapami, a dotyczy to zagadnienia, aby nie zlecać w ramach jednego zadania rozpoznania geologicznego, opracowania projektu budowlanego, zabezpieczenia oraz realizacji tego zabezpieczenia. Taki schemat może spowodować chęć zaoszczędzenia środków finansowych na etapie rozpoznania geologicznego, natomiast preferowanie droższego rozwiązania konstrukcyjnego.

5. Monitoring stref objętych ruchami masowymi

Przed przystąpieniem do właściwego rozpoznania geologicznego, do tej pory nie był powszechnie stosowany kompleksowy monitoring, zarówno powierzchniowy jak i wglębny, stref podejrzanych o występowanie procesów osuwiskowych. Takiego monitoringu nie stosowano również po wykonaniu prac stabilizacyjnych.

Pierwsze koncepcje katalogowania osuwisk zagrażających drogom państwowym próbowano opracować na początku lat osiemdziesiątych ubiegłego stulecia w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów. Sfinalizowanie tego zamiaru możliwe było jednak dopiero w okresie rozwoju technik komputerowych na początku lat dziewięćdziesiątych. Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych w Warszawie zleciła opracowanie programu komputerowego do gromadzenia informacji o osuwiskach

zagrożających drogom państwowych. Ewidencja osuwisk prowadzona była w oparciu o opracowane wzory kart osuwisk [2] i gromadzona w bazie firmy GEODROM w specjalnie opracowanej bazie komputerowej nazwanej KEO (Karty Ewidencji Osuwisk). Zgromadzone wyniki (karty) rozsyłane były do poszczególnych jednostek administracji drogowej. Od czasu uruchomienia wersji sieciowej bazy, dostępność jej wzrosła. Obecnie program ten jest dostępny jest w internecie pod nazwą KEO-WEB, który jest dostępny od 2006 roku. Przy gromadzeniu danych przyjęto zasadę nie usuwania z ewidencji osuwisk nawet w przypadku całkowitej ich likwidacji. Program KEO-WEB bardzo usprawnił prace przy naprawach i przebudowach istniejących dróg krajowych.

W 2007 roku zostało wydane Rozporządzenie Ministra Środowiska **„w sprawie informacji dotyczących ruchów masowych ziemi”** [3], które w §3.1. nakazuje prowadzenie monitoringu dla tych terenów, *„... na których wystąpiły ruchy masowe ziemi oraz dla terenów zagrożonych ruchami masowymi ziemi mogącymi spowodować albo powodującymi bezpośrednio zagrożenie dla życia ludzi, infrastruktury technicznej lub komunikacyjnej...”*.

Obecnie na terenie Oddziału Krakowskiego GDDKiA zainstalowano taki system na dwóch odcinkach. Ma to miejsce na drodze nr 7 (Myślenice – Lubień na tzw. „Starej Zakopiance”) i na drodze S7 w obrębie budowanej obwodnicy Lubnia. Są to monitoringi obejmujące obserwacje stref osuwiskowych już zabezpieczonych. Obserwacje na tych odcinkach prowadzone są od 2008r. Zlecone są prace mające na celu opracowania programów monitoringu dla 4 stref osuwiskowych w ciągu remontowanej drogi krajowej nr 7 na odcinku Kraków - Myślenice. W dalszej kolejności zostanie ogłoszony przetarg na instalacje elementów monitoringu i późniejsze cykliczne pomiary wraz z ich analizą. Więcej informacji o podjętych pracach i wnioskach wynikających z analizy wyników pomiarów w zastosowanym monitoringu znajdzie się w kolejnych artykułach.

Wcześniej, w celu uzyskania pełniejszych obserwacji zachowania się stref osuwiskowych, zlecono zainstalowanie inklinometrów na osuwiskach przy drodze nr 28 w miejscowości Siołkowa (4 szt.) i w miejscowości Radocza (2 szt.) oraz przy drodze nr 44 w miejscowości Kossowa (3 szt.). Zachowanie się inklinometrów jest sprawdzane dwukrotnie w ciągu roku.

6. Uwagi końcowe

Minęło już 10 lat od opracowania na zlecenie (wówczas jeszcze) Generalnej Dyrekcji Dróg Państwowych dwóch instrukcji, które są powszechnie stosowane przy rozpoznawaniu osuwisk nie tylko w obrębie dróg krajowych, ale również ogólnie w drogownictwie. Są to: „**Instrukcja obserwacji i badań osuwisk drogowych**” oraz „**Instrukcja badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych**”. W roku 2008 zespół ds. geologii inżynierskiej na spotkaniu w GDD-KiA zawnioskował, aby między innymi opracować nowe wersje tych instrukcji. Wydaje się celowe, aby prace maksymalnie przyspieszyć, w roku 2010 w Polsce będą już obowiązywać normy europejskie

W przypadku instrukcji dotyczącej osuwisk [2] potrzebne są uzupełnienia w części obejmującej metody (programy) obliczania stateczności skarp i stoków, zasady opracowania monitoringu w strefach objętych ruchami masowymi, sposoby wykorzystywania (dostępu i interpretacji) zdjęć lotniczych. W ciągu ostatnich 10 lat pojawiły się również nowe metody zabezpieczeń osuwisk, które warto by zasygnalizować.

Instrukcja badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych [3] bardzo pobieżnie omawia problem procesów geodynamicznych, w tym osuwisk. Brak w niej zaleceń dotyczących sformułowania wniosków, co do zaleceń zastosowania monitoringu stref, które zostały uznane za osuwiskowe.

Od 2010 roku w Polsce obowiązywać będą normy oparte na Eurokodzie 07. Nowe instrukcje powinny uwzględniać te zmiany, głównie chodzi o używaną nomenklaturę i europejskie oznaczenia z zakresu geotechniki.

Bibliografia

1. Sroczyńska A., Stręć J., *Rola rozpoznania geologicznego w projektowaniu zabezpieczeń osuwisk drogowych we fliszu karpackim*, Materiały. Konferencyjne „Problematyka osuwisk w budownictwie Komunikacyjnym”, Kraków-Zakopane 2000.
2. *Instrukcja obserwacji i badań osuwiska drogowych*, opracowano w P.U.H. Geologiczno-Wiertniczym „GEODROM” na zlecenie

Generalnej Dyrekcji Dróg Publicznych w Warszawie, Warszawa 1999.

3. *Instrukcja badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych*, opracowano w Instytucie Budownictwa Dróg i Mostów na zlecenie Generalnej Dyrekcji Dróg Publicznych w Warszawie, Warszawa 1998.
4. *Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 czerwca 2007r. „w sprawie informacji dotyczących ruchów masowych ziemi”*, Dz. U. z dnia 6 lipca 2007 nr 121 poz. 840.
5. Zabrski L., Thiel K., Bober L., *Osuwiska we fliszu Karpat Polskich – Geologia. Modelowanie. Obliczenia stateczności*, Instytut Budownictwa Wodnego PAN – Gdańsk 1999.

INFORMATION ON THE SCALE OF THREATS OF NATIONAL ROAD BY LANDSLIDES ON THE TERRITORY OF MALOPOLSKA

Summary

In district of General Directorate for National Roads and Motorway, in Cracov Division (GDDKiA O/Kraków) are placed 91 landslides dangerous for national roads. From these amount 39 are landslides with high activity. This level of amount exists for a long time being. Even when some of landslides were protected, new ones apperars in other locations. Duty of geological services is not only recognition of subbase layers in landslide area, but also monitoring anstable places as well. Monitoring is realized before and after protection of landslides.

Key words: *landslides, road threat, geological*

INFORMATION ÜBER DEN ERDRUTSCHGEFÄHRDUNGSMASSTAB VON LANDESSTRASSEN IN KLEINPOLEN

Zusammenfassung

Im Bezirk der Generalen Direktion für Landesstraßen und Autobahnen NL Krakau (GDDKiA O/Kraków) gibt es 91 Erdrutschen, die den Landesstraßen gefährden. Unter denen 39 Erdrutsche charakterisieren sich mit hohen Aktivität. Dieser Stand dauert seit längerer Zeit. Nach der Stabilisierung eines Teils der Erdrutsche,

erscheinen andere an anderen Standorten. Die Rolle der geologischen Diensten ist nicht nur die Grunderkennung in den Erdbebenzonen, aber auch Überwachung der nicht stabilen Orten vor ihrer Ausbesserung und später, nach den durchgeführten Sicherungen.

Die Schlüsselwörter: *der Erdbeben, die Straßengefährdung, die geologische Erkennung, die Erdbebenstabilisierung, die Überwachung*

Mieczysław M. Kania¹

Antoni Florkiewicz²

Adam Duda³

METODY OBLICZENIOWE W ANALIZIE STATECZNOŚCI SKARP Z OSUWISKAMI STRUKTURALNYMI

Streszczenie

W artykule rozważano specjalny przypadek budowy skarpy i typu osuwiska, z obecnością strukturalnych powierzchni osłabień i translacyjnym mechanizmem niestabilności. Analizie poddano przypadek rzeczywistej skarpy, w której powstało osuwisko podczas robót ziemnych w przekopie drogowym. Przekop przebiegał w terenie zaburzeń glacitektonicznych (np. fałdów). Wykorzystano różne techniki analizy stateczności skarp. Rezultaty obliczeń z zastosowaniem klasycznych metod równowagi granicznej, opartych na założeniu cylindrycznej powierzchni poślizgu (metody: Felleniusa, Bishopa i Spencera), porównano ze współczynnikami stateczności obliczonymi według metod Sarmy oraz Spencera dla dowolnych powierzchni poślizgu. Ponadto określono współczynnik bezpieczeństwa i mechanizm zniszczenia w obliczeniach numerycznych metodą elementów skończonych dla ośrodków sprężysto-plastycznych.

Słowa kluczowe: *budownictwo drogowe, osuwiska strukturalne, analiza stateczności skarp, metody równowagi granicznej, metoda elementów skończonych, metoda energetyczna, podejście kinematyczne*

¹ dr inż., Zakład Geotechniki i Geologii Inżynierskiej, Instytut Inżynierii Lądowej w Politechnice Poznańskiej, mieczyslaw.kania@put.poznan.pl

² dr hab. inż. prof. PP, Zakład Geotechniki i Geologii Inżynierskiej, Instytut Inżynierii Lądowej w Politechnice Poznańskiej

³ mgr inż., Zakład Geotechniki i Geologii Inżynierskiej, Instytut Inżynierii Lądowej w Politechnice Poznańskiej, adam.duda@put.poznan.pl

1. Wprowadzenie

Specyficznym rodzajem zjawisk geodynamicznych związanych z budownictwem drogowym są tzw. osuwiska konsekwentne. Polegają one na przemieszczaniu się mas utworów geologicznych po uprzywilejowanych powierzchniach, zorientowanych w przybliżeniu równolegle do powierzchni stoku zbocza lub skarpy. Powierzchnia poślizgu jest wówczas albo zbliżona do płaszczyzny, albo składa się z kilku płaszczyzn, a jej śladem w przekroju poprzecznym jest linia łamana o niewielkich różnicach kąta nachylenia. Tego typu powierzchnia poślizgu powstaje najczęściej na styku obecnych w podłożu wydzieleni strukturalnych, z reguły o silnym zróżnicowaniu parametrów wytrzymałościowych. Mówimy wówczas o osuwiskach strukturalnych, względnie o zsuwach translacyjnych (biorąc pod uwagę dominujący charakter ruchu mas ziemnych). Wspomniane wydzielenia strukturalne mogą mieć następującą naturę:

- a) w powiązaniu z przebiegiem warstwowania i laminacji lub szczelin i spękań w masywach skalnych,
- b) na kontakcie stosunkowo luźnych warstw zwietrzelinowych i sztywnego podłoża skalnego,
- c) w miejscach silnego zróżnicowania litologicznego w podłożu gruntowym, np. w strefie granicznej warstw osadów czwartorzędowych oraz ilastych osadów trzeciorzędowych (akumulacyjne lub degradacyjne powierzchnie strukturalne),
- d) w strefach występowania spękań i zlustrzeń glacictektonicznych (deformacyjne powierzchnie strukturalne),
- e) na granicy gruntów nasypowych i rodzimego podłoża o większej wytrzymałości na ścinanie i mniejszej wodoprzepuszczalności (antropogeniczne powierzchnie strukturalne).

W wymienionych przypadkach podstawowym czynnikiem sprzyjającym wystąpieniu powierzchniowych ruchów masowych jest obecność wody w strefach przylegających do powierzchni strukturalnych. Woda ta może pochodzić z bezpośredniej infiltracji wód opadowych i roztopowych na stoku zbocza lub skarpy, względnie ze spływu wód gruntowych po stropie warstw o mniejszej wodoprzepuszczalności.

Osuwiska strukturalne występują powszechnie w obrębie Karpat fliszowych [1, 2], w znacznym stopniu w powiązaniu z obiektami komunikacyjnymi, a także w kopalniach odkrywkowych węgla brunatne-

go [3, 4]. Z pokazanej na rys. 1 mapy rozmieszczenia osuwisk wynika, że w Polsce środkowej tereny o zagrożeniu osuwiskowym szczególnie licznie występują w dolinach rzek. W nowszych opracowaniach, tworzonych w ramach programu SOPO (System Osłony Przeciwosuwiskowej) także stwierdza się, że 75-80% naturalnych osuwisk w obszarach „pozakarpackich”, ma miejsce na zboczach dolin rzecznych [5].



Rys. 1. Rozmieszczenie osuwisk na Niżu Polskim (według [6]). Linia przerywaną zaznaczono obszar intensywne występowania zaburzeń glacytonicznych

W Wielkopolsce badania zsuwów o charakterze strukturalnym rozpoczęto już w latach dwudziestych XX w., wykazując związek rozwoju osuwisk w dolinie Warty z obecnością pochylonego stropu warstwy trzeciorzędowych ilów formacji poznańskiej [7].

W pracy [8] zamieszczone są zestawienia liczby dotychczas zarejestrowanych osuwisk (LO) oraz liczby obszarów predysponowanych do występowania naturalnych ruchów masowych (LPO), w nawiązaniu do podziału administracyjnego Polski pozakarpackiej. Dla niżej wymienionych województw daje to następujące liczby (według stanu na rok 2007):

- Lubuskie (powierzchnia województwa 13 988 km²) LO = 27, LPO = 313,
- Wielkopolskie (powierzchnia województwa 29 826 km²) LO = 64, LPO = 287,
- Kujawsko-pomorskie (pow. województwa 17 972 km²) LO = 260, LPO = 635.

Biorąc pod uwagę budowę podłoża w Polsce centralnej i dominujące lokalizacje osuwisk, można przypuszczać, że udział zsuwów strukturalnych jest w tym zestawieniu znaczący.

Wobec nasilenia budownictwa drogowego w tej części kraju, rejestrowane nowe procesy osuwiskowe coraz częściej mają związek z pracami przy budowie tras komunikacyjnych. Na obszarze Niżu Polskiego, osuwiska o charakterze strukturalnym mogą powstawać zarówno w dolinach rzecznych, jak i w przekopach drogowych, przecinających pasma wzgórz morenowych zlodowacenia północno-polskiego.

W tej sytuacji bardzo ważne staje się poprawne programowanie zakresu oraz stopnia szczegółowości badań geologiczno-inżynierskich i geotechnicznych, dla potrzeb inwestycji drogowych na terenach potencjalnie zagrożonych przez ruchy masowe. Prawidłowe zaprogramowanie badań jest ściśle sprzężone z odpowiednim wyborem metod oceny stateczności skarp, stosowanych w obliczeniowych analizach projektowych. Praktyczne doświadczenia autorów niniejszego artykułu pokazują, że nadal zbyt często zagadnienia te są bagatelizowane, z bardzo kosztownymi dla inwestorów konsekwencjami.

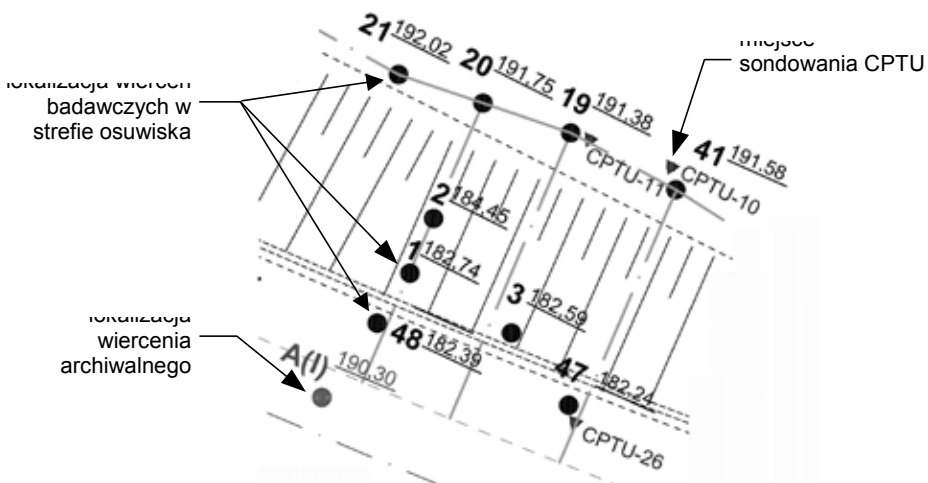
W prezentowanym artykule przedstawiono rezultaty obliczeń testowych przy użyciu wybranych metod obliczeniowych, stosowanych do oceny stateczności skarp przekopów drogowych. Obliczenia porównawcze wykonano dla „wzorcowej skarpy” z głębokiego przekopu drogowego, wykonanego w specyficznych warunkach geologiczno-inżynierskich terenu województwa lubuskiego, z zarejestrowanymi zsuwami o jednoznacznie strukturalnym charakterze [9].

2. Geotechniczna charakterystyka skarpy wzorcowej i schematu obliczeniowego

Rzeczywistą skarpe, rozważaną dalej w obliczeniach porównawczych, wybrano z większej liczby zsuwów strukturalnych, jakie rozwiły się w latach 2004-2005 w skarpach budowanego fragmentu drogi krajowej nr 27 w województwie lubuskim. Jest to teren występowania zaburzeń glacictektonicznych, przejawiających się między innymi silnym sfaldowaniem powierzchni trzeciorzędowej i obecnością stropu mocno pochylonej warstwy mio-pliocenńskich ilów formacji poznańskiej, przykrytych osadami czwartorzędowymi. Pod względem geomorfologicznym jest to część moreny czołowej zlodowacenia północno-polskiego, nazywanej Wałem Zielonogórskim. Nasilenie zaburzeń glacictektonicznych na tym obszarze jest jednym z większych w Polsce

[10, 11]. Zaburzenia glaciektoniczne mają na rozpatrywanym terenie zasadniczy wpływ na przestrzenną zmienność litologiczną podłoża oraz na przestrzenną zmienność rozkładu parametrów wytrzymałościowych gruntów [12, 13].

Trasa drogowa poprowadzona była na długości 600 m w przekopie o przeciętnej głębokości od 6.0 m do 9.0 m, z kulminacją dochodzącą do 15.0 m. Skarpy przekopu zaprojektowano o pochyleniu 1:1.5, maksymalnie wykorzystując szerokość pasa drogowego. Bezpośrednio po wykonaniu podstawowych robót ziemnych w przekopie (maj 2004r.), zauważono występowanie pierwszych symptomów procesów osuwiskowych, w postaci pojawiających się licznych podłużnych spękań powierzchni terenu w koronie skarp oraz na ich stoku, a także lokalnych spelżywań gruntu i niewielkich zsuwów strukturalnych. Procesy te, o początkowo ograniczonym zasięgu przestrzennym i głębokości, miały charakter progresywny i w miesiącach jesienno-zimowych 2004-2005 obejmowały coraz to większą powierzchnię skarp. Okresowo, zwłaszcza po intensywnych opadach deszczu i topnieniu śniegu, u podnóża skarp obserwowano sączenia wody. Powierzchnia poślizgu w istniejących zsuwach generalnie powstawała w strefie kontaktowej na stropie warstwy osadów ilastych.

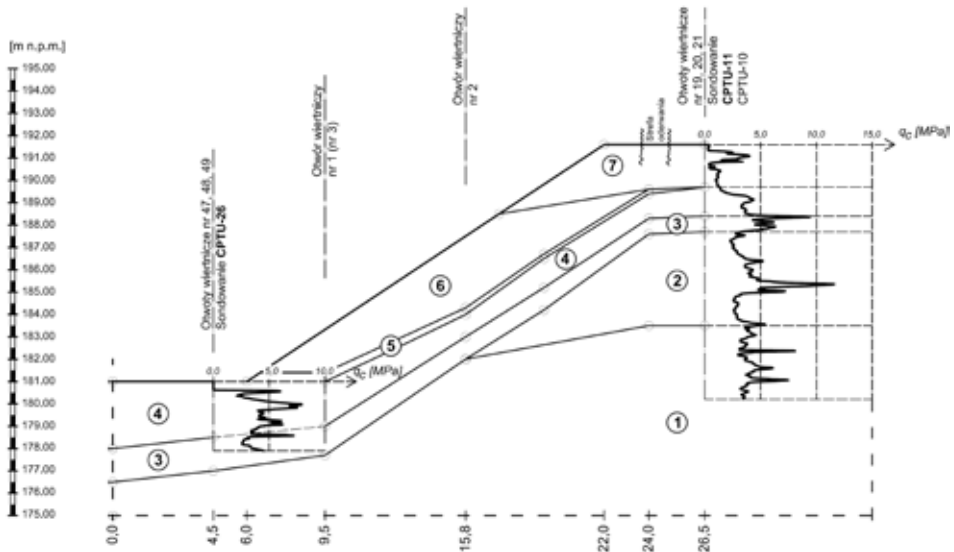


Rys. 2. Położenie punktów badań geotechnicznych w rejonie osuwiska

W opisywanym obszarze przeprowadzono szczegółowe badania terenowe, obejmujące wiercenia badawcze oraz sondowania statyczne CPTU. Rozmieszczenie punktów badań w rejonie rozpatrywanego tutaj osuwiska pokazano na rys. 2. Badania geotechniczne zostały uzupeł-

nione szczegółową inwentaryzacją geodezyjną odsłoniętej części powierzchni poślizgu oraz pozostałych fragmentów skarpy dostępnych w wykonanych wcinkach badawczych.

Przyjęty do porównawczych obliczeń schemat budowy skarpy w analizowanym osuwisku przedstawiono na rys. 3. Układ warstw w tym schemacie jest interpretowanym odwzorowaniem wyników rozpoznania w punktach badań według rys. 2 oraz wspomnianych dodatkowych prac inwentaryzacyjnych (z naniesionymi wykresami q_c z sondowania CPTU).



Rys. 3. Przekrój poprzeczny skarpy w rejonie osuwiska - schemat obliczeniowy

Opis warstw gruntów wydzielonych w przekroju poprzecznym, nawiązujący do zamieszczonej na rys. 3 numeracji warstw, zawiera tablica 1.

Podano także przyjęte do dalszych obliczeń parametry gruntów w warstwach, ustalone głównie na podstawie sondowań CPTU (sondowania wykonała firma HEBO z Poznania [9]).

Tablica 1. Zestawienie charakterystyk warstw ośrodka gruntowego w przekroju poprzecznym

Nr	Rodzaj gruntu w warstwie	Stopień plastyczności I_L	Spójność c [kPa]	Kąt tarcia wewnętrznego φ [°]	Moduł Younga E [kPa]	Współcz. Poissona ν
1	I, I π	0.0	35.0	19.0	30000.	0.25
2	I, I π , G π z	0.05	25.0	20.0	25000.	0.25
3	G π , G, II // P π	0.05 - 0.08	12.0	27.0	45000.	0.25
4	I / G π z	0.05	38.6	22.0	25000.	0.25
5	jak w warstwie nr 6	zmienny	15.5	17.0	10000.	0.30
6	G π z, Gz, G π // P π , // II	0.12, 0.18, 0.28	15.5	17.0	10000.	0.30
7	Pd // P g	$I_D = 0.35$	0.0	31.0	25000.	0.30

Grunty trzeciorzędowe, obecne w podłożu badanego terenu, reprezentowane są przez silnie przekonsolidowane (OCR = 15-50 z badań dylatometrycznych [9]) ility, ility pylaste, gliny pylaste zwięzłe i gliny zwięzłe. W „skarpie wzorcowej” występuje warstwa nr 3 z wyraźnym laminowaniem, w postaci cienkich przewarstwień utworzonych z frakcji pylastej i piaskowej. Podobne przewarstwienia występują także w warstwie nr 6. Piaszczysto-pylaste warstewki, zbudowane z materiału o lepszych właściwościach filtracyjnych niż w otaczających je gruntach, mogą być uprzywilejowanymi drogami penetracji wód opadowych. To z kolei będzie sprzyjać postępującym w czasie zmianom stanu konsystencji gruntu oraz redukcji parametrów wytrzymałościowych w pewnej strefie kontaktowej na styku warstw słabo i lepiej przepuszczalnych.

Dla odwzorowania wpływu takiego procesu na stateczność analizowanej skarpy, wprowadzono w schemacie z rys. 3 hipotetyczną cienką warstwę nr 5. W warstwie nr 5, w kolejnych obliczeniach parametry wytrzymałościowe podlegały stopniowej redukcji (w tabeli zapisano kursywą wielkości wyjściowe, zgodne z parametrami warstwy nr 6). Jednoczesna redukcja wielkości spójności gruntu o ok. 40 % wielkości początkowej i odpowiednio kąta tarcia wewnętrznego o 13.5 %, odpowiada w przybliżeniu zmianie stopnia plastyczności towarzyszącej przejściu gruntu ze stanu twardoplastycznego w plastyczny. Tego rzędu okresowe zmiany stanu konsystencji gruntów w warstwie kon-

taktowej na stropie iłu są w warunkach gruntowych badanego terenu bardzo prawdopodobne.

Obecność w skarpie dodatkowej warstwy kontaktowej o obniżonych parametrach wytrzymałościowych, nachylonej pod kątem zbliżonym do kąta nachylenia powierzchni stokowej skarpy, może mieć decydujące znaczenie dla rozwoju osuwiska typu strukturalnego.

3. Zastosowane metody analizy stateczności skarpy

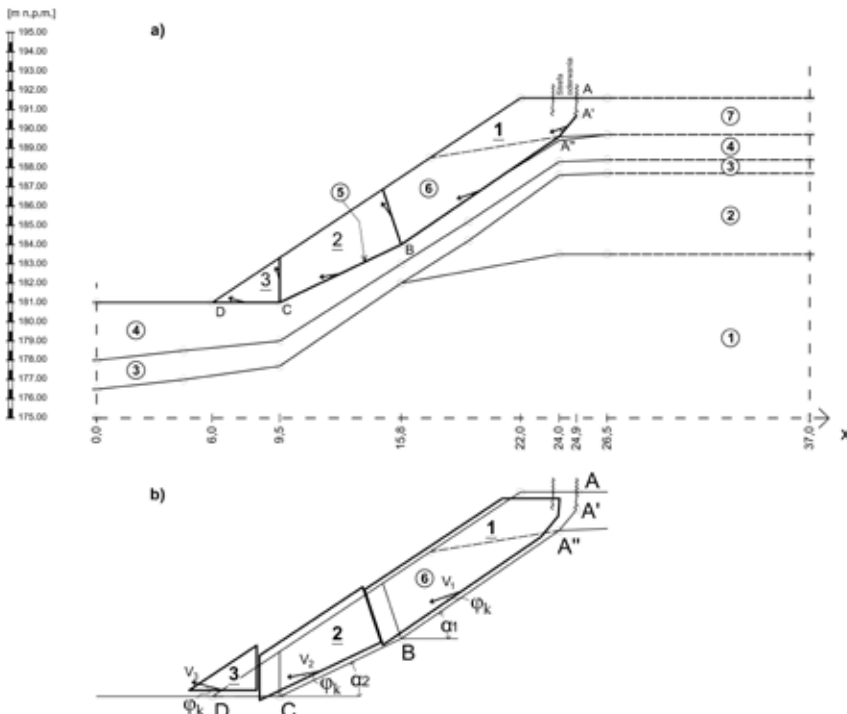
Najczęściej dotychczas stosowane przybliżone metody analizy stateczności zboczy należą do grupy metod równowagi granicznej. Zdecydowana większość istniejących sposobów analizy stateczności skarp i zboczy z zastosowaniem metod równowagi granicznej, została opracowana dla cylindrycznych powierzchni poślizgu, w stanie płaskim. Jest to schemat właściwy dla odwzorowania zachowania się skarp jednorodnych, z możliwością wystąpienia tzw. osuwiska rotacyjnego, podczas którego masy gruntowe doznają przemieszczeń z rotacją. Rozwinięciem metod z kołowym śladem powierzchni poślizgu są metody bazujące na krzywoliniowych lub łamanych śladach powierzchni poślizgu. Podstawowe metody tej grupy są powszechnie znane i omówione w wielu pracach, także w ujęciu porównawczym (np. [14], [15], [16]). Do obliczeniowej analizy porównawczej, dla przyjętego tutaj schematu „skarpy wzorcowej” z potencjalnie translacyjnym mechanizmem zsuwu strukturalnego, wykorzystano następujące metody (dostępne w pakiecie programów GEO5 firmy FINE):

- cylindryczne powierzchnie poślizgu: metoda Felleniusa, metoda Bishopa i metoda Spencera,
- dowolne, łamane powierzchnie poślizgu: metoda Sarmy oraz metoda Spencera.

Odrębnie określono współczynnik stateczności skarpy i zobrazowano prawdopodobny mechanizm zniszczenia w niejednorodnej skarpie, posługując się rozwiązaniami metody elementów skończonych (MES) dla ośrodków sprężysto-plastycznych. Metoda elementów skończonych znalazła szerokie zastosowanie w analizie stateczności niejednorodnych skarp i zboczy [17], [18], głównie z powodu braku konieczności deklarowania *a priori* kształtu i przebiegu powierzchni poślizgu. Mechanizm utraty stateczności symulowany w MES poprawniej oddaje

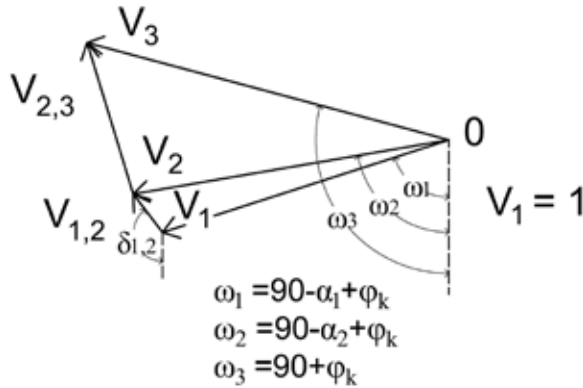
rzeczywisty kształt potencjalnej powierzchni poślizgu, adekwatnie do warunków geometrycznych, geotechnicznych i obciążeniowych skarpy. Wykorzystano do tego celu pakiet geotechnicznego oprogramowania MES o nazwie Z_SOIL®.PC [19]. W algorytmach MES współczynnik stateczności skarpy F wyznaczany jest na drodze pozornej redukcji parametrów wytrzymałościowych gruntów - kąta tarcia wewnętrznego φ oraz spójności c . Wystąpienie stanu równowagi obliczeniowo przejawia się brakiem zbieżności procedury iteracyjno-przyrostowej, a wynikiem jest odtworzenie mechanizmu zniszczenia i ustalenie odpowiadającego mu współczynnika stateczności skarpy. Dla warstw ośrodka gruntowego przyjęto sprężysto-plastyczny model konstytutywny, z kryterium plastyczności Druckera-Pragera.

Ostatnim uwzględnionym w obliczeniach „skarpy wzorcowej” sposobem, jest podejście energetyczne z zastosowaniem analizy kinematycznej, wcześniej skutecznie wykorzystane do dociekań nad przyczynami utraty stateczności zbocza z mechanizmem płytkiego zsuwu strukturalnego, opisanych w pracy [20]. Efektywność tego typu rozwiązań wykazana jest również w [21], [22].



Rys. 4. Schemat obliczeniowy w metodzie energetycznej:
a) podział skarpy na bloki, b) kinematyczny mechanizm zniszczenia zbocza

Na rys. 4a pokazano uogólnioną budowę podłoża gruntowego w obrębie „skarpy wzorcowej”. Punkt A odpowiada rzeczywistej granicy osuwiska w koronie skarpy, a linia AA'A"BCD wyznacza strefę (powierzchnię) osłabienia strukturalnego charakteryzującą się wyraźnie obniżonymi parametrami wytrzymałościowymi w stosunku do parametrów gruntów leżących po obu jej stronach.



Rys. 5. Plan prędkości w metodzie energetycznej

Do opisu osuwiska zastosowano prosty mechanizm kinematyczny zniszczenia skarpy dla trzech bloków, pokazany na rys. 4b. Rozkład prędkości (hodograf) dla wszystkich bloków i o ciężarach W_i widoczny jest na rysunku 5. Kształt zaproponowanego, kinematycznie dopuszczalnego mechanizmu zniszczenia skarpy, określony jest kątami α_i oraz wynika z pewnego uśrednienia warunków brzegowych rozpatrywanego zadania. Stosując podejście energetyczne, definicje wskaźnika stateczności skarpy można przyjąć w postaci [23, 24]:

$$F_k = \frac{D(c, \varphi)}{L}, \quad L \geq 0 \quad (1)$$

gdzie: $D(c, \varphi)$ jest całkowitą dysypacją wewnętrzną, a L sumą mocy obciążeń zewnętrznych i sił ciężkości:

$$D = (\sum V_i \cdot l_i + \sum V_{i,i+1} \cdot h_i) c_i \cos \varphi_i \quad (2)$$

$$L = \sum W_i \cdot V_i'$$

w których V_i jest prędkością kolejnego bloku, V_i' rzutem V_i na kierunek pionowy, $V_{i,i+1}$ nieciągłością prędkości wzdłuż linii oddzielającej bloki, h_i długością tej linii, a c_i i φ_i to spójność i kąt tarcia wewnętrznego wzdłuż linii l_i lub h_i . We wzorach indeksy 1, 2 i 3 dotyczą odpowiednio

bloków 1, 2, 3, indeks k - warstwy kontaktowej, a indeks b - gruntów bryły osuwiskowej.

Obliczony z wzorów (1) i (2), dla przyjętego zgodnie z rys. 4b mechanizmu zniszczenia zbcza, wskaźnik stateczności F_k wynosi:

$$F_k = \frac{D_l + D_h}{W_1 \cdot V_1' + W_2 \cdot V_2' - W_3 \cdot V_3'} \quad (3)$$

gdzie:

$$D_{\bar{i}} = V_1 \cdot l_1' \cdot c_k \cdot \cos \varphi_k + V_1 \cdot l_1'' \cdot c_k \cdot \cos \varphi_k + V_2 \cdot l_2 \cdot c_k \cdot \cos \varphi_k + V_3 \cdot l_3 \cdot c_k \cdot \cos \varphi_k$$

- na długości l_1' : $c_k = 0$, $\varphi_k = 31^\circ$ (warstwa gruntowa nr 7)

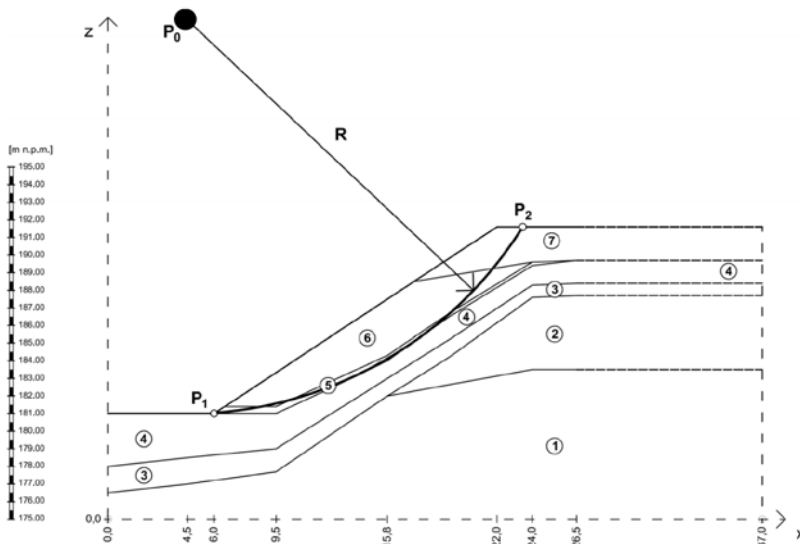
$$D_{\bar{h}} = V_{1,2} \cdot h_1 \cdot c_b \cdot \cos \varphi_b + V_{2,3} \cdot h_2 \cdot c_b \cdot \cos \varphi_b$$

Podstawiając do wzoru (3) obliczone wartości V_i , $V_{i,i+1}$, V_i' , W_i oraz odpowiednie wartości parametrów geotechnicznych c i φ , otrzymujemy poszukiwane wielkości współczynnika stateczności.

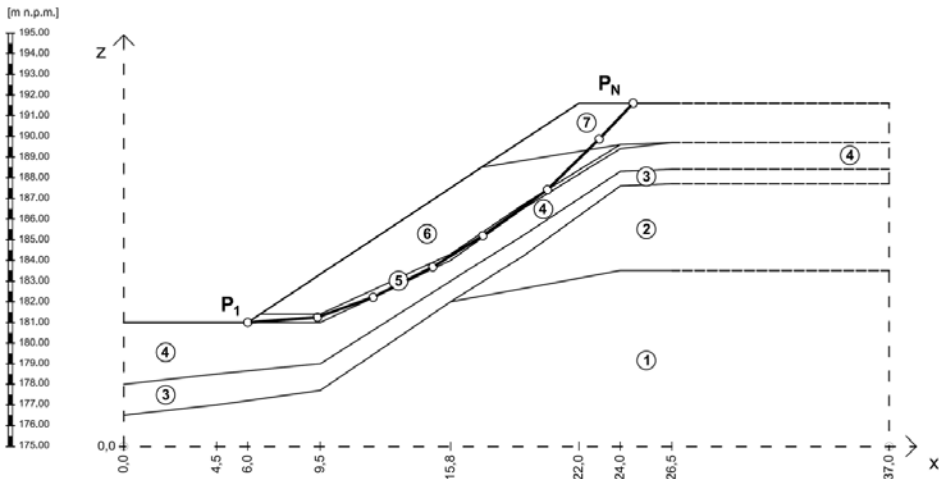
4. Rezultaty obliczeń stateczności skarpy wzorcowej

Wyniki obliczeń uzyskane za pomocą omówionych metod zestawiono w postaci graficznej oraz w formie tabelarycznej, w poszczególnych grupach metod.

Obliczenia przy użyciu metod równowagi granicznej



Rys. 6. Kołowy ślad powierzchni poślizgu uwzględniony w obliczeniach



Rys. 7. Łamany ślad powierzchni poślizgu uwzględniony w obliczeniach

Tablica 2. Zestawienie współczynników stateczności skarpy - metody równowagi granicznej

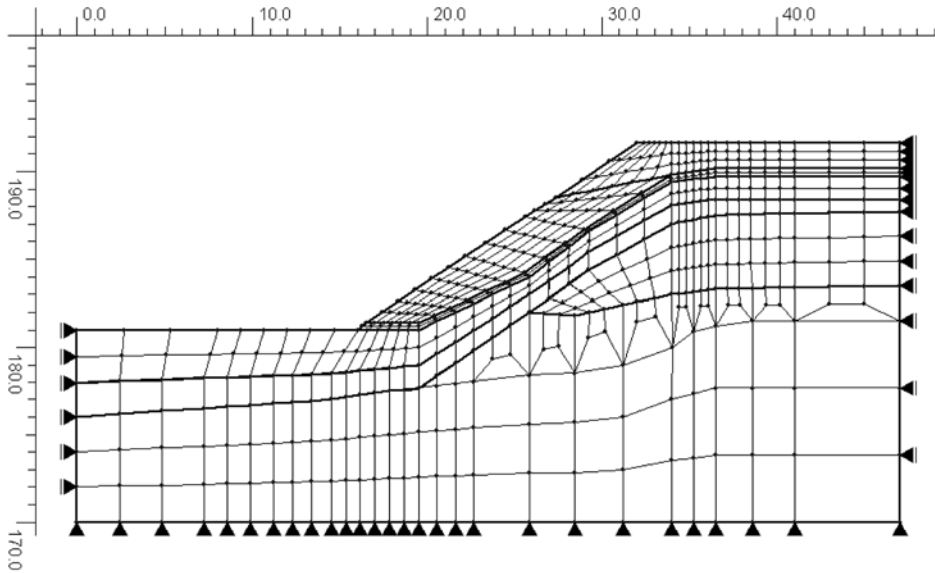
Parametry warstwy nr 5		Kołowa powierzchnia poślizgu			Łamana powierzchnia poślizgu	
c_k [kPa]	ϕ_k [°]	Fellenius	Bishop	Spencer	Sarma	Spencer
współczynnik stateczności F_s						
15,5	17	1,22	1,26	1,30	1,31	1,29
9,5	15	1,00	1,04	1,07	1,03	1,00

Obliczenia w grupie metod równowagi granicznej przeprowadzono dla dwóch zestawów parametrów warstwy nr 5. Pierwszy zestaw odpowiadał parametrom wyżej leżącej warstwy nr 6, czyli sytuacji, w której nie istnieje osłabiona warstwa kontaktowa. Drugi zestaw danych uzyskano drogą stopniowej redukcji parametrów geotechnicznych c i ϕ , w warstwie kontaktowej nr 5, do momentu otrzymania współczynników stateczności bliskich 1.0 (w tabeli zamieszczono tylko początkowe i końcowe rezultaty obliczeń).

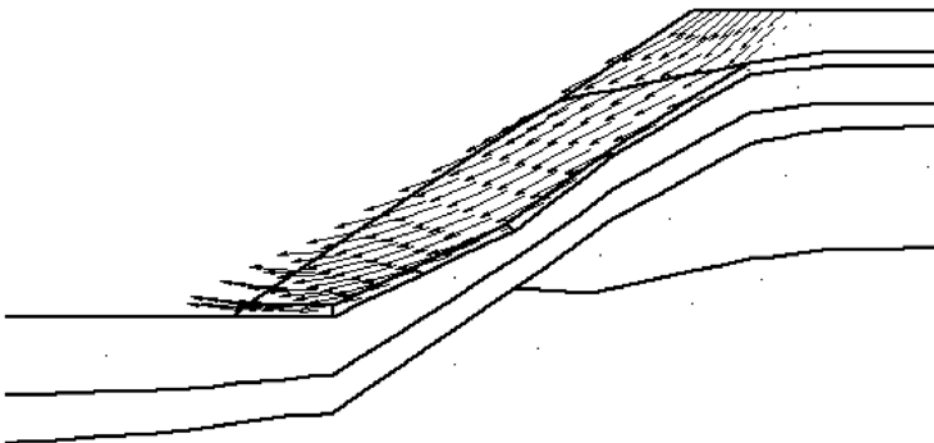
Analiza metodą elementów skończonych

W obliczeniach MES, wykonanych dla modelu z siatką elementów widoczną na rys. 8, zastosowano podobną jak dla metod równowagi granicznej procedurę redukcji parametrów geotechnicznych c i ϕ

w warstwie kontaktowej nr 5. Przyjmowane w kolejnych obliczeniach kombinacje wielkości c_k i ϕ_k zestawiono w tabelicy 3. Na rysunku 9 pokazano mechanizm przemieszczeń bryły osuwiskowej w stanie granicznym.



Rys. 8. Siatka elementów skończonych w analizie MES



Rys. 9. Wyniki analizy MES – wizualizacja stanu deformacji osuwiska w postaci wektorów wypadkowych przemieszczeń węzłów siatki

Otrzymany z symulacji numerycznej MES obraz przemieszczeń w bryle osuwiskowej oraz kształt i zasięg powstałej powierzchni poślizgu są typowe dla osuwiska strukturalnego. Widoczny jest również

decydujący wpływ warstwy nr 5 (powierzchni osłabienia) o zredukowanych skutkach zmiany stanu konsystencji parametrach wytrzymałościowych. Mechanizm zniszczenia uzyskany z obliczeń MES dobrze koresponduje z założeniami przyjętymi do analizy kinematycznego mechanizmu zniszczenia zbrocza w metodzie energetycznej. Liczbowe wyniki obliczeń w postaci współczynników stateczności zestawiono w tabeli 3 poniżej, łącznie z rezultatami obliczeń metodą energetyczną.

Podjęcie energetyczne z zastosowaniem analizy kinematycznej

Obliczenia wykonano dla analogicznych zestawów danych i toku wprowadzania kolejnych kombinacji parametrów w warstwie kontaktowej (nr 5), jak dla metody elementów skończonych. Rezultaty obliczeń zawiera ostatnia kolumna tablicy 3. Wyznaczone wartości wskaźnika F_k potwierdzają obliczeniową niestateczność zbrocza (wskaźnik $F_k \leq 1$ dla $\varphi_k \leq 15^\circ$ i $c_k \leq 10$ kPa) w przypadku wprowadzenia zredukowanych parametrów wytrzymałościowych dla kontaktu warstw nr 5 i nr 6.

Tablica 3. Zestawienie współczynników stateczności skarpy - metoda elementów skończonych i metoda energetyczna z analizą kinematyczną

warstwa kontaktowa nr 5		warstwa nr 6		miara stateczności	
Spójność c_k [kPa]	Kąt tarcia wewnętrznego φ_k [°]	Spójność c_b [kPa]	Kąt tarcia wewnętrznego φ_b [°]	F_{min} (MES)	F_k (metoda energetyczna)
15.5	17	15.5	17	1.35	1.73
14	16	15.5	17	1.25	1.45
12.1	15	15.5	17	1.13	1.19
10	15	15.5	17	1.03	1.00
9.5	15	15.5	17	1.01	0.95
9.5	14.8	15.5	17	1.005	0.94
9.4	14.8	15.5	17	1.0017	0.93
9.4	14.7	15.5	17	≤ 1.00	0.92

5. Wnioski i uwagi końcowe

Stwierdzono, że niezależnie od stosowanej metody obliczeń parametry gruntu w osłabionej strefie kontaktowej na stropie warstwy trzeciorzędowych ilów mają decydujący wpływ na wyniki obliczeń stateczności i ocenę zapasu bezpieczeństwa skarpy. Wykazano, że w rozważanym przypadku geometrii skarpy i budowy podłoża gruntowego, stosunkowo niewielka redukcja parametrów wytrzymałościowych w strefie kontaktu różnych warstw wystarcza już do wystąpienia osuwiska o charakterze strukturalnym.

Różnice między wynikami uzyskanymi z poszczególnych metod są stosunkowo nieduże w przypadku istnienia takiej warstwy uprzywilejowanej jako potencjalna powierzchnia poślizgu. Jak pokazano w zestawieniach tabelarycznych, obliczone współczynniki stateczności F zbliżały się do 1.0 na tym samym poziomie redukcji parametrów wytrzymałościowych. Zdecydowanie większe zróżnicowanie wystąpiło w sytuacji początkowej - dla skarpy bez wydzielonej warstwy kontaktowej o obniżonych parametrach. Dużo wyższe zapasy bezpieczeństwa ($F = 1.22 - 1.31$) wyliczone dla takiej sytuacji przy użyciu metod równowagi granicznej, prowadzą do oceny po stronie niebezpiecznej. Jeszcze większe wartości współczynnika stateczności F uzyskano dla stanu początkowego w metodzie elementów skończonych i metodzie energetycznej. Metody te dają natomiast dobre rezultaty w zakresie identyfikacji typowego dla osuwisk strukturalnych trybu utraty stateczności. Powinny więc być stosowane do prognozowania zachowania się zboczy z taką budową podłoża gruntowego, która sprzyja powstawaniu awaryjnych stanów osuwiskowych skarpy z translacyjnym mechanizmem przemieszczeń mas gruntu i obecnością słabych warstw.

Należy podkreślić, że w przypadku nieuwzględnienia możliwości powstania warstwy poślizgowej o przebiegu pokrywającym się ze stropem gruntów spoistych, obliczeniowo zbocze okazałoby się stateczne (abstrahując od ustaleń formalnych odnośnie wymaganego zapasu bezpieczeństwa w budownictwie drogowym [25], 26]). Warto dodać, że uzyskany z obliczeń MES zasięg powierzchni poślizgu na koronie skarpy, w przypadku obecności słabszej warstwy kontaktowej, pokrywa się z rzeczywistym zasięgiem strefy odrywania bryły osuwiskowej, pomierzonym w terenie.

Z przeprowadzonych różnymi metodami obliczeń porównawczych wynika zdaniem autorów ważny wniosek praktyczny: o wiarygodności prognozowania stateczności skarp w dużej mierze decyduje zakres badań geotechnicznych i sposób ich wykonania. Na ogół badania geotechniczne wykonywane są w fazie projektowej i ograniczają się do rozmieszczenia punktów badawczych tylko w osi planowanej trasy drogowej (nawet w tak specyficznym terenie, jak obszar silnych zaburzeń glacitektonicznych). Rezultatem jest niezbyt dokładna (punktowa) ocena lokalnej budowy podłoża i jego stanu w momencie realizacji badań. Brak wydzieleni powierzchni strukturalnych lub stref, w których takie powierzchnie mogą się rozwinąć w przekrojach poprzecznych przekopu i jego skarpy, może prowadzić do błędnej oceny charakteru mechanizmu utraty stateczności skarpy drogowej. Nie podejmuje się prób prognozowania możliwych zmian właściwości wytrzymałościowych gruntów w strefach kontaktowych warstw gruntów o różnej wodoprzepuszczalności i zdolności do zmiany ich stanu konsystencji pod wpływem infiltracji wód opadowych i roztopowych.

Prezentowane w artykule wyniki pokazują, że dla potrzeb projektowania skarpy przekopów drogowych w terenie z predyspozycjami do wystąpienia zsuwów strukturalnych, konieczna jest ocena prognostyczna - jakie niekorzystne zmiany w podłożu mogą nastąpić w trakcie robót ziemnych lub po ich wykonaniu. Do tego potrzeba jednak znacznie więcej informacji o podłożu gruntowym terenu inwestycji. Szczególna uwaga powinna być poświęcona identyfikacji powierzchni strukturalnych w podłożu, jako potencjalnych, uprzywilejowanych powierzchni poślizgu i prawidłowemu wyznaczeniu parametrów gruntu w strefie kontaktu warstw strukturalnych w skarpach.

Bibliografia

1. Zabuski I., Thiel K., Bober L., Osuwiska we fliszu Karpat polskich. Geologia -modelowanie - obliczenia stateczności, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, 1999
2. Jaremski J., Czudec G., Wpływ zmian parametrów wytrzymałościowych zwietrzliny fliszu karpackiego na powstanie osuwisk ze szczególnym uwzględnieniem osuwiska w Tyrawie Wo-

- łoskiej, XXVII Zimowa Szkoła Mechaniki Górniczej, Kraków 2000, s. 173-181
3. Kaczmarczyk R., Rybicki S., Powierzchnie strukturalne w górotworze złóż węgla brunatnego, ich charakterystyka i właściwości fizyko mechaniczne, *Górnictwo i Geoinżynieria*, Rok 31, Zeszyt 3/1, 2007, s. 237-245
 4. Konderla H., Influence of structural surfaces on the numerical estimation of slope stability, *Studia Geotechnica et Mechanica*, 2005, Vol. XXVII, No. 1-2, s. 101-105
 5. Grabowski D., Inwentaryzacja osuwisk oraz zasady i kryteria wyznaczania obszarów predysponowanych do występowania i rozwoju ruchów masowych w Polsce Pozakarpacie, Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa, 2006
 6. Atlas Rzeczypospolitej Polskiej, Arkusz 23.3., Mapa 4 (autor: T. Ziętara), Polskie Przedsiębiorstwo Wydawnictw Kartograficznych i Instytut Geografii i Przestrzennego Zagospodarowania PAN, Warszawa, 1995
 7. Chudziński B. Obsuwiska i t.p. zjawiska pokrewne w dolinie środkowej i dolnej Warty, w: *Badania Geograficzne nad Polską Północno-Zachodnią*, z. 4-5, Wyd. Inst. Geograficznego Uniwersytetu Poznańskiego, Poznań, 1929, s. 20-45
 8. „Instrukcja opracowania Mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi w skali 1 : 10 000”, Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa, styczeń 2008
 9. Raport 12-723/05/JG/B: Studium badawczo-koncepcyjne procesów utraty stateczności skarp i działań stabilizujących w miejscach występowania osuwisk na odcinku drogi krajowej nr 27 , Politechnika Poznańska Instytut Inżynierii Lądowej (Kania M.M. z zespołem), Poznań, maj 2005 r.
 10. Bartkowski T., Budowa geologiczna obszarów zaburzeń glacictektonicznych Środkowego Nadodrza ze szczególnym uwzględnieniem okolic Zielonej Góry, *Mat. Sympozjum Naukowego „Badania geologiczno-inżynierskie dla potrzeb budownictwa na obszarach zaburzonych glacictektonicznie Ziemi Lubuskiej, Zielona Góra, WSI, 1974, s. 25-40*
 11. Dyjor S., Zaburzenia glacictektoniczne na obszarze Ziemi Lubuskiej, *Mat. Sympozjum Naukowego „Badania geologiczno-inżynierskie dla potrzeb budownictwa na obszarach zaburzonych*

- glacitektonicznie Ziemi Lubuskiej”, Zielona Góra, WSI, 1974, s. 71-90
12. Wojnicki J., Zmienność regionalna wybranych parametrów geotechnicznych ilastych utworów trzeciorzędowych Środkowego Nadodrza z uwzględnieniem wpływu zaburzeń glacitektonicznych, Materiały Posympozjalne III Sympozjum Glacitektoniki, Zielona Góra, WSI, 1985, s. 55-64
 13. Kraiński A., Parametry geotechniczne ilów serii poznańskiej zaburzonych glacitektonicznie (Środkowe Nadodrze), Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Zielonogórskiego, nr 128, seria Budownictwo nr 36, Zielona Góra 2002
 14. Madej J., Metody sprawdzania stateczności zboczy, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 1981.
 15. Duncan J. M., Wright S. G., Soil Strength and Slope Stability, John Wiley & Sons, New Jersey, 2005
 16. Nash D., A comparative review of limit equilibrium methods of stability analysis, W: Anderson M.G., Richards K.S. (eds), Slope Stability. Geotechnical Engineering and Geomorphology, John Wiley&Sons, Chichester-New York, 1987, s. 11-76
 17. Sanecki L., Truty A., Urbański A., O możliwościach modelowania komputerowego stateczności złożonych układów geotechnicznych, Materiały XLV Konf. Nauk KILiW PAN Krynica'99, Wrocław - Krynica 1999
 18. Dłużewski J.M., Popielski P., Ciuhak K., Hrabowski W., Stateczność skarp i osuwisk w ujęciu metody elementów skończonych, Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 3, 1999.
 19. Z_SOIL[®].PC v. 6.27, User Manual, ZACE Services Ltd., Lausanne, 2005.
 20. Borowczak P., Florkiewicz A, Kania M., Awaria kolektora sanitarnego wywołana osuwiskiem strukturalnym, Materiały XXII Konferencji Naukowo-Technicznej AWARIE BUDOWLANE, Międzyzdroje 2005, s. 529-536
 21. Bagińska I., Kinematyczne podejście do oceny stateczności zboczy, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, seria Budownictwo, 2003, z. 101, s. 63-70
 22. Bagińska I., Izbicki R. J., Niejednorodność ośrodka gruntowego w kinematycznej analizie stateczności zboczy, Górnictwo i Geoinżynieria, 2008, R. 32, z. 2, s. 27-33

23. Derski W., Izbicki R., Kisiel I., Mróz Z., *Mechanika skał i gruntów*, VII t. serii *Mechanika Techniczna*, PWN, Warszawa 1982.
24. Izbicki R.J., *Stany graniczne ośrodków gruntowych i spękanych ośrodków skalnych*, *Prace Naukowe Instytutu Geotechniki Politechniki Wrocławskiej*, seria *Monografie*, Wrocław 1983.
25. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie, *Dz. U.*, 1999, nr 43, poz. 430
26. Kłosiński B., „Dlaczego zbocza i skarpy jeszcze się trzymają?”, *Materiały X Międzynarodowej Konf. Trwałe i Bezpieczne Nawierzchnie Drogowe*, Kielce, 2004, s. 343-349

COMPUTATIONAL METHODS IN STABILITY ANALYSIS OF SLOPES WITH TRANSLATIONAL SLIDES

Summary

In the paper the special case of slope structure and landslide type, with some structural weakness surface and translational instability mechanism, has been considered. The real example of the slope, which has failed during earthworks in road cuts in the area of glacitectonic disturbances (e.g. folds), has been analyzed. Several techniques of slope stability analysis have been applied. The results of application of conventional limit equilibrium methods, based on the assumption of rotational failure mode (Fellenius - Swedish method, Bishop's and Spencer's methods) have been compared to the values of factors of safety calculated by Sarma's and Spencer's methods for arbitrary sliding surfaces. Additionally, factor of safety and failure mechanism received from numerical computations based on elasto-plastic models of Finite Element Method has been examined.

Key words: *road construction, translational slides, slope stability analysis, limit equilibrium methods, Finite Element Method, energy method, kinematical approach*

BERECHNUNGSMETHODEN IN DER STANDSICHERHEITSUNTERSUCHUNG VON BÖSCHUNGEN MIT STRUKTURRUTSCHUNGEN

Zusammenfassung

Im Vortrag wurde der Spezialfall der Böschungsstruktur und Rutschungstyps mit Anwesenheit der Flächen von Strukturschwächen und Translationsbewegungen überlegt. Man hat das Beispiel einer Analyse der tatsächlichen Böschung unterzogen, die während der Erdarbeiten im Wegeinschnitt abgerutscht hat. Der Einschnitt verlief im Bereich von glazitektonischen Störungen (z.B. Falten). Es wurden verschiedene Methoden der Standsicherheitsuntersuchung von einer Böschung verwendet. Die Berechnungsergebnisse mit Anwendung von klassischen Grenzgleichgewichtsmethoden, die sich auf Voraussetzung der zylindrischen Rutschfläche beruhen (Verfahren von Fellenius, Bishop und Spencer), wurden verglichen mit den Sicherheitsfaktoren, berechnet mittels des Sarma und Spencer Verfahrens für beliebige Rutschflächen. Zusätzlich wurde bestimmt der Bruchmechanismus und Sicherheitsfaktor, erhalten von numerischen Berechnungen, die auf elastoplastischen Modellen von Finite-Elemente-Methode basieren.

Schlüsselwörter: *der Strassenbau, die Strukturrutschungen, die Standsicherheitsuntersuchung von Böschungen, die Grenzgleichgewichtsmethoden, die Finite-Elemente-Methode, die Energiemethode, das kinematische Verfahren*

Adam Kessler¹
Bożena Trzpis²

WYKORZYSTANIE SYSTEMÓW GEOKOMÓRKOWYCH W ROZWIĄZANIACH KONSTRUKCYJNYCH ZABEZPIECZEŃ OSUWISK

Streszczenie

Zabezpieczanie osuwisk w budownictwie drogowym wiąże się z koniecznością rozwiązania szeregu problemów technicznych i geologicznych obejmujących stabilizację i wzmocnienie gruntów, systemy drenaży i uporządkowanie gospodarki wodnej oraz naprawę uszkodzonych odcinków infrastruktury komunikacyjnej, a także często ich modernizację. Do każdego z tych obszarów należy dobrać odpowiednie rozwiązania konstrukcyjne i środki techniczne. Zabezpieczenie osuwiska stanowi kompleksową budowlę geotechniczną, gdzie coraz szersze zastosowanie znajdują nie tylko techniki wiertnicze i tradycyjne materiały budowlane, ale również technologie oparte na geosyntetykach. Artykuł omawia podstawowe zagadnienia techniczne związane z zabezpieczeniem osuwisk z zastosowaniem nowoczesnych technologii geokomórkowych w oparciu o zrealizowane projekty zabezpieczenia osuwisk na obszarze południowej Polski.

Słowa kluczowe: osuwisko, komórkowy system ograniczający, geokomórki, geosiatki komórkowe, ściany oporowe, zabezpieczenia przeciwerozyjne, system geoinżynierski, geotekstyli, geosyntetyki

1 mgr inż., WODEKO Zakład Usług Wiertniczych, Geotechnicznych i Inżynierii Środowiska, Kraków, (012) 412 81 14, (012) 412 63 10, wodeko@wodeko.pl

2 mgr inż., Instytut Geotechniki, Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Krakowska, (012) 628 20 83, btrzpis@usk.pk.edu.pl

1. Wprowadzenie

W latach 2004 - 2008 w ramach realizacji Programu Ośłony Przewodnościowej powstała możliwość praktycznego zastosowania i sprawdzenia szeregu technicznych rozwiązań i konstrukcji przy zabezpieczaniu osuwisk w różnych warunkach geologicznych, topograficznych i morfologicznych. Wymienione czynniki w połączeniu z ograniczeniami wynikającymi z istniejącej infrastruktury technicznej oraz uwarunkowaniami przestrzennymi wynikającymi z własności gruntów, miały wpływ na opracowanie takich konstrukcji i technologii, które łączyły w sobie pewność zabezpieczenia z jak najmniejszą ingerencją terytorialną.

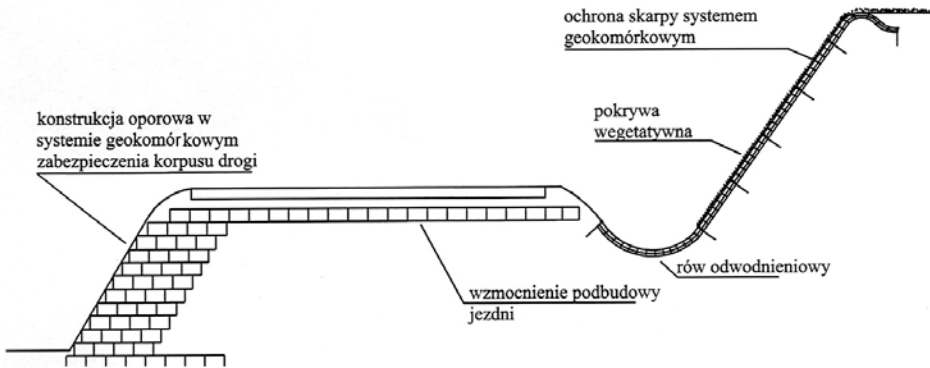
Osuwisko, czyli ruch mas gruntowych na zboczu czy skarpie jest jednym z procesów geologicznych. Utrata stateczności gruntu budującego skarpe czy zbocze wynika z przekroczenia wytrzymałości gruntu na ścinanie wzdłuż tzw. powierzchni poślizgu. Proces ten wywołany jest przez siły grawitacji pochodzące od ciężaru gruntu i obciążeń zewnętrznych oraz przez siły hydrodynamiczne spowodowane przez przepływ wody. W przypadku szlaków komunikacyjnych, budowa drogi zakłócająca naturalną morfologię terenu często przez zbyt niskie podcięcie zbocza, zbyt duże pochylenie skarpy, zbyt słabe zagęszczenie nasypu czy niewłaściwe odwodnienie, podwyższa znacznie zagrożenie osuwiskowe. W wielu obszarach dodatkowo mamy do czynienia ze sprzyjającymi powstaniu osuwiska niekorzystnymi warunkami geologicznymi.

Charakter form osuwiskowych może być różny, począwszy od stonkowo płytkiego spłyzywania mas gruntowych, spływów, obrywów do osuwisk właściwych przemieszczeniem mas gruntowych wzdłuż płycej lub głębiej położonej powierzchni poślizgu. Technologie przyjęte do zabezpieczenia osuwiska powinny łączyć w sobie stabilizację gruntów, odwodnienie powierzchniowe i wglębne z równoczesną odbudową i ukształtowaniem geometrii skarp z odpowiednim umocnieniem konstrukcyjnym. Wymagania środowiskowe warunkują ponadto, aby zabezpieczenie osuwiska było w harmonii z otaczającym krajobrazem i spełniało normy ochrony środowiska naturalnego. Przedstawione w artykule zagadnienia i podane zalecenia wynikają z praktyki w projektowaniu i realizacji zabezpieczeń kilkunastu osuwisk karpaccich,

gdzie zastosowano technologię stabilizacji i wzmocnienia gruntów opartą m.in. o geosyntetyczne systemy komórkowe.

2. Zabezpieczenie osuwiska jako budowla geotechniczna

Zabezpieczenie osuwiska stanowi kompleksową budowlę geotechniczną, naprawiającą skutki oraz eliminującą przyczyny mające wpływ na powstania osuwiska. Taka budowla geotechniczna obejmuje konstrukcje odwadniające, różnego typu przypory, iniekcje, gwoździowanie, palowanie i mikropalowanie, kotwienie, konstrukcje oporowe i zabezpieczenia przeciwerozyjne. Szerokie zastosowanie w konstrukcjach geotechnicznych przy zabezpieczaniu osuwisk znalazły materiały geosyntetyczne w postaci geotekstyliów, geomembran i wyrobów pokrewnych. Jedną z nowoczesnych technologii geosyntetycznych zastosowaną w zabezpieczaniu osuwisk jest Komórkowy System Ograniczający - system geokomórkowy (obie nazwy są prawidłowe), oparty na materiale geosyntetycznym o komórkowej strukturze. W skład tego najbardziej technicznie zaawansowanego, kompleksowego systemu geosyntetycznego wchodzi geosiatki komórkowe o różnej wysokości i wymiarach, wypełnienia konstrukcyjne (gleba, piaski, kruszywa, beton), elementy łączące, systemy kotwienia oraz różnego typu geosyntetyki płaskie i geostekstyli. Systemy geokomórkowe zostały zastosowane z powodzeniem na kilkunastu osuwiskach na obszarze Małopolski, Podkarpacia i Śląska przy rozwiązywaniu problemów konstrukcyjnych w trudnych warunkach gruntowo-wodnych przy odbudowie korpusów drogowych, drenażach, ścianach oporowych i zabezpieczeniach stromo nachylonych skarp i zboczy. Na rys. 1 przedstawiono podstawowe zastosowania komórkowego systemu ograniczającego przy zabezpieczeniach konstrukcyjnych osuwisk w budownictwie komunikacyjnym.

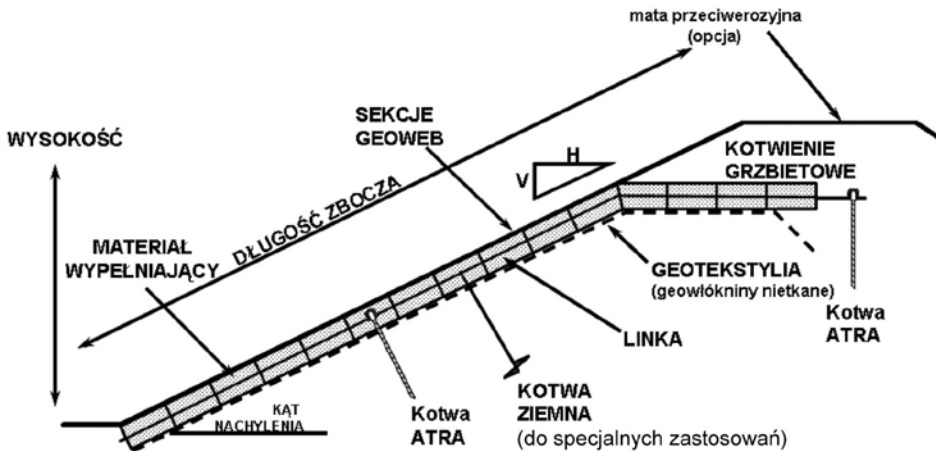


Rys.1 Przykładowe zastosowania systemu ograniczającego - geokomórek przy zabezpieczeniach konstrukcyjnych osuwisk w budownictwie komunikacyjnym

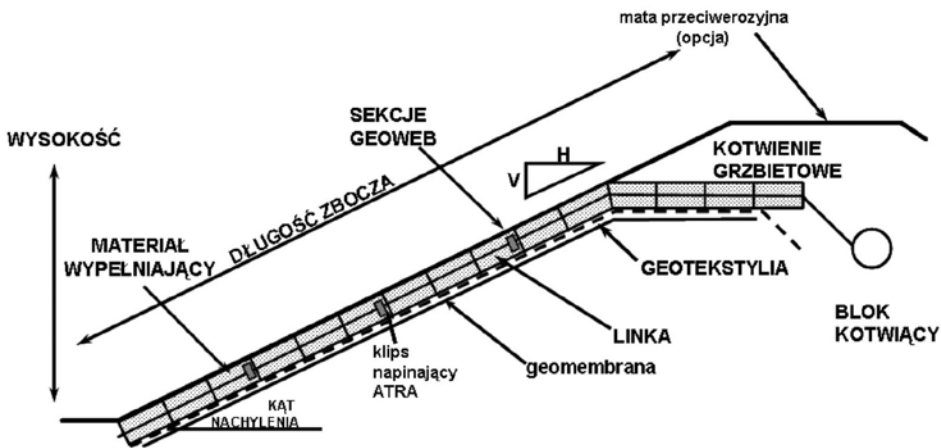
3. Podstawowe zastosowania i zasady projektowania systemów geokomórkowych w zabezpieczaniu osuwisk

3.1. Zabezpieczenia przeciwerozyjne i stabilizacja powierzchni skarp i zboczy

Systemy geokomórkowe mogą być stosowane w szerokim zakresie do ochrony powierzchni skarp i zboczy narażonych na oddziaływanie sił erozyjnych, do wzmocnienia powierzchni, pełnienia funkcji drenaży powierzchniowych oraz utrzymania pokryć zarówno roślinnych jak i pokryć twardych. System możemy stosować zarówno do stabilizacji powierzchni skarp nasypów i wykopów, kształtowania powierzchni terenu jak i zabezpieczenia linii brzegowej cieków wodnych. Na rys. 2 i 3 przedstawione są typowe schematy zabezpieczeń skarpy lub zbocza systemem geokomórkowym [3]. Ze względu na fakt, że ideą zastosowania tych systemów jest stworzenie konstrukcji geotechnicznej stwarzającej warunki dla harmonijnego rozwoju środowiska naturalnego, istotne jest właściwe jego zaprojektowanie, biorąc pod uwagę również czynniki działające na system w fazie jego budowy.



Rys. 2 Zabezpieczenie skarpy systemem geokomórkowym z zastosowaniem kotw i linek geosyntetycznych

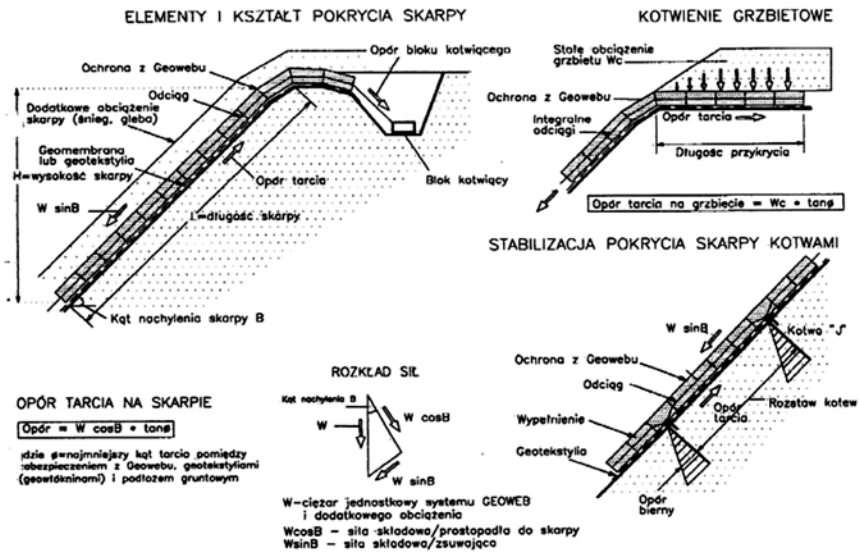


Rys.3 Zabezpieczenie systemem geokomórkowym z kotwieniem grzbietowym (ochrona geomembrany)

3.1.1. Zasady projektowania - stateczność systemu

Wszelkie zabezpieczenia ochronne mające m.in. na celu utrzymanie szaty roślinnej lub innych pokryć na mniej lub bardziej stromych skarpach i zboczach mają naturalną tendencję do poślizgu w dół, któremu przeciwstawiają się opory tarcia na kontakcie systemu z podłożem gruntowym. W przypadku zabezpieczeń geosyntetycznych obejmujących geotekstylia i geomembrany opór ten jest ograniczony przez stosunkowo niskie współczynniki tarcia charakterystyczne dla tych

materiałów. Na rys. 4 przedstawione są schematy stanowiące podstawę do analizy stateczności i projektowania konstrukcji systemu geokomórkowego w odniesieniu do zabezpieczenia skarp.



Rys. 4 Schematy do analizy stateczności i projektowania zabezpieczenia skarp i zboczy systemem geokomórkowym.

Stateczność zabezpieczenia zapewnia się przez właściwy dobór systemu kotwienia w aspekcie geometrii skarpy, parametrów geotechnicznych gruntu budującego skarpe, stosowanych materiałów geotekstylnych i geomembran, warunków hydrologicznych i dodatkowych okresowych obciążeń powierzchni skarpy (np. śnieg, lód). Analiza stateczności systemu pozwala na wybór systemu kotwienia, rodzaj, długość, średnicę i rozstaw kotew oraz innych elementów, takich jak: linki naciągowe, klipsy oporowe itp. Powyższe dane powinny być określone w dokumentacji technicznej zabezpieczenia osuwiska. Przy projektowaniu zabezpieczeń przeciwerozrywnych i stabilizacji skarp systemem geokomórkowym dla osuwiska komunikacyjnego zaleca się stosować współczynnik bezpieczeństwa wynoszący conajmniej 1,5.

3.1.2. Dobór wypełnienia geokomórek

Do wypełnienia sekcji geokomórek w zależności od wymagań można użyć następujące materiały:

- glebę z dobraną szatą roślinną (wypełnienie wegetatywne),

- materiały ziarniste (piaski, żwiry, kruszywa skalne),
- beton o różnej wytrzymałości i wykończeniu powierzchni,
- kompozycję w/w materiałów (pokrycia specjalne).

Wypełnienia wegetatywne są stosowane, gdy przewidywane spływy powierzchniowe będą okresowe lub o umiarkowanej intensywności (czas trwania poniżej 24 h). Wypełnienia wegetatywne są odporne na szczytowe prędkości przepływu 6 m/s, o ile pokrycie roślinne jest dobrze rozwinięte i ustabilizowane. Należy pamiętać, że zanim ustabilizuje się szata roślinna istnieje możliwość zmniejszenia objętości wypełnienia komórek spowodowana jego osiadaniem i nawodnieniem. Przy wypełnieniach wegetatywnych zaleca się stosowanie hydroobsiewu lub /i czasową osłonę matą przeciwerozijną.

W przypadku wypełnienia sekcji geokomórek materiałami ziarnistymi typu żwirów i kruszyw skalnych zaleca się zachować odpowiednią granulację materiału, starając się, aby maksymalna średnica ziaren nie przekraczała $1/7$ średnicy efektywnej komórki i była mniejsza niż $1/2$ wysokości komórki.

3.1.3. Dobór geotekstyliów podścielających

Zastosowanie odpowiednich geotekstyliów jest jedną z podstawowych zasad w zabezpieczaniu skarp i zboczy systemem geokomórkowym. Zaleca się stosowanie geotekstyliów nietkanych jedno lub dwustronnie igłowanych. W przypadku pokryć wegetatywnych zaleca się stosowanie geotekstyliów nietkanych, igłowanych o wytrzymałościach na rozciąganie rzędu 4-6 kN/m i o niewysokiej odporności na przebicie, tak aby korzenie roślin mogły przeniknąć przez warstwę geotekstyliów do podłoża tworząc integralne wzmocnienie całej powierzchni skarpy [3]. W przypadku wypełnień kruszywami i betonem należy stosować geotekstyla nietkane, igłowane o większej wytrzymałości na przebicie i rozciąganie(rzędu 10 kN/m).

3.1.4. Dobór wielkości i rodzaju komórek

Najważniejsze czynniki decydujące o doborze typu komórki to nachylenie skarpy lub zbocza, intensywność spływu powierzchniowego oraz wymagany minimalny kąt tarcia materiału wypełniającego. Najbardziej odpowiednie dla zabezpieczeniach przeciwerozyjnych są geokomórki o ściankach teksturowanych i perforowanych.

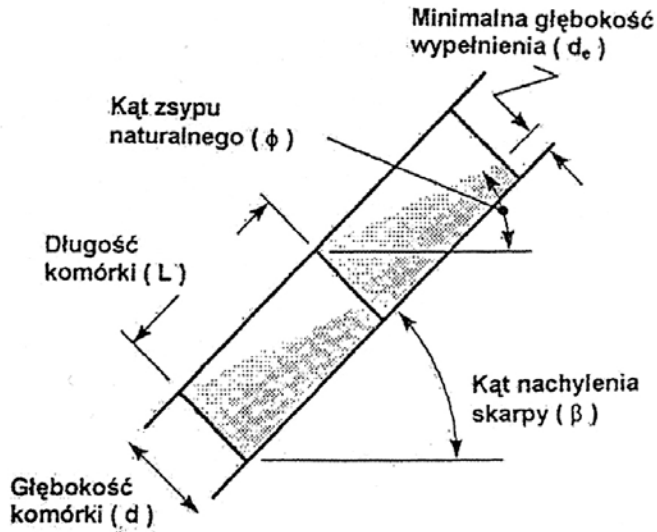
Przy pokryciach wegetatywnych wielkości komórek dobierane są przy założeniu, że pokrycie roślinne będzie ustabilizowane przed jego wystawieniem na projektowane warunki spływu powierzchniowego. W dotychczasowej praktyce stosowano dwa typy komórek: standardowe (np. o wymiarach 203 x 244 mm) i tzw. duże komórki (np. 406 x 488 mm).

W komórkowych systemach ograniczających duże komórki są odpowiednie do wypełnień roślinnych, gdy kąt nachylenia zbocza lub skarpy nie przekracza 30 stopni, a przewidywane spływy powierzchniowe są o umiarkowanej intensywności. Dla skarp o nachyleniu większym niż 30 stopni oraz wystawionych na intensywne lub skoncentrowane przepływy konieczne jest stosowanie standardowych komórek.

Zwykle stosowana głębokość geokomórek z wypełnieniem roślinnym wynosi 75 mm. Umożliwia to utrzymanie roślinności oraz prawidłowy rozwój ukorzenienia na skarpach o nachyleniu do 30 stopni. Dla skarp i zboczy o nachyleniu powyżej 30 stopni konieczne jest stosowanie komórek o głębokości co najmniej 100 mm. Zastosowanie komórek o większej głębokości (150 czy 200 mm) może mieć miejsce przy przywracaniu szaty roślinnej na skalistych zboczach, w zastosowaniu do gruntów o bardzo niskiej odporności na erozję oraz dla skarp z pokryciem roślinnym na bardzo suchych obszarach.

Zasadniczo geosiatki komórkowe dobrze utrzymują glebę na skarpach i zboczach o nachyleniu do 45 stopni, jednakże wykonane w tym systemie zabezpieczenia powierzchniowe o perforowanych komórkach uzbrojonych w dobrze zakotwione linki napinające (odciagi) mogą utrzymać glebę i roślinność na nachyleniach do 65-70 stopni [2].

Przed rozwinięciem się roślinności wewnątrz komórek oddziaływanie hydrauliczne może powodować pewne ubytki, osiadanie lub też zmiany ukształtowania wypełnienia gruntowego, jak to pokazano na rys. 5.



Rys. 5 Zależności geometryczne wypełniania komórek.

Zależności pomiędzy zmiennymi geometrycznymi są wyrażone poniższymi równaniami:

$$\phi = \beta - \arctg \left(\frac{d - d_e}{L} \right) \quad (1)$$

lub

$$d = L \tan (\beta - \phi) + d_e \quad (2)$$

gdzie:

ϕ = minimalny kąt zsypania naturalnego materiału wypełniającego komórkę,

β = kąt nachylenia skarpy,

d = głębokość komórki [mm],

L = długość komórki [mm],

d_e = minimalna dopuszczalna głębokość wypełnienia [mm].

Minimalna zalecana głębokość wypełnienia d_e równa się 25 mm. Odpowiednią wielkość komórek dobiera się bazując na minimalnej zalecanej głębokości wypełnienia w komórce oraz korzystając z wykresów i wytycznych udostępnianych przez producentów geokomórek.[2].

3.1.5. Dobór systemu linek napinających do kotwienia geokomórek

Wprowadzona w latach 90-tych do systemu geokomórkowego Geoweb® nowa technika kotwienia polegająca na użyciu syntetycznych linek przewlekanych przez otwory w ściankach komórek umożliwiła dodatkowe zbrojenie i kotwienie zapobiegające wypieraniu sekcji geosiatek komórkowych. Dopelnieniem systemu są tu także nasadki wbijane na kotwy lub służące jako klipsy oporowe. Linki zainstalowane wewnątrz warstwy ochronnej/zasypu i połączone z kotwami umożliwiają efektywne przeniesienie reakcji od poszczególnych kotew na całe pokrycie. Jest to szczególnie ważne, gdy projektujemy podatne pokrycia ochronne i gdy konieczne jest uzyskanie dostatecznej odporności na wypieranie pokrycia pomiędzy poszczególnymi kotwami. Ogólnie rzecz ujmując pokrycie ochronne o grubości 75 mm z linkami napinającymi ma odporność na wypieranie odpowiadającą pokryciu ochronnemu o grubości 100 mm. W przypadkach, gdy nie jest możliwe lub nie jest zalecane użycie kotew do mocowania systemu np. w przypadku osłony geomembrany stosujemy klipsy/przetyczki oporowe rozstawione wzdłuż każdej linki w celu przeniesienia obciążeń warstwy pokrycia na linki napinające. Rozstaw klipsów i linek można wyznaczyć analitycznie. Jako linki geotechniczne zwykle stosuje się linki z tworzyw sztucznych takich jak poliester, polipropylen, polietylen czy kevlar® (aramid®).[4]. Do systemów geokomórkowych zaleca się stosowanie linek poliestrowych o wydłużeniach przy zerwaniu 9-15%. Wytrzymałość linek geotechnicznych na zrywanie waha się od 3 kN do 10 kN przy średnicach od 5 do 8 mm. Linki o wytrzymałości na zrywanie 3-4 kN stosuje się w przypadkach łączenia linek z kotwami gruntowymi. Linki o wyższej wytrzymałości stosuje się w pokryciach ochronnych kotwionych tylko na grzbiecie skarpy oraz w przypadku wypełniania sekcji geokomórek betonem. Linki polipropylenowe mają dużą elastyczność i nie należy ich obciążać powyżej 20% wartości wytrzymałości na zerwanie. Tego typu linki można stosować tylko z kotwami instalowanymi w określonym rozstawieniu. Linki poliestrowe charakteryzują się stosunkowo małą elastycznością. Ich obciążenie nie powinno być wyższe niż 50% ich wytrzymałości na zrywanie [5]. Tego typu linki zaleca się w przypadku długich pokryw ochronnych skarp kotwionych tylko na grzbiecie (np. ochrony geomembran). Ogólny współczynnik bezpieczeństwa najbardziej od-

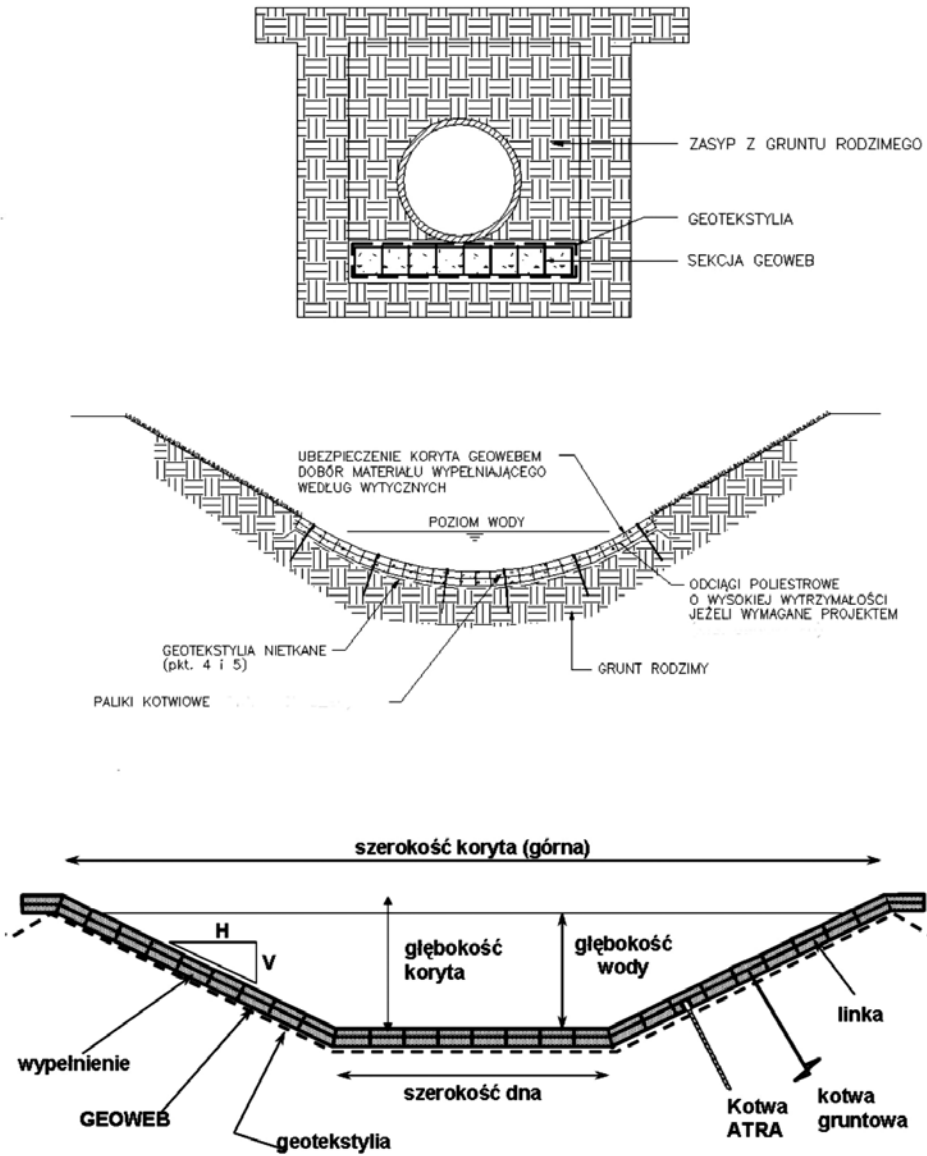
powiedzialnych systemów kotwienia przy użyciu linek syntetycznych jest wynikiem iloczynu cząstkowych współczynników bezpieczeństwa: na pełzanie (np. 2,5 dla poliestru), uszkodzenia mechaniczne (w czasie budowy), korozję środowiskową, redukcje wytrzymałości ze względu na węzły i okoliczności nieprzewidziane.

3.2. Podstawowe zastosowania geokomórek do konstrukcji systemów drenażowych

3.2.1. Rowy drenażowe, muldy stokowe i przepusty

Uporządkowanie gospodarki wodnej jest jedną z zasadniczych metod w zabezpieczaniu osuwisk. Dla tego celu projektuje się systemy drenażowe, buduje się nowe lub odbudowuje i modernizuje uszkodzone rowy i przepusty. Systemy geokomórkowe umożliwiają równoczesne użycie betonu, kruszyw, żwirów i pokryw roślinnych jako elementów konstrukcyjnych. Geokomórki w budowie kanałów i rowów pozwalają na eliminację dodatkowych podsypek z piasków lub kruszyw, a w przypadku przepustów i rowów krytych mogą być stosowane do fundamentowania i osłon rur lub kształtek przepustu, zapobiegając podmyciu i nierównomiernemu osiadaniu (rys. 6).

Najczęściej stosowane w konstrukcjach rowów i muld stokowych są geosiatki komórkowe teksturowane i perforowane o wysokości 75 i 100 mm. Wyższe komórki stosuje się przy konstrukcji rowów o bardzo stromych brzegach, dla trudnych warunków hydraulicznych (duże prędkości przepływu, erozja), do budowy bystrzy i rowów kaskadowych. Duże prędkości przepływu wymagają wypełnień betonowych. Komórki działają jak szalunek i zbędne są połączenia dylatacyjne. Cała konstrukcja dostosowuje się do niewielkich ruchów podłoża redukując wypieranie gruntu i podmywanie. Ciśnienie hydrostatyczne jest zredukowane przez odpowiednie geotekstyli podścielające i/lub otwory umożliwiające filtrację. Beton może być zastosowany tylko do wypełnienia dna rowu, a brzegi mogą być pokryte roślinnością tworząc konstrukcję odporną na krótkotrwałe ciężkie warunki hydrauliczne.



Rys.6 Systemy geomórkowe w konstrukcji kanałów, rowów i podbudów przepustów i rurociągów

3.3. Geokomórkowe konstrukcje oporowe i ogólne zasady ich projektowania

3.3.1. Zastosowanie i wybór typu geokomórkowych konstrukcji oporowych

Zastosowanie geokomórkowych konstrukcji oporowych jest metodą łączącą w sobie wzmocnienie konstrukcyjne wraz z przebudową skarpy lub zbocza. Przy zabezpieczaniu osuwisk okazały się bardzo praktycznym rozwiązaniem ze względu na ich dostosowanie do nieregularnego ukształtowanie terenu ułatwiające jego zestopniowanie. Konstrukcje oporowe oparte na systemach geokomórkowych jako samodzielne konstrukcje mają zastosowanie przy stabilizacji osuwisk tam, gdzie powierzchnia poślizgu występuje stosunkowo płytko. W innych przypadkach takie konstrukcje oporowe z gruntu oraz ubezpieczenia przeciwerozyjne wchodzi w skład konstrukcji geoinżynierskich obejmujących również palowanie, gwoździowania, czy też kombinację tych metod (np. „mur tessański”) [5].

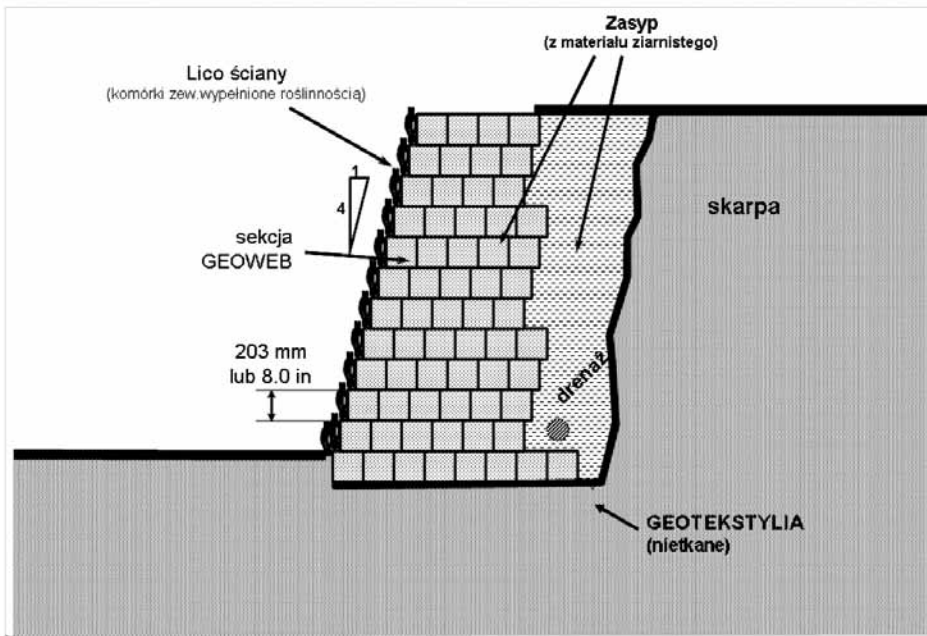
Przy zabezpieczaniu osuwisk zasadniczo stosowano trzy podstawowe typy konstrukcji oporowych wykonywanych w technologii komórkowego systemu ograniczającego [1]:

- 1) Konstrukcje grawitacyjne.
- 2) Konstrukcje grawitacyjne strefowe.
- 3) Konstrukcje kompozytowe.

Należy pamiętać, że globalna stateczność gruntowych konstrukcji oporowych zależy od lokalnych warunków geotechnicznych, natomiast jest niezależna od wybranego typu konstrukcji oporowej.

Ad 1). Konstrukcje grawitacyjne i niekotwione elewacje

Konstrukcje grawitacyjne i niekotwione elewacje mają przekrój trapezowy, składają się z wielu warstw geokomórek standardowych o jednakowej wysokości (najczęściej 0,2 m) w pełni zamykając i ograniczając materiał wewnątrz komórek. Do konstrukcji oporowych stosujemy geokomórki teksturowane lub sekcje perforowane o licu z taśm teksturowanych. Podobnie jak w przypadku wszystkich gruntowych konstrukcji oporowych, również i w tej technologii w strefie zasypu gruntem z tyłu konstrukcji wymagany jest odpowiedni drenaż (rys. 7).



Rys. 7 Typowa konstrukcja grawitacyjna

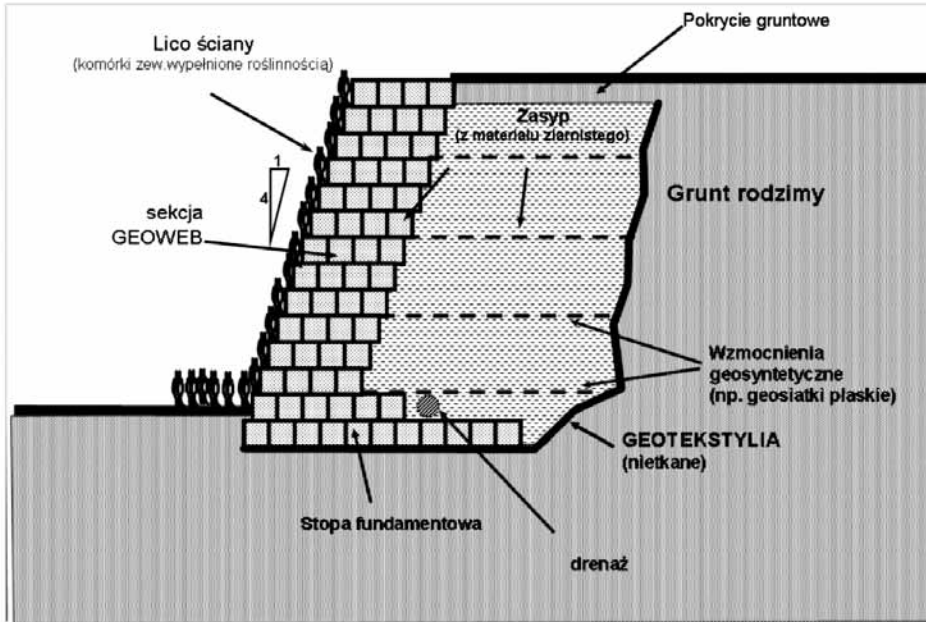
Zasadniczą zaletą komórkowych konstrukcji grawitacyjnych jest ich smukłość (niski stosunek szerokości podstawy do wysokości), prosta instalacja o powtarzalnych czynnościach. Ze względu na fakt, że objętość i koszt geosyntetyków rośnie znacząco ze wzrostem wysokości w przypadku grawitacyjnych konstrukcji oporowych, za najbardziej ekonomiczne uznaje się konstrukcje o wysokości do 3 m [8].

Ad.2). Konstrukcje grawitacyjne strefowe

Tego typu konstrukcje są odpowiednie z techniczno-ekonomicznego punktu widzenia, gdy wymagana wysokość konstrukcji przekracza 3,5 m. Dzięki takiej konstrukcji możemy zredukować znacznie konieczną ilość geosiatek komórkowych. Zasadniczo konstrukcja składa się z pełni ograniczonej strefy licowej i ograniczonych warstw pośrednich rozciągniętych ku tyłowi konstrukcji. Do wypełniania komórek zaleca się stosowanie materiałów wypełniających dobrej jakości.

Ad.3). Konstrukcje kompozytowe

Konstrukcje kompozytowe wykonywane w technologii komórkowych systemów ograniczających składają się z geokomórkowych sekcji tworzących lico oraz z różnych geosyntetycznych wzmocnień rozłożonych poziomo w kierunku tyłu konstrukcji (rys.8).



Rys.8 Typowa konstrukcja kompozytowa

Zamiast geosyntetycznych wzmocnień w określonych warunkach stosuje się kotwy, gwoździowanie i inne elementy łączące. Konstrukcje kompozytowe są dostosowane praktycznie do każdej wysokości i pozwalają na stosowanie różnego typu materiałów wypełniających. Jedynym ograniczeniem dla konstrukcji kompozytowych wykonywanych na nasypach jest konieczność wykonywania podstawy o większej szerokości w porównaniu do klasycznych konstrukcji grawitacyjnych. Wynika to częściowo z potrzeby wysunięcia geosyntetycznych wzmocnień poza strefę krytyczną wystąpienia potencjalnych zniszczeń.

3.3.2. Ogólne zasady projektowania

Do analizy konstrukcji i obliczeń konstrukcji grawitacyjnych stosuje się klasyczną teorię wyznaczania czynnego parcia gruntu. Stabilność konstrukcji jest określana przez odporność na przesuw-

nie i obrót, jest obliczana dla każdej warstwy konstrukcji oddzielnie z uwzględnieniem poziomego parcia gruntu wyznaczonego zgodnie z teorią Coulomba. Przy obliczeniach odporności na przesuwanie się warstw względem siebie uwzględnia się kąt tarcia wewnętrznego gruntu wypełniającego, a odporność na obrót oblicza się względem podnóża każdej warstwy. Współczynnik bezpieczeństwa na utratę nośności przez podbudowę konstrukcji oblicza się także na podstawie klasycznej teorii nośności gruntu posługując się równaniami Terzagiego i Meyerhofa. Doświadczenia wykazały, że odporność na ścinanie pomiędzy warstwami geokomórek jest równa odporności na ścinanie materiału wypełniającego poddanego takim samym obciążeniom, co daje racjonalną podstawę do projektowania dużych konstrukcji oporowych w tej technologii.

Projektując grawitacyjną konstrukcję oporową typu strefowego analizujemy wybrane elementy w celu znalezienia krytycznej, potencjalnej płaszczyzny zniszczenia w zabudowanej geokomórkami strefie i następnie projektujemy jej dodatkowe wzmocnienie. W celu właściwego rozmieszczenia warstw konstrukcyjnych wymagane jest doświadczenie i odpowiednie wykorzystanie programów komputerowych [2].

Do analizy stabilności konstrukcji kompozytowych zastosowano teorię parcia gruntu Rankine'a. Przy projektowaniu tego typu konstrukcji oparto się m.in. na badaniach połączeń geosyntetycznych wzmocnień z konstrukcją komórkową, które wykazały, że wytrzymałość połączeń jest conajmniej równa obliczonej długookresowej wytrzymałości na rozciąganie użytego materiału wzmacniającego. Pomoc stanowią tu również programy komputerowe dostarczane przez producentów materiałów geosyntetycznych.

3.4. Zastosowanie geokomórek do naprawy i odbudowy korpusów i podbudów nawierzchni drogowych w procesie zabezpieczania osuwisk

3.4.1. Zastosowanie i dobór typu geokomórek

Stosowanie systemu pozwala zredukować do minimum trudności, jakie zwykle towarzyszą budowie konstrukcji geotechnicznych na słabonośnym podłożu, a zwłaszcza naprawy, odbudowy korpusu i pod-

budowy drogowej, zabezpieczając je przed rozgęszczeniem i rozmywaniem oraz nierównomiernym osiadaniem.

Przy budowie stromych nasypów z gruntu zbrojonego w technologii GEOWEB® najczęściej wykorzystuje się konstrukcje warstwowe w formie ścian oporowych dobudowanych do istniejących skarp lub wolnostojące. Wprowadzenie geokomórek w konstrukcje podbudów drogowych wydatnie poprawia funkcje drenażowe, a spowodowany przez system wzrost odporności na obciążenia dynamiczne zapewnia długotrwałe funkcjonowanie eliminując zjawiska koleinowania, osiadania i wypłukiwania. System geokomórkowy może pełnić równocześnie funkcje warstwy filtracyjnej, separacyjnej i odcinającej. Do odbudowy i modernizacji odcinków drogowych na zabezpieczanych osuwiskach stosuje się geosiatki komórkowe o wysokościach 100,150 i 200 mm, głównie perforowane. Zasadą powinno być, aby system geokomórkowy sięgał w konstrukcji drogowej na zabezpieczanym osuwisku przynajmniej na odległość 25% poza odbudowywaną/zabezpieczaną strefę odcinka drogi w obu kierunkach, a przypadku niewielkich interwałów (25-50 m) na odległość 50% długości zabezpieczanego odcinka.

System dodatkowo pełni funkcje ochronne ze względu na odporność na oddziaływanie słonej wody, gruntów o wysokim pH, zwłaszcza w konstrukcjach drogowych posypywanych solą i chemikaliami.

3.4.2. Wymagania dotyczące geotekstyliów

W przypadku zastosowania systemów komórkowych dobór geotekstyliów nie odbiega od ogólnych zasad uwzględniających oczekiwane własności konstrukcyjne i rzeczywiste warunki terenowe. W przypadku geowłóknin niektóre wymagania mogą być złagodzone w stosunku do wymagań dla konstrukcji opierających się wyłącznie na geowłókninach lub geosiatkach płaskich.

Kryterium doboru będzie tu raczej ich zdolność separacyjna i drenażowa, a w mniejszym stopniu wymagania wytrzymałościowe, jednakże zaleca się, aby stosowane geowłókniny miały zdolność przenoszenia w kierunku poprzecznym i wzdłużnym sił rozciągających przynajmniej 10 kN/m.

Zadaniem geowłókniny w systemie geokomórkowym jest również funkcja filtracji. Geowłóknina ma za zadanie zapobieganie „wpompowywaniu” drobnych cząstek podłoża w zagęszczony materiał ziarnisty wypełniający komórki geosiatki i często w ulepszoną warstwę kon-

strukcyjną o określonej miąższości pod geosiatką. Zjawisko to występuje pod działaniem sił ssących od cyklicznych obciążeń przy obecności wody w porach gruntu. Geowłóknina powinna skutecznie zapobiegać powstającej w wyniku tego zjawiska erozji wewnętrznej gruntu oraz rozgęszczeniu nadległych warstw konstrukcyjnych.

4. Techniczno-ekonomiczne aspekty zastosowań systemów geokomórkowych w porównaniu do innych technologii

Zastosowanie komórkowych systemów ograniczających może dać wymierne korzyści techniczne i ekonomiczne w zależności od lokalizacji i warunków terenowych. Na przykład koszty wykonania konstrukcji oporowych z gruntu zależą od takich czynników jak: dostępność, własności gruntu, koszty materiałów zasypowych, transportu, koszty robocizny, ukształtowania i wielkości naziomu i dodatkowego obciążenia, długości itp. Tablica 1 przedstawia w sposób ogólny uwarunkowania techniczno-ekonomiczne zastosowania systemów geokomórkowych na tle rozwiązań alternatywnych.

5. Zastosowanie systemów geokomórkowych do stabilizacji osuwiska wraz z zabezpieczeniem i odbudową fragmentu drogi w miejscowości Łysa Góra

Większość rozważanych tu osuwisk będących przedmiotem zabezpieczeń i stabilizacji miało związek z drogami powiatowymi i gminnymi. Jednym z kilkunastu przykładów, gdzie w szerokim zakresie wykorzystano geosyntetyczne komórkowe systemy ograniczające w ciekawym połączeniu z metodami tradycyjnymi, była stabilizacja osuwiska wraz z zabezpieczeniem i odbudową fragmentu drogi nr 145 Sufczyn - Łysa Góra w miejscowości Łysa Góra w woj. małopolskim. Droga jednojezdniowa o dwu pasach ruchu była uszkodzona i zdeformowana na odcinku ok. 90 m. Prawa część drogi biegła w płytkim wykopie 0-7-1,8 m, natomiast lewa część drogi biegła po nasypie o wysokości ok. 0,5-1,5 m. Droga biegła ukosem po wzniosie o zmiennym nachyleniu 6,8%. po zboczu wzniesienia, gdzie nachylenie stoku było dochodzące od 22% (12°).

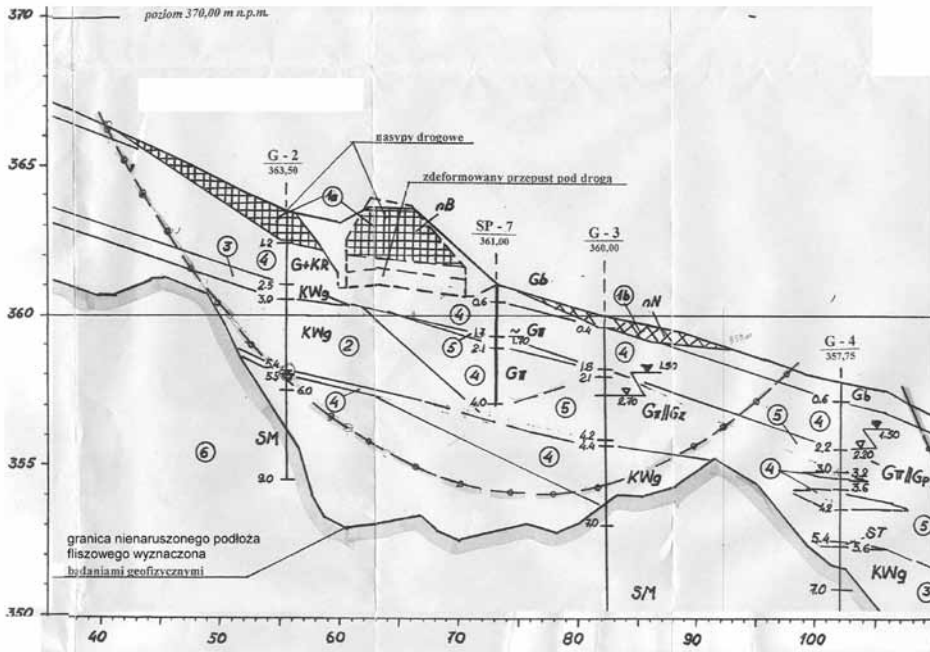
Tablica 1. Ogólne porównanie zastosowań systemów geokomórkowych i rozwiązań alternatywnych w aspekcie techniczno - ekonomicznym

PRZENOSZENIE OBCIĄŻEŃ			
Korzyści techniczne	Rozwiązania alternatywne	Korzyści ekonomiczne	
<p>Zastosowania: Fundamentowanie, bezpośrednie, podjazdy, podłoża drogowe i podbudowy, nawierzchnie, podbudowy i osłony rurociągów i przepustów, nawierzchnie przepuszczalne.</p>	<p>Rozwiązania alternatywne Materiały ziarniste dobrej jakości, kruszywa często dowożone z dużych odległości, asfalt, płyty żelbetowe prefabrykowane, beton zbrojony, pale fundamentowe, głębsze wykopy, 2-3 razy większe grubości warstwy z wysokiej jakości kruszywa, stabilizacja cementem lub wapnem, porowaty asfalt.</p>	<p>Korzyści ekonomiczne Redukcja wykopów i wymiany gruntu w określonych sytuacjach, bardzo krótki czas instalacji, długookresowa wytrzymałość eksploatacyjna, niższe koszty niż dla betonu, brak szalowania i krótki czas oczekiwania na wiązanie, wysoka efektywność ekonomiczna w miejscach oddalonych od kruszyw.</p>	
ZABEZPIECZANIE SKARP I ZBOCZY			
<p>Zastosowania: Pokrycia skarp i zboczy, roślinne (biologiczne), kruszywami (fluczeń, żwir itp.), betonem, utrzymanie warstwy roślinnej na skałach, osłony geomembran, zabezpieczanie linii stromych, na podmywanie, stony przeciwbryzgowo, pochylanie.</p>	<p>Wznacanie warstwy wegetatywnej, pokrycia skarp i zboczy włókninami i biowłókninami, konstrukcje „materace” z geosiatek płaskich, geosyntetyczne siatki z elementami przestrzemnymi, siatki stalowe, narzut kamienny, dla osłony geomembran geosiatki zabudowane w pokryciu, gdy nachylenie mniejsze niż 1:2,5, prefabrykowane bloki, beton zbrojony.</p>	<p>Bardzo konkurencyjny dla stromych skarp i zboczy- duża efektywność ekonomiczna, bardziej kosztowny od tymczasowych biodegradowalnych pokryć, ale jest odporny na skoncentrowane przepływy, w stosunku do narzutów kamiennych, efektywny ekonomicznie w zależności od lokalizacji warunków terenowych, dla osłony geomembran bardzo efektywny ekonomicznie.</p>	

Tablica 1. Ogólne porównanie zastosowań systemów geokomórkowych i rozwiązań alternatywnych w aspekcie techniczno - ekonomicznym - cd.

ŚCIANY OPOROWE I KONSTRUKCJE Z GRUNTU			
Zastosowania:	Korzyści techniczne	Rozwiązania alternatywne	Korzyści ekonomiczne
<p>Ściany grawitacyjne w pełni ograniczone i strefowe,</p> <p>ściany elewacyjne: nie przenoszące obciążeń, zabezpieczenia stromych skarp i zboczy, zabezpieczenia strefowe skarp i zboczy.</p> <p>Konstrukcje kompozytowe: ściany z gruntu zbrojonego, ściany kotwione w gruncie, zbrocza zbrojone - typ stos, zbrocza kotwione - typ stos, zbrocza wzmacniane – pojedyncze warstwy, okładziny kotwione i napięte</p>	<p>Adaptacja w szerokim zakresie kształtów konstrukcji.</p> <p>Tolerancja dużych, nieregularnych deformacji podłoża.</p> <p>Utrzymywanie roślinności.</p> <p>Prosta i nieskomplikowana instalacja.</p> <p>Możliwe do wykonania smukłe konstrukcje.</p> <p>Płytką podbudowa, minimalizacja objętości wykopów.</p> <p>Optymalizacja rozkładu geokomórek wewnątrz dużych (ciężkich) konstrukcji.</p> <p>Možna stosować miejscowe materiały zasypowe.</p> <p>Elewacje w całości pokryte roślinnością.</p> <p>Stabilizacja stref niszczenia.</p>	<p>Beton zbrojony, żelbet, betonowe elementy prefabrykowane, palisady, grodzice, ściany skrzyniowe i kaszyce, konstrukcje zbrojone płaskimi geosyntetykami i geotekstyliami, zabezpieczenia kamienne – przyropy i mury kamienne, narzuty kamienne, gabiony, wykopy i wymiany gruntu.</p>	<p>Koszty zbliżony do ścian prefabrykowanych zbrojonych gruntem, konkurencyjny koszt instalacji, ściany grawitacyjne bardzo ekonomiczne, gdy $H=3$ m, ściany strefowe ekonomiczne gdy $H \leq 8$ m.</p> <p>Strome elewacje mogą być bardzo ekonomiczne w zależności od lokalizacji i warunków terenowych.</p> <p>Konstrukcje kompozytowe ogólnie bardzo konkurencyjne.</p>
UBEZPIECZANIE KANAŁÓW I ROWÓW			
<p>Zastosowania:</p> <p>Ubezpieczanie koryt: trapezowe/paraboliczne, kanały – brzoży –osłony elewacyjne kompozytowe, osłony ukryte (niewidoczne). Spływy i bystrza: gładkie, strome i kompozytowe (wielowarstwowe). Konstrukcje hydrauliczne: konstrukcje wypadowe, osłony przed podmywaniem, jarzy, budowle pietrażące.</p>	<p>Najlepsze wypełnienia betonowe lub wegetatywne.</p> <p>Łatwość adaptacji do warunków terenowych i wszechstronność.</p> <p>Łatwa instalacja.</p> <p>Zmienna podatność i chropowatość powierzchni.</p> <p>Spełnia wymagania ekologiczne.</p> <p>Szybkie dostosowywanie się do zmiennych warunków hydraulicznych.</p> <p>Osłony ukryte.</p>	<p>Narzut kamienne, gabiony, prefabrykowane elementy betonowe, beton zbrojony, systemy bio-inżynierskie.</p>	<p>Ogólnie bardzo konkurencyjny, szybka instalacja, przy budowie rowów drenazowych nie potrzeba dodatkowych podsystemów, jak przy elementach betonowych, efektywność ekonomiczna zależy od lokalizacji i warunków terenowych.</p>

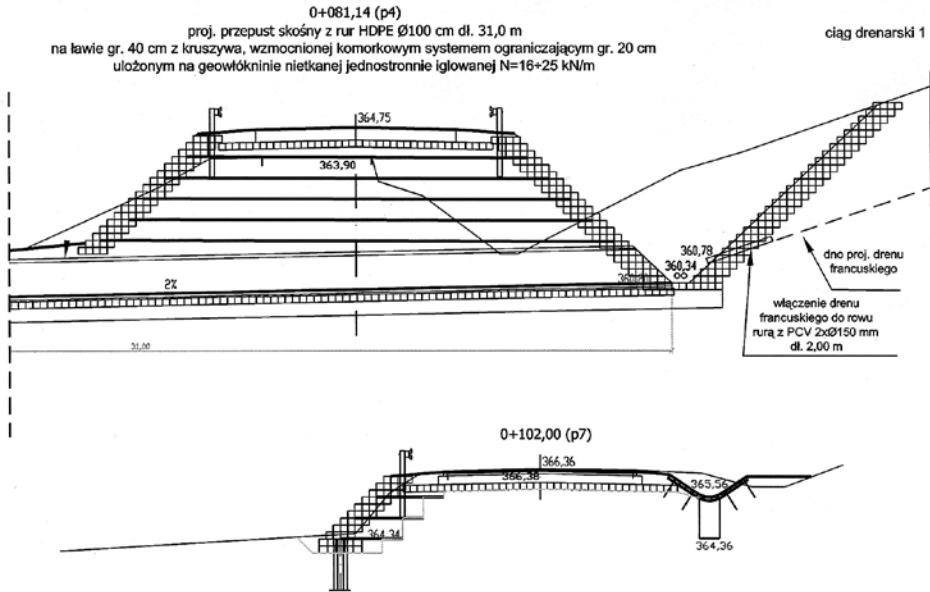
W osi deformacji był przepust zbierający wodę z rowu oraz żlebu z okresowym ciekim powierzchniowym. Ruchy osuwiskowe, które doprowadziły do uszkodzenia drogi wystąpiły już w lipcu 1997 roku. W 2004 roku dla osuwiska opracowana została karta osuwiska przez Państwowy Instytut Geologiczny Oddział Karpacki. Wykonane prace geologiczne stwierdziły strefę osuwiskową obejmującą grunty podłoża o różnym stopniu plastyczności do głębokości 7-15 m p.p.t. Pomocą w interpretacji przebiegu strop podłoża fliszowego były badania mikro-sejsmiczne. Zasadniczą przyczyną powodującą brak stabilności stoku była woda w podłożu gruntowym, wprowadzona prawdopodobnie w rejon pasa drogowego dodatkowo przez uszkodzony przepust. Układ warstw fliszu był konsekwentny z nachyleniem stoku, co sprzyja powstawaniu osuwisk strukturalnych (rys.9) [6].



Rys.9 Wycinek z przekroju geologiczno-inżynierskiego [6]

W okresie przystąpienia do prac zabezpieczających stok był w stanie równowagi chwilowej. Prace zabezpieczające wykonano w 2007 roku. Projekt budowlany przewidywał stabilizację osuwiska poprzez zdrenowanie stoku powyżej i poniżej drogi za pomocą drenażu „francuskiego”, odbudowę rowów w szczelnej obudowie z umocnieniem systemem geokomórkowym z drenami podłużnymi pod rowem, wyko-

nanie nowego i odbudowę zniszczonego przepustu, umocnienie dna i skarp cieków okresowych. Zabezpieczenie drogi będące elementem stabilizacji osuwiska stanowiło palowanie w skarpi drogi i poniżej wzmocnienie korpusu drogi komórkowym systemem ograniczającym [7]. Odbudowano zniszczoną nawierzchnię drogi wraz z zabezpieczeniem konstrukcji podbudowy przed możliwością nierównomiernego osiadania. Do realizacji tych zadań wykorzystano w szerokim zakresie geosyntetyki. Na rys. 10 przedstawione są charakterystyczne rozwiązania konstrukcyjne dla stabilizacji osuwiska i zabezpieczenie drogi z zastosowaniem systemu geokomórkowego [6]. Rysunki 11, 12 i 13 przedstawiają zabezpieczony korpus drogowy i konstrukcje systemów porządkujących gospodarkę wodną oraz stanowiących równocześnie osłonę przeciwerozryną.



Rys.10 Wybrane elementy konstrukcyjne zabezpieczenia osuwiska w Łysej Górze systemem geokomórkowym [7]



Rys.11 Zabezpieczenie korpusu drogowego



Rys.12 Zabezpieczenie skarpy, włączenia drenu francuskiego i wlotu do przepustu.



Rys.13 Rów odwodnieniowy

6. Wnioski

Geosyntetyczne Komórkowe Systemy Ograniczające stanowią w wielu przypadkach technicznie i ekonomicznie uzasadnioną alternatywę konstrukcyjną przy szeroko pojętym zagadnieniu stabilizacji i wzmocnianiu gruntów. Możliwość równoczesnego stosowania różnych materiałów konstrukcyjnych i technologii, także metod tradycyjnych, umożliwiło korzystne inżynierskie rozwiązanie problemów zabezpieczania osuwisk z zachowaniem wymagań ochrony środowiska i architektury krajobrazu. Praktyka pokazała, że w przypadku osuwisk karpaccich niebagatelną zaletą była łatwość instalacji, elastyczność systemu w dostosowaniu się do różnych warunków tereno-

wych i umożliwienie harmonijnego rozwoju środowiska naturalnego na zabezpieczanym obszarze.

Systemy geokomórkowe można stosować zarówno do doraźnych zabezpieczeń, konstrukcji o prognozowanych okresach eksploatacji, jak i do konstrukcji trwałych przewidzianych na 5 -120 lat.

Należy zaznaczyć, że zastosowanie systemów geokomórkowych w zabezpieczaniu osuwisk wymaga szczególnego przestrzegania reżimów materiałowych mających wpływ na bezpieczeństwo, funkcjonalność i estetykę budowli, zwłaszcza dotyczy to zmian wysokości i rozmiaru komórek oraz komponentów systemu dokonywanych przez wykonawców bez wiedzy i akceptacji Projektanta.

Bibliografia

1. Kessler A., *Zastosowanie nowoczesnych technologii geosyntetycznych do zabezpieczeń osuwisk w budownictwie komunikacyjnym na przykładzie komórkowego systemu ograniczającego*, Mat. Konf. - Zeszyt Naukowo-Techniczny Oddziału SITK w Krakowie nr 35, Kraków 2000.
2. Kessler A., Szczepaniak Z., *Naprawy i wzmocnienia skarp i zboczy w budownictwie lądowym i wodnym*, XVI Ogólnopolska Konferencja: Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, Ustroń 2001.
3. Kessler A., *Systemy komórkowe z zastosowaniem geotekstyliów*, VII Konferencja Nauk.-Techn.: Szkoła metod projektowania obiektów inżynierskich z zastosowaniem geosyntetyków, Ustroń 2001.
4. Kessler A., Pyś K., Jachniak A., *Zastosowanie lin aramidowych w geosyntetycznych komórkowych systemach ograniczających*, VIII Konferencja Nauk.-Techn.: Szkoła metod projektowania obiektów inżynierskich z zastosowaniem geosyntetyków. Ustroń 2002.
5. Furtak K., Sala A., *Stabilizacja osuwisk komunikacyjnych metodami konstrukcyjnymi*, Geoinżynieria nr 3/2005.
6. *Dokumentacja Geologiczno-Inżynierska do projektu stabilizacji osuwiska wraz z usunięciem skutków w ciągu drogi nr 145 Sufczyn-Łysa Góra w miejscowości Łysa Góra*, ZUWGİŚ WODEKO, Kraków 2005.

7. Projekt budowlany „Stabilizacja osuwiska wraz z usunięciem skutków w ciągu drogi nr 145 Sufczyn-Łysa Góra w miejscowości Łysa Góra”. DROMOS s.c. Kraków 2006.

USAGE OF GEOCELL SYSTEMS IN CONSTRUCTIONAL SOLUTIONS FOR LANDSLIDES PROTECTION

Summary

Landslides protection is connected with a number of technical and geological problems which have to be solved. The proper technical sources and materials must be chosen for soil stabilization and strengthening, drainage systems, repairing and modernization of damaged intervals of road infrastructure. The protecting landslide appears as a multi-component geotechnical and engineering construction where various of technologies as drilling techniques, traditional construction materials and geosynthetic materials of all types have an application. The paper describes some basic technical questions connected with the application of geosynthetic cellular confinement system (geocells) for landslide protection on the base of experiences from realized projects on the south area of Poland.

Key words: *landslide, geocell layer protection, retaining wall, anti-erosion, protection, geoweb layer, geosynthetic materials, geosynthetics*

AUSNUTZUNG VON ZELLGEOGITTERN IN DEN KONSTRUKTIONSLÖSUNGEN DER ERDRUTSCHSICHERUNG

Zusammenfassung

Die Sicherung von Erdrutschen im Straßenbau ist mit der Lösungsnotwendigkeit einer Reihe von technischen und geologischen Problemen, die die Stabilisierung und Verstärkung von Gründen, die Dränagesysteme, die Regelung der Wasserwirtschaft und die Reparatur der beschädigten Verkehrsinfrastrukturabschnitten sowie oft ihre Modernisierung umfassen. Für jeden aus diesen Gebieten soll man die entsprechenden technischen Lö-

sungen wählen. Die Sicherung des Erdrutsches bildet ein umfassendes geotechnisches Bauwerk, in dem die immer größere Bedeutung, neben der traditionellen Materialien und der Bohrtechnik, die auf den Geosynthetiken gestützten Technologien gewinnen.

Der Aufsatz bespricht die technischen Hauptprobleme, die mit der Anwendung der modernen Geozell-Technologien für die Sicherung der Erdrutsche im Südpolen verbunden sind.

Die Schlüsselwörter: der Erdrutsch, die Geozellen, das Zellgeogitter, die Geotextilien, die Widerstandswände, der Erosionsschutz

Bolesław Kłosiński¹
Łukasz Leśniewski²

O WYMAGANIACH DOTYCZĄCYCH STATECZNOŚCI ZBOCZY I SKARP

Streszczenie

W Rozporządzeniu MTiGM z 1999r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie, podano wymagany współczynnik stateczności nie mniejszy niż 1,5, przyjmując jednocześnie wartości obliczeniowe sił i parametrów geotechnicznych. W artykule podano przegląd ustaleń dawnych i współczesnych norm zagranicznych i krajowych. Wymagają one współczynnika stateczności ogólnej od 1,25 do 1,4. Omówiono także stabilizowanie pełznących zboczy. Działania doprowadzające istniejące skarpy i zbocza do stanu, by spełniały wymagania podane w Rozporządzeniu, byłyby bardzo kosztowne i zupełnie nieuzasadnione.

Słowa kluczowe: skarpy, stateczność, normy, projektowanie, geotechnika

1. Wprowadzenie

Osuwiska są częstym problemem budowy i utrzymania szlaków komunikacyjnych. Najprościej można uniknąć kłopotów omijając potencjalne czy czynne już osuwisko [3, 14, 18]. Niekiedy jest to trudne. Wówczas konieczne jest odpowiednie kształtowanie skarp oraz konstrukcje stabilizujące – nieraz niezwykle kosztowne w przypadku dużych rozmiarów budowli.

¹ dr inż., Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Zakład Geotechniki i Fundamentowania, Warszawa, ul. Jagiellońska 80, tel. (022) 675 43 75, bklosinski@ibdim.edu.pl

² mgr, Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Zakład Geotechniki i Fundamentowania, Warszawa, ul. Jagiellońska 80, tel. (022) 811 14 46, lukasz-les@gmail.com

W Rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 (Dz. U. 43 poz. 430), w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie, podano w § 144 ust. 2, chyba bez świadomości skutków, nieracjonalne wymaganie zachowania współczynnika stateczności nie mniejszego niż 1,5, przyjmując jednocześnie wartości obliczeniowe sił i parametrów geotechnicznych. Podane wymagania zdecydowanie odbiegają od postanowień norm krajowych i zagranicznych.

2. Zasady sprawdzania stateczności

Ocena stateczności skarp, a zwłaszcza istniejących zboczy, należy do najtrudniejszych zadań geoinżynierii. Duża liczba trudnych do ustalenia niewiadomych powoduje, że praktycznie nigdy nie ma pełnej pewności zachowania stateczności. Nie jest to łatwe do zaakceptowania przez osoby odpowiedzialne za projektowane lub istniejące budowle oraz za ich bezpieczeństwo. Zwykle przyjmuje się, że zachodzi określone prawdopodobieństwo wystąpienia osuwiska (np. Wysocki [12, 16]):

- bardzo mało prawdopodobne - gdy $F > 1,5$,
- mało prawdopodobne - gdy $1,3 < F < 1,5$,
- prawdopodobne - gdy $1,0 < F < 1,3$,
- bardzo prawdopodobne - gdy $F < 1,0$.

W przypadku osuwiska zniszczenie następuje wskutek ścięcia gruntu lub skały wzdłuż pewnej powierzchni. Z postępującymi deformacjami skarpy należy liczyć się dopiero, gdy jej współczynnik bezpieczeństwa jest mniejszy od 1,1. W przypadku takiej postaci zniszczenia mogą być przyjmowane współczynniki bezpieczeństwa znacznie mniejsze, niż np. w przypadku nośności podłoża fundamentów. Dla fundamentów potrzebne są współczynniki wynoszące zwykle od 2 do 3, ze względu na potrzebę ograniczenia nadmiernych osiadań, pojawiających się na długo przed wyczerpaniem granicznej nośności podłoża.

Obecne polskie normy nie zajmują się bezpośrednio statecznością skarp lub zboczy, lecz znajdują się w nich postanowienia dotyczące tego zagadnienia. Norma PN-B-03020:1981 [10] podaje w p. 3.3.1b wymaganie sprawdzenia stanu granicznego nośności w postaci „usu-

wiska lub zsuwu fundamentu lub podłoża wraz z budowlą”. Norma PN-B-03010:1983 [7] zawiera w p. 4.2.6 wymaganie sprawdzenia stateczności ogólnej ściany oporowej lub uskołu naziomu - czyli potencjalnego osuwiska. Podano w niej wymagane wartości współczynnika korekcyjnego m , który w przypadku przyjmowania wartości charakterystycznych obciążeń i parametrów geotechnicznych jest odwrotnością współczynnika bezpieczeństwa. W zależności od zakresu rozpoznania geotechnicznego i dokładności obliczeń, dla różnych rodzajów (znaczenia) konstrukcji podtrzymujących współczynniki wynoszą:

- uskok naziomu z górnym poziomem nieobciążonym, w rejonie niezabudowanym $m = 0,90 - 0,85$ $F = 1,11 - 1,18$
- zbocze nieobciążone, w rejonie niezabudowanym $m = 0,85 - 0,80$ $F = 1,18 - 1,25$
- uskok naziomu z górnym poziomem obciążonym lub zbocze w sąsiedztwie zabudowy $m = 0,80 - 0,75$ $F = 1,25 - 1,33$
- zbocze zabudowane lub uskok naziomu obciążony drogą albo linią kolejową w bezpośrednim sąsiedztwie zabudowy $m = 0,75 - 0,70$ $F = 1,33 - 1,43$.

Jak widać, w żadnym przypadku wymagana wartość współczynnika nie osiąga 1,5.

Zagadnienia sprawdzania stateczności opisano obszernie w Instrukcji ITB nr 304 z 1991 r. [12]. Podano w niej m.in., że „Bezpieczne wartości wskaźnika stanu równowagi przy parametrach średnich należy przyjmować nie mniejsze niż $F = 1,3$.”

Zbliżone są wymagania normy niemieckiej DIN 4084:1981. W przypadku zsuwu równoległego do powierzchni zbocza, w zależności od układu obciążeń współczynnik bezpieczeństwa wynosi od 1,3 dla układu podstawowego obciążeń, do 1,1 dla stanu wyjątkowego, działania obciążeń sejsmicznych itp. Przy sprawdzaniu stateczności ogólnej metodą pasków stosuje się takie same wartości współczynnika bezpieczeństwa w odniesieniu do kąta tarcia gruntu oraz do spójności $c \leq 20$ kPa, natomiast w odniesieniu do dużych spójności ($c > 20$ kPa) odpowiednio $F = 1,73$ do 1,47. Natomiast nowsze wydanie normy E DIN 4084:2002, dostosowane do wersji ENV Eurokodu, dla trzech układów obciążeń podaje wartości $F = 1,25$; 1,15 i 1,1, a więc mniejsze, niż Eurokod 7 przyjęty w 2004r.

Bardziej złożone jest sprawdzenie stateczności według PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7-1 [13], w której (podobnie jak np. w PN-B-03020:1981) globalny współczynnik bezpieczeństwa jest iloczynem współczynników częściowych. Przewidziano w niej trzy „podejścia obliczeniowe” z różnymi kombinacjami współczynników częściowych do obciążeń i parametrów gruntu. W Polsce ma być przyjęte podejście DA2, w którym współczynniki stosuje się głównie do parametrów gruntu. Jednak wynikowe wartości współczynnika bezpieczeństwa dla równowagi skarp nie są większe od 1,4. W obliczeniach stateczności skarp oddziaływania (obciążenia budowlami, pojazdami itp.) są traktowane jako „obciążenia geotechniczne” ze współczynnikiem częściowym 1,0, a tylko do obciążenia ruchem pojazdów wynosi on 1,3.

Wielką zaletą rozwiązania przyjętego w Eurokodzie 7-1 jest konsekwentne stosowanie **współczynnika częściowego równego 1 do ciężaru własnego gruntu**. Upraszcza to ogromnie analizy, zwłaszcza stateczności, eliminując dylemat, kiedy (i w której części skarpy!) ciężar gruntu wymaga redukcji jako siła stabilizująca, a kiedy jest destabilizująca i trzeba by go jeszcze zwiększać. Współczynnik równy 1 jest też przyjmowany w sytuacjach działania obciążeń wyjątkowych lub awaryjnych – takiego logicznego postanowienia brak w krajowych normach.

Postanowień Eurokodu 7-1 nie przestrzegają twórcy nowszej Instrukcji ITB nr 424 [18] z 2006r. Podano w niej współczynniki częściowe dotyczące oddziaływań według ogólnej normy PN-EN 1990:2002, a nie z Eurokodu 7-1. Pominęto korzyści wynikające z traktowania obciążeń skarp jako „obciążenie geotechniczne” ze współczynnikiem równym 1. A zatem zaostrzono wymagania w porównaniu z Eurokodem 7.

3. Jak dawniej projektowano skarpy?

Interesujące jest porównanie, jak zmieniały się poglądy i wymagania dotyczące stateczności skarp. W starszych podręcznikach (np. Hückel [6]; Datka, Lenczewski [5]; Czyżewski, Wolski i inni [4]) czy nowszych pracach np. Chmielewski i inni [2] można spotkać wymaganie współczynnika 1,1 do 1,3. W fundamentalnym dziele Z. Wiłuna [15] (1987, 2000) podano $F = 1,1$ do 1,3 przy sprawdzeniu metodą

szwedzką oraz 1,3 do 1,5 przy metodzie Bishopa. Warto zauważyć, że wartości takie stosowano, gdy jakość badań podłoża i stosowany sprzęt były znacznie gorsze niż obecnie. A osuwisk nie było dużo więcej, niż obecnie.

4. Wymagania Rozporządzenia MTiGM dotyczącego dróg publicznych

Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 (Dz. U. 43 poz. 430), w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie, definiuje pojęcie budowli ziemnej. W § 144 ust. 1 podano wymaganie sprawdzania ogólnej stateczności skarp, zboczy i ścian oporowych, zgodnie z Polskimi Normami, przepisami odrębnymi oraz Załącznikiem nr 4. W § 144 ust. 2 zawarto wymaganie, iż *„wskaźniki stateczności skarp i zboczy określone indywidualnie metodami podanymi w Polskich Normach nie powinny być mniejsze niż 1,5. Przy sprawdzaniu ogólnej stateczności ściany oporowej i uskoku naziomu, lub w przypadku wystąpienia osuwiska zbocza łącznie ze ścianą oporową, wymagane wskaźniki stateczności powinny być przyjmowane według Polskich Norm.”*

I z tym można by się zgodzić. Wprawdzie postanowienia nie są precyzyjne, a wymagana **zawsze** wartość “wskaźnika stateczności” 1,5 jest nadmiernie wysoka, ale nie rażąca. Brak tylko indywidualnej ścieżki dotyczącej sanacji osuwisk czy sytuacji wyjątkowych, gdzie nawet wymagania normy PN-B-03010:1983 powinny być złagodzone.

Natomiast w p. 2.2 wspomnianego już Załącznika nr 4 Rozporządzenia powtórzone jest wymaganie sprawdzania stateczności skarp i zboczy zgodnie z Polską Normą. Przy rozpatrywaniu możliwych postaci zniszczenia skarp i zboczy swobodnych i podpartych należy przyjmować:

- 1) dla gruntu jednorodnego pod względem podatności (*dlaczego ‘podatności’ a nie np. ‘wytrzymałości’ jak niżej? - uwaga Autorów*) – kołowo-cylindryczne powierzchnie poślizgu,
- 2) dla skarp zbudowanych z kilku warstw gruntu, różniących się wytrzymałością na ścinanie – niekołowe powierzchnie poślizgu,

- 3) na spękanych skałach – kształt powierzchni poślizgu zależy od występujących nieciągłości; **równowagę bryły ograniczonej każdą z możliwych powierzchni poślizgu sprawdza się, dla obliczeniowych wartości sił oraz parametrów geotechnicznych, metodą pasków; wartości dopuszczalnych wskaźników stateczności nie powinny być mniejsze niż 1,5,**
- 4) obciążenia od pojazdów samochodowych równomiernie rozłożone, o wielkości 25 kPa. (*podkreślenia Autorów*).

Jeśli przyjrzyć się temu zapisowi, to można się domyślać, że końcowa część ustępu 3) od słów „równowagę bryły” (zaznaczona przez pogrubienie) musi odnosić się także do poprzednich dwóch ustępów, nie tylko do „spękanych skał”. A zatem w każdym przypadku stateczność należy sprawdzać **dla obliczeniowych wartości sił oraz parametrów geotechnicznych**. Co to oznacza? Zgodnie z normą obciążeń mostów PN-B-10030:1982 współczynnik zwiększający ciężar gruntu wynosi 1,2, obciążenia taborem drogowym 1,4 do 1,15, taborem kolejowym 1,3 do 1,2. Współczynniki materiałowe zmniejszające parametry wytrzymałości gruntu powinny według PN-B-03020:1981 być w przedziale od 0,8 do 0,9. Tak więc uwzględnienie wartości obliczeniowych - tj. zwiększonych sił oraz zmniejszonej wytrzymałości gruntu oznacza dodatkowe zwiększenie współczynnika bezpieczeństwa od 20% do maksymalnie około 50%, tj. z 1,5 do 1,8 - 2,25!

W dodatku obciążenie naziomu skarp taborem samochodowym 25 kPa jest nadmierne. Jest ono do pomyślenia w przypadku lokalnego nacisku pojedynczego ciężkiego pojazdu, ale nie na całej skarpie o dużych rozmiarach. Normy zagraniczne przyjmują obciążenie naziomu od 10 do 15 kPa.

Normy lub przepisy zwykle różnicują wymagane współczynniki bezpieczeństwa w przypadkach sprawdzania stateczności ogólnej (po kołowej lub niekołowej powierzchni ścicia) oraz stateczności na przesunięcie (wtedy współczynniki są mniejsze). Tego już w Rozporządzeniu nie zauważono.

I jeszcze jedna bardzo ważna różnica: dawniej w obowiązujących normach była formuła o możliwości odstępstw w przypadkach uzasadnionych naukowo i technicznie, później do odstępstwa była wymagana zgoda PKN. Obecnie normy nie są obowiązujące, natomiast Rozporządzenie jest dokumentem prawnym, a prawo obowiązuje wszystkich - od jego wymagań nie ma żadnej drogi odstępstwa.

5. Propozycja zmiany Rozporządzenia

W latach 2007 – 2008 opracowano w IBDiM projekt nowelizacji Rozporządzenia. Zaproponowano urealnione wymagania dotyczące sprawdzania stateczności skarp. Poniżej przytoczono fragmenty propozycji tekstu tego projektu oraz jego szczegółowego załącznika.

§ 144

1. *Sprawdzenie ogólnej stateczności skarp, zboczy oraz ścian oporowych, a także nośności podłoża budowli ziemnej powinno być wykonywane zgodnie z Polskimi Normami, przepisami odrębnymi oraz załącznikiem nr 4.*
2. *Pochylenia skarp nasypów i wykopów powinny być zgodne z wymaganiami, o których mowa w § 42. Wskaźniki stateczności skarp zboczy powinny być określone indywidualnie metodami podanymi w Polskich Normach. Wartości ich nie powinny być mniejsze od podanych z załączniku nr 4. Przy sprawdzaniu ogólnej stateczności ściany oporowej i uskoju naziomu, lub w wypadku wystąpienia osuwiska zbocza łącznie ze ścianą oporową, wymagane wskaźniki stateczności powinny być przyjmowane według Polskich Norm.*

Załącznik nr 4 (fragmenty)

2. *Stan graniczny nośności podłoża drogowej budowli ziemnej*
 - 2.1. *Sprawdzenie stanu granicznego nośności powinno obejmować:*
 - 1) *analizę stateczności skarp i zboczy swobodnych oraz podpartych,*
 - 2) *nośność podłoża budowli ziemnej.*
 - 2.2. *Stateczność skarp i zboczy*

Sprawdzenie stateczności skarp i zboczy powinno być wykonane zgodnie z Polską Normą. Przy rozpatrywaniu wszystkich możliwych obciążeń oraz postaci zniszczenia skarp i zboczy swobodnych i podpartych należy przyjmować:

 - 1) *dla gruntu jednorodnego pod względem podatności - kołowo-cylindryczne powierzchnie poślizgu,*

- 2) dla skarp zbudowanych z kilku warstw gruntu, różniących się znacznie wytrzymałością na ścinanie - niekołowe powierzchnie poślizgu,
- 3) w spękanych skałach - kształt powierzchni poślizgu zależy od występujących nieciągłości;
przy czym równowagę bryły ograniczonej każdą z możliwych powierzchni poślizgu sprawdza się przyjmując charakterystyczne wartości sił oraz parametrów geotechnicznych, a wartości dopuszczalnych wskaźników stateczności nie powinny być mniejsze niż:
 - 1,4 przy sprawdzaniu kołowych powierzchni poślizgu (metodą pasków) w stanach długotrwałych i podstawowym układzie obciążeń,
 - 1,3 przy sprawdzaniu niekołowych powierzchni poślizgu (np. metodą blokową) oraz w stanach krótkotrwałych i wyjątkowym układzie obciążeń,
 - 1,2 przy projektowaniu zabezpieczeń osuwisk na podstawie analizy wstecznej równowagi istniejącego osuwiska.
- 3) obciążenia od pojazdów samochodowych równomiernie rozłożone, o wielkości co najmniej 10 kPa; w przypadku obciążenia ciężkimi pojazdami lub maszynami należy obciążenie to lokalnie zwiększyć, uwzględniając jednocześnie korzystny wpływ przetrzonnej postaci osuwiska.

Omawiany projekt zmian Rozporządzenia był obszernie dyskutowany i dotychczas nie został zakończony.

6. Sprawdzanie stateczności stabilizowanych osuwisk

W przypadku analizy prawdopodobnego osuwiska istnieje znaczna niepewność układu i wytrzymałości warstw gruntu oraz potencjalnej powierzchni poślizgu. Natomiast gdy mamy do czynienia z istniejącym osuwiskiem, to paradoksalnie niepewność jest mniejsza: powierzchnię poślizgu zwykle można ustalić, a opory gruntu są nieco mniejsze od sił destabilizujących tj. współczynnik stateczności $F \approx 1$. Doświadczenia wykazały (np. Brandl [1], Sommer [11]), że do ustabilizowania

przemieszczeń osuwiska wystarcza zwykle tylko niewielkie zwiększenie jego współczynnika stateczności (o 5 do 15%). Jednak w przypadku dużych wymiarów osuwiska koszt i takiego zwiększenia może być ogromny.

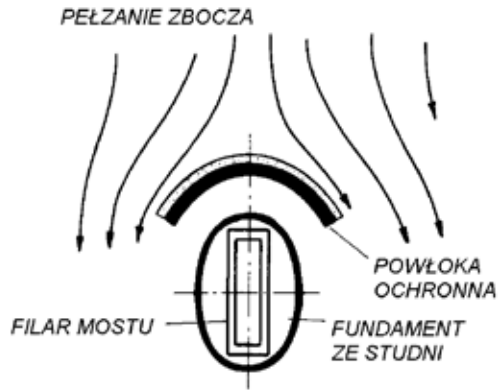
Bardzo pouczający był przykład sanacji długotrwale pełznącego osuwiska na autostradzie w Niemczech [11]. Ustabilizowano je za pomocą sztywnych elementów żelbetowych, utwierdzonych w podłożu poniżej powierzchni poślizgu. Elementy te wymiarowano tak, by zwiększyć wartość współczynnika stateczności o 5% w stosunku do stanu istniejącego. Długotrwale pomiary wykazały, że zabezpieczenie takie było wystarczające.

Zwiększenie stateczności uzyskuje się różnymi zabiegami: zwłaszcza przez poprawę odwodnienia i zmniejszenie nawilgocenia skarpy, przez zmianę kształtu skarpy, dociążenie dolnej części przypora, albo - znacznie większym kosztem - przez wykonanie elementów stabilizujących: pali, palisad, ścian szczelinowych, kotew gruntowych, mikro-pali, ścian oporowych itp. Siłę, którą powinny przenieść te dodatkowe elementy, wyznacza się z warunku powiększenia współczynnika stateczności: racjonalnie o 5 do 15% [1, 11] albo o ponad 50% - jak wynika z Rozporządzenia.

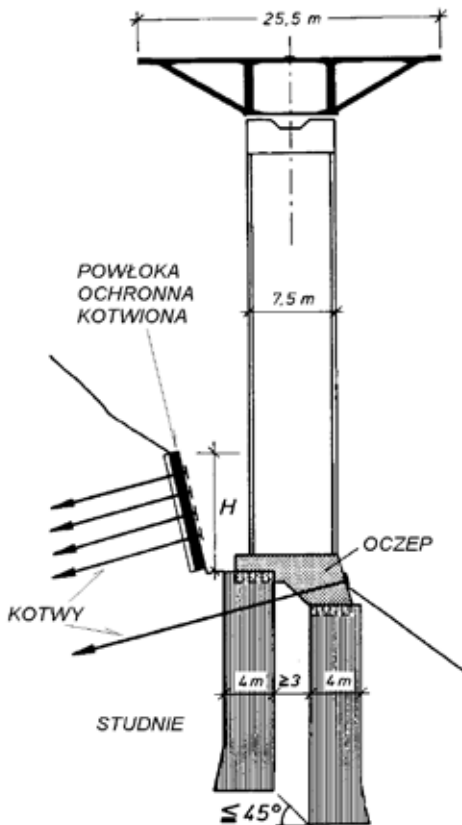
Interesujące jest, jak z sanacją osuwisk postępują kraje alpejskie, które z tym problemem mają do czynienia na co dzień. Przykładem racjonalnego i ekonomicznego podejścia jest norma szwajcarska SIA 267, wdrażająca w tym kraju Eurokod -7. Zawiera ona specjalne „ulgowe” postanowienia dotyczące współczynników bezpieczeństwa γ_R dla zboczy „pełznących” oraz bliskich stanu niestatecznego. Wartości te mogą być stosowane pod warunkiem projektowania tzw. metodą obserwacyjną lub na podstawie analizy wstecznej równowagi osuwiska. Wartości współczynników są znacznie obniżone, zależą one od zagłębienia powierzchni ścięcia:

- osuwiska płytkie (średnia głębokość $t_m \leq 10$ m) $\gamma_R = 1,20$,
- osuwiska o głębokości $10 \text{ m} < t_m < 20 \text{ m}$ $\gamma_R = 1,20$ do 1,10 (interpolować liniowo),
- osuwiska głębokie (średnia głębokość $t_m \geq 20$ m) $\gamma_R = 1,10$,
- głębokie, regularne powierzchnie ścięcia w wyjątkowych przypadkach $\gamma_{R,\min} = 1,05$.

Znamienne jest zmniejszanie wymaganego współczynnika ze wzrostem bryły osuwiska, co ma zrozumiałe uzasadnienie techniczne i wyraźne skutki ekonomiczne.



Rys. 1. Zabezpieczenie filara na pełznącym zboczu powłoką ochronną z betonu „drenującego”



Rys. 2. Przykład posadowienia filara na pełznącym zboczu zabezpieczonym kotwioną powłoką

W przypadku bardzo dużych osuwisk ich całkowita stabilizacja byłaby nierealna ze względu na ogromny koszt. Długotrwałe pełzające zbocza górskie znane są na terenie Polski, a w Alpach występują one dość często. Jeżeli na takim zboczach sytuowane są podpory mostu (często z filarami wysokości ponad 100 m), to stosuje się specjalne rozwiązania chroniące fundamenty filarów przed naporem zbocza [1]. Skarpa zbocza jest zabezpieczana powłoką ochronną, najczęściej o kształcie cylindrycznym lub czaszy, formowaną ze zbrojonego betonu natryskowego i kotwioną w masywie skalnym (rys. 1). Ponieważ powłoka ta jest w pewnej odległości od filara, to może się przemieszczać wraz ze zboczem, nie napierając bezpośrednio na filar. Fundamenty często są wykonywane jako „studnie” średnicy od 3 do ponad 10 m, osadzone w zwietrzelinie i skale. Nie są to studnie opuszczane, lecz wykonywane przez stopniowe mechaniczne głębenie wykopu (kółowego lub owalnego), z obudową ścian torkretem w miarę głębenia. W razie potrzeby filary są niezależnie kotwione (rys. 2). Rozwiązanie takie jest stosowane dość często i zdało egzamin. Zbocze nie zostaje unieruchomione ani nie ma współczynnika bezpieczeństwa 1,5.

W przypadku polskich przepisów takiego rozwiązania - ze względu na kolosalny koszt wymaganego pełnego zabezpieczenia - nie można by zastosować.

7. Wyznaczanie parametrów geotechnicznych

Należy podkreślić, że na wyniki obliczeń i bezpieczeństwo projektowanych skarp większy wpływ od stosowanych współczynników bezpieczeństwa mają przyjmowane do analizy parametry geotechniczne, zwłaszcza wytrzymałościowe, oraz dane o wodzie gruntowej.

Jak już powiedziano poprzednio, najbardziej wiarygodne wartości parametrów geotechnicznych uzyskuje się z tzw. analizy wstecznej zaistniałych osuwisk. Ale nie zawsze dane takie są dostępne. Z reguły parametry do obliczeń trzeba wyznaczyć na podstawie badań podłoża. Jest to trudne zadanie, zupełnie nie dla inżyniera-konstruktora, mającego raczej sporadyczny kontakt z geotechniką. Tym się powinni zajmować eksperci - geotechnicy, najlepiej z dobrą znajomością i doświadczeniem z danego regionu.

Porównując wymagania różnych norm nie można pominąć sposobu ustalania wartości obliczeniowych parametrów. W Polskich Normach wartość charakterystyczna to ogólnie wartość średnia, którą się zmniejsza (czasem zwiększa), zwykle mnożąc przez współczynniki częściowe (materiałowe i inne). Inaczej jest w Eurokodzie 7-1 [7, 8]. Norma EN 1997-1 stanowi, że „Charakterystyczną wartość parametru geotechnicznego należy wybrać jako **ostrożne oszacowanie wartości decydującej o wystąpieniu stanu granicznego**” (nie bardzo jest jasne, co to właściwie znaczy?). Dalej powiedziano, że „Jeśli stosowane są metody statystyczne, to zaleca się wyznaczyć taką wartość charakterystyczną, żeby obliczone prawdopodobieństwo wystąpienia mniej korzystnej wartości, decydującej o powstaniu rozpatrywanego stanu granicznego, nie było większe niż 5%”. W uwadze wyjaśniającej dodano: „W ten sposób, ostrożne oszacowanie wartości średniej polega na ustaleniu wartości średniej z ograniczonego zbioru wartości parametrów geotechnicznych, z poziomem ufności 95%; w przypadku rozpatrywania zniszczenia lokalnego ostrożne oszacowanie wartości dolnej odpowiada fraktylowi 5%”. A zatem nie są to wartości najbardziej prawdopodobne tj. średnie – jak w PN, lecz znacznie zmniejszone (lub powiększone). (Nawiasem mówiąc jest wątpliwe, czy do zbiorów danych z badań gruntów – zwykle nielicznych - ma sens stosowanie aż 95% poziomu ufności?) A zatem Eurokod 7-1 wprowadza spory dodatkowy zapas bezpieczeństwa już w określaniu wartości parametrów geotechnicznych.

Inżynierom - konstruktorom, mającym zwykle do czynienia z materiałami o ściśle zdefiniowanych właściwościach, trudno zrozumieć, dlaczego dla tego samego gruntu w analizie stateczności należy przyjąć bardziej ostrożne parametry, niż np. przy obliczaniu nośności fundamentu. Jest to temat zbyt obszerny, aby go tu rozważać, lecz warto zwrócić uwagę na niektóre czynniki.

O bezpieczeństwie i stateczności skarp często decydują czynniki lokalne, jak nieciągłości warstw, zwłaszcza skał, czy powierzchnie zluźnienia wywołane np. wcześniejszymi osuwiskami czy działaniem lodowca. Czynniki te trudno wykryć w badaniach podłoża lub modelować podczas badań pobranych (lub uformowanych) próbek gruntu. Szczególnej ostrożności wymaga przyjmowanie wartości spójności gruntu. W dawnej wersji normy PN-B-030310 było np. wymaganie, by wartość spójności zredukować o 50%. Do obliczeń stateczności

z zasady należy przyjmować parametry efektywne. Tylko w sytuacjach krótkotrwałych można przyjmować spójność „bez odpływu”. Trudny do uwzględnienia jest wpływ drgań powodowanych przez ruch pojazdów na parametry gruntu.

Zagadnienia te są obszernie omawiane w literaturze o osuwiskach, np. przez Wiłuna [15], Wysokińskiego [17] lub w materiałach [14].

Na wyniki ma też wpływ sama technika obliczeń stateczności: stosowanie jednej z metod równowagi sił (pasków, blokowej) albo metod numerycznych – najczęściej elementów skończonych, jak też sposób przygotowania danych wejściowych. Z tego powodu, aby uniknąć dużych błędów, warto powtórzyć ważniejsze obliczenia różnymi programami komputerowymi.

8. Podsumowanie

Drogi przez tereny osuwiskowe są kosztowne. Jednak wymagane zabezpieczenia powinny być w racjonalnych granicach. Spełnienie wymagań podanych w Rozporządzeniu byłoby bardzo kosztowne i niczym nieuzasadnione. Na szczęście większość projektantów o tym wie i stosuje dotychczasowe, wypróbowane zasady. No a istniejące zbocza i skarpy Rozporządzenia nie czytały i w większości jeszcze się trzymają! Jednak taki stan prawny trwa już zbyt długo i Rozporządzenie powinno zostać zmienione.

Natomiast rozważli, wiedzy i ostrożności wymaga wyznaczanie parametrów geotechnicznych do obliczania stateczności skarp. Nieocenne są doświadczenia lokalne oraz analizy wsteczne osuwisk.

Bibliografia

1. Brandl H., *Konstruktive Hangsicherungen*. W: *Grundbau-Taschenbuch*, Teil 3, Verl. Ernst und Sohn, Berlin 1997, s. 553-671.
2. Chmielewski K., Motak E., Pianowski L., *Wybrane zagadnienia stateczności ścian oporowych*, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej nr 63, Rzeszów 1990.

3. Cieśliński J., *Najskuteczniejszy sposób zapobiegania osuwiskom*. Drogownictwo nr 8/1988.
4. Czyżewski K., Wolski W., Wójcicki St., Żbikowski A., *Zapory ziemne*, Wyd. Arkady, Warszawa 1973.
5. Datka St., Lenczewski St., *Drogowe roboty ziemne*, WKiŁ, Warszawa 1979, s.140.
6. Hückel St., *Zarys fundamentowania dla geologów*, Wyd. Geologiczne, Warszawa 1967.
7. Kłosiński B., *Problemy wdrażania normy EN 1997 „Projektowanie geotechniczne”*, Inżynieria i Budownictwo nr 7-8/2007, s. 361-364.
8. Kłosiński B., Rychlewski P., *Charakterystyka nowych europejskich norm geotechnicznych*, WPPK Wzmacnianie i naprawa konstrukcji budowlanych, tom I, Wisła, 17 – 20.03.2009
9. Norma PN-B-03010:1983 Ściany oporowe - Obliczenia statyczne i projektowanie
10. Norma PN-B-03020:1981 Grunty budowlane - Posadowienie bezpośrednie budowli - Obliczenia statyczne i projektowanie
11. Sommer H.: *Zur Stabilisierung von Rutschungen mit steifen Elementen - Berechnungen und Messungen*, Bautechnik 1978, s. 304-341.
12. *Posadowienie obiektów budowlanych w sąsiedztwie skarp i zboczy*. Instrukcja ITB nr 304, Warszawa 1991.
13. PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7: *Projektowanie geotechniczne - Cz. 1: Zasady ogólne*
14. *Problematyka osuwisk w budownictwie komunikacyjnym*. Mat. Konf. w Zakopanem. Zeszyty N-T Oddz. SITK w Krakowie, zeszyt 76, Kraków 2000, s. 299.
15. Wilun Z. (1987, 2000): *Zarys geotechniki*, Wyd. Komunikacji i Łączności, Warszawa, s.723.
16. Wysokiński L.: *Zabezpieczanie stateczności skarp i zboczy*, XVI Konferencja PZITB „Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji”, Ustroń 2001 r., t. 2, s. 225-236.
17. Wysokiński L.: *Zasady poprawnej analizy obliczeń stateczności zboczy*, (W pracy: [12]) 2000, s. 171-186.
18. Wysokiński L.: *Ocena stateczności skarp i zbocz*,. Instrukcja ITB nr 424, Warszawa 2006, s. 78.

19. *Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego w budownictwie drogowym* (Opr. B. Kłosiński, K. Grzegorzewicz, P. Rychlewski, S. Wierzbicki, P. Wileński). GDDP. Wyd. IBDiM, Warszawa 2002.

REQUIREMENTS FOR STABILITY FACTORS OF SLOPES

Summary

In the Polish technical requirements for public roads safety factor for slopes shall be not less than 1,5, using design (factored) values of forces and geotechnical parameters. In the paper a review of current Polish and foreign standards has been given. They require a global safety factor of slopes from 1,25 to 1,4. The stabilising of creeping slopes has been discussed. Bringing existing slopes to the state, in which they will fulfil the requirements of the Decree, would be very expensive and by no means justified.

Key words: slopes, stability, standards, designing, geotechnic

ERFORDERUNGEN FÜR DIE STABILITÄT VON BÖSCHUNGEN

Zusammenfassung

In der Anordnung des Polnischen Verkehrsministeriums vom 1999 bezüglich der technischen Bedingungen von öffentlichen Strassen wird angegeben, dass der erforderliche Stabilitätsfaktor wenigstens 1,5 betragen soll. Es werden auch die Berechnungswerte der Kräfte und geotechnischer Parameter bestimmt. Im Aufsatz wird eine Übersicht der Feststellungen von alten und heutigen aus- und inländischen Normen gemacht. Sie fordern, um der Stabilitätsfaktor der Böschungen von 1.25 bis 1,4 zu gewährleisten. Es wird die Stabilisierung der kriechenden Hänge auch besprochen. Die Anpassung der bestehenden Böschungen an die Bestimmungen der Anordnung des Verkehrsministeriums wäre sehr aufwändig und unbegründet.

Die Schlüsselwörter: die Böschung, die Stabilität, die Normen, die Projektierung, die Geotechnik

Piotr Krokoszyński¹
Stanisław Rybicki²

GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKIE UWARUNKOWANIA DEFORMACJI SKARP NIEKTÓRYCH WYKOPÓW DROGOWYCH

Streszczenie

Na skarpach wykopów i częściowo nasypów odcinka autostrady A-4 stanowiącego obejście Gliwic oraz na skarpach wykopów drogi S-7 w rejonie Lubnia, wystąpiło wiele lokalnych zaburzeń stateczności skarp. Główną ich przyczyną były warunki hydrogeologiczno-hydrograficzne. Skarpy te o wysokości dochodzącej do ok. 15 m i przy nachyleniu 1:1,5 odsłaniają zmiennie przewarstwione spoiste i sypkie grunty czwartorzędowe (gliny zwałowe, piaski, żwirry), a w przypadku drogi S-7 także grunty trzeciorzędowe. Infiltracja wód opadowych powoduje, że na odsłoniętych w wykopach kontaktach warstw gruntów przepuszczalnych i nieprzepuszczalnych pojawiły się wypływy i sączenia wody gruntowej, w wielu przypadkach obejmujące znaczne fragmenty skarp. Wypływowi tym towarzyszą zjawiska sufozji i wymywania gruntu prowadzące do deformacji o charakterze osuwiskowym. Zjawiska te nie zostały dostatecznie uwzględnione w fazie opracowywania projektu budowlanego dróg.

Słowa kluczowe: osuwiska, stateczność zboczy, wykopy drogowe, procesy geodynamiczne, geologia inżynierska

¹ dr inż., Wydział Geologii, Geofizyki i Ochrony Środowiska, Akademia Górniczo Hutnicza, tel. (012) 617 47 91, krokosz@uci.agh.edu.pl

² prof. dr hab. inż., Wydział Geologii, Geofizyki i Ochrony Środowiska, Akademia Górniczo Hutnicza, tel. (012) 617 23 89, srybicki@uci.agh.edu.pl

1. Wprowadzenie

W trakcie budowy wykopów i nasypów drogowych, a także po ich wykonaniu, dochodzi często do zaburzeń stateczności skarp nie mających w wielu przypadkach charakteru klasycznych osuwisk. Zaburzenia te, uciążliwe dla wykonawcy robót ziemnych oraz kosztowne w późniejszej naprawie mają na ogół swoje źródło w niedostatecznie rozpoznanych lub niedostatecznie uwzględnionych w projekcie wykonawczym warunkach hydrogeologicznych i hydrograficznych terenu. Bacniejsze zwrócenie uwagi na te warunki pozwoliłoby w wielu przypadkach uniknąć deformacji skarp. Problem zaburzeń stateczności skarp związanych z warunkami wodnymi terenu jest o tyle trudny, że w większości przypadków nie można go poddać regułom klasycznej mechaniki gruntów wykonując na przykład prognostyczne analizy stateczności skarp. Co więcej takie analizy wskazują najczęściej, że skarpa o danej geometrii (pochyleniu, wysokości) przy danych parametrach geotechnicznych budujących ją warstw gruntów będzie stateczna, a w rzeczywistości dochodzi do mniej lub bardziej lokalnej utraty stateczności. Prezentowane w niniejszym artykule wybrane przykłady takiej utraty stateczności mają w zamierzeniu zwrócić uwagę geotechników i projektantów tras drogowych na problemy deformacji skarp związane głównie z warunkami wodnymi terenu. Przykłady te dotyczą obserwowanych przez autorów deformacji skarp wykopów (a także nasypów) odcinka autostrad A-4 Sośnica - Kleszczów (na tzw. obejściu Gliwic) oraz na budowie drogi ekspresowej S-7 w rejonie miejscowości Lubień.

2. Położenie obiektów badań w rejonie Gliwic oraz Lubnia, ich warunki geologiczno-inżynierskie oraz charakter i przyczyny uszkodzeń skarp wykopów i nasypów drogowych

Przedmiotowy odcinek autostrady ma długość 19,1 km i przebiega łukiem na południe od Gliwic. Geograficznie jest to Wyżyna Katowicka – fragment Wyżyny Śląskiej, gdzie rzędne terenu wahają się głównie w granicach od +240 m n.p.m. do +278 m n.p.m. [1]. Teren jest łagodnie pofalowany, a jego deniwelacje osiągają maksymalnie 40 m, co sprawia, że nachylenie stoków (spadki terenu) wynoszą najczęściej

około 0,5 % - 1 %. Deniwelacje terenu powodują, że pewne odcinki autostrady przebiegają w wykopach, inne na mniejszych lub większych nasypach. Głębokość wykopów dochodzi do 8 m, a najczęściej wynosi około 2 – 5 m przy pochyleniu skarp 1:1,5 (34°). Podobne są wysokości i pochylenia skarp nasypów. Omawiany odcinek autostrady przebiega nieco na południe od lokalnego działu wodnego pomiędzy rzekami Kłodnica na północy i Bierawka na południu, przecinając na pewnych odcinkach ich boczne dopływy.

W budowie geologicznej terenu biorą udział utwory starszego podłoża (karbon, trias, miocen), na których zalegają utwory czwartorzędowe (pleistocen i holocen) o miąższości od kilku do około 50 m [6]. Są to głównie pleistocenijskie gliny zwałowe zlodowacenia środkowopolskiego lub zwietrzliny tych glin. Pokrywają one około 80 % terenu, po którym przebiega trasa przedmiotowego odcinka autostrady. Stosunkowo niewielkie odcinki autostrady przebiegają przez deluwia piaszczyste oraz piaski i żwiry wodnolodowcowe. Na północ od miejscowości Żernica autostrada przechodzi też odcinkowo przez holocenijskie osady rzeczne rozgałęzionego prawobrzeżnego dopływu rzeki Bierawki.

Wgłębną budowę geologiczną oraz charakter gruntów budujących skarpy wykopów pod autostradę rozpoznano w oparciu o bezpośrednie obserwacje skarp oraz profile archiwalnych otworów badawczych o głębokości do 15 m na trasie autostrady [2]. Wynika z nich, że grunty czwartorzędowe mają bardzo zmienny charakter, co do swego rodzaju i sposobu zalegania (nawet na dystansie kilku, kilkunastu, a zwłaszcza kilkadziesiąt metrów) oraz pod względem warunków zawodnienia. Niemniej jednak dają się zauważyć w skali subregionalnej pewne ogólne prawidłowości charakteru utworów czwartorzędowych. Z reguły przy powierzchni terenu występuje seria brązowych glin piaszczystych, piasków gliniastych i glin z przewarstwieniami i wkładkami piasków. Jej miąższość wynosi najczęściej około 1 – 3,5 m, a udział procentowy wkładek i przewarstwień piaszczystych dochodzi do 35 %. Seria ta uważana jest za zwietrzelinę głębiej zalegających glin zwałowych, wtórnie sedymentowaną przez wody polodowcowe [6]. W niektórych miejscach widoczne były w trakcie wykonywania wykopów pod autostradę zaburzenia glaciektoniczne w tej serii.

Pod serią *zwietrzelinowych glin piaszczystych* występuje dość ciągła seria *glin zwałowych górnych* barwy głównie brązowej. Ma ona miąższość około 3 – 5 m. Są to różne rodzaje glin, najczęściej gliny

piaszczyste z lokalnymi gniazdami i przewarstwieniami materiału piaszczysto-żwirowego. Gliny te w wielu przypadkach oddzielone są od serii *glin zwałowych dolnych* barwy szarej dość ciągłą warstwą żółtych lub szarych piasków średnioziarnistych, lokalnie pospółek lub żwirów. Warstwa tych utworów piaszczysto-żwirowych, zapewne genezy wodnolodowcowej, ma grubość około 0,5 – 3 m, a najczęściej około 1 m i występuje w przedziale głębokości około 4 – 12 m pod powierzchnią terenu.

Pod *warstwą piaszczysto-żwirową* występuje dolna glina zwałowa o miąższości około 1–3 m, barwy na ogół szarej. Jest to podobnie jak seria gliny górnej, głównie glina piaszczysta ze żwirem i otoczkami w postaci gniazd i soczew. W części północno-zachodniej terenu dolne gliny zwałowe są zredukowane lub zastępowane lokalnie przez pospółki, żwiry i piaski.

Warunki wodne na obszarze przedmiotowego odcinka autostrady są dość skomplikowane. Zbiornikiem wód infiltrujących w podłoże z opadów atmosferycznych jest, bowiem cały profil utworów czwartorzędowych o złożonym i zmiennym, charakterze gruntów. Chociaż przeważają tu serie glin zwałowych (utworów spoistych), to jednak liczne lokalne soczewki i gniazda lub przewarstwienia piaszczysto-żwirowe w obrębie serii glin sprawiają, że i one, oprócz utworów piaszczystych, akumulują wody infiltracyjne. W utworach czwartorzędowych nie ma wyraźnego jednolitego poziomu wodonośnego, aczkolwiek należy przyjąć, że istnieją połączenia hydrauliczne pomiędzy poszczególnymi lokalnymi nagromadzeniami wód gruntowych. Wody infiltracyjne z opadów atmosferycznych gromadzą się przede wszystkim w górnej serii glin wietrzelinowych przewarstwionych piaskami. Objawy tych wód na skarpach wykopów zależą od morfologii terenu oraz warunków atmosferycznych – są wyraźne po roztopach wiosennych i po dłuższych opadach atmosferycznych, zanikają lub zmniejszają się w okresach bardziej suchych.

O stabilności skarp wykopów pod autostradę oprócz warunków wodnych decydują też właściwości geotechniczne gruntów w profilu wykopów. Można je głównie oceniać na podstawie wyników laboratoryjnych i terenowych badań gruntów zawartych w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej [2]. Wynika z niej, że gliny zwałowe górne i dolne, a także wietrzeliny glin zwałowych pozostają najczęściej w stanie twardoplastycznym, rzadziej w stanie plastycznym, a sporadycznie

w stanie półzwartym i w miękkoplastycznym. Przeciętnie największe wartości stopnia plastyczności (I_L) mają wietrzliny glin zwałowych – średnio $I_L = 0,19$; mniejsze gliny zwałowe górne – średnio $I_L = 0,13$ oraz gliny zwałowe dolne średnio $I_L = 0,15$. Wietrzliny glin zwałowych znajdują się częściej na granicy stanu twardoplastycznego i plastycznego niżeli pozostałe grunty. Wynika to z większego ich zawodnienia. Plastyczny, a niekiedy miękkoplastyczny stan konsystencji mają głównie cieńsze wkładki i przewarstwienia glin w obrębie piasków oraz strefy przykontaktowe glin górnych lub dolnych z zawodnionymi warstwami lub przewarstwieniami piasków i żwirów, w szczególności z serią piasków między gliną zwałową dolną i górną.

Jeśli chodzi o rodzaje gruntów czwartorzędowych na omawianym odcinku autostrady należy stwierdzić, że utwory sypkie piaszczysto-żwirowe stanowią tu najczęściej około 20 % miąższości przewiercanego profilu czwartorzędowego, a spoiste około 80 %. Jednak udział utworów sypkich jest wyraźnie większy w wierzchniej wietrzelinowej warstwie glin zwałowych, gdzie wynosi najczęściej około 35 %. Wśród utworów spoistych dominują wyraźnie gliny piaszczyste (około 61 %) oraz piaski gliniaste. Są to więc grunty średnio spoiste i mało spoiste, czego konsekwencją jest ich duża podatność na działanie wody – rozmakanie i upłynnienie. Kontrolne własne badania kilku próbek glin z osuwiska w rejonie węzła Bojków wykazały, że rozmakają one w wodzie w czasie kilkunastu sekund do kilku minut. Ze względu na skład granulometryczny grunty spoiste występujące na trasie autostrady należą też do gruntów bardzo wysadzinowych [5], co ma też pewien wpływ na trwałość i stabilność skarp wykopów pod autostradę.

Parametry oporu ścinania gruntów zawarte w archiwalnej dokumentacji geologiczno-inżynierskiej zestawiono w tabelicy 1 według stanu konsystencji gruntów jako wartości średnie. Są to parametry gruntów z okresu przed budową autostrady. Wykonanie wykopów, odprężenie gruntów, ich zwietrzenie i zawodnienie pogorszyło niewątpliwie te parametry, lecz ich aktualne wartości nie były jednak zbadane.

Warto też zaznaczyć, że przytoczone w tabelicy 1 parametry dotyczą całych opróbowanych warstw gruntowych i nie uwzględniają samych stref przykontaktowych niektórych warstw (zwłaszcza zawodnionych gruntów piaszczystych i gruntów spoistych), które to strefy mogą radykalnie się różnić wartością wilgotności i stanem konsystencji, a w konsekwencji parametrami oporu ścinania od całej wydzielonej

warstwy. Takie strefy o podwyższonym stopniu plastyczności gruntu spoistego przy kontakcie z warstwą gruntu zawodnionego mają zazwyczaj grubość kilku - kilkunastu centymetrów i są trudne do opróbowania w otworach wiertniczych na etapie rozpoznawczych badań geologiczno-inżynierskich [4]. Stąd też np. w analizie stateczności skarp winno się je wydzielać jako cienkie, lecz odrębne warstwy geotechniczne. Przy sprzyjającej morfologii powierzchni stref kontaktowych między warstwami gruntu występują zazwyczaj tak zwane osuwiska strukturalno-kontaktowe.

Tablica 1. Zestawienie parametrów warstw gruntów wg [2]

Nr warstwy	Rodzaj gruntu	Stan gruntu	Ciężar objętościowy [kN]	Spójność [kPa]	Kąt tarcia wewnętrzznego [°]
1	Wietrzelnina glin zwałowych	pzw	22,1	52,0	15,0
		tpl	21,5	40,7	12,6
		pl	20,6	25,0	7,3
		mpl	19,6	15,0	6,0
2	Gliny zwałowe górne	pzw	22,1	54,0	16,0
		tpl	21,5	39,2	13,7
		pl	20,6	18,5	7,6
		mpl	19,6	15,0	6,0
3	Piaski	szg	16,7	0	33,0
4	Gliny zwałowe dolne	pzw	22,1	55,0	16,0
		tpl	21,5	42,0	12,1
		pl	20,6	20,0	8,3
		mpl	19,6	15,0	6,0
5	Trzeciorzędowe ility pylaste	pzw	20,1	60,0	13,0
		tpl	18,6	52,0	11,0

Obserwowane w terenie uszkodzenia skarp wykopów i nasypów, ze względu na ich charakter można podzielić następująco:

A. Osuwiska na skarpach wykopów - fot 1, 2.

B. Wymycia filtracyjno-sufozyjne gruntów sypkich na skarpach wykopów, przez wody wypływające (wysączające się) z masywu gruntowego – fot. 3 połączone niekiedy z obrywami nadległych glin – fot. 4.

C. Spływy i spęzły rozmoczonych i uplastycznionych gruntów spoistych na skarpach wykopów, głównie wskutek wpływów

wody z masywu gruntowego, a także wskutek zwietrzenia pod działaniem czynników atmosferycznych – fot. 5, 6.

D. Rozmycia erozyjne gruntów sypkich i spoistych w skarpach wykopów przez wody opadowe i ze spływu powierzchniowego z bocznych stoków autostrady – fot. 7, 8.

E. Zsuwy powierzchniowej warstwy humusu i/lub darni po biowłókninie lub wraz z biowłókniną przy braku przejawów wodnych na skarpach nasypów – fot. 9, 10.

F. Podcięcia erozyjne dolnej części skarp wykopów przez spływającą przepelnionymi korytkami ściekowymi wodę przy poboczach jezdni i podmycia erozyjne skarp rowów przydrożnych w rejonach nasypów – fot. 11, 12.

Występowanie danego rodzaju uszkodzeń zależy od warunków gruntowo-wodnych danego fragmentu skarpy (rodzaju gruntów, ich miąższości i następstwa, zawodnienia, intensywności wypływów wody itp.), a także od morfologii otaczającego terenu i jego warunków hydrogeologicznych oraz hydrograficznych. Te ostatnie czynniki są ważne zwłaszcza w przypadku uszkodzeń typu (D) i (F) spowodowanych rozmyciami erozyjnymi skarp przez wody spływu powierzchniowego oraz uszkodzeń w rodzaju podcięcia erozyjnego skarp przez nadmierny napływ wód do korytek ściekowych lub rowów przydrożnych. Należy też wyraźnie podkreślić, że nasilenie objawów wodnych na skarpach wykopów jest zależne od pory roku i może być zmienne w poszczególnych latach. Dużo uszkodzeń skarp wystąpiło na wiosnę po długiej i śnieżnej zimie 2005/2006, tuż po oddaniu odcinka w użytkowanie.

Oprócz wyżej opisanych uszkodzeń skarp wykopów występowały lokalnie uszkodzenia skarp nasypów pod autostradę. Miały one charakter zsuwów wierzchniej warstwy gruntowo-humusowej po biowłókninie lub wraz z biowłókniną po podścielających ją gruntach w warunkach braku wycieków wód ze skarp i spływu wód ze stoków (fot. 9, 10). Jedną z głównych przyczyn tego rodzaju uszkodzeń jest duże nachylenie skarp 1:1,5 (34°). Kąt tarcia na granicy (styku) warstwy gruntowo-humusowej z geowłókniną odpowiedzialny za stabilność tej warstwy wynosi około 28° (kąt tarcia między membraną geotekstylną i piaskiem wg [3]). Jest więc zrozumiałe, że przy takim lub podobnym kącie tarcia kontaktowego mogą występować zsuwy warstwy gruntowo-humusowej po biowłókninie (lub łącznie z biowłókniną).

na po podścielających gruntach) przy pochyleniu skarp 34° , zwłaszcza w warunkach zawilgocenia po opadach.

Obserwacje i badania wykopów pod drogę ekspresową S-7 (odcinek tzw. zakopianki) w rejonie obejścia miejscowości Lubień (km 711+600 do 712+200) jest także przykładem deformacji skarp wykopów drogowych wywołanych głównie specyfiką warunków hydrogeologiczno-hydrograficznych terenu. Wykop drogowy na tym odcinku biegnie w poprzek rozległego zbocza nachylonego w sposób undulowany pod kątem około $4-5^\circ$ ze wschodu na zachód, a maksymalna głębokość wykopu dochodzi do około 15 m, przeciętnie wynosi około 5-7 m. W zboczu zalegają trzeciorzędowe osady fliszowe jednostki magurskiej głównie łupki mułowcowe z bardzo rzadkimi na tym odcinku cienkimi przewarstwieniami piaskowców, przykryte pokrywowymi osadami czwartorzędowymi (odcinkowo aluwia rzeczne, deluwia, wietrzliny) o miąższości około 0,5 – 9 m. Od głębokości około 1 – 2 m p.p.t. w utworach pokrywowych wstępowało z reguły ciągle zwierciadło wody zasilane infiltracją opadów ze stosunkowo dużej zlewni morfologicznej. Na zboczu powyżej wykopów jego obecność przejawiała się licznymi podmokłościami i wyciekami wody zwłaszcza w lokalnych przegłębieniach modulujących spadek zbocza. Wypływy i sączenia wody występowały też w otworach badawczych odwierconych w ramach dokumentowania geologiczno-inżynierskiego odcinka budowanej drogi. Sytuacja hydrogeologiczna wskazywała więc, że poprzeczne przecięcie zbocza wykopem drogowym spowoduje na jego skarpie wschodniej (od strony dozboczowej) wypływy i wycieki wody na kontakcie zawodnionych utworów pokrywy czwartorzędowej i nieprzepuszczalnych łupków trzeciorzędowych. Takie wypływy były przewidywane przez dokumentację geologiczno-inżynierską. W efekcie podczas budowy na zboczu wschodnim wykopu wystąpiły lokalne deformacje gruntu zapoczątkowane filtracyjnymi wymyciami utworów pokrywowych przy kontakcie z łupkami trzeciorzędowymi (fot. 13, 14). Były to więc wymienione już wcześniej deformacje zbocza typu B - wymycia filtracyjno - sufozyjne połączone z późniejszymi obrywami utworów pokrywowych ponad stropem fliszowych łupków mułowcowych.

Warunki hydrogeologiczno-hydrograficzne były głównymi aczkolwiek nie jedynymi przyczynami deformacji skarp zarówno na odcinku autostrady A-4 koło Gliwic jak i na drodze S-7 w rejonie Lubnia. W obu przypadkach powstały też, chociaż w mniejszej ilości, typowe

grawitacyjne deformacje osuwiskowe o charakterze osuwisk strukturalnych (fot, 1, 2, 15). Ich przyczyną było niekorzystne nachylenie do wykopów drogowych powierzchni strukturalnych osłabień masywu gruntowego (głównie kontakty warstw różnych genetycznie i wiekowo gruntów, powierzchnie zaburzeń tektonicznych i glacitektonicznych o charakterze zlustrowań w obrębie gruntów). Powierzchnie takie mają z reguły znacznie mniejszą wytrzymałość na ścinanie niż grunty w obrębie danej warstwy geologicznej, a trudno je opróbować i zbadać w trakcie wiertniczego rozpoznania gruntów przy sporządzaniu dokumentacji geologiczno-inżynierskiej. Podawane zatem w dokumentacji wyniki rutynowych badań laboratoryjnych prób gruntowych pobranych z poszczególnych warstw nie mogą być jedyną podstawą do analiz stateczności zboczy wykopów drogowych. Wymagana jest tu bardziej wnikliwa ocena parametrów gruntu uwzględniająca analizę geologiczno-strukturalną danego masywu gruntowego.

Przykładem nieadekwatności analizy stateczności skarpy wykopu drogowego w oparciu o parametry uzyskane z rozpoznania i opróbowania warstw gruntowych (parametry podane w dokumentacji) może być rejon osuwiska na skarpie wykopu autostrady A-4 w rejonie Gliwic.

Obliczenia współczynników stateczności (F) prowadzono za pomocą metod równowagi granicznej wykorzystując program komputerowy SLOPE/W (Geo-Slope International), stosując technikę poszukiwania minimum (F) dla powierzchni kołowo – cylindrycznych. Wyniki przeprowadzonych obliczeń stateczności zamieszczone zostały w tablicy 2.

Tablica 2. Zestawienie wyników obliczeń stateczności skarpy (obliczenia metodą Spencer'a)

Profil obliczeniowy stateczności	Skarpa wykopu	Wartość współczynnika stateczności F	
		Dla parametrów warstw stwierdzonych rozpoznaniem	Dla parametrów warstw uwzględniających zawodnienie i zawilgocenia
1 308.300 km	N	2,584	1,548
	S	2,130	1,200
2 312.150 km	N	3,559	1,601
	S	3,126	2,056
3 312.500 km	N	2,219	1,055
	S	2,169	1,243

Obliczenia przeprowadzone dla parametrów z archiwalnego rozpoznania wykazały znaczny zapas stateczności analizowanych skarp także dla profilu 1 zlokalizowanego w rejonie największego osuwiska (fot. 1), co spełnia wymogi stawiane skarpom wykopów drogowych ($F \geq 1,5$).

Uwzględnienie w obliczeniach strukturalnego nachylenia warstw do wykopu oraz warunków zawodnienia, jakie obserwowano na skarpach i związanych z tym zmian stopnia plastyczności gruntów, zmniejsza radykalnie wartości współczynników stateczności. Wartości (F) w drugim wariancie obliczeń zawierają się w zakresie od 1,05 do 2,05. Zagrożone utratą stateczności okazały się południowa skarpa w profilu 1 (rejon osuwiska) oraz północna i południowa skarpa w profilu 3.

Celowym byłby więc udział specjalistów z zakresu geologii inżynierskiej w zespołach opracowujących projekty budowlane odcinków głównych dróg i autostrad. Projektanci nie mając zazwyczaj wystarczającej wiedzy geologicznej o danym terenie, nie zawsze potrafią właściwie skorzystać w projektowaniu drogi z informacji i danych zawartych w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej. Specjalista z geologii inżynierskiej jako członek zespołu projektującego byłby też bardzo przydatny w ewentualnym późniejszym korygowaniu projektu już w trakcie realizacji budowy, gdy odsłaniany wykopami maszynami gruntowy może być ostatecznie właściwie rozpoznany pod względem swojej budowy geologiczno-strukturalnej oraz właściwości geologiczno-inżynierskich.



Fot. 1. Osuwiska - Autostrada A4



Fot. 2. Osuwiska - Autostrada A4



Fot. 3, 4. Wymycia filtracyjno-sufozujne - Autostrada A4



Fot. 5, 6. Spływy i spełzy - Autostrada A4



Fot. 7, 8. Rozmycia erozyjne - Autostrada A4



Fot. 9, 10. Zsuwy warstwy humusu - Autostrada A4



Fot. 11, 12. Podcięcia erozyjne - Autostrada A4



Fot. 13, 14. Wymycie filtracyjno-sufozyjne połączone z obrywem utworów pokrywowych - Obejście Lubnia



Fot. 15. Osuwisko strukturalne – Obejście Lubnia

Opracowano w ramach badań statutowych AGH umowa nr 11.11.140.661

Literatura

1. Kondracki J., *Geografia Regionalna Polski*, Wyd. PWN, Warszawa 2000.
2. Kurdziel – Łabuzek J., *Karty dokumentacyjne otworów geologiczno-inżynierskich*, Zakład Wiertniczo-Geologiczny Kraków, Kraków 1996.
3. O'Grady M., *An integrated approach to soil stabilisation on soil and membrane-lined slopes*, First European Conference, Siges-Barcelona 1996.
4. Rybicki S. i inni, *Geologiczno-inżynierska charakterystyka głównych powierzchni strukturalnych (stref kontaktowych) w nadkładzie niektórych złóż węgla brunatnego*, Górnictwo Odkrywkowe, 2000, R.42, nr 1, Str. 106-120.
5. Wiłun Z., *Zarys geotechniki*, Wyd. Kom. i Łącz., Warszawa 1976.
6. Żero E., *Szczegółowa Mapa Geologiczna Polski 1:50 000. Arkusz M34-62A Gliwice*, Wyd. Instytutu Geologicznego, Warszawa 1997.

ENGINEERING-GEOLOGICAL CONDITIONS OF SLOPE DEFORMATIONS ON SOME ROAD EMBANKMENTS

Summary

On the stretch of motor-way A-4 bypassing of Gliwice and on the road S-7 near Lubień, many parts of embankments are unstable. The main reason of embankment slopes instability, are hydrogeological conditions. Slopes of embankments at the high up to 3-15m and inclination of 1 : 1,5 are composed of disorderly layered cohesive and noncohesive quarternary soils (boulder clays, sands and gravels). Infiltration of rain waters into the soils caused, that on contacts of the permeable and non permeable soils there are many outflows of water, in many cases on the long parts of slopes. The outflows are accompanied by suffusion and soils washing away.

These processes leading to loss of slopes stability, was not taken enough into consideration at the projection of road.

Key words: *landslides, slopes stability, road embankment, geo-dynamic processes, geology engineering*

INGENIEURGEOLOGISCHE BEDINGUNGEN DER BÖSCHUNGSDEFORMIATIONEN VON AUSGEWÄLTEN STRASSEN AUSGRABUNGEN

Zusammenfassung

Auf den Einschnitt- und auch teilweise auf den Dammböschungen der Autobahnstrecke A-4, die die Stadt Gliwice umgeht, wie auch auf den Einschnittböschungen der Strasse S-7 in der Gegend von Lubień sind mehrere lokale Störungen der Böschungsstandfestigkeit aufgetreten. Ihren wichtigsten Ursachen waren die hydrogeologischen und hydrogeologisch-hydrographischen Bedingungen. Die Böschungen mit der Höhe bis zu etwa 15 Meter und mit der Neigung 1:1,5 schliessen die umgeschichteten festen und lockeren Quartär-Böden (Geschiebelehm, Sand, Kies), und im Fall der Strecke S-7 auch die Tertiär Böden auf. Das Eindringen des Regenwassers verursacht den Ausfluss und das Sickersen von Grundwasser auf den in Graben aufgeschlossenen Kontakten von permeablen und nichtpermeablen Böden. Sie umfassen häufig grössere Böschungsflächen. Den Ausflüssen begleiten die Suffosion Effekte und die Bodenauswaschung, die zu den Deformationen wie ein Erdbeben führen. Diese Erscheinungen wurden während der Strassenbauprojekt-Phase ungenügend berücksichtigt.

Die Schlüsselwörter: *die Erdbeben, die Stabilität der Böschungen, der Straßeneinschnitt, die geodynamischen Prozesse, die Ingenieurgeologie*

Jakub Sierant¹
Andrzej Kulawik²

METODY POSADOWIENIA OBIEKTU MOSTOWEGO NA TERENIE OSUWISKOWYM

Streszczenie

Artykuł przedstawia rozwiązanie problemu posadowienia obiektu mostowego na trudno dostępnym terenie osuwiskowym. Skomplikowana rzeźba geomorfologiczna znacznie utrudniała dostęp ciężkiego sprzętu. Jako formę posadowienia wykorzystano fundament mikropalowy w systemie TITAN. Rozwiązanie to umożliwiło prowadzenie prac przy użyciu niewielkiego sprzętu, bez konieczności budowy kosztownych i czasochłonnych dróg technologicznych, z minimalnym zaangażowaniem ilości prac ziemnych. Ograniczona ingerencja w teren osuwiskowy pozwoliła na zachowanie chwiejnej równowagi zboczy dolinki. Forma przestrzenna fundamentu wraz z zaletami technologicznymi mikropali TITAN pozwoliła na wykonanie eleganckiego, skutecznego posadowienia mostu nowej drogi ekspresowej.

Słowa kluczowe: „pali radice”, mikropale TITAN, most tuko-
wy, droga S7, Lubień

1. Idea oraz rys historyczny

We wczesnych latach pięćdziesiątych dr Fernando Lizzi zapoczątkował nowy sposób myślenia o fundamentach. Obserwując naturę opracował i rozwinął pomysł „pali korzeni” (pali radice), pali o niewielkiej średnicy, które wykonane w odpowiednim układzie – długości, nachylenia i rozstawu - tworzą wraz z podłożem strukturę podobną do

¹ mgr inż., TITAN Polska Sp. z o.o., ul. Miłkowskiego 3/702, 30-349 Kraków, tel. (012) 636 61 62, fax. (012) 257 05 25, sierant@titan.com.pl, www.titan.com.pl

² mgr inż., ARCADIS Sp. z o.o., ul. Korfantego 79, 40-161 Katowice, tel. (032) 259 26 73, fax: (032) 259 26 42, katowice@arcadis.pl

systemu korzeniowego drzew, zdolną do przenoszenia sił pionowych i poprzecznych, zarówno wciskających jak i wrywających. Elegancki pomysł pozwolił na tworzenie lekkich, wyrafinowanych konstrukcji fundamentów o pełnych możliwościach a niekiedy nawet większych, niż stosowane powszechnie masywne bloki lub pełnowymiarowe pale. Jednak ograniczenia tradycyjnych technik wykonywania mikropali, związane głównie z wydajnością i ekonomią spowodowały, iż doskonała koncepcja przez długie lata pozostawała praktycznie niewykorzystana. Mikropale stały się ubogimi krewnymi „prawdziwych” pali pełnowymiarowych, a ich stosowanie zmarginalizowano. Dopiero rozwój technologii mikropali samo wierzących nadał właściwego znaczenia tej niezwykle wygodnej i elastycznej metodzie konstrukcji fundamentów specjalnych. Elementem decydującym o sukcesie okazały się bowiem łatwość stosowania, możliwość pracy w trudnym terenie i na ograniczonej przestrzeni a przede wszystkim, wysoka wydajność instalacji mikropali niezależna od warunków gruntowych. Biorąc pod uwagę stopień technicznego wyrafinowania fundamentów mikropalowych, niezwykle ważny jest również szeroki zakres nośności, pozwalający na stworzenie układu optymalnie przenoszącego siły działające od obiektu. Idea systemu samo wierzącego TITAN opisywana była już szerzej na łamach „Geoinżynierii”. Warto jednak zaznaczyć, iż to elastyczne narzędzie projektantów, dzięki któremu wizja dr Lizzi staje się rzeczywistością, poza wymiarem technologicznej supremacji, znalazła oparcie w normach. System TITAN jest w pełni zgodny z normą PN-EN 14199 „Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych”, zarówno w kwestii technologii (sposobu wykonania mikropala – wiercenie z jednoczesną iniekcją przy użyciu przewodu traconego jako zbrojenie), jak i wymogów materiałowych (gatunek stali) oraz niezbędnej ochrony antykorozyjnej. Dzięki tym cechom, system TITAN tworzy technologię kompletną, coraz skuteczniej rywalizując na polu fundamentowania z technologiami tradycyjnymi. Szybkie tempo prac, łatwość predykcji osiadań (w oparciu o pierwszy w Europie zestaw nomogramów) oraz wysoka skuteczność układów mikropalowych w relacji obciążenie (osiadanie), zachęcają do stosowania tej technologii w wymiarze pełnoskalowym.

2. Rozwiązanie projektowe a rzeczywistość ich realizacji

Doskonałym przykładem takiego zastosowania jest most łukowy zlokalizowany w ciągu przebudowywanej drogi krajowej nr 7 Kraków-Zakopane, w miejscowości Lubień.

Nowa droga, o parametrach drogi ekspresowej, omija Lubień po zboczu przylegającym do doliny Lubieńki, przekraczając przy tym szeregi wyźłobionych w nim przez potoki mniejszych dolinek. Nad jedną z takich dolinek, na wysokości ok. 14 m od jej dna, wykonany został most łukowy dla nowej drogi ekspresowej, posadowiony przy pomocy mikropali TITAN [1].



Rys. 1. Idea posadowienia mostu łukowego nad dolinką osuwiskową, miejscowość Lubień, DE S7

Projekt obiektu wraz z fundamentami powstał w pracowni projektowej „Andrzej Kulawik biuro inżynierskie” z Zabrze. Warunki geologiczno-inżynierskie panujące w obrębie dolinki są trudne – podłoże budują słabe grunty zwietrzelinowo-deluwialne, reprezentowane głównie przez gliny pylaste z rumoszem oraz rozlasowane łupki ilasto-mułowcowe. Głębsze podłoże fliszowe natomiast charakteryzuje

się dużą zmiennością, co do litologii i mikrotektoniki, zasadniczo tworzą je łupki mułowcowi ilaste przewarstwione piaskowcami. Ponadto, z uwagi na liczne obszary źródliskowe oraz wyjątkową wrażliwość deluwii tworzących zbocza dolinki, obszar dolinki został uznany za potencjalnie osuwiskowy. Również warunki terenowe nie były sprzyjające. Młoda rzeźba dolinki wyrażająca się w stosunkowo stromych zboczach utrudniała wprowadzenie ciężkiego sprzętu. Należy dodać, że wykonywanie pali dużych średnic w warunkach fliszu karpackiego jest obarczone sporą niewiadomą. Duże opory wiercenia potęgowane dodatkowo przy natrafieniu na wkładki piaskowcowe potrafią przyczynić się do spadku wydajności lub konieczności stosowania mocniejszych narzędzi, co wiąże się zazwyczaj ze wzrostem przewidywanych kosztów. Ponieważ system TITAN nie wymaga stosowania ciężkiego sprzętu, a sama technologia jest wolna od wspomnianych ograniczeń związanych ze sposobem wiercenia, fundamenty obiektu mostowego zdecydowano się wykonać przy użyciu mikropali TITAN.



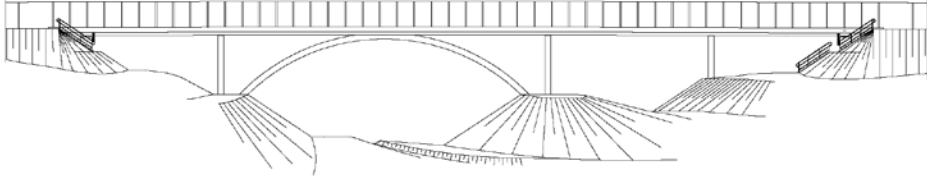
Fot. 1. Wykonywanie mikropali w fundamencie przyczółka

Przyczółki mostu oparto na dwurzędowym układzie pionowych mikropali TITAN 130/51 o długości 9 i 12 m. Siły poprzeczne działające na fundament zostały przejęte przez jeden rząd ukośnych mikropali kotwiących TITAN 73/53 o długości 12 m, również dźwigary łukowe wsparte zostały na fundamencie mikropalowym. W tym przypadku, zastosowano optymalny układ mikropali zlokalizowanych w osiach działania głównych sił i zorientowanych przestrzennie zgodnie z ich kierunkiem. Siły z dźwigara łukowego przejęto dwurzędowym układem rozchylonych promieniście mikropali TITAN 103/51 o długości 12 i 15 m.

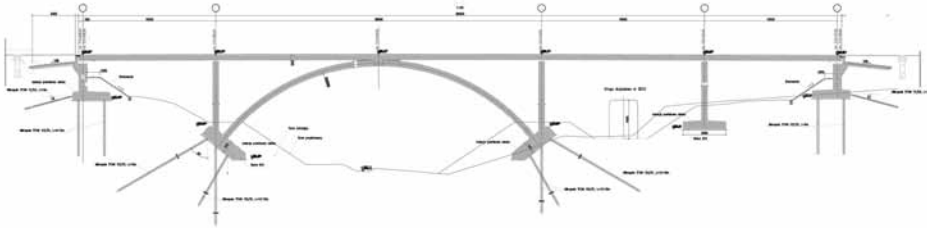


**Fot. 2. Fundament dźwigaru łukowego w trakcie wykonywania mikropali,
fot. A. Kulawik**

Do dystrybucji sił z filara wspartego na tym samym fundamencie wykorzystano rząd pionowych mikropali TITAN 103/51 o długości 15 m. W każdym rzędzie wykonano osiem mikropali. Łącznie wykonano ok. 420 m mikropali 73/53 oraz ok. 1800 m mikropali 103/51. Mikropale wykonała firma IMB Podbeskidzie, jedną ekipą wiertniczą. Schemat posadowienia przedstawiono na rysunku (rys. 2, 3).



Rys. 2. Widok koncepcyjny mostu łukowego, DE S7, Lubień, autor: „Andrzej Kulawik biuro inżynierskie”, Zabrze, 2007r.



Rys. 3. Przekrój podłużny mostu łukowego z układem mikropali, DE S7, Lubień, autor: „Andrzej Kulawik biuro inżynierskie”, Zabrze, 2007r.

3. Podsumowanie

Opracowany i zrealizowany projekt posadowienia opisanego obiektu uchodzi za wzór estetyki inżynierskiej i racjonalnego wykorzystania możliwości mikropali. Ich układ będący niejako naturalnym przedłużeniem systemu nośnego konstrukcji, podąża za kierunkiem działania sił i pozwala na ich skuteczną dystrybucję w podłoże fliszowe. W tak słabym podłożu fliszowym, ogromną rolę odegrał czynnik technologiczny – wiercenie z jednoczesną iniekcją, co pozwoliło (poza wykonaniem elementów o określonej nośności jednostkowej) na iniekcyjne scalenie, spetryfikowanie masywu w obrębie wykonywanego układu mikropalowego. Efekt ten osiągany poprzez wypełnienie podawanym w trakcie wiercenia zaczynem wszelkich szczelin, spękań oraz rozluźnionych stref podłoża, pozwala traktować tego rodzaju fundamenty, jako wglębnie zmonolityzowane, geokompozytowe bryły. W świetle sygnalizowanego zagrożenia procesami geodynamicznymi, taki sposób posadowienia obiektu wydaje się jak najbardziej racjonalny. Przestrzenna struktura fundamentów i związane z jej strukturą głębokie scalenie i wzmocnienie iniekcyjne rozluźnionego i podatnego podłoża

gruntowego, zdają się stanowić rozsądną formę zabezpieczenia przed potencjalnymi procesami osuwiskowymi.



Fot. 3. Most łukowy w ciągu DE S7 Kraków-Rabka, m. Lubień, z fundamentami mikropalowymi, fot. arch. TITAN POLSKA

Zjawisko opisane ponad pięćdziesiąt lat temu polegające na współpracy odpowiednio zaprojektowanych mikropali z podłożem na zasadzie głębokiego zbrojenia, zaistniało w pełnym wymiarze, o czym świadczą wyniki próbnych obciążeń, ukazujące średnie osiadanie mikropali TITAN 103/51 na poziomie 2,8 mm, przy sile rzędu 640 kN. Godnym uwagi jest fakt szybkiej stabilizacji osiadań i praktycznie brak obserwowanego pełzania (średni przyrost odkształcenia w ciągu godziny na poziomie 0,08 mm). Błyskotliwe wykorzystanie możliwości mikropali TITAN przez Projektanta i precyzyjne wykonawstwo zaowocowały inżyniersko eleganckim obiektem, będącym doskonałym dowodem na wielkie możliwości „małych” pali.

Literatura

1. Kulawik A., Fragmenty projektu wykonawczego „Budowa obwodnicy miejscowości Lubień w ciągu drogi ekspresowej S7 Kra-

ków-Rabka, km 710+145 – 714+119”, Transprojekt-Kraków Sp. z o.o., Kraków, 2007.

METHODS OF BRIDGE FOUNDATION AT THE LANDSLIDE AREA

Summary

This paper show a solution to a problem of bridge foundation located within landslide area with difficult access. Complicated terrain shape significantly hindered access for heavy construction equipment. As a foundation a TITAN micropile structure was used. This allowed to run a construction works with small scale equipment, without necessity of building expensive and time-consuming technological access roads and to significantly reduce amount of earthworks. Limited interference in landslide area allowed to keep susceptible valley slopes stable. Spatial shape of micropile foundation combined with technological advantages of TITAN micropiles resulted in elegant, effective foundation for a bridge within newly constructed express route.

Key words: „pali radice”, micro pales TITAN, arch bridge, road No 7, Lubien

GRÜNDUNGSMETHODEN DES BRÜCKENOBJEKTES AUF DEM ERDRUTSCHGELÄNDE

Zusammenfassung

Der Aufsatz stellt eine Lösung des Gründungsproblems von Brückenobjekten auf dem schwer zugänglichen Erdrutschgelände dar. Als die Gründungsmethode wurde das Mikropfahlfundament im TITAN-System ausgenutzt. Diese Lösung hat die Arbeitsführung unter Anwendung der ziemlich kleinen Ausrüstung, ohne Notwendigkeit des Baus von kostspieligen und zeitraubenden technologischen Wegen, ermöglicht. Die beschränkte Einmischung in das Erdrutschgelände erlaubt die Wahrung des labilen Gleichgewichtes von Talhängen. Die Raumform des Fundaments in Verbindung mit den technologischen Vorteilen von TITAN-Mikropfählen ermöglicht die Ausführung der eleganten und wirksamen Brückengründung für den neuen Expressweg.

Schlüsselwörter: die TITAN - Mikropfähle, die Bogenbrücke, der S7-Weg, Lubien

Leon Maro¹

POWIERZCHNIOWE UMACNIANIE I ZABEZPIECZANIE PRZECIWEROZYJNE SKARP GEOSYNTETYKAMI

Streszczenie

Jedną z najskuteczniejszych metod powierzchniowego umacniania i zabezpieczenia przeciwerozyjnego skarp jest umacnianie geosiatką komórkową. W artykule omówiono związane z tą metodą zagadnienia materiałowe i technologiczne oraz przedstawiono metodę obliczania umocnienia powierzchniowego skarpy. Całość zilustrowano przykładowym rozwiązaniem powierzchniowego zabezpieczenia osłoną przeciwerozyjną hałdy toksycznych odpadów o powierzchni ok. 5 ha i wysokości kilkudziesięciu metrów przy hucie aluminium.

Słowa kluczowe: skarpy, geosyntetyki, geosiatka komórkowa

1. Wprowadzenie

W projektowaniu skarp nasypów i wykopów drogowych, a także m.in. usuwisk, zbiorników retencyjnych itp. należy uwzględnić następujące czynniki:

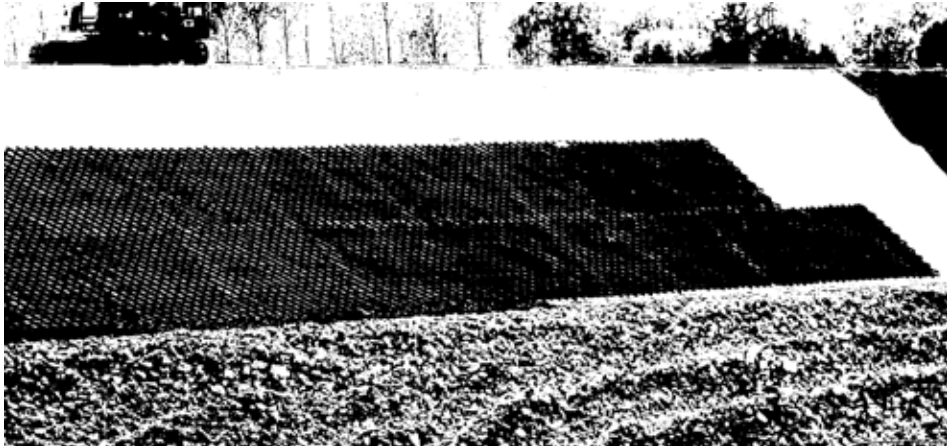
- stateczność skarpy i wielkość naprężeń w korpusie skarpy,
- powierzchniowe umacnianie i zabezpieczanie przeciwerozyjne skarpy.

Omówieniu drugiego czynnika poświęcony jest niniejszy artykuł, bowiem praktyka pokazuje, że lekceważenie tego zagadnienia prowadzi w wielu przypadkach do poważnych awarii (zerwania dużych partii lub całości zabezpieczenia i destrukcji skarpy).

¹ dr inż., Rzecznik budowlany, członek Komitetu Nauki PZITB, 91-341 Łódź, ul. Brukowa 139, tel. (042) 659 12 24; kom. 601 423 288, leon@maro.net.pl

2. Opis metody zabezpieczania skarp geosiatką komórkową

Wśród wielu metod powierzchniowego umacniania i zabezpieczania przeciwozyjnego skarp wyróżnia się bardzo skuteczne, nawet w trudnych warunkach gruntowych i stromych skarpach, umacnianie geosiatką komórkową (rys. 1).



Rys. 1. Umacnianie powierzchniowe skarpy geosiatką komórkową

Do powierzchniowego umocnienia i zabezpieczenia skarp stosuje się geosiatkę komórkową, teksturowaną i perforowaną, o wysokości $H_k = 75 \div 150$ mm w zależności od kąta nachylenia skarpy. Przed ułożeniem geosiatki należy wyrównać i w razie potrzeby dobrze zagęścić powierzchnię skarpy (np. zagęszczarką płytową wibracyjną) zgodnie z wymaganiami PN-S-02205 [1] do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s \geq 0,97$.

Zaleca się również przed montażem geosiatki rozścielić warstwę geotekstylii (geotkaniny lub geowłókniny) współpracujących z geosiatką i spełniających rolę filtracyjno – separacyjną. W przypadku podłoża o dobrych warunkach geotechnicznych (grunty sypkie zagęszczone lub średnio zagęszczone o stopniu zagęszczenia $ID \geq 0,50$) można zrezygnować z warstwy filtracyjno-separacyjnej i po zagęszczeniu ułożyć geosiatkę komórkową bezpośrednio na wyrównanej powierzchni skarpy. Biorąc jednak pod uwagę fakt, że zastosowanie geotekstylii w radykalny sposób poprawia warunki hydro-geotechniczne, a ich cena jest stosunkowo niska, stosowanie geotekstylii należy uznać za uzasadnione i celowe.

Komórki geosiatki należy zakotwić w podłożu na całej powierzchni skarpy stalowymi szpilkami typu „U” i „J” ze stali „St0” o średnicy i długości oraz w odstępach wynikających z obliczeń (np. stosując program GAMMA – 03). Dla zminimalizowania koncentracji naprężeń w geosiatce należy w kolejnych rzędach poziomych szpilki rozmieszczać w układzie „mijankowym” (przesunięte w stosunku do szpilek w sąsiednich rzędach poziomych).

Sekcje geosiatki komórkowej zaleca się układać przy pomocy szablonów (ram montażowych) gwarantujących dokładne rozciągnięcie sekcji. Poszczególne sekcje należy nałożyć na w/w szablony w celu nadania im właściwych nominalnych wymiarów. Następnie szablon należy odwrócić o 180° tak, aby znajdował się nad sekcją, ułożyć na wcześniej przygotowanym podłożu i połączyć z wcześniej rozłożonymi sekcjami.

W celu utrzymania sekcji we właściwych pozycjach należy przed zdjęciem szablonów połączyć sąsiednie sekcje paskami plastikowymi zaciskowymi (co druga komórka w połączeniach pionowych i każda komórka w połączeniach poziomych) i połączenie sekcji zakotwić w podłożu (korpuse skarpy) szpilkami co 2 komórki.

Geosiatka komórkowa, a także leżąca pod nią geotkanina lub geowłóknina, winna być wywinięta na koronę wału wzdłuż górnej krawędzi skarpy na długość $\geq 1/5$ długości skarpy, lecz nie mniej niż 1,50 m. Wzdłuż górnej krawędzi skarpy dwa skrajne rzędy geosiatki, wywinięte na koronę wału, winny być zakotwione w podłożu w każdej komórce szpilkami typu „U” ze stali St0 o parametrach takich samych jak na powierzchni skarpy i dociśnięte konstrukcją drogi na koronie wału. Niekiedy stosuje się zakotwienie geosyntetyków przez zagłębienie ich w rowie kotwiącym o szerokości $b \geq 0,40$ m i wysokości $h \geq 0,60$ m, wykopanym w koronie nasypu w odległości $L \geq 0,75$ m od krawędzi skarpy, który następnie zasypuje się zagęszczonym gruntem. Jest to rozwiązanie stosowane w przypadku, gdy na koronie nasypu nie ma konstrukcji dociskowej drogi.

Po ułożeniu i zakotwieniu geosiatki wypełnia się jej sekcje materiałem ziemnym w następujący sposób. Na rozłożone sekcje geosiatki komórkowej należy wysypać i przed zagęszczeniem równomiernie rozłożyć ziemię roślinną warstwą o grubości przewyższającej o $3 \div 4$ cm wysokość sekcji geosiatki. Po wstępnym zagęszczeniu materiału wypełniającego komórki geosiatki należy nadsypać ziemię roślinną warstwą o grubości ok. $2 \div 3$ cm i całość ponownie zagęścić do uzyskania wskaź-

nika zagęszczenia wg. Proctora $I_s \geq 0,95$. Do zagęszczania materiału wypełniającego zaleca się stosować zagęszczarki płytowe wibracyjne.

Na wypełnione sekcje geosiatki należy posiać trawę, przysypać ją z drabiny warstwą ziemi urodzajnej o miąższości od 1 do 2 cm, uwałować i zraszać wodą w częstotliwości odpowiadającej potrzebom. Zraszanie należy wykonywać deszczownicami lub zraszaczami ogrodniczymi. Niedopuszczalne jest polewanie z węża bez urządzeń rozpryskujących wodę.

Powyższe rozwiązanie, jakkolwiek relatywnie proste i tanie, kryje w sobie niebezpieczeństwo (w szczególności w przypadku stromych skarp) zniszczenia warstwy zabezpieczającej przez silne opady atmosferyczne w okresie poprzedzającym ukorzenie się trawy. Znacznie lepszym, choć nieco droższym rozwiązaniem jest pokrycie geosiatki komórkowej biowłókniną (matą z włókna bawełnianego lub podobnego z równomiernie rozmieszczonymi nasionami traw i roślin motylkowych).

Zabezpieczenie przeciwerozyjne skarp zaleca się wykonywać w okresie sprzyjającym wzrostowi i wegetacji roślin tj. od 1 kwietnia do 15 października, w miarę możliwości niezwłocznie po ukształtowaniu i dogęszczeniu powierzchni skarp.

Jak wspomniano wyżej, komórki geosiatki należy zakotwić w podłożu na całej powierzchni skarpy stalowymi szpilkami typu „U” i „J” ze stali „St0” o średnicy i długości oraz w odstępach wynikających z obliczeń. Do powierzchniowego zabezpieczenia skarpy stosuje się najczęściej geosiatkę komórkową o małych komórkach i wysokości $H_k = 10$ lub 15 cm., mocowaną do podłoża (skarpy) szpilkami stalowymi o średnicy $\varnothing = 8 \div 18$ mm i minimalnej długości $L = 600$ mm.

3. Algorytm obliczania zabezpieczania skarp geosiatką komórkową

O stabilności konstrukcji zabezpieczającej, przymocowanej do podłoża szpilkami, decyduje moduł podatności podłoża przy obciążeniach poziomych, dlatego parametry szpilek kotwiących (głę-

bokość zakotwienia, średnicę i rozstaw szpilek kotwiących) oblicza się przez analogię do normy PN-63/B-03322 [2] wg następujących wzorów:

Ciężar warstwy geosiatki komórkowej z wypełnieniem:

$$C_g = q_s \times (h_g + n_z) \quad [\text{kN/m}^2 \text{ skarpy}] \quad (1)$$

gdzie:

q_s – ciężar objętościowy geosiatki komórkowej z wypełnieniem [kN/m^3],

h_g – wysokość geosiatki komórkowej [m],

n_z – naddatek ziemi przykrywającej biotkaniną lub hydroobsiew [m].

Siła zsuwająca geosiatkę komórkową (styczna do powierzchni skarpy):

$$Z_g = C_g \times \sin \alpha \quad [\text{kN}] \quad (2)$$

gdzie: α – kąt pochylenia skarpy.

Siła dociskająca geosiatkę komórkową (normalna do powierzchni skarpy):

$$D_g = C_g \times \cos \alpha \quad [\text{kN}] \quad (3)$$

Siła oporu tarcia na styku powierzchni skarpy z geosiatką komórkową:

$$St = D_g \times \text{tg } \varphi_k \quad [\text{kN}] \quad (4)$$

gdzie: φ_k – kąt tarcia wewnętrzznego na styku podłoża i teokraty.

Siła do przeniesienia przez szpilki:

$$H_s = Z_g - St \quad [\text{kN}] \quad (5)$$

Głębokość zakotwienia szpilki:

$$t = L - h_g \quad [\text{m}] \quad (6)$$

gdzie: L – założona długość szpilki [m].

Normowy moduł podatności podłoża dla głębokości zakotwienia t :

$$C_t = C-2,0 \times t / 2,0 \quad [\text{kN/m}^3] \quad (7)$$

gdzie: $C-2,0$ – normowy moduł podatności podłoża na głęb. 2 m (wg tablicy1).

Moment odporu jednej szpilki:

$$J_u = C_t \times \varnothing \times t^3 / 36 \quad [\text{kNm}] \quad (8)$$

gdzie: \varnothing – założona średnica szpilki [m].

Obliczeniowa wartość momentu utrzymującego szpilki (na 1 m² skarpy):

$$M_u = J_u \times n_s = C_t \times \varnothing \times t^3 \times n_s / 36 \quad [\text{kNm}] \quad (9)$$

gdzie: n_s – liczba szpilek na 1 m² skarpy.

Obliczeniowa wartość momentu wywracającego szpilki (na 1 m² skarpy):

$$M_w = H_s \times [(h_g + n_z) / (2 + 2 \times t / 3)] \times \gamma \quad [\text{kNm}] \quad (10)$$

gdzie: γ – współczynnik przeciążenia.

Dla utrzymania układu w równowadze musi być zachowany warunek:

$$M_u \geq M_w$$

Stąd, po podstawieniu, znajdujemy konieczną liczbę szpilek na 1 m² skarpy w zależności od rodzaju gruntu w skarpie, kąta pochylenia skarpy, wysokości geosiatki komórkowej, średnicy szpilek i głębokości ich zakotwienia – z wzoru:

$$n_s = 36 \times M_w / (C_t \times \varnothing \times t^3) \quad [\text{szt}] \quad (11)$$

Na tej podstawie ustalamy rozstaw szpilek w funkcji wielokrotności wymiarów poziomych komórek geosiatki (rozstawu zgrzewów taśm geosiatki).

Tablica 1. Parametry geotechniczne gruntu w skarpie wg PN-63/B-03322 [2]

Rodzaj gruntu w korpusie skarpy	Moduł podatności podłoża na głęb. 2 m C-2,0 [kN/m³]	Kąt tarcia wewn. na styku podłoża φ_k [°]
Żwiry i pospółki zagęszczone	80 000	26,5
Żwiry i pospółki luźne	50 000	24,0
Piaski grube i średnie zagęszczone	60 000	24,0
Piaski grube i średnie luźne	40 000	21,5
Piaski drobne i pylaste zagęszczone	40 000	19,0
Piaski drobne i pylaste luźne	20 000	14,0
Piaski próchnicze	15 000	14,0
Żwiry i pospółki gliniaste twardoplastyczne	50 000	14,0
Żwiry i pospółki gliniaste plastyczne	30 000	8,5
Piaski gliniaste i pyły twardoplastyczne	30 000	11,0
Piaski gliniaste i pyły plastyczne	20 000	5,5
Pyły próchnicze	15 000	4,5
Gliny, gliny zwarte i ility twardoplastyczne	35 000	14,0
Gliny, gliny zwarte i ility plastyczne	15 000	5,5

W celu ułatwienia projektantom wykonywania obliczeń opracowano program komputerowy, dołączony do poradnika projektanta pt. „Konstrukcje ziemne zbrojone geosyntetykami w budownictwie drogowym”

[3], pozwalający w ciągu kilkunastu minut dobrać dla konkretnego przypadku najwłaściwsze parametry szpilek kotwiących konstrukcję zabezpieczającą skarpe.

4. Przykład praktycznego zastosowania metody

Przykładem praktycznego, zastosowania przedstawionej metody powierzchniowego zabezpieczenia skarpy jest będący w trakcie realizacji projekt osłony przeciwoerozyjnej hałdy toksycznych odpadów poprodukcyjnych obok huty aluminium na Słowacji, o powierzchni ok. 5 ha i wysokości stu kilkudziesięciu metrów, o bardzo zróżnicowanych i nieregularnych skarpach.

Z przedłożonych materiałów wynika, że korpus hałdy jest zbudowany z nasypowych gruntów słabonośnych o zróżnicowanej strukturze (odpadów poprodukcyjnych huty aluminium z domieszką mułów, ilów piaszczystych, piasków ilastych i pyłów próchnicznych).

Poziom wody gruntowej w hałdzie, zróżnicowany w zależności od nasilenia opadów, nie ma istotnego wpływu na projektowane powierzchniowe zabezpieczenie skarpy.

Z uwagi na warunki gruntowo-wodne oraz rodzaj materiału, z którego jest wykonany nasyp składowiska, przyjęto przed ułożeniem geosiatki rozścielenie na powierzchni skarpy warstwy bentomatu zabezpieczającego hałdę przed przenikaniem wód opadowych, mogących wypłukiwać z hałdy związki toksyczne i przenieść je do otoczenia. Pasma bentomatu przyjęto rozścielić w układzie pionowym, łączone na zakład min. 30 cm i uszczelnione na złączach masą bentonitową. Pochylenie skarpy jest zróżnicowane, dlatego obliczenia wykonano dla sześciu wariantów kąta pochylecia $\alpha = 20, 25, 30, 35, 40$ i 45° .

Przyjęto wywinicie i zakotwienie geosiatki w koronie nasypu na szerokości nie mniejszej niż 3,00 m.

Przyjęto pionowy układ sekcji geosiatki na skarpie pasmami o szerokości 2,60 m oraz wysokości 6,20 m.

Zaprojektowano zakotwienie komórek geosiatki w podłożu stalowymi szpilkami typu „U” (ze względów technologicznych oraz z uwagi na bardzo zróżnicowany stan hałdy) ze stali gładkiej „St0” o $f_d = 190$ MPa, zabezpieczonymi antykorozyjnie (przez ocynkowanie), o długości min.

1150 mm, średnicy $\varnothing = 16$ mm oraz rozstawie wynikającym z obliczeń w zależności od kąta pochylenia skarpy.

Biorąc pod uwagę nachylenie skarpy, przyjęto geosiatkę komórkową o wysokości 150 mm, perforowaną i teksturowaną, o wymiarach sekcji po rozłożeniu wynoszących $B_s = 2,60$ m i $H_s = 6,20$ m i wymiarach komórek $B_k = 0,26$ m i $H_k = 0,20$ m, której komórki będą wypełnione kruszywem oraz pokryte hydroobsiwem wg. projektu rekultywacji skarpy składowiska odpadów.

Z uwagi na nieregularny kształt składowiska zaprojektowano mocowanie konstrukcji zabezpieczającej równomiernie na całej powierzchni skarpy.

W celu zminimalizowania koncentracji naprężeń w geosiatce przyjęto rozmieszczenie szpilek w kolejnych rzędach poziomych w układzie „mijankowym” (przesunięte o $2,5 \times B_k = 65$ cm w stosunku do szpilek w sąsiednich rzędach poziomych).

Rozstaw szpilek:

- a) przy pochyleniu skarpy $35^\circ \div 45^\circ$:
w pionie co 4,5 komórki $\times 0,20$ m = 0,90 m,
w poziomie co 5 komórek $\times 0,26$ m = 1,30 m,
- b) przy pochyleniu skarpy $30^\circ \div 35^\circ$:
w pionie co 5,5 komórki $\times 0,20$ m = 1,10 m,
w poziomie co 5 komórek $\times 0,26$ m = 1,30 m,
- c) przy pochyleniu skarpy $25^\circ \div 30^\circ$:
w pionie co 6,5 komórki $\times 0,20$ m = 1,30 m,
w poziomie co 5 komórek $\times 0,26$ m = 1,30 m,
- d) przy pochyleniu skarpy $20^\circ \div 25^\circ$:
w pionie co 7,5 komórki $\times 0,20$ m = 1,50 m,
w poziomie co 5 komórek $\times 0,26$ m = 1,30 m,
- e) przy pochyleniu skarpy $\leq 20^\circ$:
w pionie co 8,5 komórki $\times 0,20$ m = 1,70 m,
w poziomie co 5 komórek $\times 0,26$ m = 1,30 m.

Wzdłuż górnej krawędzi skarpy w dwóch skrajnych rzędach geosiatki, wywiniętych na koronę przyjęto zakotwienie w podłożu w odstępach 0,78 m (co trzy komórki) szpilkami typu „U” w układzie mijankowym.

Sekcje geosiatki przyjęto układać przy pomocy szablonów (ram montażowych) gwarantujących dokładne rozciągnięcie sekcji zgodnie z zasadami opisanymi wcześniej, łącząc sąsiednie sekcje podwójnymi paskami plastikowymi zaciskowymi o wytrzymałości na zrywanie

$\geq 1,14$ kN (w każdej komórce w połączeniach pionowych i poziomych) i kotwiąc połączenie sekcji w podłożu (korpusie skarpy) w połączeniach poziomych szpilkami typu „U” co 3 komórki oraz w połączeniach pionowych co $4 \div 5$ komórek.

Dla zapewnienia pełnej szczelności izolacji z maty bentomatowej przyjęto, że przed zasypaniem geosiatki będzie wykonany wokół każdej szpilki stożek ze szpachli bentonitowej 1:3 (1 część granulowanego bentonitu na 3 części wody) o wysokości około 5 cm i średnicy podstawy około $10 \div 15$ cm. Na koniec przewidziano wypełnienie geosiatki, poczynając od korony skarpy kruszywem i ziemią roślinną, a następnie pokrycie hydroobsiewem wg instrukcji producenta.

5. Zakończenie

Powyższy projekt, wykonany i przebadany na poletku doświadczalnym, uzyskał akceptację specjalistów słowackich oraz czeskich i został wprowadzony do realizacji.

Prawidłowość opisanej metody potwierdziły również zaprojektowane wg tej metody i wykonane zabezpieczenia szeregu skarp w Polsce, m.in. skarpy nad Wisłą w Płocku (w rejonie Amfiteatru), skarp składowiska odpadów komunalnych dla Poznania w Suchym Lesie, skarpy autostrady A1 w rejonie Czerniewic, skarp zbiornika wyrównawczego w C.H. „Achan” w Szczecinie oraz skarpy w Parku Logistycznym PRO-LOGIS w Rawie Mazowieckiej (w tym ostatnim przypadku zastosowano geosyntetyki do wzmocnienia korpusu skarpy i zabezpieczenia powierzchniowego przeciwko erozji).

Bibliografia

1. PN-S-02205. Drogi samochodowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania.
2. PN-63/B-03322. Elektroenergetyczne linie napowietrzne. Fundamenty konstrukcji wsporczych. Obliczenia statyczne.
3. Maro L., Konstrukcje ziemne zbrojone geosyntetykami w budownictwie drogowym. Poradnik projektanta, Wyd. LEMAR, Łódź 2008.

SURFACE REINFORCEMENT AND ANTI-EROSION PROTECTION OF SLOPES BY GEOSYNTHETICS

Summary

One of the most efficient methods of surface reinforcement and anti-erosion protection of slope seems to be application of geocells layers. Not only material and technological problems on this method have been described in the paper, but the method for contouring surface reinforcement of slopes as well. The case solution of surface anti-erosion protection of toxic waste heap at the area of about 5 hectare and the height of about tens meters close to the aluminium works has illustrated the text.

Key words: slopes, geosynthetics, geocell

OBERFLÄCHENBEFESTIGUNG UND DER EROSIONSSCHUTZ DER BÖSCHUNGEN MIT DEN GEOSYNTHETIKEN

Zusammenfassung

Eine von aktivsten Methoden der Oberflächenbefestigung und des Erosionsschutzes von Böschungen ist die Festigung mit Hilfe von Zellgeogittern. Im Aufsatz werden die mit dieser Methode verbundenen technologischen Probleme dargestellt, sowie wird die Berechnungsmethode für die Oberflächenbefestigung der Böschung besprochen. Die Ganzheit wird mit einer beispielhaften Lösung, die die Sicherung der Halde von toxischen Abfällen (Fläche - 5 Hektar, Höhe - Dutzende Metern) mit der Antierosionsdeckung illustriert.

Die Schlüsselwörter: die Böschungen, die Geosynthetiken, das Zellgeogitter

Mirosław Mrozik¹
Jakub Sierant²

ZALETY GWOŹDZIOWANIA SKARP W POŁĄCZENIU Z OBLICOWANIEM ELASTYCZNYM, NA PRZYKŁADZIE DUŻYCH INWESTYCJI DROGOWYCH – OBWODNICY MIEJSCOWOŚCI LUBIEŃ W CIĄGU DROGI S-7 ORAZ OBWODNICY GRODŹCA ŚLĄSKIEGO W CIĄGU DROGI S-1

Streszczenie

Osuwiska związane z obiektami komunikacyjnymi to problem złożony, a poprzez ogromną skalę zjawiska – niemalże powszechny. Procesy geodynamiczne objawiają się zarówno w korpusach drogowych, nasypach i ich podłożach, skarpach naturalnych sąsiadujących z obiektem, a nawet na nowo tworzonych skarpach przekopów drogowych. W referacie przedstawiono ideę, możliwości i zalety technologii gwoździowania gruntu z wykorzystaniem oblicowania elastycznego. Technologia ta jest z powodzeniem wykorzystywana do stabilizacji osuwisk związanych z obiektami komunikacyjnymi, jak i racjonalnego zabezpieczania przed tymi procesami nowo tworzonych skarp wykopów. Możliwości metody zilustrowano przykładowymi realizacjami z modernizowanych dróg, S1, S7 i DK 69.

Słowa kluczowe: *gwoździe gruntowe, gwoździowanie, TITAN, ISCHEBECK, GEOBRUGG, TECCO, siatka stalowa, oblicowanie elastyczne*

¹ mgr inż., GeobruGG Partner w Polsce, ul. Bociana 22a, 31-231 Kraków, tel./fax. (01) 384 02 32, miroslaw.mrozik@geobruGG.com, www.geobruGG.pl

² mgr inż., TITAN Polska Sp. z o.o., ul. Miłkowskiego 3/702, 30-349 Kraków, (012) 636 61 62, fax. (012) 257 05 25, sierant@titan.com.pl, www.titan.com.pl

1. Wprowadzenie

Uniwersalność technologii gwoździowania gruntu przejawiająca się szerokim spektrum zastosowań i możliwościami adaptacyjnymi, w połączeniu z najwyższą efektywnością ekonomiczną sprawiają, że konstrukcje gwoździowane stały się częstym elementem dużych projektów infrastrukturalnych. Dzięki tej technologii możliwe stało się m.in. wzmocnianie istniejących nasypów drogowych bez konieczności ich klasycznej przebudowy (co wiąże się np. z możliwością utrzymania przejezdności w trakcie prac), formowanie w pełni bezpiecznych skarp przekopów (o pochyleniu nawet do 60-70°), jak i tworzenie efektywnych, pionowych ścian oporowych o znacznej wysokości (ponad 20 m). Gwoździowanie to również jedna z najefektywniejszych metod stabilizacji osuwisk związanych z obiektami komunikacyjnymi. Godny uwagi jest również fakt, iż wg wyliczeń CALTRANS (California Department of Transportation) konstrukcje gwoździowane są najtańszymi konstrukcjami oporowymi! Podsumowując, technologia do minimum ogranicza konieczność ingerencji w zabezpieczany obiekt, co nabiera szczególnej wagi w przypadku działających ciągów komunikacyjnych (zarówno drogowych jak i kolejowych) oraz terenów osuwiskowych.

2. Technologie i możliwości

Gwoździowanie jest metodą zbrojenia wglębnego gruntu. Polega na wytworzeniu w obrębie górotworu (skarpy wykopu, nasypie) materiału (struktury, bryły) geokompozytowego o znacznie wyższych parametrach wytrzymałościowych względem pierwotnych parametrów gruntowych wzmocnianego ośrodka. Idea gwoździowania gruntu jest znana od kilku dziesięcioleci, jednak dopiero rozwój odpowiednich technologii, pozwolił na pełne wykorzystanie jej zalet i możliwości. Dla gwoździowania jako metody zbrojenia gruntu, najistotniejsza jest efektywność zespolenia gwoździ z gruntem – im jest ona wyższa, tym formowany wglębnie geokompozyt jest bardziej jednorodny („monolityczny”), a wzrost parametrów wytrzymałościowych wyraźniejszy. Dlatego też zastosowanie odpowiedniej technologii decyduje w znacznej mierze o efekcie końcowym zabiegu. Natura w wielu przypadkach negatywnie zweryfikowała próby gwoździowania z wykorzystaniem

prętów żebrowanych osadzonych w otworach wypełnionych zaczynem cementowym. Trudności z utrzymaniem statecznego, drożnego otworu i ograniczony zasięg „iniekcji” sprawiają, że podstawowy dla gwoździowania gruntu warunek – zmonolityzowania ośrodka gruntowego, nie występuje lub jest zbyt słaby dla poprawnego funkcjonowania konstrukcji. W świetle tym, najbardziej wydajne, zarówno pod względem technicznym jak i ekonomicznym, są technologie tzw. gwoździ samowiercących („*self-drilling soil nails*” - wiercenie z jednoczesną iniekcją przy użyciu zestawu traconych elementów przewodu wiertniczego, pełniących następnie funkcję zbrojenia gwoźdźcia).



Fot. 1. Główne elementy konstrukcji – gwoździe gruntowy TITAN, system TECCO: siatka stalowa, płytki kotwiąca, łączniki zaciskowe

System TITAN – pierwsza zastosowana na świecie technologia typu „*self-drilling*”, została opracowana prawie trzydzieści lat temu w niemieckiej firmie Ischebeck. Do wykonywania gwoździ wykorzystywane są najczęściej żerdzie typu 30/11 i 40/16, wyjątkowo również 52/26. Końcówka żerdzi wyposażona jest w traconą koronkę wiertniczą, dobraną odpowiednio do rodzaju gruntu (najczęściej stosowane są ko-

ronki o średnicach z przedziału 75 do 150 mm). Nośności projektowe gwoździ zawierają się zazwyczaj w przedziale od 10 do blisko 500 kN! Wykorzystując grunt in-situ jako element konstrukcyjny uzyskuje się bezpieczne, eleganckie inżyniersko konstrukcje o dowolnej praktycznej geometrii przy odpowiednim dopełnieniu gwoździowania systemem oblicowania elastycznego.

Najbardziej sprawdzonym oraz dopracowanym systemem oblicowania elastycznego jest system TECCO® szwajcarskiej firmy Geobrugg AG, stosowany na świecie od ponad 20 lat. Centralnym elementem tego systemu jest siatka stalowa wysokiej wytrzymałości TECCO®, którą mocuje się do głowic gwoździ przy pomocy systemowych płytek kołujących

Dzięki temu system można „uaktywnić” poprzez właściwe jego napięcie, uzyskując tym samym lekką konstrukcję oporową, zabezpieczającą strefę przypowierzchniową skarpy przed deformacjami oraz erozją (dzięki szybkiej i bardzo estetycznej wegetacji roślinnej). W odróżnieniu od stosowanych czasami mat przeciwerozrywanych lub siatek gabionowych, system TECCO® jest wyjątkowo wytrzymały, a poprawność rozwiązania można weryfikować przy zastosowaniu specjalnie do tego celu stworzonej koncepcji wymiarowania RUVOLUM®.

Możliwość sprawnego funkcjonowania gwoździ z elastycznym systemem zabezpieczenia powierzchniowego pozwala wtopić konstrukcję w otoczenie – uzyskać efekt wykończenia „zielonego”, z pokrywą wegetacyjną, zaś konstrukcje oporowe formowane w technologii ścian gwoździowanych, z uwagi na odmienny charakter pracy, są znacznie bezpieczniejsze i łatwiejsze w użytkowaniu, niż tradycyjne konstrukcje oporowe z kotwami sprężanymi (bezproblemowa kilkudziesięcioletnia eksploatacja). Dodatkowo zaobserwowano, że tego typu konstrukcje świetnie sprawdzają się na terenach o aktywności sejsmicznej, właśnie dzięki swojej „elastyczności”.

Z uwagi na szereg wyjątkowych cech oraz bogactwo doświadczeń, systemy TITAN oraz TECCO® stały się ważnym narzędziem do rozwiązywania problemów geotechnicznych przy realizacji wielu ważnych inwestycji drogowych. Technologiczne zalety gwoździ iniekcyjnych TITAN stają się szczególnie widoczne w przypadku obiektów zlokalizowanych w genetycznie słabym ośrodku gruntowym (typu np. drobnotrymicznego fliszu karpackiego z zaangażowaną mikrotektoniką) lub w ośrodkach osłabionych procesami geodynamicznymi. Wyjątko-

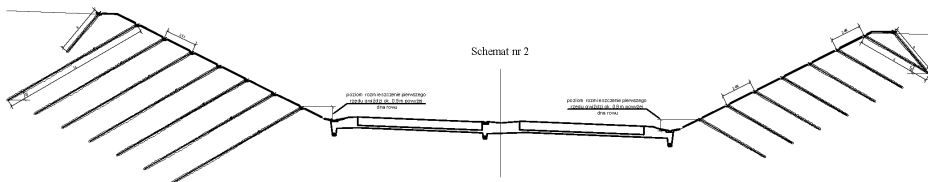
wy sposób osadzania gwoździ (wiercenia z jednoczesną iniekcją) pozwala nie tylko spiąć strefę aktywną i bierną form osuwiskowych, ale również zapewnić wgłębne wzmocnienie iniekcyjne samego ośrodka, zwłaszcza w strefie poślizgu. Rozwiązanie to jest niezwykle skuteczne i pozwala na nadane zabezpieczeniom lekkiej, eleganckiej inżyniersko formy, ograniczając tym samym znacząco zakres prac ziemnych np. wymiany gruntu czy rozbiórki i formowania masywnych konstrukcji podpierających.

Pomysłem absolutnie wyjątkowym, stworzonym z myślą o osuwiskach są gwoździe drenujące. Gwoździe drenujące wykonywane są z zastosowaniem TITAN 40/27. Do iniekcji wykorzystuje się specjalną mieszankę cementową, która powoduje powstanie porowatej struktury kamienia cementowego o współczynniku filtracji rzędu $k=10^{-4}$ m/s. Porowatość efektywna buławy gwoździ drenujących w połączeniu z rozstawem gwoździ daje możliwość skutecznej, szybkiej redukcji ciśnienia porowego w strefie poślizgu.

3. Teoria a praktyka

3.1. Stabilizacja osuwisk: DE S1 obwodnica m. Grodziec

Znakomitym przykładem kompleksowego rozwiązania problemów osuwiskowych skarp drogowych jest obiekt zlokalizowany w ciągu drogi ekspresowej S1 Bielsko-Biała – Cieszyn, na odcinku obwodnicy miejscowości Grodziec Śląski.

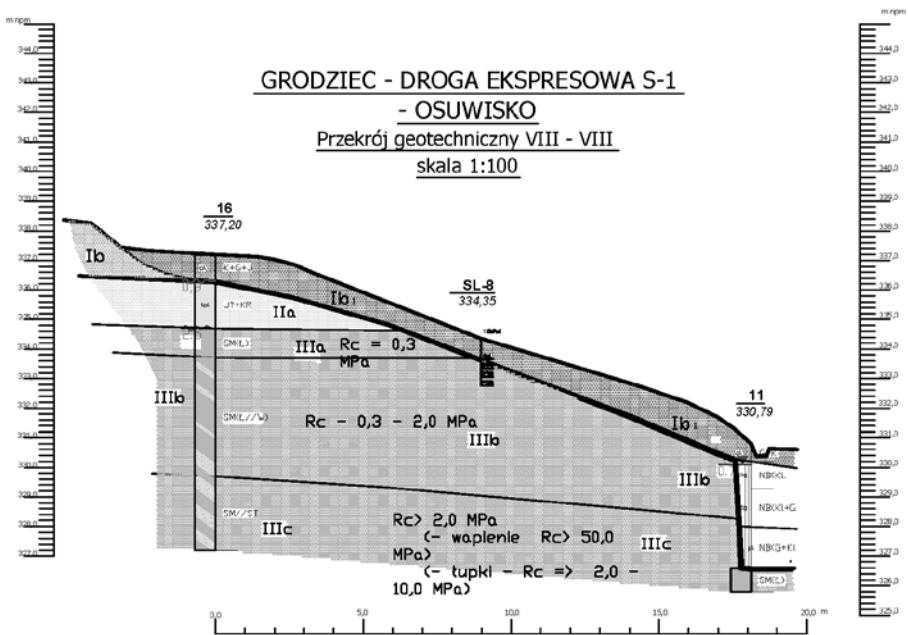


Rys. 1. DE S1, schemat zabezpieczenia skarpy osuwiskowych

Problem objawił się na skarpach o nachyleniu rzędu jedynie 30° i długości skłonu blisko 20 m. Procesy rozwijające się stopniowo, objęły ostatecznie całą wysokość skarpy, a w okresie największej intensywności koluwia zasypywały pobocze i część jednego z pasów ruchu. Zjawisko dotknęło obu skarpy wykopu, na odcinku ok. 240 m.

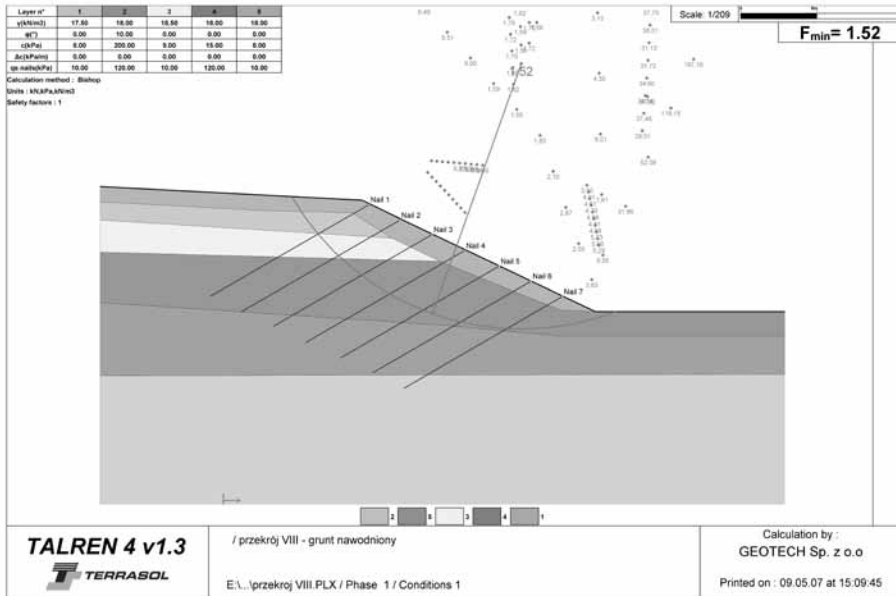


Fot. 2. DE S1, uszkodzenia skarp na obwodnicy Grodzca Śląskiego



Rys. 2. DE S1, przekrój geotechniczny skarpy osuwiskowej

Po próbach zabezpieczeń doraźnych (maty przeciwoerozyjne, przypory gabionowe), ostatecznie zdecydowano się na zabezpieczenie konstrukcją gwoździowaną z oblicowaniem podatnym. Stateczność wgłębną zapewnił układ gwoździ gruntowych TITAN 30/11 o długościach 3, 4, 6, 7, 8, 9, 12 m o łącznym metrażu ~ 9 000 m.



Rys. 3. DE S1, przekrój obliczeniowy dla skarpy osuwiskowej z wprowadzonymi zabezpieczeniami



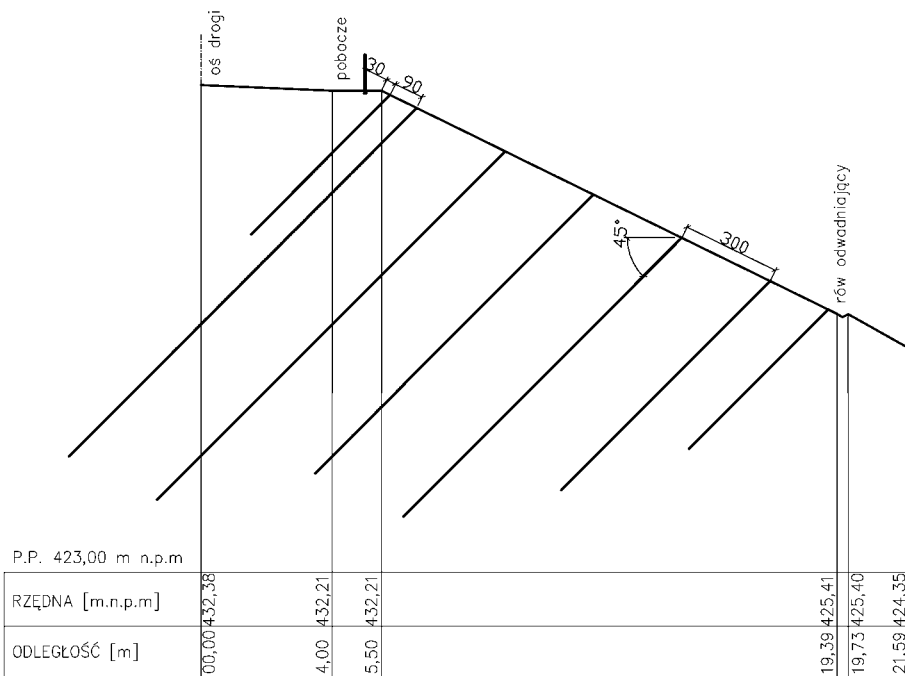
Fot. 3. DE S1, widok skarpy osuwiskowych po zabezpieczeniu

Jako oblicowanie zapewniające stateczność przypowierzchniową zastosowano elastyczny system oblicowania TECCO®, nadając tym samym całości bardzo estetyczny wygląd.

3.2. Stabilizacja osuwisk: DK 69 m. Przybędza

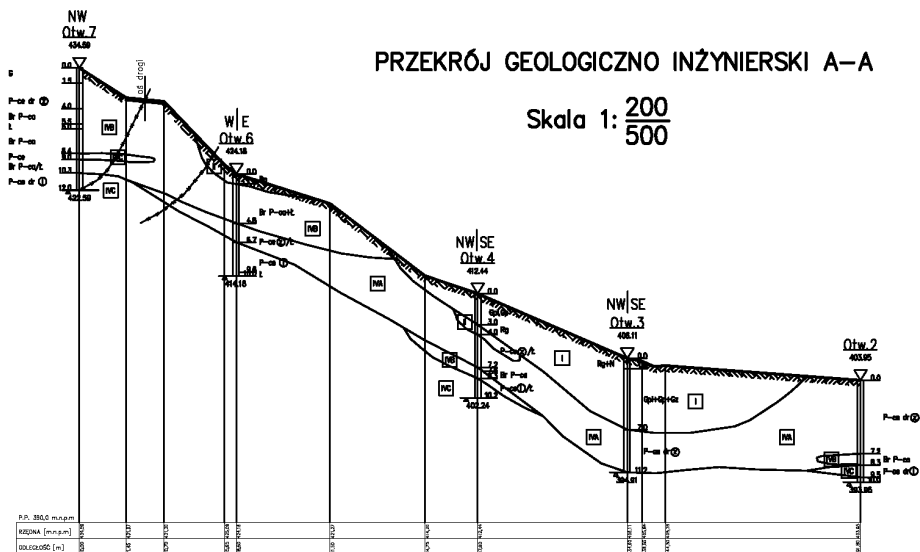
Bliźniacze rozwiązanie zastosowano również na skarpie korpusu drogowego drogi krajowej nr 69 w rejonie Węgierskiej Górki.

Przekrój A-A



Rys. 4. DK 69, schemat stabilizacji osuwiskowego korpusu drogowego wraz podłożem

Procesy osuwiskowe uaktywniły się w korpusie drogowym biegnącym po naturalnym zboczu. Nachylenie skarpy korpusu wynosi 45 - 60°. Zjawiska spowodowały uszkodzenia nawierzchni drogi krajowej, spękania i znaczne uskoki, na odcinku ok. 100 m.



Rys. 5. DK 69, przekrój geologiczno-inżynierski osuwiskowego korpusu drogowego

Tablica 1. DK 69, tabela warstw geotechnicznych

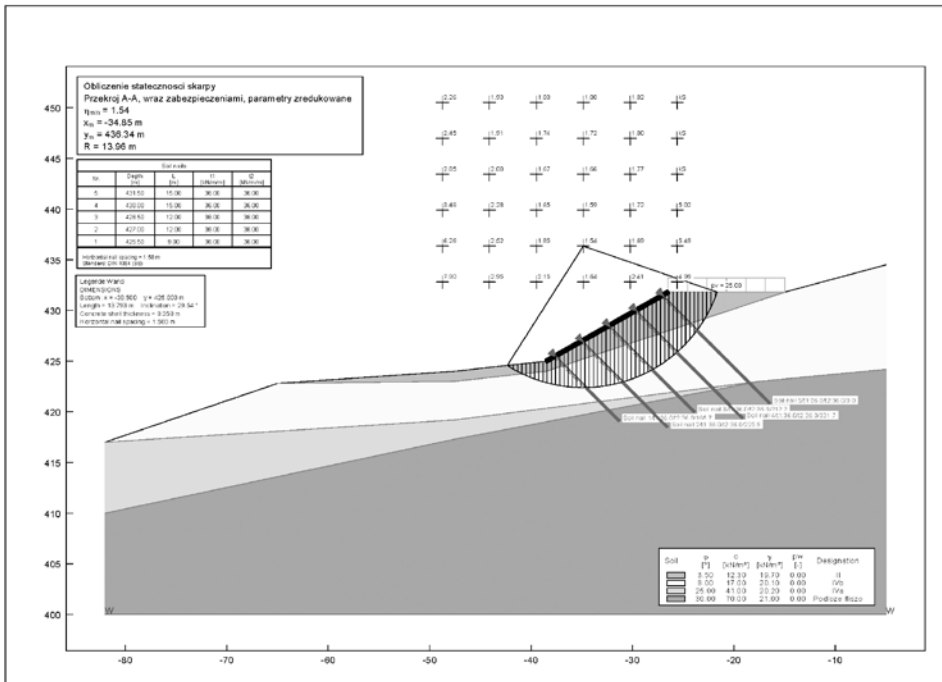
Wydzielone warstwy geotechniczne i rodzaje gruntów

Nr warstwy geotechnicznej	Rodzaje gruntów zaliczone do warstwy	UWAGI
I	Grunty spoisłe: gliny, gliny pylaste, zwięzłe, gliny piaszczyste	
II	Grunty rumoszkowe z domieszkami gliny i otoczkami występują wyłącznie w otw. I	Ze względu na niewielką ilość otoczków w przekrojach zaliczono je do II warstwy
III	Łupki ilaste	
IV A	Silnie zwięztałe piaskowce, kruche rozsypliwe z wypłukanym spoiwem	
IV B	Brekcje piaskowcowe	
IV C	Piaskowce lite zwięztałe spękałe	

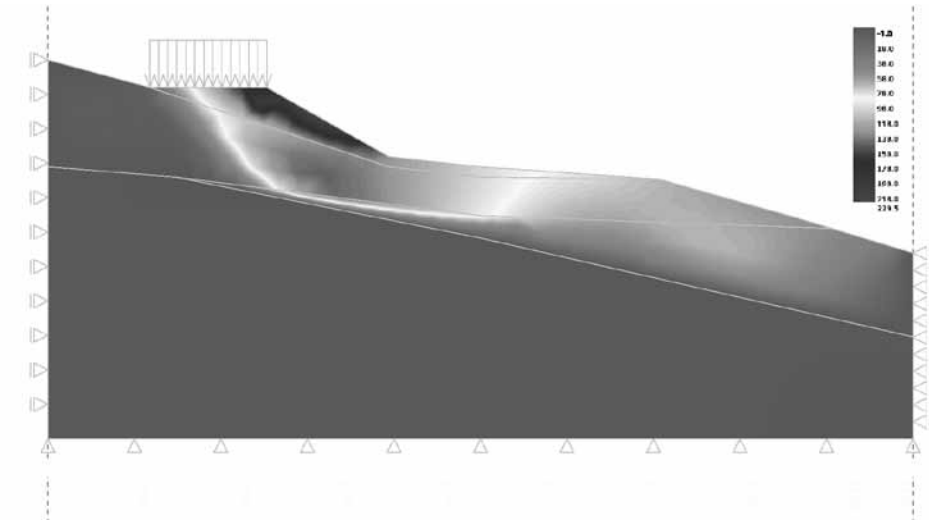
Podejmowane próby napraw przy pomocy narzutu kamiennego, geowłóknin i odwodnienia przynosiły poprawę krótkotrwałą. Docelowo, w celu stabilizacji osuwiska wykonano poprawę odwodnienia oraz zabezpieczenie wgłębne z użyciem ok. 6000 m gwoździ TITAN 40/16 o długościach 6, 9, 12 i 15 m.



Fot. 4. DK 69, wykonywanie gwoździ gruntowych systemu TITAN



Rys. 6. DK 69, przekrój obliczeniowy korpusu osuwiskowego z modelowanym zabezpieczeniem



Rys. 7. DK 69, analiza MES korpusu osuwiskowego, widoczne strefy przemieszczeń poziomych korpusu i podłoża (wartości w mm)

Układ gwoździ współpracuje z aktywnym systemem oblicowania TECCO®. Zabezpieczenie wtapia się w otoczenie, znikając pod pokrywą wegetacyjną

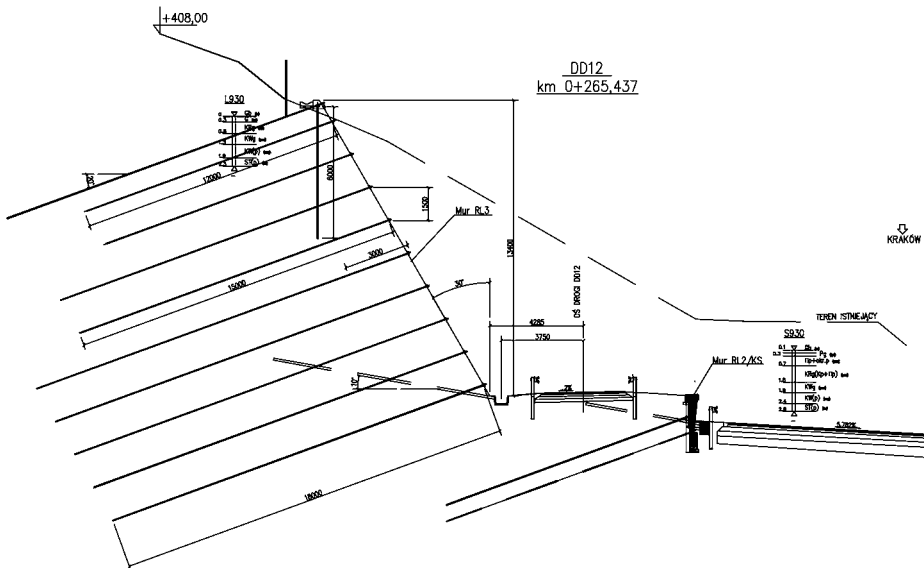


Fot. 5. DK 69, zabezpieczony osuwiskowy korpus drogowy w miejscowości Węgierska Górka

3.3. Zabezpieczenie skarp i ścian wykopów, DE S7 obwodnica m. Lubień

Pełnię możliwości, jakie daje technologia gwoździowania widać doskonale na budowanym odcinku drogi ekspresowej S7 Kraków – Zakopane, na obejściu miejscowości Lubień. Droga na tym odcinku biegnie trawersem po zboczu lokalnego wzniesienia. Taka lokalizacja wiązała się z koniecznością zabezpieczenia skarp i ścian powstałych przy wcięciu drogi w zbocze. Jest również o tyle ciekawa instalacja, że następne projektowane odcinki „Zakopianki” będą przebiegać w podobnych lub trudniejszych warunkach, co również będzie wiązało się z olbrzymią ilością skarp oraz różnego rodzaju konstrukcji inżynierskich.

Zabezpieczenie wspomnianych skarp oparto na gwoździowaniu, dostosowując metodę do lokalnych potrzeb (geometrii wykopu i warunków gruntowych). Powstały w ten sposób efektowne, pionowe ściany oporowe o wysokości rzędu 15m, formowane metodą top-down, z docelowym oblicowaniem z żelbetowych paneli o urozmaiconej formie. W miejscu, gdzie geometria wykopu pozwalała na zmniejszenie nachylenia skarp do 60-70°, zastosowano gwoździe z aktywnym systemem oblicowania TECCO®



Rys. 8. DE S7, schemat konstrukcji ściany oporowej RL3



Fot. 6. DE S7, zabezpieczone skarpy w ciągu „Zakopianki”, obwodnica miejscowości Lubień. Skarpa przewidziana do hydroobsiewu

Obrazu możliwości dopełnia wykonywane obecnie zabezpieczenie spękanych, skalnych wychodni piaskowca w starym kamieniołomie. Droga biegnąca u jego podnóża chroniona będzie przed skalnymi obrywami bloków piaskowcowych (o średniej masie rzędu 2-3 ton) konstrukcją z gwoździ oraz wysokowytrzymałej siatki firmy Geobrugg o nazwie SPIDER[®], przeznaczonej specjalnie do stabilizacji gruboławicowych formacji skalnych oraz indywidualnych bloków skalnych.

Konstrukcje zabezpieczeń prowadzone na tym kontrakcie przez firmy IMB i Soley, oparte są na szerokim wachlarzu gwoździ TITAN w odmianach: 30/11, 40/16 i 52/26. Łączną ich długość szacuje się obecnie na poziomie ok. 17 000 m. Po zakończeniu prac, ten odcinek zakopianki z pewnością będzie jednym z najbardziej interesujących inżyniersko fragmentów trasy, przy zachowaniu jej walorów krajobrazowych.



Fot. 7. DE S7, Lubień, widok na trzy różne typy konstrukcji gwoździowanych (ściana oporowa z licem żelbetowym, skarpa z oblicowaniem TECCO, kamieniołom w trakcie prac zabezpieczających)



Fot. 8. DE S7, Lubień, zagwoździowana skarpa w trakcie mocowania systemu TECCO

4. Podsumowanie

Obydwie opisane w niniejszym referacie technologie, są sprawdzone i stosowane na świecie od kilkadziesiąt lat, w którym to czasie upowszechniły się na wielu placach budów w naszym kraju. Opracowane zostały pod kątem maksymalnego bezpieczeństwa konstrukcji oraz przede wszystkim maksymalnej prostoty i szybkości instalacji. Obydwa te elementy przekładają się na znakomitą konkurencyjność pod kątem kosztów. Szczególnie, jeśli instalacja wiąże się z dużą ilością robót ziemnych oraz przebiega w bardzo trudnym geomorfologicznie terenie. Od strony projektowej podkreślić należy pełną wymiarowość konstrukcji. Weryfikacji obliczeniowej podlega zarówno stateczność wglębna (globalna) jak i przypowierzchniowa. Rozwiązanie konstrukcyjne dotyczące gwoździ TITAN i siatki TECCO wymodelowane na podstawie takich obliczeń jest więc precyzyjne i zoptymalizowane pod kątem technicznym i ekonomicznym.

ADVANTAGES OF SOIL NAILING COMBINED WITH FLEXIBLE FACING OF STEEL MESH ON CASE OF BIG ROAD INVESTMENTS – BY-PASS OF LUBIEN AND BY-PASS OF GRODZIEC ŚLASKI IN THE S-1 ROAD

Summary

Landslides related to transport structures is a complex problem and by its huge scale – it's a common problem. Geodynamical processes reveal within road subgrade, embankments, natural slopes adjacent to a structure, even within newly constructed artificial slopes of road deep cut. This paper shows idea, possibilities and advantages of soil nailing technique combined with flexible facing of steel mesh. This method is successfully used to stabilize landslides related to transport structures and as a rational protection against destructive processes within newly constructed deep cut slopes. Capabilities of the method are presented by exemplary job-sites from roads under construction – S1, S7 and DK 69.

Key words: soil nails, nailing, TITAN, ISCHEBECK, GEOBRUGG, TECCO, steel mesh, flexible facing

VORTEILE DER BÖSCHUNGSNAGELUNG IN VERBINDUNG MIT DEM ELASTISCHEN VERBLENDEN AM BEISPIEL VON GROSSEN STRASSENINVESTITIONEN DIE RINGSTRASSE VON LUBIEN AUF DEM S-7-WEG UND DIE RINGSTRASSE VON GRODZIEC SLASKI AUF DEM S-1-WEG

Zusammenfassung

Die mit Verkehrsobjekten verbundenen Erdböschungen sind ein schwieriges Problem, aber fast allgemein wegen des großen Umfangs der Erscheinung. Die geodynamischen Prozesse offenbaren sich sowohl in den Wegekörperen, Dämmen und Untergründen als auch in den mit dem Objekt benachbarten Naturböschungen. Im Aufsatz werden die Idee, die Möglichkeiten und die Vorteile der Grundnagelung unter Ausnutzung des elastischen Verblendens dargestellt. Diese Technologie ist erfolgreich für die Stabilisierung der Erdrutsche, die mit den Verkehrsobjekten verbunden sind, sowie für den Schutz der neuen Böschungen von Baugruben, angewandt. Die Möglichkeiten der Methode werden mit den Beispielen, die mit der Modernisierung von Wegen verbunden sind, illustriert.

Schlüsselwörter: *die Grundnagel, die Nagelung, TITAN, IS-CHEBECK, GEOBRUGG, TECCO, das Stahlnetz, das elastische Verblenden*

Anna Pietrusza¹
Stanisław Pletnia²

PROBLEMY UTRZYMANIOWE ZWIĄZANE Z WYSTĘPOWANIEM OSUWISK NA ODCINKU DROGI KRAJOWEJ NR 7

Streszczenie

Południowy odcinek drogi krajowej nr 7 Kraków – Lubień biegnie po trasie, na której występuje skumulowanie procesów różnych form osuwiskowych. Pierwsze wzmianki na ten temat sięgają lat trzydziestych ubiegłego wieku. Na odcinku Kraków – Myślenice, przebudowywanym na dwie jezdnie w latach siedemdziesiątych ubiegłego wieku, występuje 16 form osuwiskowych, z czego 5 jest nadal aktywnych i zagraża stateczności korpusu drogowego. Próby zatrzymania i stabilizacji naruszonych osuwiskowo skarp trwają od początku pojawienia się tych zjawisk. Kiedyś były to proste sposoby mechaniczne (z elementami górniczymi) oraz odwodnienie korpusu drogowego przy pomocy m.in. studni, drenów i sączków. Długotrwała eksploatacja tych urządzeń spowodowała, że wiele z nich jest już nieczynna. Obecnie naprawy takich zniszczeń są wykonywane przez specjalistyczne firmy i na szczęście nie dochodzi do takich zniszczeń zbyt często.

Słowa kluczowe: droga nr 7, osuwiska, utrzymanie drogi, zniszczenie nawierzchni, zniszczenie nasypu, odbudowa drogi

1. Wprowadzenie

Na odcinku drogi krajowej nr 7 Kraków – Lubień od okresu międzywojennego ubiegłego wieku do 2003 roku zarejestrowano 16 stref

¹ mgr inż., Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad Oddział w Krakowie

² mgr inż., Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad Oddział w Krakowie

związanych z ruchami masowymi podłoża gruntowego, część z nich to osuwiska. Obecnie ten odcinek drogi krajowej nr 7 składa się z drogi dwujezdniowej kategorii GP Kraków – Myślenice oraz drogi ekspresowej nr S7 od Myślenic do Lubnia.

Część osuwisk zarejestrowanych do 2003 roku powstała w okresie prac związanych z budową utwardzonego szlaku drogi jednojezdniowej Kraków – Zakopane w latach 30-tych ubiegłego wieku. Jednak spora część tych form powstała w latach 70-tych ubiegłego wieku, podczas robót związanych z przebudową drogi i budową drugiej jezdni drogi krajowej nr 7 na odcinku Kraków – Myślenice. Ostatnim okresem powstawania nielicznych nowych form geologicznych i uaktywnienia się istniejących osuwisk jest ostatnie dziesięciolecie. Związany jest on już z eksploatacją drogi, zwiększającym się natężeniem ruchu pojazdów, a przede wszystkim z aktywnością procesów geodynamicznych.

Deformacje korpusu na tym odcinku drogi nr 7 wywołane procesami osuwiskowymi sięgają już prawie 100 lat. Drobne szkody były na bieżąco naprawiane dostępnymi technologiami, a w przypadku osuwisk zagrażających bezpieczeństwu eksploatacji drogi wykonywano pionierskie systemy zabezpieczenia stoku na odcinku osuwiska. W ten sposób zabezpieczono:

- Rozległe osuwisko o historycznej nazwie „Pod Eisenem” w Myślenicach. W latach 1936 – 1938 w rejonie doliny Raby występowało 5 dużych osuwisk. Zastosowano innowacyjne, jak na ówczesne czasy, rozwiązania w zakresie dostępnych technologii oraz materiałów. System stabilizacji jest skuteczny do dziś i funkcjonuje pomimo śladów degradacji spowodowanej np. korozją betonu.
- Osuwiska na budowanej obwodnicy Mogilan, zabezpieczane w latach 1970 – 1972. Na świeżym korpusie drogi zbudowanym z dostępnych wówczas kruszyw zastosowano m.in. szereg sączków i drenów, co zapobiegło niszczącemu działaniu wód opadowych oraz gruntowych. Do dziś zauważalne są drobne zmiany wynikające m.in. z niedrożności lub zamulenia elementów odwodnienia wewnątrz korpusu, ale ogólnie większość osuwisk jest stabilna.

Do 2002 roku zabezpieczono i ustabilizowano większość z 16 zarejestrowanych stref osuwiskowych, występujących na odcinku DK 7 Kraków – Lubień. Pozostało jednak 5 form osuwiskowych, które wymagały indywidualnego sposobu podejścia i odrębnego sposobu

stabilizacji. Odnosiło się to do stref w Libertowie, Gaju (osuwisko „Gaj III”), Mogilanach (osuwiska „Mogilany I” oraz „Mogilany III”) oraz w Myślenicach. W roku 2004 podjęto decyzję o wykonaniu rozpoznania geologicznego dla każdego z tych osuwisk, a następnie zlecono wykonanie projektów ich zabezpieczenia. W ramach trwającej modernizacji drogi krajowej nr 7 na odcinku Kraków – Myślenice, wykonano także zabezpieczenia dla tych stref w latach 2007 – 2008 wg odrębnie opracowanych projektów. O skuteczności tych zabiegów będziemy się mogli przekonać po upływie następnych kilku, może kilkunastu lat.

Poniżej przedstawiono mapę orientacyjną skumulowania się form osuwiskowych na odcinku drogi krajowej nr 7 Kraków – Lubień. Na mapie zaznaczono zarejestrowane osuwiska z numerami ewidencyjnymi oraz te o znaczeniu historycznym. Skupienie procesów przemieszczeń mas gruntowych w okolicach wsi Mogilany i Gaj nasuwa wniosek, że tamte tereny są potencjalnie zagrożone powstaniem osuwisk, natomiast po dociążeniu zbocza górotworu i zmianie warunków wodnych, które niesie ze sobą budowa drogi, jest niemal pewne, że zjawisko wystąpi. Na mapie (rys.1) przedstawiono lokalizację aktualnie ewidencjonowanych osuwisk, z których niektóre wykazują aktywność do dziś. Odcinek Myślenice – Lubień obejmuje miejsca, w których podczas budowy utwardzonej nawierzchni Kraków – Zakopane w 1934 – 1938 roku duże połacie fliszu zaczęły się obsuwać i przemieszczać w stronę wykopów pod wspomniany odcinek drogi. Miejsca te są dziś stabilne.

2. Zarys budowy geologicznej podłoża pod trasą południowego odcinka drogi krajowej nr 7 Kraków – Lubień

Odcinek drogi krajowej nr 7 („Zakopianaka”) zaczyna się w południowej części Krakowa. Wylot drogi nr 7 z miasta geologicznie zbudowany jest na osadach czwartorzędowych, pokrywających w okolicach Borku Fałęckiego ily miocenijskie. Węzeł drogowy w Opatkowicach znajduje się na warstwach chodenickich dolnego tortonu, pokrywających formację solną Wieliczki i wraz z nią pofałdowanych. Droga biegnie tu prosto przez pagórkowaty teren. Mijając miejscowość Libertów, droga przecina wąską, lecz głęboką dolinę i wspina się pod górę w kierunku miejscowości Gaj. Na tym wzgórzu trasa przekracza granicę Karpat. Górotwór zbudowany jest z warstw dolnokredowych,

tzw. płaszczyzny podśląskiej, nasuniętych na miocenijskie warstwy chodenickie. W położonej w dolinie miejscowości Gaj występuje wąski pas skał górnej kredy. Dalej droga biegnie przez wzgórze zbudowane z warstw eocenijskich serii podśląskich, wypełniających synklinę. Mi-jając miejscowość Gaj, w obniżeniu droga przekracza pas skał górno-kredowych, stanowiących południowe skrzydło tej synkliny, po czym wspina się na wyraźnie wniesione wzgórze Mogilan. Od tego obszaru znajdują się gruboławicowe piaskowce grodziskie. Geologicznie miejsce to wskazuje na istnienie typowego fliszu podkarpackiego.



Rys. 1. Lokalizacja aktywnych i zabezpieczonych osuwisk na odcinku drogi krajowej nr 7 Kraków - Lubień

Karpaty wykształcone są jako tzw. flisz. Są to na przemianległe piaskowce i łupki. Udział piaskowców w stosunku do siebie jest zmienny. W przypadku obszarów o przewadze łupków nad piaskowcami, możliwość wystąpienia stref osuwiskowych jest większa [1], [2].

3. Historia osuwisk i sposoby ich zabezpieczenia na odcinku drogi krajowej nr 7 Kraków – Lubień

3.1. *Rys historyczny ruchów osuwiskowych odnotowanych w literaturze oraz przykłady elementów tych zabezpieczeń na odcinku Myślenice – Pcim*

Początki prac nad utwardzeniem i przebudową drogi Kraków – Zakopane sięgają lat międzywojennych ubiegłego wieku. Modernizacja drogi polegała na dostosowaniu ważnego szlaku komunikacyjnego (rozwijający się ruch turystyczny, handel) do potrzeb i wymagań jej użytkowników. Prace dostosowawcze polegały na:

- nadaniu jednolitego geometrycznego zarysu korpusowi ziemnemu drogi zgodnie z wymaganiami ruchu pojawiających się pojazdów samochodowych,
- wykonaniu konstrukcji jezdni i nawierzchni z materiałów miejscowych: nawierzchnia betonowa z miejscowych kruszyw i brukowa z kostki z miejscowego piaskowca o lepszemu wapiennym (szarogłazu),
- dostosowanie wszelkich budowli w ciągu drogi (mosty, przepusty, odwodnienia, umocnienia skarp, murów, itp.) zadrzewień i zazielenia - do wymagań ruchu zgodnie z estetyką całości pasa drogowego, wpisanie go w krajobraz i włączenie w środowisko.

Planowane prace znacznie przyspieszyła powódź w roku 1934. Rzeka Raba doprowadziła do degradacji istniejącej drogi Kraków – Zakopane i konieczna stała się budowa nawierzchni umocnionej na podniesionym korpusie drogowym. Przy wykonywaniu robót ziemnych napotkano szereg trudności w postaci ruchów osuwiskowych mas ziemnych. Przy podjęciu prac związanych z wykopami, uaktywniło się duże osuwisko w Myślenicach, tzw. „pod Eisenem” o powierzchni ok. 2,5 ha. W okresie 1936 – 1938r. zatrzymano w sposób mechaniczny na trasie 5 osuwisk. Po drugiej wojnie światowej, na trasie Kraków – Zakopane u progu Karpat odnotowano 53 osuwiska. Ruchy osuwiskowe w ok.

Myślenic należały do poważnych, gdyż przemieszczeniom ulegały tam masy geologiczne nie tylko powierzchniowe, ale warstwy leżące powyżej piaskowca magurskiego. Zbocza górotworów mających duże pochyle-
nia pionowe, a wykazujących ruchy osuwiskowe, wymagały dobrej zna-
jomości zagadnień z mechaniki gruntów. Próby zakończonej sukcesem
podjął się prof. Różycki. Osuwiska zatrzymano głównie sposobami me-
chanicznymi z wykorzystaniem miejscowych materiałów.

Znaczna część trasy drogi Kraków – Zakopane biegnie dolinami
rzeki Raby i Dunajca oraz ich dopływów – potoków: Krzczonówki, Lu-
bienki, Tenczynki i innych. Stoki tych dolin zbudowanych z fliszu,
tworzą potencjalne formy osuwiskowe. Część z nich ominięto prze-
kładając trasę drogi w tereny zalewowe rzeki Raby w Pcimiu, podno-
sząc odpowiednio niweletę korony drogi ponad poziom wielkiej wody,
umacniając skarpe i podstawę nasypu materiałami kamiennymi
w ocynkowanej siatce w blokach 2 x 2 x 0,5 m w 3 odcinkach, na
przestrzeni ponad 2 km [2].

Fotografie zabezpieczeń niektórych osuwisk w okresie międzywo-
jennym na odcinku jednojezdniowym Myślenice – Lubień (obecnie
droga została przebudowana na S7) zostały wykonane w sierpniu
2003 roku.



Fot. 1. Wylot sączka skarpowego do rowu odwadniającego. Urządzenie pracowało bez zastrzeżeń mimo upływu czasu, widoczny ciągły wysięk wody ze zbocza. Km 701+050, strona prawa drogi, miejscowość Stróża



Fot. 2. Konstrukcja oporowa dla zatrzymania podciętego drogą zbocza góry; bloki na środku muru ulegają powolnym odchyleniom (duże parcie gruntu), co widoczne jest na podstawie cieni na stykach poszczególnych bloków. Km 703+500 – 703+650, strona prawa drogi, miejscowość Stróża



Fot. 3. Widoczne pęknięcie na czole muru (centrum zbocza, nad którym stoi budynek mieszkalny, dodatkowo go dociążając)



Fot. 4. Po prawej stronie muru oporowego w Stróży znajduje się studnia wpadowa dla wody opadowej z drogi. Mając po lewej stronie zbocze góry wykazującej tendencje do osuwania się, zabezpieczono studnię murem betonowym, który po tylu latach uległ stopniowemu spękaniu u podstawy (widocznej nad gruntem) i łukowatemu przemieszczeniu w prawą stronę na wskutek parcia gruntu. Km 703+420, strona prawa drogi, miejscowość Stróża



Fot. 5. Mur oporowy zabezpieczający zbocze górotworu sfałdowanego w wyniku procesów osuwiskowych. Konstrukcja nie wykazuje zniszczeń, osuwisko jest stabilne, nieaktywne. Km 704+350 – 704+435, strona prawa drogi, miejscowość Stróża



Fot. 6. Droga prowadzona w sąsiedztwie dużego górotworu wymagała dodatkowego zabezpieczenia przez osuwającymi się masami gruntu, pomimo występujących tu płytko pokładów piaskowca magurskiego. Właśnie z takich bloków kamiennych wykonano umocnienia na przeciwskarpie rowu, utrzymując w stabilności grunt powyżej. Obecnie górotwór pokryty jest lasem mieszanym, stok nie wykazuje wysięków wody i brak jest jakichkolwiek zauważalnych oznak uaktywnienia się tutaj form osuwiskowych. Km 709+180, strona prawa drogi, miejscowość Pcim

3.2. Ruchy osuwiskowe na budowanym obejściu w miejscowości Mogilany

Osuwiska na terenie gminy Mogilany, uaktywnione podczas robót ziemnych w latach 1970 – 1972 w związku z modernizacją drogi Kraków - Zakopane, są już ruchami powierzchniowymi stoków. Wykazują spore podobieństwo do osuwisk sprzed 1939 roku zatrzymanych kamiennymi przyporami - sączkami, widocznymi przy lewym brzegu Raby wzdłuż trasy Myślenice - Pcim. W trakcie wykonywania robót ziemnych przy budowie „Obejścia Mogilan” w wyjątkowo niekorzystnych warunkach atmosferycznych utrzymujących się na przełomie czerwca i lipca 1970 roku (długotrwałe obfite opady deszczu), nastąpiły masowe osunięcia gruntów zalegających w podłożu wraz z wykonanymi częściowo nasypami drogowymi, zsuwy skarp na dużych partiach wykopów i nasypów oraz ruchy mas ziemnych na przylegających do trasy stokach. W konsekwencji wglębnej filtracji wody, zostały nawodnione warstwy przypowierzchniowe, powodując utratę stateczności mas gruntowych. Powolne spełzywanie zboczy starych osuwisk, zmieniło się w typowy ruch osuwiskowy, który zagroził stateczności formowanego korpusu robót ziemnych przyszłej trasy drogowej. Jako główną przyczynę tego zjawiska można uznać fakt istnienia strukturalnej nieciągłości w warstwach glin i ilów, w których wartość kohezji jest bardzo mała oraz nawodnioną warstwę zwietrzliny łupków. Niektóre z procesów osuwiskowych istniały na tym terenie od bardzo dawna, jednak naturalny proces przebiegał bardzo powoli nie powodując szkód. Przy budowie obejścia Mogilan procesy osuwiskowe przybrały na sile, niszcząc szybko nowo powstałe nasypy drogowe [1], [2], [3]. Nawet najmniejsze obciążenie stoków naturalnych lub podcięcie ich wykopem stanowi w tym rejonie zachwianie stateczności całych zboczy i uruchomienie osuwisk.

3.3. Opis osuwisk występujących obecnie na południowym odcinku drogi krajowej nr 7

- 1) Osuwisko w km 675+730 – 675+810, jezdnia lewa drogi, m. Libertów. Osuwisko powstało w 1970 roku. Próby zabezpieczania skutków, jakie wywołały ruchy osuwiskowe na prawie 100 m, odbywały się w 1972 roku, ale bez powodzenia. W ramach do-

rażnych prac zabezpieczających wykonywano nowe nakładki bitumiczne w miejscu obniżania się nawierzchni. Droga przechodzi w tym miejscu w połowie naturalnego zbocza, gdzie poniżej korony drogi ukształtowane jest obniżenie terenu, jednak brak wyraźnych form morfologicznych, w tym krawędzi bocznych i jęzora osuwiska. Osuwisko jest nadal czynne, czego najlepszym przykładem była sfałdowana w niebezpieczny sposób nawierzchnia jezdni w kierunku Krakowa. Osuwisko posiada numer ewidencyjny MPL 0030. W latach 2007-2008 osuwisko podlegało zabezpieczeniu wg projektu podczas trwającej obecnie przebudowy drogi krajowej nr 7 na odcinku Libertów – Myślenice.

- 2) Osuwisko w km 676+750 – 676+835, jezdnia prawa drogi, m. Gaj, miejsce znane jako osuwisko „Gaj I”. Jego powstanie datuje się również na rok 1972. Znajduje się na zboczu górotworu, w którym zaczyna się morfologicznie flisz karpacki. Zbocze na-



Fot. 7. Osuwisko nr 1 w Libertowie, widoczna deformacja nawierzchni i obniżenie w stronę pobocza; ugięte bariery sprężyste (stan przed ostatnią przebudową)

chylone jest w kierunku północnym. Budowa drogi w tym miejscu spowodowała najprawdopodobniej zaburzenie naturalnych warunków wodnych występujących w zboczu. Następowaly lokalne zsuwy skarpy wysokiego nasypu przy prawej jezdni wraz ze deformacją nawierzchni i poboczy. W 1972 roku podjęto skuteczną próbę zabezpieczenia osuwiska. W 1989 roku nastąpiło oberwanie północnej skarpy nasypu przy prawej jezdni na dużej powierzchni. Oberwaną skarpe umocniono narzutem kamiennym, wykonano studnie chłonne, dreny oraz system sączków (odprowadzenie wód wypływających w nasypie), a także rynny spustowe i przejętą w ten sposób wodę powierzchniową skierowano do ułożonych u podnóża skarpy korytek betonowych. Do chwili obecnej osuwisko nie wykazuje zmian w nawierzchni i korpusie drogi – jest stabilne.

- 3) Osuwisko w km 677+600 – 677+740, jezdnia lewa, m. Gaj, znane jako „Gaj II”. Powstanie tego osuwiska jest związane (tak jak pozostałych wymienionych dotychczas) z modernizacją i przebudową drogi Kraków – Zakopane w latach siedemdziesiątych ubiegłego wieku. Osuwisko powstało na naturalnym zboczu górotworu i skierowane jest w stronę naturalnego wąwozu o dużym pochyleniu. Korona drogi prowadzona jest tu w łukowatym nasypie i jezdnia lewa wykazuje ciągle deformacje z widocznym zarysem krawędzi odłamu.
- 4) Osuwisko było dwukrotnie zabezpieczane w 1972 i w 1999 roku, ale bez powodzenia. Doraźne prace zabezpieczające polegające na wykonywaniu nowych nakładek bitumicznych w miejscu obniżania się nawierzchni nie przyniosły spodziewanych efektów.
- 5) Osuwisko w km 677+870 – 677+920, jezdnia lewa, m. Gaj, znane jako „Gaj III”. Osuwisko powstało w 1970 roku z przyczyn podobnych jak powyżej – droga prowadzona w nasypie na zboczu góry w terenie potencjalnie osuwiskowym (tutaj sięga flisz karpacki, który przy większych pochyleniach i zmianie warunków wodnych wykazuje tendencje do obsuwania się). Ruchy mas ziemnych nie czyniły tu dużych szkód oraz nie powodowały większych i budzących niepokój deformacji w nawierzchni jezdni. Przedstawiona poniżej fotografia pokazuje zdeformowane zbocze z rosnącą w różnych kierunkach roślinnością, na wskutek powolnego ruchu mas gruntowych. Doraźne prace zabez-

pieczające, polegające na wykonywaniu nowych nakładek bitumicznych w miejscu obniżania się nawierzchni nie przynoszą oczekiwanych rezultatów. Osuwisko pod względem rozmiaru zalicza się do form dużych, a pod względem aktywności – do form aktywnych. Osuwisko posiada numer ewidencyjny MPL 0031.

- 6) Osuwisko w km 678+825 – 678+875, jezdnia prawa, m. Mogilany. Osuwisko powstało w 1971 roku i od razu przystąpiono do jego zabezpieczeń. Dzięki temu dziś nie wykazuje żadnych ruchów poza wyciekami wody z sączków. Na obszarze dawnego osuwiska znajduje się najdłuższy w Rejonie Kraków przepust pod całym korpusem drogowym o długości 110 m.
- 7) Osuwisko w km 678+950 – 679+030, jezdnia prawa i lewa, m. Mogilany, znane jako „Mogilany I”. Osuwisko powstało w 1970 roku przy przekroczeniu budowaną drogą doliny przecinającej stok. Dolina rozcinająca stok była bardzo podmokła, a utwory zwietrzelinowe (iły pylaste, zwietrzeliny ilaste łupków, łupki



Fot. 8. Osuwisko nr 3 w Gaju, widoczne obniżenie niwelety nawierzchni lewej jezdni (stan przed ostatnią przebudową)



Fot. 9. Wylot drenu skarpowego (woda ciągle się sączy)



Fot. 10. Widoczna szczelina przy krawędzi pobocza bitumicznego



Fot. 11. Skarpa zdeformowana w wyniku przechodzenia bocznej linii osuwiska (drzewa pochylone w kierunku przeciwnym do przemieszczeń warstw gruntowych), widoczne obrywy gruntu

zwietrzałe) występujące w dolinie były silnie nasycone wodą. Prawe zbocze doliny w strefie przyległej do drogi jest osuwiskowe. Powstały liczne szczeliny w gruncie, przepust pod drogą został silnie zdeformowany (spiętrzona woda do 1,2 m powyżej górnej krawędzi wlotu przepustu), a jego wylot na długości ok. 15 m został porozrywany. Korpus drogi - głównie nasypy - został również poważnie uszkodzony. Na podstawie wyników po przeprowadzonych badaniach gruntu stwierdzono, że przyczyną powstania osuwiska było przeciążenie powierzchni zbocza nasypem drogowym i nasycenie gruntu wodą. Do zabezpieczeń przystąpiono w 1972 roku. Odbudowano wzmocniony przepust żelbetowy, dodatkowo odwadniając warstwę nośnych iłupków (na której przepust posadowiono) systemem sączków odwadniających i osuszających grunt. Zabezpieczenia te okazały się na tyle skuteczne, że dziś nie osuwisko nie wykazuje żadnych ruchów.

- 8) Osuwisko w km 679+630 – 679+710, jezdnia lewa, m. Mogilany. Osuwisko powstało w 1976 roku z przyczyn podobnych jak powyżej – budowa drogi w nasypie na zboczu góry w terenie potencjalnie osuwiskowym (flisz karpacki). Badania geologiczne zostały przeprowadzone w 1982 roku przez Geoprojekt Kraków. Na podstawie tych badań wykonano projekt zabezpieczenia osuwiska w 1982 roku przez DODP Kraków. W roku 1990 wykonano I etap zabezpieczeń (RDK Kraków). W 1992 roku osuwisko uaktywniło się i Rejon w Krakowie wykonał nakładkę na nawierzchni. W 1994 roku na skutek kolejnych ruchów osuwiska wykonano ponownie nakładkę na jezdni w miejscach obniżenia niwelety. W roku 2000 dokonano wymiany gruntu na



Fot. 12. Wyraźne pęknięcie w ścianie bocznej przepustu sklepionego i widoczny materiał z nasypu przedostający się do środka przepustu



Fot. 13. Rozsunięte kręgi studni wpadowej do przepustu pod drogą; materiał z obsypki studni wpychany jest do studni



Fot. 14. Osuwisko po doraźnym zabezpieczeniu – uszczelniona powierzchnia południowej skarpy, oczyszczony i odbudowany wylot odwodnienia odprowadzającego wodę z pasa zieleni rozdzielającego jezdnie ruchu

połowie lewej jezdni do głębokości 4,0 m i ułożono nawierzchnię bitumiczną w 3 warstwach. W 2001 roku jezdnia lewa ponownie się obniżyła i wykonano kolejną nakładkę asfaltową. Doraźne prace zabezpieczające w postaci kolejnych nakładek bitumicznych nie przynoszą spodziewanych rezultatów i poprzeczne obniżenie nawierzchni na prawej i lewej jezdni jest nadal odczuwalne i widoczne. Osuwisko pod względem rozmiaru zalicza się do form dużych, a pod względem aktywności – do form aktywnych. Osuwisko posiada numer ewidencyjny MPL 0052.

- 9) Osuwisko w km 679+855 – 679+925, obustronne (jezdnie prawa i lewa), miejscowość Mogilany, znane jako „Mogilany II”. Osuwisko powstało w 1970 roku i było bardzo rozległe. W 1972 roku wykonano projekt zabezpieczenia ruchów osuwiskowych na skarpie i nawierzchniach jezdni. Po zastosowaniu rozwiązań z tego projektu osuwisko wykazuje stabilność do dziś.
- 10) Osuwisko w km 680+200 – 680+380, obustronne (jezdnie prawa i lewa), m. Mogilany, znane jako „Mogilany III”. Przy budowie obejścia Mogilan podczas początkowych prac ze świeżym korpusem drogowym uaktywniły się (dotąd powolne) formy osuwiskowe w postaci obrywów skarp. Czynnikiem inicjują-



Fot. 15. Jezdnia lewa zdeformowana wciąż aktywnym dużym osuwiskiem, widoczne linie spękań i kolejne nakładki wyrównujące sfaldowania i garby



Fot. 16. Nowe pęknięcie po kilkudniowych opadach deszczu w lipcu 2003 roku

cym te procesy były prawie powodziowe opady deszczu w lipcu 1970 roku. Jak się później okazało, uaktywniło tu największe osuwisko przy budowie obejścia Mogilan. Powierzchnia terenu, na którym nastąpiły ruchy mas ziemnych to nisza o szerokości ok. 250 m, przeciętą korpusem drogowym. Droge w tym miejscu zaprojektowano w niewielkim nasypie o wysokości 2,5 m na podłożu będącym koluwium starego, nieaktywnego (w chwili przystąpienia do prac), ale dużego osuwiska. Zjawisko to spowodowało praktycznie całkowite zniszczenie wzniesionego korpusu drogi. Przed ponownym uformowaniem nasypu wykonano zabezpieczenia, polegające na rozległym i starannym odwodnieniu terenu całej niszy powstałego w ten sposób osuwiska systemem sączków wgłębnych i rowów powierzchniowych. Działania te nie dały pełnego sukcesu i osuwisko to do dziś wykazuje okresową aktywność. Podjęto liczne próby obserwacji ruchów osuwiska, które pozwoliły ustalić, że powierzchnia poślizgu znajduje się na głębokości 40 m. Rozwiązaniem proponowanym przez prof. Wiłuna i prof. Różyckie-

go (którzy określili zakres badań dla opisywanego osuwiska) była stabilizacja w/w odcinka drogi metodami górniczymi. W rzeczywistości skutki osuwiska niwelowano kolejnymi nakładkami bitumicznymi, jednak ciągle pojawia się „próg” na obydwu jezdniach (różnice wysokości w niwelecie sięgają średnio 5 – 10 cm), świadczący o ciągłej pracy mas gruntowych. Osuwisko posiada numer ewidencyjny MPL 0032 [2], [3].

Poniżej przedstawiono fotografie zdeformowanej nawierzchni oraz coraz to nowych zniszczeń na skarpach w 2007 roku.

- 11) Osuwisko w km 680+455 – 680+530, obustronne (jezdnia prawa i lewa), miejscowość Mogilany. Osuwisko powstało w 1970 roku i zabezpieczane było skutecznie w 1972 roku zgodnie z wykonanym projektem. Do dziś niewykazuje żadnych ruchów widocznych w korpusie drogi, jednakże grunt po lewej jak i prawej stronie drogi wykazuje niewielkie ruchy i przemieszczenia.
- 12) Osuwisko w km 680+750 – 680+850, jezdnia lewa, m. Mogilany. Osuwisko powstało w 1975 roku, zabezpieczane było skutecznie w 1976 roku zgodnie z wykonaną dokumentacją techniczną. Zabezpieczeń osuwiska dokonał Rejon Dróg Krajowych w Krakowie, poprzez wykonanie odbudowy zniszczonego prze-



Fot. 17. Pęknięte południowe pobocze gruntowe po sezonie zimowym 2006/2007 na osuwisku „Mogilany III”



Fot. 18. Pęknięte południowe pobocze gruntowe po sezonie zimowym 2006/2007 na osuwisku „Mogilany III”



Fot. 19. Zdeformowana nawierzchnia na osuwisku „Mogilany III” (marzec 2007r.)



**Fot. 20. Zdeformowana nawierzchnia na osuwisku „Mogilany III”
(marzec 2007r.)**



**Fot. 21. Zdeformowana nawierzchnia na osuwisku „Mogilany III”
(marzec 2007r.)**

puštu i wykonanie sieci drenażu. Do chwili obecnej osuwisko wykazuje stabilność. Droga przebiega tu w nasypie. Osuwisko posiada numer ewidencyjny MPL 0033.

- 13) Osuwisko w km 682+200 – 682+260, jezdni lewa, m. Głogoczów (Włosień). Geologicznie miejsce zbudowane jest z płaszczowiny śląskiej ze zlepieńcami, piaskowcami i łup-

kami kredowymi warstw istebniańskich dolnych. Wykonane sondowanie wykryło istnienie rodzimych zwietrzelin gliniasto-ilastych na głębokości ok. 3 m. Pod nasypami wykryto grunty typu pylastego. Grunty te są jednolite, choć nie jednakowo nawodnione (od twaroplastycznych po miękkoplastyczne, miejscami płynne). Uplastycznieniu gruntów sprzyjają drgania od ruchu drogowego. W bezpośrednim podłożu nasypu występują grunty typu zwietrzelinowego oraz ilastego. Ruch osuwiskowy zauważono tu w 1988 roku pod postacią widocznych uszkodzeń nawierzchni jezdni: obniżenie części lewej na długości ok. 60 m i szerokości ok. 7 m. Nad przepustem występuje lokalny obryw w gruntach nasypu. Ubytki gruntu w tych miejscach uzupełniano narzutem kamiennym. Ponadto przepust wykazuje uszkodzenia polegające na schodkowych przesunięciach kręgów względem siebie („klawiszowanie”). W 1998 roku wykonano zabezpieczenie zdeformowanego fragmentu poprzez uszczelnienie przepustu żelbetowego Φ 100 cm żywicami i poprzez odbudowę skarpy (wykonano sączki skarpowe, rynny spustowe) oraz ułożono nawierzchnię bitumiczną, celem wyrównania niwelety drogi. Do chwili obecnej osuwisko wykazuje stabilność. Osuwisko posiada numer ewidencyjny MPL 0034. Poniżej przedstawiono fotografie zniszczeń przepustu w 1988 roku.

- 14) Osuwisko w km 688+600 – 688+660, jezdnia lewa, m. Krzyszkowice. Osuwisko powstało w 1973 roku. Osunięciom podlegały wschodnie skarpy drogi, która pokonuje w nasypie łagodnie ukształtowaną dolinę. W 1974 roku opracowano dokumentację techniczną i zabezpieczono osuwisko zgodnie z projektem. Do chwili obecnej osuwisko wykazuje stabilność.
- 15) Osuwisko w km 694+040 – 694+160, jezdnia lewa, m. Myślenice. Osuwisko powstało w 1976 roku. Uszkodzeniu wówczas uległ korpus drogi – obniżyła się niweleta lewej jezdni w sposób nierównomierny i sfałdowany. Pobocza ziemne na znacznym odcinku uległy zapadnięciu na ok. 40 cm (średnio). Rejon Dróg Krajowych wykonywał doraźne prace zabezpieczające polegające na wykonywaniu kolejnych nakładek bitumicznych w miejscu obniżania się nawierzchni. Prace te nie przyniosły



Fot. 22. Widoczne rozsunięcia poszczególnych elementów przepustu - zjawisko „klawiszowania”



Fot. 23. Widok na przedostawanie się do wnętrza przepustu dużych ilości materiału z nasypu drogowego przez szczeliny w rozsuniętych kręgach

spodziewanych rezultatów i stan nawierzchni na odcinku objętym działaniem osuwiska się stale pogarsza.

Obecnie uszkodzenia korpusu drogi na w/w odcinku polegają na:

- obniżeniu się niwelety lewej jezdni na długości ok. 120 m i szerokości obejmującej jeden pas ruchu, w granicach ok. 5 – 8 m,
- nieregularnych ugięciach w nawierzchni, sfałdowaniach i garbach rozwiniętych w warstwach nawierzchni bitumicznej, obejmującej obydwa pasy ruchu,
- istnieniu w nawierzchni bitumicznej szeregu pęknięć poprzecznych podłużnych w stosunku do osi drogi,
- na pasie zieleni rozdzielającym jezdnie stwierdzono ubytki gruntu powodujące lokalne zapadnięcia terenu oraz strukturę gruntu wyraźnie rozluźnioną (wg oceny makroskopowej),
- w skarpie nasypu i u jej podnóża prawdopodobnie istnieją niewielkie formy morfologiczne o charakterze spływów gruntowych. Ze względu na maskowanie terenu roślinnością, nie można jednoznacznie stwierdzić tego zjawiska.

Wobec powyższego, podczas wizji terenowej przeprowadzonej w październiku 2002 roku stwierdzono, że oś drogi może przebiegać prostopadle lub skośnie względem osi dużego osuwiska strukturalnego. Doraźne prace zabezpieczające w postaci kolejnych nakładek bitumicznych nie przynoszą spodziewanych rezultatów i poprzeczne obniżenie nawierzchni na lewej jezdni jest widoczne.

Osuwisko pod względem rozmiaru zalicza się do form dużych, a pod względem aktywności – do form aktywnych. Osuwisko posiada numer ewidencyjny MPL 0035.

- 16) Osuwisko w km 694+750 – 694+790, jezdnia prawa, m. Myślenice. Osuwisko powstało w 1975 roku podczas prac związanych z budową obejścia Myślenic. Deformacjom uległo zachodnie zbocze łagodnej góry, które poprzez budowę drogi dodatkowo podcięto wykopem. Zabezpieczenia zostały wykonane zgodnie z projektem technicznym i do chwili obecnej osuwisko wykazuje stabilność.
- 17) Osuwisko w km 698+360 – 698+380, strona prawa drogi (dawny odcinek drogi krajowej nr 7 o przekroju jednojezdniowym,

obecnie początek odcinka drogi ekspresowej nr S7), m. Myślenice, znane pod nazwą „pod Eisenem”. Sposób zabezpieczenia osuwiska został pokrótce opisany w punkcie 3.1.



Fot. 24. Osuwisko nr 14 w Myślenicach, widok na zdeformowaną nawierzchnię lewej jezdni, widoczne wyraźne pochYLENIA młodych drzew poniżej skarpy nasypu rosnących w linii osuwiska

4. Problemy utrzymania drogi krajowej nr 7 na terenach występowania osuwisk

Opisywane w rozdziale 3 zniszczenia przepustów wykonywanych pod korpusem drogi w miejscach osuwiskowych wskazują pewne prawidłowości w niszczeniu urządzeń odwadniających. Przede wszystkim zmianom ulegają przepusty, w których niszczone są kręgi betonowe na wskutek ściśnięcia masami gruntowymi. Powstają spękania sklepienia, dna i boków, poszczególne kręgi ulegają zjawisku „klawiszowania”, czyli rozchodzenia się niezależnie od siebie betonowych elementów, a także załamania najczęściej konstrukcji wylotu z przepustu.



Fot. 25. Osuwisko nr 14 w Myślenicach. Osuwanie się warstw gruntu (prawa strona zdjęcia) w kierunku drogi po zabezpieczeniu osuwiska sprzed prawie 80 lat. Do czasu przebudowy DK 7 na S7 osuwisko skutkowało jedynie niewielką deformacją nawierzchni na długości ok. 20 m i deformacją pobocza ziemnego. Obecnie droga została całkowicie przebudowana na drogę ekspresową nr S7

W przypadku spękań wewnątrz elementów przepustu przesiąkająca woda i napór gruntu niszczą je, doprowadzając w ostateczności do zmiążdżenia. Klawiszowanie kręgów jest procesem niebezpiecznym ze względu na ubywający materiał z korpusu nasypu drogi, który przedostając się przerwami pomiędzy elementami przepustu do wewnątrz kręgów powoduje powstanie pustek pod konstrukcją nawierzchni. Łatwo sobie wyobrazić sytuację, w której tworząca się pustka nie daje oznak w nawierzchni aż do czasu, gdy pod wpływem drgań od przejeżdżających pojazdów samochodowych następuje zapadnięcie się konstrukcji jezdni. Najczęściej jednak nie dochodzi do tak drastycznych i daleko posuniętych zmian. Powstające pustki są widocznie zauważalne w poboczu nieutwardzonym (ziemnym), co daje czas do podjęcia działań i zabezpieczenia dalszego niszczenia konstrukcji jezdni. Niszczenie wylotów przepustów następuje pod działaniem dużej siły ściskającej występującej w gruncie, którego warstwy straciły stabil-

ność i uległy płaszczyźnie poślizgu. Przepust zostaje ściśnięty i najczęściej porożrywany. Każdy przypadek, w którym pojawi się problem osuwiska i znajdującego się w jego zasięgu przepustu pod korpusem drogowym należy rozpatrywać oddzielnie, gdyż zasięg dokonywanych niszczeń i deformacji jest każdorazowo inny. Osuwisko może obejmować przepust czołem, niszczą lub przechodzić bokiem (przypadek najniekorzystniejszy). Gdy przepust znajdzie się w bocznej linii osuwiska przechodzącego skośnie do urządzenia odwadniającego, następuje jego rozerwanie bez ciągłości wszystkich elementów, a w obszarze nasilonego działania bocznej linii – jego zniszczenie (zmiażdżenie).

Zniszczenia tworzą się w całym korpusie drogi, m.in. w nawierzchni jezdni, poboczu gruntowym, skarpie, itp. Zmiany równości nawierzchni jezdni odczuwają bezpośrednio podróżni, gdzie sfałdowana, spękana, często też obniżona niweleta na pewnym odcinku, znacznie obniża komfort jazdy i wymusza zredukowanie prędkości. Osuwiska takie jak w Mogilanach, znane pod nazwą „Mogilany III”, skutkują dodatkowo tworzeniem się progu poprzecznego na jezdniach o różnicy wysokości kilku centymetrów w niwelecie jezdni. Pomimo corocznych zabiegów łagodzenia tego progu, osuwisko będące w fazie ciągłej aktywności, powoduje, że zjawisko odnawia się min. dwa razy w roku. Ruchy form osuwiskowych, obejmujące swym zasięgiem koronę drogi, powodują różne uszkodzenia. Zmiany w niwelecie urządzeń odwadniających, blokują sprawny odpływ wód powierzchniowych i dodatkowo nawadnianie korpusu drogowego, co dodatkowo przyspiesza i pogłębia skalę zniszczeń. Poniżej zamieszczono przykłady zniszczeń korpusu drogi krajowej nr 7, które wystąpiły w pobliżu istniejących osuwisk.

Utrzymywanie drogi, na której występują formy osuwiskowe jest pracochłonne i kosztowne. Istnieją przypadki, w których wyloty urządzeń odwadniających, zwłaszcza sączków i drenów, znajdują się poza pasem drogowym. Stan taki wymaga ingerencji w prywatne posesje, w celu dokonywania przeglądów i doraźnej konserwacji (oczyszczenia z trawy, krzewów, odkopywanie wylotów zasypanych ziemią, itp.). Dodatkowo istniejące skarpy od wysokich nasypów drogi (np. w Mogilanach), na których istnieją wyloty drobnych urządzeń odwadniających na prywatnych działkach, są zasypywane gruzem i nawożoną ziemią, na wskutek zmian dokonywanych przez Urzędy Gmin w miejscowych planach zagospodarowania przestrzennego. W związku z takimi decyzjami, wydawane są pozwolenia na budowę i zagospodarowywanie terenów znajdujących się poza pasem



Fot. 26. Oberwanie się skarpy wykopu w m. Gaj, przy prawej jezdni DK 7 (kwiecień 2006r.)



Fot. 27. Oberwanie się skarpy wykopu w m. Gaj, przy prawej jezdni DK 7 (kwiecień 2006r.)



Fot. 28. Spływ powierzchniowy skarpy wykopu w m. Mogilany przy prawej jezdni DK 7 (październik 2007r.)



Fot. 29. Duże deformacje lewej jezdni DK 7 w m. Mogilany po sezonie zimowym 2003/2004 (marzec 2004r.)



Fot. 30. Duże deformacje pasa rozdziła między jezdniami w m. Mogilany po sezonie zimowym 2003/2004 (marzec 2004r.)



Fot. 31. Spływ stożka wiaduktu na węźle w Mogilanach przy prawej jezdni DK 7 (kwiecień 2006r.)



Fot. 32. Spływ stożka wiaduktu na węźle w Mogilanach przy prawej jezdni DK 7 (kwiecień 2006r.)



Fot. 33. Zsuw skarpy wykopu w m. Myślenice przy prawej jezdni DK 7 (kwiecień 2007r.)



Fot. 34. Zsuw skarpy wykopu w m. Myślenice przy prawej jezdni DK 7, widoczna u podstawy skarpy przypora kamienna (kwiecień 2007r.)

drogowym, a występujących w miejscach osuwiskowo niebezpiecznych. Sytuacja taka powoduje zatykanie wylotów sączków, nawodnienie korpusu i zazwyczaj wznowienie procesów osuwiskowych. Pojawiają się pęknięcia nawierzchni jezdni i skarp znacznie szybciej, niż dotychczas.

Podsumowując, oddziaływanie osuwiska na drogę w każdym przypadku jest niekorzystne. Zmiany odczuwalne podczas jazdy niweluje się na bieżąco, jednak zabiegi te tylko w niewielkim stopniu poprawiają komfort jazdy i doraźnie przedłużają żywotność urządzeniom wyposażenia drogi.

5. Wnioski

Stabilizacja osuwisk jest najtrudniejszym i najbardziej kosztownym problemem budowy i utrzymania dróg, budowli inżynierskich.

Na odcinku drogi krajowej nr 7 Kraków – Lubień w większości występujące formy osuwiskowe są zabezpieczone. Jednak istniejących

pięć osuwisk (numer z ewidencji osuwisk 1, 3, 7, 9 i 14) wymaga prac zabezpieczających z uwagi na ciągłą pracę warstw gruntowych objawiających się deformacją korpusu drogowego, a zwłaszcza nawierzchni i wyciekami wody ze skarp. Odbywający się ruch pojazdów samochodowych po zdeformowanej w nieregularny sposób nawierzchni jezdni stanowi ryzyko (zwłaszcza na mokrej nawierzchni) poślizgu czy wypadnięcia pojazdu z drogi. Sporządzona przez geologa opinia w październiku 2002 roku jest dowodem, że w sprawie rozpoznania geologicznego istniejących aktywnych osuwisk i podjęcia odpowiednich do wyników badań prób stabilizacji osuwisk, nie można pozostać obojętnym. Dotychczasowe niewielkie zmiany w przyszłości pod wpływem czynnika z zewnątrz (długotrwałe i obfite opady deszczu, postępujący wzrost natężenia ruchu (zwłaszcza samochodów ciężkich)) mogą wywołać niekontrolowane zmiany, ze zniszczeniem części jezdnej drogi łącznie. Mogą powstać zmiany, których zabezpieczenie będzie bardzo kosztowne i pracochłonne. Taki „czarny scenariusz” niekoniecznie musi nastąpić, nie mniej należy liczyć się z taką ewentualnością, przy dalszym tylko doraźnym i powierzchniowym zabezpieczeniu skutków, jakie wywołują aktywne osuwiska.

Oprócz zabezpieczeń typowo technicznych, drogę w miejscach zmienionych osuwiskowo należy doznakać znakami ostrzegawczymi, utrzymywać w czystości i drożności urządzenia odwadniające, wycinać krzewy i samosiejki przy wylotach urządzeń odwadniających, itd. Przysługujące obecnie fundusze na bieżące utrzymanie dróg Zarządca drogi stara się wykorzystywać racjonalnie, by zaspokoić potrzeby, jakie wiąże z sobą utrzymywanie dróg. Jednak ta pula środków jest niewystarczająca, jeżeli chodzi o wykonanie potrzebnych prac przy osuwiskach. Naprawiane są sytuacje awaryjne, zagrażające bezpieczeństwu ruchu samochodowego, natomiast sytuacje utrudniające ruch są w miarę możliwości usuwane (nowe nakładki bitumiczne i frezowania na garbach, ugięciach i pęknięciach nawierzchni jezdni). Dokonywana jest systematyczna obserwacja wszystkich form osuwiskowych, by w razie zbliżającego się zagrożenia awarii korpusu drogi, można było zareagować z odpowiednim wyprzedzeniem.

Możemy mieć nadzieję, że w przyszłości projektanci nowych tras komunikacyjnych i wykonawcy tych budowli będą mieli na uwadze możliwość powstania lub uaktywnienia osuwiska, dzięki znajomości geologii w interesujących obszarach i dostępności badań oraz środ-

ków służących do oceny ryzyka wystąpienia osuwiska. Bardzo szybki rozwój techniki i komputeryzacji różnych dziedzin życia przyczynić się może do ograniczenia stopnia zagrożenia od strony procesów geologicznych. Budowa dróg w terenach niedostępnych (np. bagna, torfowiska, brzegi rzek czy wręcz góra) nie stanowi w obecnych czasach problemów technicznych, a dostępne środki finansowe pozwalają stosować technologie i materiały znacznie ułatwiające te zadania.

Literatura

1. Glazer Z., Malinowski J.: Geologia i geotechnika dla inżynierów, PWN, Warszawa 1991.
2. Praca zbiorowa (m.in.) Różycki J., Królikiewicz A., Osuwiska i sposoby zapobiegania im, WKŁ, Warszawa, 1978.
3. Wiłun Z.: Zarys geotechniki. Wyd. III, WKŁ, Warszawa 1987.

Zdjęcia wykorzystane w artykule pochodzą z dokumentacji fotograficznej zgromadzonej przez GDDKiA Rejon w Krakowie, podczas bieżącego utrzymania dróg (w tym odcinka drogi krajowej nr 7)

MAINTENANCE PROBLEM IN RELATION TO LANDSLIDE EMERGENCE AT THE SOUTH SECTION OF NATIONAL ROAD S-7

Summary

The south section of the national road S-7 from Krakow to Lubien is running along the area where the cumulated processes of various landslides forms occur. The first notes on that problem come from thirties of previous century. At the section from Krakow to Myslenice that had been reconstructed into two lane road in seventies of the previous century 16 landslide forms appear, and 5 of them are active up to now and they endanger the stability of the road embankments. Some attempts to stop and stabilize slopes spoiled by landslides hold on from the first evidence of these events. Once it was simple mechanical ways (with some mining elements) and drainage of road embankments using among others relief wells and drains. The long-lasting exploitation of these devi-

ces leads that many of them are now inactive. This time the repair of these destructions are made by specialistic firms and fortunately such destructions are not met too often.

Keywords: road S-7, landslide, road maintenance, slopes, pavement destruction, slope destruction, road reconstruction

DIE MIT DEN ERDRUTSCHEN AUFTRETENDEN UNTERHALTUNGSPROBLEME AUF DEM ABSCHNITT DES LANDESWEGS NR. 7

Zusammenfassung

Der Südabschnitt des Landeswegs Nr. 7 Krakow – Lubien läuft durch das Gelände, auf dem die Prozesse von verschiedenen Erdrutschformen kumulieren. Zwischen Krakow und Myslenice treten 16 Erdrutschformen, darin 5 Erdrutsche weiter aktiv sind und der Stabilität des Straßenkörpers gefährdet, auf. Die Proben der Unterbrechung und Stabilisierung der Böschungen mit den Erdrutschen dauern vom Anfang dieser Ereignisse. Früher waren es die einfachen mechanischen Methoden, sowie die Entwässerung des Straßenkörpers mit Hilfe z.B. Brunnen, Dränen und Filtern. Die langwierige Nutzung dieser Einrichtungen hat verursacht, dass viel von ihnen schon außer Betrieb ist. Zur Zeit sind die Reparaturen solcher Zerstörungen von Fachfirmen durchgeführt und zum Glück kommt es zu den Zerstörungen nicht so oft.

Die Schlüsselwörter: der Weg Nr. 7, die Erdrutsche, die Straßenunterhaltung, die Deckezerstörung, die Zerstörung

Mariusz Poślajko¹

STABILIZACJA OSUWISKA DROGOWEGO NR G078 NA TRASIE DROGI KRAJOWEJ NR 4 W MIEJSCOWOŚCI ZGŁOBICE

Streszczenie

Celem zaprezentowanych w artykule obliczeń jest zabezpieczenie osuwiska z uwzględnieniem rozbudowy nasypu drogowego. Do obliczeń przyjęto model sprężysto plastyczny Drucker – Prager w płaskim stanie odkształcenia. Obliczenia wykonano w programie Z Soil. Przedstawiono wyniki związane ze statecznością nasypu i nośność podłoża gruntowego z uwzględnieniem etapowania robót.

Słowa kluczowe: *zabezpieczenie osuwisk, analiza stateczności skarp i zboczy, geotechnika, kolumny żwirowe*

1. Wprowadzenie

W związku z modernizacją sieci drogowej prowadzonej w Małopolsce pojawiają się problemy związane z nośnością podłoża oraz statecznością skarp nasypów. W przypadku drogi krajowej Kraków – Tarnów należało między innymi wykonać zabezpieczenie osuwisk.

Omawiane osuwisko należy do rejonu położonego w Zgłobicach k/ Tarnowa, wzdłuż drogi nr 4, w sąsiedztwie rzeki Dunajec (rys. 1). Osuwisko G078 jest zlokalizowane w km: 497+050 – 497+095 po północnej stronie drogi krajowej nr: 4 Kraków – Tarnów. W rejonie osuwiska G – 078 droga biegnie nasypem o wysokości ok. 5,5 m, łączącym się z przyczółkiem mostu na rzece Dunajec. Nasyp był wykonany w dwóch

¹ mgr inż., Keller Polska Sp. z o.o.

etapach. W pierwszym etapie został wybudowany nasyp od strony północnej wraz z mostem. Następnie poszerzono jezdnię od strony południowej i budowano kolejny most obok mostu istniejącego. Z tego powodu nasyp od strony północnej jest wykonany z całkowicie innych gruntów niż nasyp od strony południowej.

Proces degradacji nasypu rozwijał się głównie w obrębie korpusu nasypu drogowego po stronie północnej, który jest zbudowany z gruntów spoistych. Był on związany z pogorszeniem właściwości wytrzymałościowych gruntów budujących tą część nasypu (spadek parametrów wytrzymałościowych: kąta tarcia wewnętrznego i kohezji).

Miało to miejsce wskutek przenikania do wnętrza nasypu wody, wobec źle działającego odwodnienia i spękań nawierzchni. Innym niekorzystnym czynnikiem dla stateczności nasypu były rosnące w dolnej części skarpy drzewa, narażone na podmuchy wiatru w odsłoniętym terenie poprzez swoje korzenie działały rozluźniająco na korpus nasypu drogowego.

Do czasu rozpoczęcia prac budowlanych na terenie podlegającym ruchom osuwiskowym odbywał się wzmożony ruch pojazdów. W okresie poprzedzającym rozpoczęcie modernizacji drogi krajowej nastąpił znaczny wzrost liczby pojazdów, w tym ciężarowych.

Z tego powodu na istniejącym osuwisku postępowała degradacja nasypu. Dodatkowo uwidoczniły się nierówności i pęknięcia w warstwach nawierzchni drogi (rys. 2). Nastąpiły dalsze spękania i przemieszczenia gruntu. W szczeliny zaczęła migrować woda, która doprowadziła do pogorszenia parametrów gruntów znajdujących się w nasypie. W tej sytuacji wskazane było wzmocnienie starej części nasypu.

Biorąc pod uwagę rozwijającą się sytuację, należało wykonać analizę stateczności istniejącego i projektowanego nasypu, a następnie wykonać odpowiednie zabezpieczenie osuwiska w przypadku, gdy stateczność nowoprojektowanego nasypu nie odpowiadałaby założeniom projektowym.

2. Warunki geologiczno – inżynierskie

Zgodnie z dokumentacją opracowaną przez Polską Akademię Nauk w roku 2001, osuwisko jest zlokalizowane w km: nr G078 497+050 – 497+095 i obejmuje obszar: długość 20 m, szerokość 45 m, po-

wierzchnia 950 m² [1]. Podłoże trzeciorzędowe terenu badań stanowią warstwy chodenickie i grabowieckie.

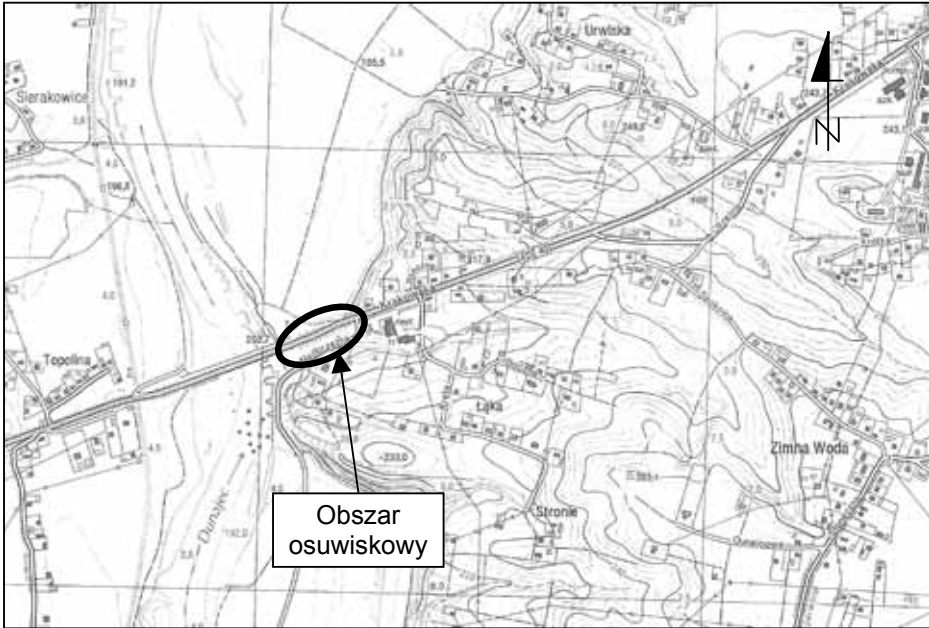
Powyżej osadów mioceńskich zalegają czwartorzędowe osady akumulacji rzecznej o miąższości 1.0 - 6.2 m. Są to głównie warstwy żwirów i pospółek gliniastych z lokalnymi domieszkami gruntów spoistych – glin pylastych, glin pylastych zwięzłych, gdzieniegdzie z domieszką części organicznych.

Na terenie osuwiska G – 078 znajdują się nasypy o różnej jakości, które powstały w różnym czasie. Nasyp przy nowym moście (od strony południowej) zbudowany został w późniejszym okresie z gruntów niespoistych – pospółek [2]. Natomiast stara część nasypu (od strony północnej) zawiera głównie grunty spoiste – gliny, gliny pylaste zwięzłe z domieszką żwiru, ale też z domieszką części organicznych (rys. 3). Grunty te są wprawdzie w przeważającej części w stanie twar doplastycznym, ale wyodrębniono też warstwy w stanie plastycznym i miękkoplastycznym.

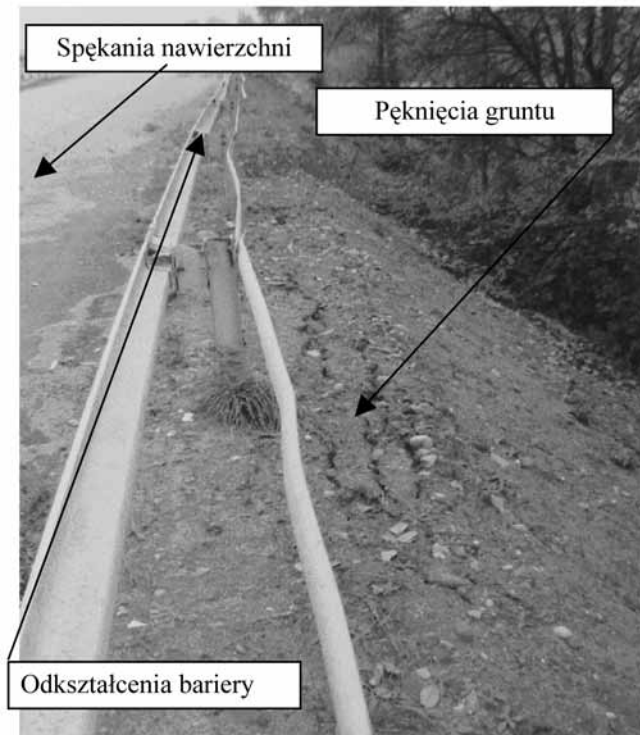
Zasięg osuwiska określony został na podstawie badań oraz wcześniejszych obserwacji lokalizacji spękań nawierzchni i gruntu.

Na podstawie sondowań stwierdzono występowanie w korpusie nasypu gruntów nasypowych luźnych w warstwie przypowierzchniowej a poniżej występowanie gruntów spoistych w stanie plastycznym i miękkoplastycznym. Dodatkowo w celu ustalenia prawdopodobnych powierzchni poślizgu wykonano badania techniką georadarową systemu RAMAC/GPR.

Na podstawie badań przeprowadzonych techniką georadarową stwierdzono powstanie powierzchni poślizgu w dwóch obszarach. Pierwsza powierzchnia poślizgu została zlokalizowana w korpusie nasypu w górnej części, i była spowodowana osłabieniem wytrzymałości gruntów w wyniku przenikania wody do wnętrza nasypu. Drugą powierzchnię usytuowano w dolnej części nasypu oraz u jego podstawy. Powierzchnia ta jest związana z występowaniem gruntów spoistych w stanie plastycznym z tendencją do pogarszania się ich właściwości wytrzymałościowych czasie opadów.



Rys. 1. Położenie rozpatrywanego osuwiska [1]



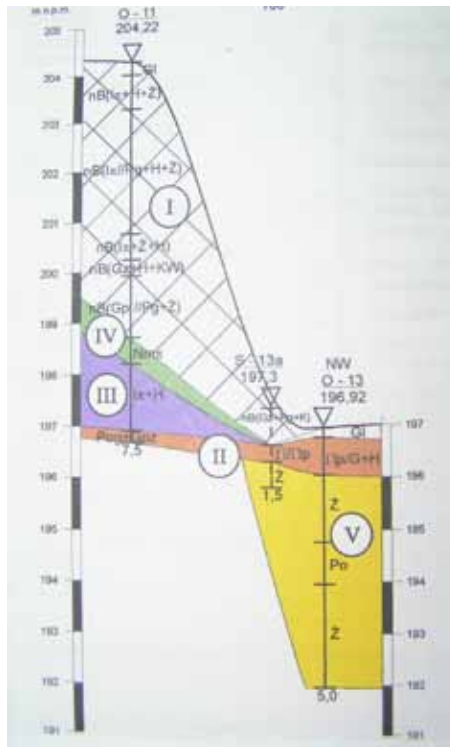
Rys. 2. Widok spękań wzdłuż drogi [1]

3. Opis rozwiązania projektowego

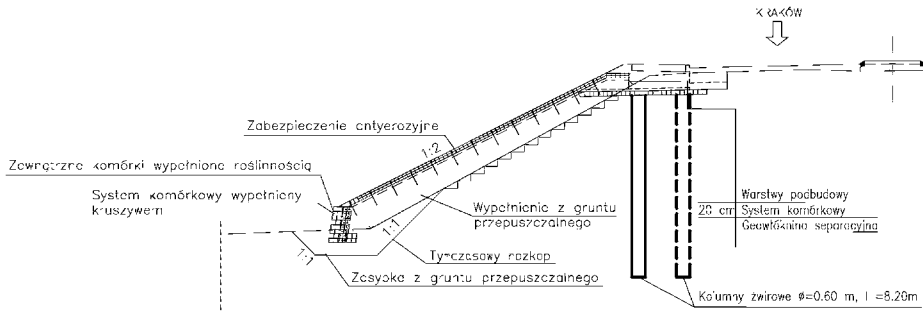
Zabezpieczenie osuwiska na drodze wiązało się ze stabilizacją mas ziemnych zalegających w istniejącym nasypie oraz osuszeniem gruntu zalegającego w nasypie. Ze względu na występowanie w nasypie gruntów w stanie plastycznym i lokalnie miękkoplastycznym zaprojektowano wykonane pod drogą kolumn żwirowych o średnicy ok. 60 cm w siatce 3,00 m x 2,00 m (rys. 4). Przyjęto długość kolumn żwirowych ok. 8,2 m, przy założeniu zagłębienia w podłoże kolumn na gł. ok. 1,0 m, w warstwy gruntu niespoistego tj. żwirów lub pospółki.

Wykonanie kolumn pozwoli na zmniejszenie wilgotność warstw nasypu a także poprawi nośność warstw słabonośnych.

W celu zmniejszenia nachylenia skarpy nasypu zaprojektowano także ścianę oporową o wysokości całkowitej do 2,4 m podpierającą skarpe (rys. 4). Pochylenie skarpy przed ścianą oporową przyjęto o nachyleniu 1:2 i dodatkowo wykonano powierzchniowe zabezpieczenie antyerozyjne.



Rys. 3. Warunki geologiczno – inżynierskie, przekrój poprzeczny wzdłuż drogi [1]



Rys. 4. Przekrój charakterystyczny projektowanego wzmocnienia

4. Model numeryczny

W celu weryfikacji założeń projektowych wykonano obliczenia stateczności skarp nasypu drogowego znajdującego się na terenie osuwiska G078. Model numeryczny (rys. 5 i 6) opracowano na podstawie przekrojów geologiczno - inżynierskich [1 i 2]. W obliczeniach uwzględniono:

- poszerzenie i podniesienie istniejącego nasypu,
- etapowanie robót,
- efekt projektowanego zabezpieczenia.

W obliczeniach do opisu gruntu zastosowano model sprężysto - plastyczny Druckera – Pragera w płaskim stanie odkształcenia. Do obliczeń zastosowano program MES Z_Soil [3].

Nasyp drogowy obciążony został obciążeniem użytkowym pochodzącym od taboru samochodowego. Poszczególne kroki obliczeniowe zostały dostosowane do etapów realizacji nowego nasypu. Parametry geotechniczne dla poszczególnych warstw gruntu przyjęto na podstawie [1 i 2] przedstawiono w tablicy 1.

0 0

1 0

0

Rys. 5. Siatka elementów skończonych MES modelu numerycznego dla istniejącego nasypu

0 0

1 0

0

Rys. 6. Siatka elementów skończonych MES modelu numerycznego dla projektowanego nasypu

Tablica 1. Parametry geotechniczne przyjęte w obliczeniach

<i>Lp.</i>	<i>Nazwa</i>	γ [kN/m ³]	<i>Kpa</i> [kPa]	<i>v</i> [-]	φ [deg]	<i>Kpa</i> [kPa]
1	<i>Żwir</i>	20,0	120.000	0,20	34,0	0,0
2	<i>Gлина pylasta</i>	20,5	16.000	0,32	16,0	19,0
3	<i>Nasyp spoisty</i>	20,0	13.000	0,32	11,0	10,0
4	<i>Nasyp niespoisty</i>	19,0	28.000	0,30	29,0	0,0
5	<i>Materiał zasypowy</i>	20,0	120.000	0,20	36,0	0,0
7	<i>Mur oporowy</i>	20,0	120.000	0,20	36,0	60,0

5. Wyniki obliczeń numerycznych

Po przeprowadzeniu obliczeń nasypu istniejącego uzyskano współczynnik stateczności równy $\eta = 1.0$ (rys. 7). Wartość otrzymana z obliczeń potwierdziła wyniki obserwacji nasypu, który znajduje się w stanie równowagi granicznej. Wody opadowe migrujące przez zniszczoną i źle odwodnioną powierzchnię drogi spowodowały zmiany wilgotności gruntu. Sytuacja ta doprowadziła do powstania początkowych spękań, które mogły się przekształcić, przy dalszym braku wykonania robót zabezpieczających, w czynną powierzchnię poślizgu skutkując utratą stateczności nasypu drogowego. Z tego powodu, dla założeń projektowych opisanych w punkcie 3, wykonano obliczenia uwzględniające elementy zabezpieczenia osuwiska (rys.4).

Po wykonaniu obliczeń związanych z realizacją zabezpieczenia osuwiska uzyskano współczynnik stateczności równy $\eta = 1.5$ (rys. 8). Wartość współczynnika uzyskana w obliczeniach jest wystarczająca dla obiektów drogowych i zabezpiecza przed uaktywnieniem się ruchów osuwiskowych na tym terenie.

0 0 1 0

Rys. 7. Potencjalny kształt mechanizmu utraty stateczności dla istniejącego nasypu uzyskany metodą redukcji parametrów wytrzymałościowych c - $tg\varphi$. Współczynnik stateczności $\eta = 1.0$

0 0 1 0

Rys. 8. Potencjalny kształt mechanizmu utraty stateczności dla projektowanego nasypu uzyskany metodą redukcji parametrów wytrzymałościowych c - $tg\varphi$. Współczynnik stateczności $\eta = 1.5$

6. Wykonanie wzmocnienia

Po wykonaniu remontu mostu po stronie południowej i poprowadzeniu ruchu drogowego jezdnią południową rozpoczęto prace mające na celu wzmocnienie nasypu po stronie północnej. W pierwszej kolejności wykonano mur oporowy z systemu komórkowego. Mur posadziono na wymienionej warstwie gruntu, zastępując przypowierzchniową warstwę spoistych glin na grunt niespoisty. Następnie wykonano zasyp z gruntu niespoistego za murem oporowym zmieniający nachylenie skarpy z 1:1,5 do nachylenia 1:2.



Fot. 1. Wzmocnienie podłoża wzdłuż drogi

Po wykonaniu robót u podnóża nasypu przystąpiono do wykonania kolumn żwirowych. Dla zapewnienia lepszej penetracji wibratora w podłoże oraz ograniczenia wpływu oddziaływania kolumn na obiekty sąsiednie tj. mur oporowy u podnóża skarpy i gotowe warstwy drogowe asfaltu w bezpośrednim sąsiedztwie kolumn, zostały wykonane poprzedzające odwierty ułatwiające formowanie kolumn (fot. 1).

Kolumny żwirowe wykonano są w technologii wibrowymiany, tj. za pomocą wibratora wgłębnego z wewnętrznym podawaniem materiału (fot. 2).

W pierwszej fazie wibrator wypełniał się kruszywem i pogrążał w podłoże przy udziale wibracji i docisku maszyny podstawowej. Po

osiągnięciu przewidzianej głębokości następowało formowanie poszerzonej stopy żwirowej w gruncie nośnym. Przy formowaniu stopy żwirowej podłoże rodzime doznawało dodatkowo wzmocnienia na skutek zagęszczenia.



Fot. 2. Wprowadzanie kruszywa w podłoże poprzez wibrator śluzowy

W drugiej fazie następowało formowanie trzonu kolumny w obrębie gruntów słabych. W tym celu do wibratora zostało wsypywane od góry, przez zamykaną śluzę, kruszywo o uziarnieniu z przedziału od 2 do 40 mm. W trakcie podciągania wibratora do góry kruszywo wypływało spod ostrza wibratora przy udziale sprężonego powietrza i wypełniało przestrzeń zajęta wcześniej przez wibrator. Ponowne opuszczenie wibratora powodowało rozepchnięcie kruszywa na boki i zwiększenie efektywnej średnicy kolumny. Posuwisto-zwrotny ruch wibratora był kontynuowany na całej wysokości kolumny żwirowej. Dodatkowym efektem towarzyszącym formowaniu trzonu kolumny żwirowej było poprawienie parametrów mechanicznych otaczającego gruntu.



Fot. 3. Widok skarpy po wzmocnieniu kolumnami żwirowymi i wykonaniu muru oporowego przed wykonaniem zabezpieczenia powierzchniowego skarpy

7. Podsumowanie

Do stabilizacji osuwiska użyto materiałów „podatnych” bez konieczności wykonywania elementów betonowych takich jak pale i ściany oporowe. Uzyskano w ten sposób możliwość dostosowania się elementów wzmacniających do rzeczywistego przebiegu warstw nośnych. Otrzymano szybsze odwodnienie nasypów poprzez kolumny żwirowe i mur oporowy, którego komórki wypełniono materiałem niespoistym (fot. 3).

Dodatkowo rozwiązanie to umożliwiło zmianę kolejności robót bez szkody dla elementów już wykonanych, co przy robotach budowlanych, gdzie trudno przewidzieć dokładny czas wykonywanych robót, ich kolejność, przerwy technologiczne przynosi dodatkowe korzyści.

W przypadku wzmacniania osuwisk należy zawsze dążyć do poprawienia warunków związanych z przepływem wód. Na istniejącej skarpie ze względu na spękania asfaltu woda dostawała się do nasypu z gruntów spoistych, co wpływało na obniżenie parametrów mechanicznych gruntów zalegających w nasypie. Poprzez wykonanie kolumn żwirowych skrócono drogę filtracji w warstwach nasypu, co w dłuższym okresie czasu poprawi parametry gruntów spoistych znajdujących się w nasypie. Ograniczono także dopływ wody do wnętrza nasypu poprzez ułożenie odwodnienia liniowego i wykonanie nowej asfaltowej nawierzchni.

Elementy te w powiązaniu z korektą nachylenia skarpy i zastosowaniem niewysokiego muru oporowego z systemu komórkowego pozwoliły na użytkowanie drogi w bezpieczny sposób.

Bibliografia

1. Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla zadania: „Wzmocnienie nawierzchni do 115 kN/oś na drodze krajowej nr: 4 Kraków – Tarnów odc. II Targowisko – Tarnów, km: 454+797 – km: 500+243. Osuwisko nr ew. G078, PAN Instytut Gospodarki Surowcami Mineralnymi I Energią w Krakowie, ul. Wybickiego 7, Kraków 2001.
2. Uzupełniające badania geotechniczne dla osuwisk w Zgłobicach, P.U.G-L „CHEMKOP LABORGEO” Sp. z o.o. w Krakowie ul. Wybickiego 7, Kraków 2005.
3. Z_Soil v. 4.2, Soil and rock mechanics on microcomputers using plasticity theory. Manual.

STABILIZATION OF LANDSLIDE No G078 ON NATIONAL ROAD No 4 AT ZGLOBICE

Summary

The aim of the analysis is to stabilize the slope taking into consideration the extension of the road embankment. The Drucker-Prager elasto-plastic model in the plain state of strains was used for calculations. Z_Soil was used for conducted analysis. The results regarding the stability of the embankment and the subsoil taking into account the stages of works.

Key words: *landslide protection, slope stability analysis, Vibro Stone Columns*

STABILISIERUNG DES STRASSENERDRUTSCHES VON NUMMER G078 AUF DEM LANDESSTRASSEN 4 IN ZGLOBICE

Zusammenfassung

Das Ziel der Analyse von Berechnungen ist die Sicherung des Erdrutsches unter Ausbauberücksichtigung des Straßendamms. Zur Kalkulation wurde ein elastisch-plastisches Model „Drucker – Prager“ mit einem flachen Verformungszustand angewandt.

Die Berechnungen wurden mit Hilfe des Z-Soil-Programms gemacht. Die dargestellten Ergebnisse sind mit der Stabilität des Damms und der Tragfähigkeit der Grundbettung unter Berücksichtigung der Arbeitsetappe verbunden.

Die Schlüsselwörter: *die Erdrutschabsicherung, die Analyse der Standfestigkeit der Deichböschung und der Abhänge, die Geotechnik, die Kiessäulen*

Zofia Schumacher¹

OSUWISKA W CIĄGU DROGI WOJEWÓDZKIEJ NR 975 NA ODCINKU BUJNE –WOLA KUROWSKA

Streszczenie

W artykule omówiono przyczyny powstania osuwisk w ciągu drogi wojewódzkiej nr 975 relacji Dąbrowa Tarnowska – Dąbrowa, na odcinku przebiegającym wzdłuż Jeziora Rożnowskiego pomiędzy miejscowościami Bujne, a Wolą Kurowską. Przedstawiono dwa sposoby zabezpieczenia osuwisk, tj. przy pomocy gabionów kamiennych oraz mikropali. Zabezpieczenia te trwale ustabilizowały omawiane osuwiska.

Słowa kluczowe: *budownictwo drogowe, osuwiska, droga wojewódzka nr 975*

1. Wprowadzenie

Droga wojewódzka nr 975 relacji Dąbrowa Tarnowska-Dąbrowa na odcinku Bujne - Wola Kurowska przebiega zboczem górskim Pogórza Ciężkowickiego opadającego w kierunku zbiornika wodnego – Jeziora Rożnowskiego. Nachylenie terenu jest rzędu 20°-30°, ma charakter skarpy opadającej stromo w kierunku zbiornika wodnego. Teren jest poprzecinany dolinkami odprowadzającymi wody opadowe i roztopowe. Dodatkowym elementem jest bliskość zbiornika wodnego, którego poziom wody waha się okresowo, wypełniając szczeliny i spękania skalne w zboczu. Wszystkie te elementy wraz z fliszową budową geologiczną stoku z przewagą warstw łupkowych, w tym miękkich łupków

¹ mgr inż., Zarząd Dróg Wojewódzkich w Krakowie, ul. Głowackiego 56, 30-085 Kraków

ilastych, ilów, glin zwięzłych o nachyleniu większym od kąta tarcia wewnętrznego sprzyjają powstawaniu osuwisk.

W ostatnich latach na skutek okresowych długotrwałych opadów deszczu, a także po wiosennych roztopach dochodziło do uaktywnienia się ruchów osuwiskowych. Obfite nawodnienie powodujące zwiększenie ciężaru nadkładu i gwałtowne zmniejszenie wartości parametrów wytrzymałościowych gruntu przyspieszało procesy osuwiskowe. Od momentu przejścia sieci dróg wojewódzkich, tj. od 1999 roku na odcinku ok. 15 km doszło do powstania 5 osuwisk: w Bujnym, Lipiu, Siennej, Woli Kurowskiej i kilku mniejszych zsuwów.

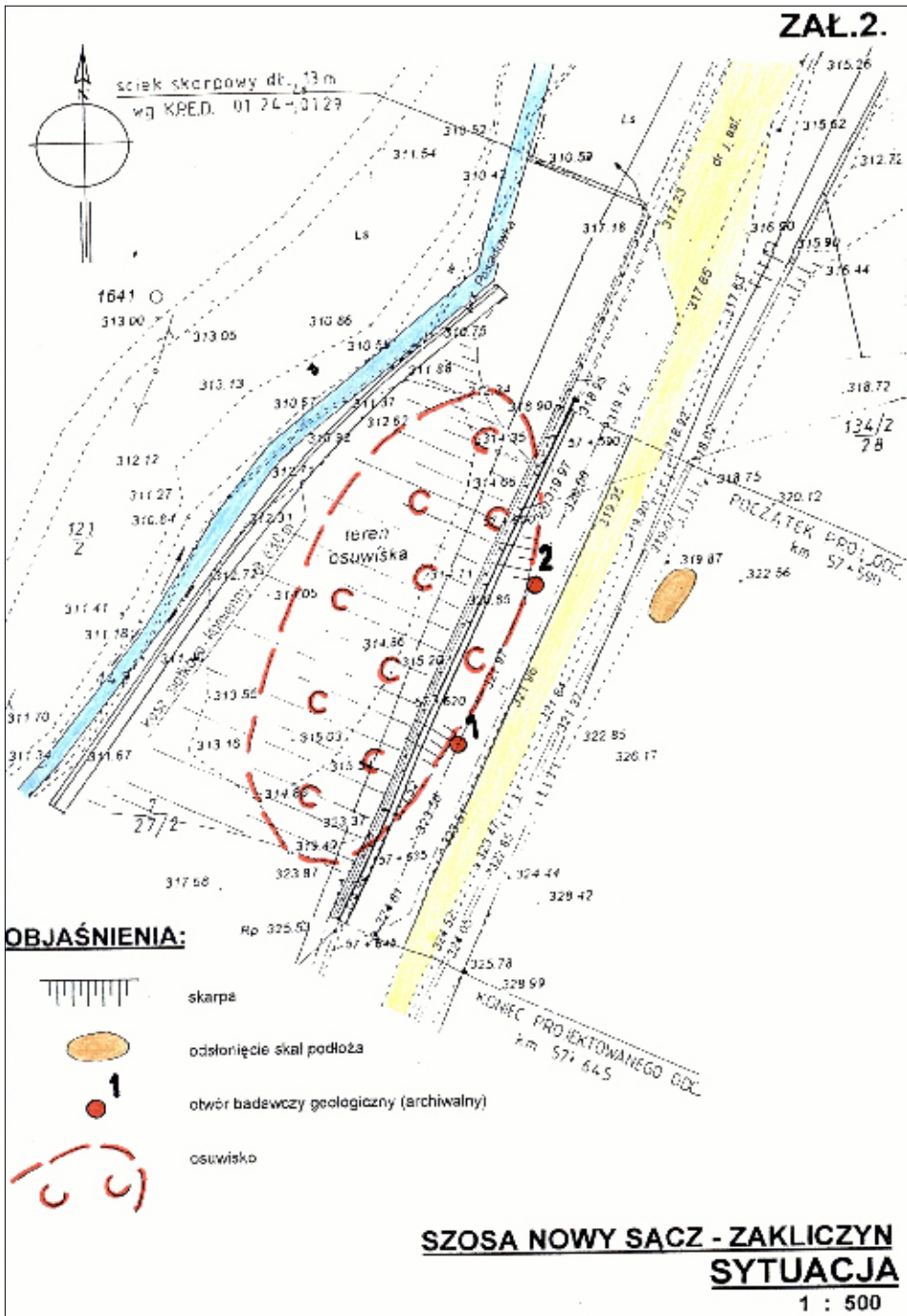
Za każdym razem korpus drogowy ulegał częściowemu lub całkowitemu zniszczeniu zsuwając się w stronę jeziora, tworząc uskoki na nawierzchni uniemożliwiające komunikację. Zarządca drogi zawęził korpus, zabezpieczał tymczasowo, nadsypywał uskoki do czasu wykonania dokumentacji geologiczno-inżynierskiej i projektu wykonawczego, w oparciu o które osuwiska były zabezpieczane i droga odbudowywana.

2. Osuwisko w Bujnym

W 1998 roku w miejscowości Bujne, na północ od Gródka nad Dunajcem powstało osuwisko w km 57+590 – 57+645 (rys. 1), jeden pas ruchu wraz z nasypem obsunął się w kierunku doliny potoku Posadówka (fot. 1a). Poprzedni zarządca drogi rozpoczął prace zabezpieczające, a Zarząd Dróg Wojewódzkich je kontynuował.

Osunięcie się mas ziemnych nastąpiło w wyniku nawodnienia warstwy rumoszu gliniastego pokrywającego zbocze oraz nasypu utworzonego podczas budowy drogi. Płaszczyzna poślizgu powstała w nasypie drogowym.

Stabilizacja osuwiska polegała na zeszkodkowaniu zniszczonej skarpy nasypu, odwodnieniu poprzez ułożenie warstwy filtracyjnej na całej jej powierzchni, ułożeniu na niej geowłókniny (fot. 1b), odtworzeniu nasypu z materiałów przepuszczalnych, podparciu skarpy koszami siatkowo kamiennym, które równocześnie stanowiły umocnienie prawego brzegu potoku Posadówka, co pozwoliło na wyeliminowanie jego erozji brzegowej i zagrożenie podcięcia skarpy.



Rys. 1 Osuwiska w ciągu drogi wojewódzkiej nr 975 odcinek Zakliczyn – Wola Kurowska km 57+590 do 57+645 w miejscowości Bujne



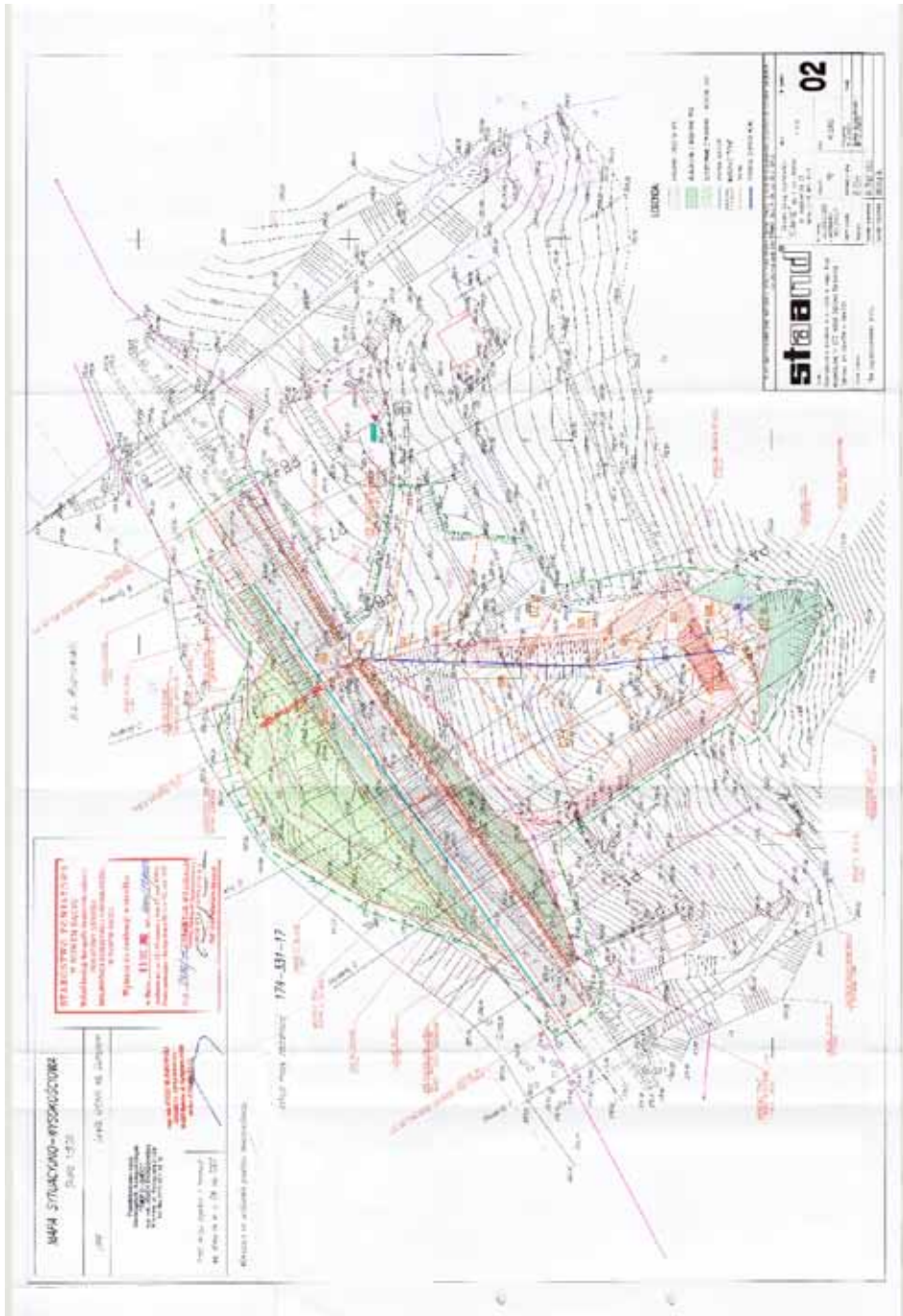
Fot. 1 Osuwisko w Bujnym w ciągu drogi wojewódzkiej nr 975:
a) widok ogólny zniszczonego fragmentu drogi,
b) prace przy zabezpieczeniu stoku i otwarciu korpusu drogi

3. Osuwisko w Lipiu

Osuwisko zlokalizowane w km 69+050-69+200 na zboczu północ-zachodnim powstało w lipcu 2001 roku po występujących w tym okresie nawalnych opadach deszczu (rys. 2). Spowodowało ono gwałtowne osunięcie się mas ziemnych powodując całkowite zniszczenie drogi wojewódzkiej na długości ok. 150 m, a także budynku mieszkalnego i gospodarczego. Czoło osuwiska wsunęło się do Jeziora Rożnowskiego na odległość kilkunastu metrów. Strefa poślizgu była na głębokości 5 – 20 m i stanowiła ją warstwa gliny i zwietrzliny ilastej o konsystencji plastycznej i miękkoplastycznej. Na fot. 2 i 3 przedstawiono widok fragmentów zniszczonej nawierzchni drogi.

Nadmierne nawodnienie gruntów, obniżenie ich parametrów wytrzymałościowych (kohezji i kąta tarcia wewnętrznego) przez długotrwałe deszcze i skoncentrowanie spływu wód powierzchniowych rynną nad niszą osuwiska spowodowały przekroczenie granicy wytrzymałości na ścinanie i ruch całego zbocza w kierunku jeziora. Na obszarze osuwiska stwierdzono dwa poziomy wód gruntowych, które również przyczyniły się do obsunięcia się zbocza. Dla zabezpieczenia stateczności zbocza wykonano[2]:

- odprowadzenie wód powierzchniowych i gruntowych z obszaru osuwiska poprzez odcięcie wód napływających z terenów położonych powyżej zbocza, założenia systemu drenażowego na całym zboczu, którego elementy stanowiły: dreny Φ 100mm w geowłókninie, studnie drenażowe, rurociąg zbiorczy Φ 200mm, przepust pod drogą z komorą wlotową,
- reprofiliacja zdeformowanego stoku z usunięciem urobku z trasy drogi oraz formowaniem skarpy pomiędzy korpusem drogi, a brzegiem jeziora,
- zabezpieczenie stateczności osuwiska przy pomocy mikropali zaporowych zagłębionych w nienaruszone podłoże na głębokości 3-4 m poniżej płaszczyzny poślizgu, wykonano dwa rzędy mikropali iniekcyjnych typu TITAN, jeden rząd podwójny pod dnem rowu od strony górnej skarpy, drugi rząd u stopy nasypu drogowego od strony jeziora, łącznie wbito 401 mikropali o łącznej długości 2199 m, głowice mikropali zostały związane żelbetowym oczepem,
- odbudowa korpusu drogowego z zastosowaniem wymiany gruntu do głębokości 40 cm i geosyntetyku oraz konstrukcji nawierzchni.

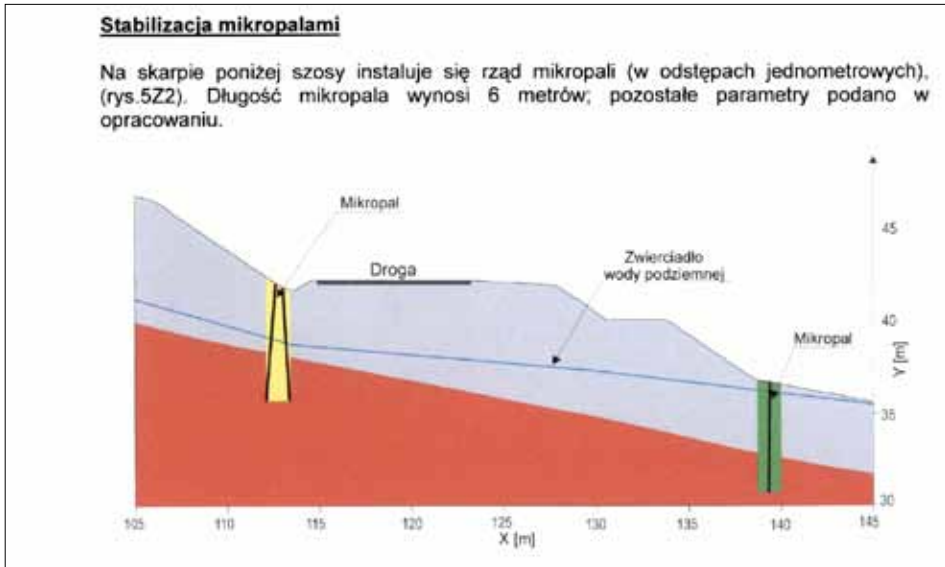


**Rys. 2. Lokalizacja osuwiska w ciągu drogi wojewódzkiej nr 975
km 69+050 do 69+200 w miejscowości Lipie**



Fot. 2, 3. Widok zniszczeń pasa drogowego drogi wojewódzkiej nr 975 przez osuwisko w miejscowości Lipie

Schemat zabezpieczenia osuwiska przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Stabilizacja zbocza drogi poniżej drogi nr 975 przy pomocy mikropali

4. Osuwiska w Siennej

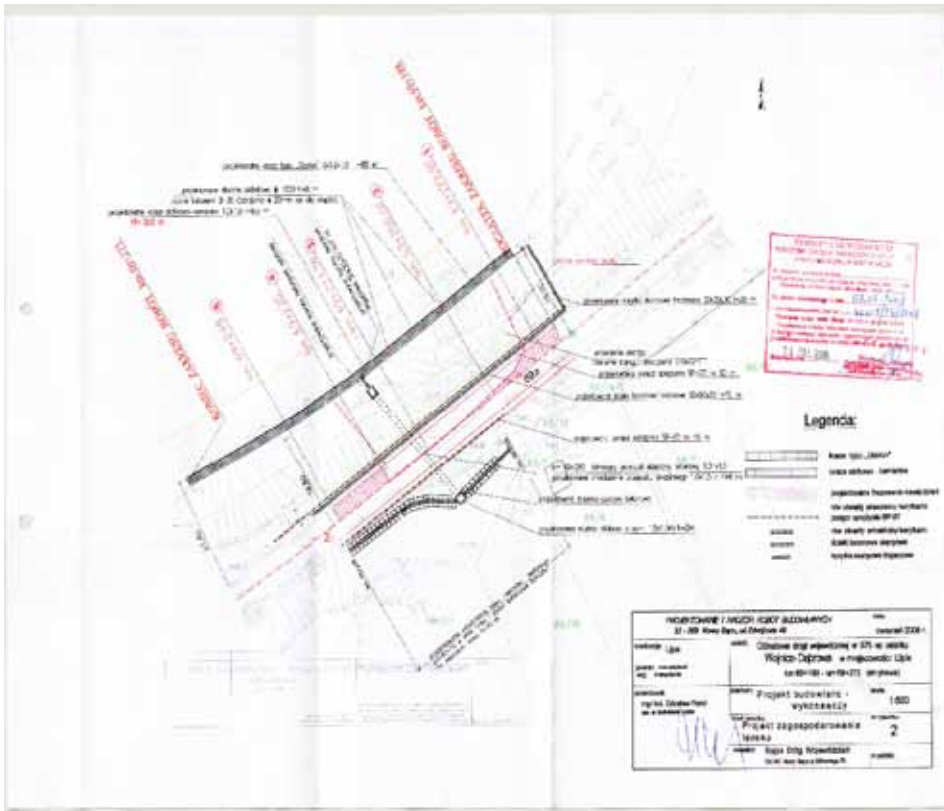
W 2001 roku nastąpił zsuw w km 69+300-69+460, a w 2008 roku w km 69+188-69+248 (rys. 4). Oba te zsuwy sąsiadują z omówionym wyżej osuwiskiem w Lipiu. Wystąpiły one w obrębie stromej skarpy pomiędzy drogą, a zbiornikiem wodnym powodując obsunięcie się części korpusu drogi i zawężając jezdnię do jednego pasa ruchu. Jako przyczynę uznano długotrwałe nawilgocenie gruntów, tj. niestabilnych warstw gliny i zwiędzłego łupka ilastego i wytworzenie się na ich poziomie płaszczyzny poślizgowej oraz wysoki stan lustra wody w zbiorniku wodnym. Fragment uszkodzonego odcinka pasa drogowego przedstawiono na fot. 4.

Sposób zabezpieczenia pasa drogowego przedstawiono na rys. 5 w przekroju poprzecznym drogi.

W celu zabezpieczenia w obu przypadkach zastosowano [1]:

- uporządkowanie spływu wód opadowych napływających od zbocza poprzez wykonanie szczelnego rowu odwadniającego bez możliwości przesączania wody do podłoża skarpy,

- odbudowa i udrożnienie przepustu drogowego ze sprowadzeniem wody do podnóża skarpy,
- wykonanie zabezpieczenia podnóża skarpy na linii zbiornika wodnego poprzez wykonanie kamiennego fundamentu zalanego betonem, posadowionego na warstwie nośnej piaskowca, ułożenie gabionów z kamienia łamanego w siatkach metalowych schodkowo na zakładkę do wysokości powyżej maksymalnego piętrzenia wody w jeziorze (fot. 5). Dodatkowo kosze zostały zakotwione w nasypie siatką z drutu powlekanego PCV. Ściana z gabionów od strony stoku była wykładana geowłókniną (fot. 6),
- wyprofilowanie skarpy i odbudowa korpusu drogowego wraz z konstrukcją nawierzchni.



Rys. 4. Lokalizacja osuwiska na drodze wojewódzkiej nr 975 w miejscowości Sienna



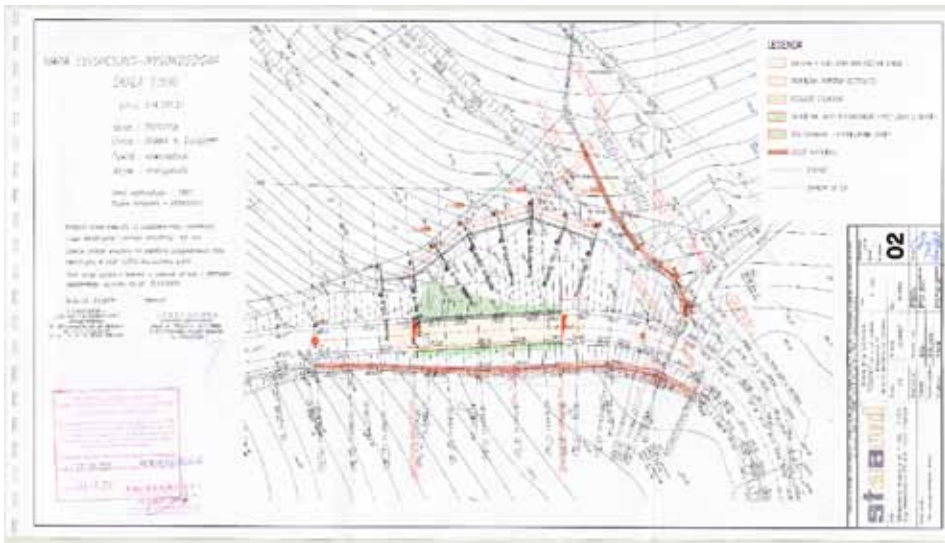
Fot.5. Widok ułożonej przypory zabezpieczającej podnóże skarpy, wykonanej z gabionów



Fot. 6. Widok z góry na przyporę wykonaną z gabionów z włókniną układaną od strony stoku

5. Osuwisko w Woli Kurowskiej

Osuwisko położone w km 71+925-71+970 w miejscowości Wola Kurowska (rys. 6) dawało o sobie znać od momentu przejścia sieci dróg wojewódzkich tj. od 1999 roku. Było to rozległe osuwisko o wymiarach 145 m długości, 80 m szerokości i 49 m wysokości. W górnej części osuwiska zlokalizowany jest nasyp drogi wojewódzkiej. Płaszczyzna poślizgu była na głębokości 10 m pod nasypem. Pod nasypem drogowym znajdował się przepust, który odprowadzał zbierające się wody ze stoku na drugą stronę drogi. Na nawierzchni co roku pokazywały się pęknięcia i uskoki świadczące o ruchach podłoża pod nasypem. Teren poniżej nasypu również wskazywał na występujące pełzania gruntu. Do momentu trwałego zabezpieczenia, do którego doszło w 2008 roku wszystkie uskoki były niwelowane przez nakładanie kolejnych warstw nawierzchni, przez co nasyp był stale dociażany. W 2008 roku doszło do powstania dużych uskoków nawierzchni (fot. 7), co zmusiło zarządcę do opracowania dokumentacji geologiczno-inżynierskiej i projektu wykonawczego zmierzającego do trwałego zabezpieczenia tego miejsca.



Rys. 6. Lokalizacja osuwiska w ciągu drogi nr 975 w km 71+925 do 71+970 w miejscowości Wola Kurowska



Fot. 7. Widok uszkodzeń w nawierzchni drogowej i skarpie nasypu, po tymczasowym zabiegu zabezpieczającym

Ustabilizowanie osuwiska [4] polegało na:

- wykonaniu bariery z dwóch rzędów mikropali zaporowych zgłębnionych w nienaruszonym podłożu na głębokości 6 - 9 m, zlokalizowanych u podnóża skarpy nasypu, zwieńczonych oczepem żelbetowym, oraz w górnej części nasypu, pod poboczem od strony zachodniej. Zastosowano mikropale typu TITAN 52/26 u podnóża skarpy – długości 9 m i TITAN 40/16 (kotwiące) długości 9 m.
- uporządkowanie odwodnienia polegające na umocnieniu i uszczelnieniu rowu od strony zbocza korytkiem ściekowym typu muldowego, wraz z ubezpieczeniem skarp rowu płytkami chodnikowymi, wybudowaniu komory zbiorczej przed przepustem, wybudowaniu kanału za przepustem, ubezpieczeniu rowu odprowadzającego wodę do odbiornika w celu uniknięcia rozlewania się jej po zboczu.

- W celu przejścia wód przesiąkowych wykonano drenaż pod rowem wschodnim z odprowadzeniem do komory zbiorczej, a także drenaż z rur perforowanych PCV u podnóża nasypu, wzdłuż żelbetowego oczepu wieńczącego układ mikropali.

6. Podsumowanie

Droga wojewódzka nr 975 na odcinku Bujne – Wola Kurowska ze względu na niekorzystną budowę geologiczną zbcza, bliskość zbiornika wodnego, oraz układ morfologiczny narażona jest na stałe ruchy mas ziemnych.

Wizje terenowe przeprowadzane przez kolejne komisje, które decydowały o dofinansowaniu robót związanych z ustabilizowaniem osuwisk na drodze 975, dochodziły do wniosku, że drogę tę należałoby przetrasować innym śladem, w celu uniknięcia podcinania zbcza. Jest to oczywiście niemożliwe, stanowi ona bowiem piękny szlak turystyczny łączący Gródek nad Dunajcem oraz inne mniejsze miejscowości wypoczynkowe z Nowym Sączem na południu oraz Zakliczynem i Tarnowem na północy.

Zarządca drogi zdecydował się na wykonanie zabezpieczeń czynnych stref osuwiskowych. Wybrano dwa sprawdzone, ale niekoniecznie najtańsze systemy, Są to mikropale (Lipie, Wola Kurowska) oraz przypory z ułożonych gabionów wypełnionych kruszywem kamiennym (Bujne, Sienna).

Prace zabezpieczające wykonano w latach 1999 - 2008). Zabezpieczone odcinki charakteryzują się stabilnością. Jest to jednak zbyt krótki okres czasu, aby stwierdzić o 100% skuteczności. Okresy, w których następuje aktywizacja procesów osuwiskowych następuje w cyklu kilku, a nawet kilkunastoletnim. Związane jest to zawsze z okresami długotrwałych opadów atmosferycznych. Skuteczność wykonanych zabezpieczeń zostanie dopiero wówczas zweryfikowana.

W artykule wykorzystano projekty wykonawcze:

1. „Osuwisko na drodze woj. nr 975 w rejonie miejscowości Sienna, gmina Gródek nad Dunajcem”, Zakład Usługowo-Produkcyjny BITHEM s.c.

2. „Zabezpieczenie osuwiska w m. Lipie w ciągu drogi wojewódzkiej nr 975 relacji Dąbrowa Tarnowska – Dąbrowa, km 69+050 – 69+200”, Ośrodek Usług Inżynierskich STAND Spółka z o.o.
3. „Projekt budowlano-wykonawczy odbudowy drogi wojewódzkiej nr 975 na odcinku Wojnicz-Dąbrowa w miejscowości Lipie w km 69+188-69+248”, Zdzisław Parol
4. „Zabezpieczenie osuwiska w km 71+925-71+970 drogi wojewódzkiej nr 975 w m. Sienna, Zbyszyce”, Ośrodek Usług Inżynierskich STAND Spółka z o.o.

LANDSLIDES ON THE ROAD No 975 SECTION FROM BUJNE TO WOLA KUROWSKA

Summary

The causes of landslides on the regional road No 975 from Dąbrowa Tarnowska to Dąbrowa, at its section along Rożnowskie Lake between Bujne and Wola Kurowska have been described in the paper. The two ways of the landslide protection i.e. using riprap gabions and micropales have been also presented. These ways of protection have been permanently stabilized mentioned landslides.

Key words: road engineering, landslides, road No 975

ERDRUTSCHE ENTLANG DES WOIWODSCHAFTSWEGS NR. 975 AUF DEM ABSCHNITT; BUJNE – WOLA KUROWSKA

Zusammenfassung

Im Aufsatz werden die Entstehungsursachen von Erdrutschen entlang des Woiwodschaftswegs Nr. 975: Dąbrowa Tarnowska – Dąbrowa, auf dem Abschnitt neben Stausee Jezioro Rożnowskie zwischen den Orten Bujne und Wola Kurowska, kurz besprochen. Es werden zwei Methoden der Erdrutschsicherung, d.h. mit Hilfe von Steindrahtkästen und Mikropfählen dargestellt. Diese Versicherungen haben dauerhaft die besprochenen Rutsche stabilisiert.

Die Schlüsselwörter: der Straßenbau, die Erdrutsche, der Woiwodschaftsweg Nr. 975

Robert Sołtysik¹

ZABEZPIECZANIE SKARP I KORPUSÓW DROGOWYCH W REJONACH OSUWISKOWYCH PRZY POMOCY PALISAD Z PALI DFF KOTWIONYCH MIKROPALAMI TITAN

Streszczenie

W artykule przedstawiono problemy dotyczące zabezpieczeń wykopów i nasypów drogowych w rejonach osuwiskowych wykonywanych metodami wiertniczymi w postaci palisad oraz palisad kotwionych. Przedstawiono nową technologię wykonywania pali nazwanych palami DFF umożliwiającą realizowanie palisad w utrudnionych warunkach fliszu karpackiego. Technologia ta pozwala na szybkie i wydajne prowadzenie wierceń zarówno w gruntach zalegającymi nad spągiem warstw skalistych jak również w samych skałach miękkich oraz twardych.

Słowa kluczowe: *palisada, kotwa, flisz karpacki, wiercenie*

1. Wprowadzenie

Po długim okresie stagnacji w budownictwie drogowym w Polsce, następuje obecnie znaczący rozwój infrastruktury drogowej. Bezpośrednim impulsem dla takiej sytuacji jest zwielenokrotnienie środków finansowych przeznaczanych na remonty istniejących i budowę nowych dróg na terenie całego kraju. Jest to możliwe dzięki dużej ilości funduszy strukturalnych z Unii Europejskiej dedykowanych na te cele.

¹ mgr inż., SOLEY Sp. z o.o., ul. Przemysłowa 33, 32-083 Balice, tel. 602 404 557, r.soltysik@soley.pl

Rozwojowi temu, zwłaszcza w jego początkowym okresie towarzyszy szereg problemów. Część problemów ma charakter ogólny, związany zwykle ze złożonymi procedurami formalności towarzyszących procesowi budowlanemu na każdym z jego etapów oraz z pozyskiwaniem i rozliczaniem środków finansowych. Pozostałe problemy mają często charakter lokalny. Do takich można zaliczyć:

- słabe nośności gruntów,
- zurbanizowanie znacznych obszarów przed powstaniem planów lokalizacyjnych dla inwestycji drogowych,
- problemy z obszarami chronionymi z uwagi na szczególne walory ekologiczne, w tym obszary objęte programem Natura 2000,
- protesty społeczności lokalnych uniemożliwiające skuteczne wytyczenie nowych tras drogowych,
- utrudnienia wynikające z ukształtowania terenu, zwłaszcza w rejonach podgórskich i górskich, ze szczególnym nasileniem się skali problemu w rejonach osuwiskowych.



Fot. 1. Palisada z pali DFF kotwiona 2 rzędami mikropalami kotwiących TITAN 40/16 - budowa muru oporowego w zadaniu „Rozbudowa drogi krajowej Nr 7 Kraków – Chyżne na drogę ekspresową Nr S-7 na odcinku Myślenice – Pcim”

Tematem niniejszego artykułu jest opisanie technologii i przedstawienie zalet wykonywania palisady z pali DFF i mikropali kotwiących TITAN (patrz fot. 1 jako jednego ze sposobów rozwiązywania problemu zdefiniowanego w punkcie utrudnienia w budowie, modernizacjach i remontach dróg wynikające z ukształtowania terenu o charakterze górskim, osuwiskowym).

Dobre zaprojektowanie właściwych rozwiązań technicznych przy budowie lub modernizacji drogi jest dla projektanta obowiązkiem wynikającym z jego rzemiosła, ale wykonanie podobnego zadania w rejonie osuwiskowym urasta do rangi sztuki.

2. Obszar wstępnych działań projektowych

Projektant przed rozpoczęciem pracy nad efektem końcowym swojego zadania, czyli rozwiązaniem technicznym, które ma odizolować lub ograniczać wpływ aktywnego czy potencjalnie aktywnego osuwiska na zabezpieczany teren, musi dokonać na podstawie dokumentacji geologiczno-inżynierskiej analizy warunków geologicznych i geotechnicznych terenu. W wyniku tej analizy powinna powstać mapka terenu, na którym koncentrować się będą działania projektanta z wydzieleniem stref o różnych typach zabiegów. Podstawowy i zazwyczaj największy obszar to rejon zabiegów zmierzających do poprawy stosunków wodnych: odwodnienia i drenaże powierzchniowe. Drugi co do wielkości obszar to ewentualne zabiegi techniczne wykazujące się pewną elastycznością, dopuszczające możliwość niewielkich przemieszczeń wykonanych konstrukcji oporowych, oddziałujących aktywnie na niestabilne podłoże. Do grupy tych zabiegów można zaliczyć bardzo skuteczną metodę gwoździowania skarp i zboczy osuwiskowych wprowadzaną z rozmachem i dużym powodzeniem przez firmę TITAN Polska, a uzupełnioną w ostatnich latach o stosowanie elastycznej opinki ze stalowej siatki typu TECCO.

Wreszcie trzeci, najbardziej ograniczony terytorialnie obszar planowanych zabiegów to rejon bezpośredniej ochrony zabezpieczanego obiektu lub grupy obiektów. Może to być odcinek drogi, budynek, grupa budynków lub dowolna konfiguracja obiektów. W tej części projektu mamy na ogół do czynienia z konstrukcjami o zwartej budowie nie dopuszczającymi do większych przemieszczeń gruntu i obiektów na

nim się znajdujących. Są to często mury oporowe o bardzo różnej konstrukcji i różnych zasadach działania. Historycznie rzecz ujmując najstarsze konstrukcje to mury oporowe układane z kamieni „na sucho” i na zaprawie. Mają one swoje odpowiedniki współczesne w postaci murów z koszy siatkowo-kamiennych w rozmaitych odmianach. Te nowoczesne konstrukcje zachowały takie cechy swoich pierwowzorów jak niski koszt czy krótki czas realizacji i często walory estetyczne, ale ciągną się za nimi i pewne „grzechy pierworodne” i ograniczenia takie choćby jak: konieczność utrzymania stateczności wykopu czy skarpy w chwili budowy muru, zajmowanie dużej ilości miejsca w planie sytuacyjnym zabezpieczanej okolicy, czy brak możliwości oddziaływania wglębnego dla zespolenia stref aktywnych i pasywnych osuwiska. Dodatkowo stosowanie murów oporowych z konstrukcji siatkowych w korytach rzek powoduje ryzyko ich rozprucia niesionymi w czasie wezbrań i powodzi pniami dużych drzew i powstawania nawisów i podmyć na skutek erozji dennej, czyli systematycznego obniżania się dna na nieuregulowanych odcinkach cieków. Osobnym problemem jest ich słaba odporność na czynnik ludzki, czyli na wandalizm i kradzież kamienia z rozciętych siatek. Skutkiem pochodnym do „działalności ludzkiej” jest również wątpliwy walor estetyczny takich murów po przejściu większej wody, która „dekoruje” powierzchnie siatek wszelkiego rodzaju śmieciami niesionymi ze sobą.

Niektóre wady murów oporowych konstruowanych z koszy eliminują statyczne mury żelbetowe, które jednakże również mają swoje ograniczenia. Autor artykułu stoi na stanowisku, że w specyficznych warunkach fliszu karpackiego najlepsze rezultaty przy zabezpieczaniu osuwisk dają techniki wiertnicze, umożliwiające „zszywanie” ze sobą stref aktywnych, przemieszczających się w dół zboczy ze strefami pasywnymi, stabilnie zalegającego podłoża. Do tego typu rozwiązań zaliczyć można wspomniane już wglębne zbrojenia gruntu metodą gwoździowania, poprzeczne do osi zabezpieczanego korpusu drogowego żebra posadawiane na pionowym lub koźłowym układzie pali lub mikropali, czy też palisady usytuowane najczęściej równolegle do osi drogi. To właśnie tego typu palisady będą przedmiotem dalszej części artykułu.

Palisada może być ukształtowana w całości poniżej terenu lub częściowo poniżej istniejącego albo projektowanego terenu, a częściowo może być wykorzystana jako szkielet nośny dla nadziemnej części

murów oporowych. Z uwagi na charakter pracy, palisady możemy podzielić na palisady wspornikowe i kotwione. W palisadach wspornikowych moment zginający powstający od parcia gruntu strefy aktywnej przenoszony jest w całości przez sztywność pali lub mikropali tworzących ich konstrukcję. Fakt ten wymusza stosowanie do wykonywania palisad wspornikowych pali o dużej średnicy i zbrojeniu o dużej sztywności. Wiercenie pali wielkośrednicowych w warunkach osuwiskowych we fliszu karpackim nastęrcza pewne trudności i ryzyko, które projektant musi każdorazowo brać indywidualnie pod uwagę. Rzadko zdarza się, by w naprzemiennie ułożonych warstwach fliszowych nie pojawiały się ławice twardego piaskowca trudnego do zwiercania narzędziami obrotowymi o dużych średnicach. Natomiast idea działania ściany wspornikowej wymaga uzyskania solidnego utwierdzenia w warstwie pasywnej niezależnie od przeszkód napotykaných w trakcie wiercenia. Fakt ten powoduje czasem nieoczekiwane wydłużenie czasu wykonywania robót i wyraźne zwiększenie ich kosztów. Zagrożeniem bywa natomiast duży ciężar palownic wykorzystywanych do wiercenia pali wielkośrednicowych pracujących w strefach o stanie chwiejnej równowagi. W niektórych wypadkach istnieje możliwość zmniejszenia średnic pali w palisadach poprzez wykonanie dwóch rzędów pali spiętych na poziomie głowic żelbetowym oczepem.

Inne rozwiązanie zostało przyjęte w palisadach kotwionych. Tu siły poziome przejmowane są w dużej mierze poprzez mikropale kotwiące rozmieszczone najczęściej w jednym lub dwóch poziomych rzędach. Takie rozwiązanie pozwala na znaczne odciążenie pali stanowiących ośnowę palisady i zastosowanie w nich znacznie „odchudzonego” zbrojenia.

3. Technologie kotwienia palisad

W dalszej części artykułu omówione zostaną zalety i wady różnych technik wykonywania zasadniczych elementów palisad kotwionych. Opinie i uwagi na temat poszczególnych rozwiązań technologicznych wynikają z doświadczeń Autora zebranych w trakcie wykonanych w ostatnich latach przez firmę „SOLEY” ponad 200.000 m mikropali, pali, kotew i gwoździ gruntowych w utworach fliszowych, w znacznej mierze w strefach osuwiskowych.

3.1. Zakotwienia palisady

Zakotwienia palisady można wykonać w oparciu o jedną z trzech technologii. Pierwszą z nich są linowe kotwy gruntowe. Charakteryzują się one możliwością wykonania zarówno w wersji czasowej (do dwóch lat eksploatacji) jak i w wersji do zastosowań trwałych. Elementem roboczym takich kotew jest elastyczne ciągnie w postaci liny lub splotu drutów odpowiednio zabezpieczonych antykorozyjnie. Dla poprawnej pracy kotwy linowej niezbędne jest wykonanie wstępne- go naprężenia ciągnia. Uaktywnia to pracę kotwy z dość wysokim wysileniem od początku jej eksploatacji. Dla wykonania kotwy li- nowej niezbędne jest odwiercenie otworu z pełnym rurowaniem, co w warunkach gruntowych fliszu karpackiego jest bardzo poważnym utrudnieniem czasowym i kosztowym. Porównanie czasu wiercenia zakotwień nie wymagających wiercenia z rurowaniem, z wierceniami wymagającymi pełnego rurowania wypada jak stosunek 1:3. Ponadto kotwy linowe posiadają wadę, która praktycznie eliminuje je z zasto- sowań przy zabezpieczaniu osuwisk fliszowych. Kotwy linowe działają wyłącznie osiowo, w linii łączącej punkt ich utwierdzenia w gruncie z punktem usytuowanym bezpośrednio przy ich głowicy, dociągając do siebie te punkty. Nawet niewielkie deformacje terenu na skutek działania zabezpieczanego osuwiska powodują niszczenie ciągnie ko- tew i ich ochrony antykorozyjnej, a ponadto elastyczne ciągnie nie ma pozytywnego oddziaływania na przemieszczanie się stref aktywnych i pasywnych względem siebie poza ich doprężaniem. Tej ostatniej wady pozbawione są kotwy i mikropale kotwiące, których ciągnie wykonane są z pełnych prętów takich jak w systemach GEWI lub SAS, jednakże i one wymagają żmudnego wiercenia z rurowaniem otworu. Występu- jące naprzemiennie warstwy fliszowe materiału łupkowego i piaskow- ca stanowią jeden z trudniejszych ośrodków do wiercenia, zwłaszcza tzw. wiercenia kierunkowego, pod kątem zbliżonym do poziomym, gdzie warstwy kruchych, rozsypliwych łupków nie pozwalają na utrzymanie stateczności ścian otworu. Próby wykonywania otworów nie rurowa- nych i późniejszego wkładania pełnych prętów na ogół spełniają na niepowodzeniach lub, co gorsza doprowadzają do wprowadzenia zbro- jenia, ale bez właściwego zabezpieczenia antykorozyjnego. Niewąt- pliwie wad wymienionych wyżej pozbawiony jest system wymyślony i opatentowany prawie ćwierć wieku temu przez Ernsta Ischebecka

i nazwany przez niego systemem TITAN. System ten potocznie zwany jest dziś systemem samowiercącym, co oznacza, że w jednym cyklu roboczym odbywa się wiercenie, osadzanie zbrojenia i iniekcja otworu mikropala, kotwy lub gwoźdźcia gruntowego. System ten nie wymaga wiercenia z użyciem rur osłonowych z uwagi na fakt, że osadzany w otworze element zbrojący jest wykonany z gwintowanej rury, średnikiem której doprowadzana jest w trakcie wiercenia płuczka wiertnicza, a po uzyskaniu docelowej głębokości płuczka zamieniana jest na gęsty zaczyn cementowy służący do iniekcji zasadniczej. Dopracowany z dużą starannością zestaw systemowych koronek wiertniczych pozwala przy użyciu nowoczesnych wiertnic skutecznie i sprawnie wykonywać zakotwienia o dowolnej długości. Nośności obliczeniowe tych mikropali zawierają się w przedziale od 125 kN do 1900 kN. Daje to pełną swobodę projektantowi przy opracowywaniu szczegółowych rozwiązań zakotwień palisady.

3.2. Pionowe elementy palisady

Jako pionowe elementy palisady przy zabezpieczeniach osuwisk projektowane są w ostatnich latach mikropale, pale wiercone, pale CFA i kolumny jet grouting. Zalety i wady niektórych mikropali wykonywanych z rurowaniem i bez rurowania są w znacznej mierze podobne do opisywanych wyżej cech mikropali kotwiących. Oczywiście nie istnieją rozwiązania idealne i zarazem uniwersalne dla każdego problemu. Jeżeli uwarunkowania terenowe pozwalają na zastosowanie do wykonywania pionowych elementów palisad sprzętu o masie powyżej 40 ÷ 50 ton, a wytrzymałości na zginanie jednostkowych pali przekraczają ~ 50 kNm to ekonomicznie i jak najbardziej poprawnie jest zaprojektować pale wiercone o średnicach z przedziału 400 do 600 mm, tzw. pale normalnych średnic zamiast mikropali. Takie średnice pozwalają na zainstalowanie wewnątrz pala sztywnego zbrojenia z profilu walcowanego w postaci dwuteownika zwykłego lub dwuteownika szerokostopowego albo w postaci odpowiednio wzmocnionego na zginanie zbrojenia koszowego. Zawsze w takich przypadkach należy pamiętać o zasadzie, że bezpieczniej jest zastosować więcej elementów o mniejszych jednostkowych obciążeniach niż mniej elementów bardziej obciążonych, których awaria z powodu choćby lokalnie gorszych parametrów gruntu może pociągnąć poważniejsze konsekw-

cje. Dwa kolejne sposoby wykonywania pionowych elementów palisad pojawiające się w projektach zabezpieczania osuwisk powodują wiele kłopotów i zamieszania na etapach przetargów i wykonawstwa robót. Nowoczesna i szybka w realizacji metoda wykonywania pali CFA, czyli metoda świdra ciąglego daje dobre rezultaty w różnych warunkach gruntowych, z wyjątkiem gruntów skalistych. Zatem jeśli zamysłem projektanta jest postawienie pala na stropie skały lub z jego niewielkim w niej utwierdzeniem, to jest to technologia poprawna. Jeśli natomiast zamierza skutecznie zagłębić się tą technologią na przykład na „dwa metry w skałę twardą”, to powinien zapytać o opinię kilka firm wykonawczych. Ciężką, mozolną pracą i kosztem zniszczonych narzędzi i nadwyreżonych palownic można spełnić w tej technologii i takie oczekiwanie projektanta. Są jednak życzenia, których przy najszerszych chęciach i ogromnych staraniach wykonawca spełnić nie może. Do takich należy wykonanie kolumn jet grouting o średnicach kilkudziesięciu centymetrów w utworach fliszowych, zwłaszcza w jego twardszych strefach. Technologia opracowana do wzmacniania i zeskalania słabonośnych gruntów spoistych, organicznych i piaszczystych opisywane ma w literaturze fachowej w Polsce i na świecie podstawowe ograniczenia w stosowaniu do gruntów skalistych właśnie. Ponieważ w technologii tej przewód wiertniczy pograża się do zaprojektowanej głębokości z wykorzystaniem koronki wiertniczej o średnicy do kilkunastu centymetrów, a następnie urabia się grunt poprzez cięcie go strumieniem zaczynu cementowego, niepomierne zdumienie wywołało u potencjalnych wykonawców zaprojektowanie przy zabezpieczeniu jednego z osuwisk w ubiegłym roku kolumn jet grouting o średnicy jednego metra „zakotwionych minimum trzy metry w skałę”.

W oparciu o własne doświadczenia i obserwacje prac prowadzonych we fliszu karpackim przez inne firmy, Autor artykułu opracował nową metodę wykonywania pali o średnicach do 600 mm, dedykowaną specjalnie dla robót prowadzonych we fliszu, co znalazło odzwierciedlenie w nazwie metody: DFF – Designed For Flysch (zaprojektowane dla fliszu). Metoda ta jest kompilacją dwóch znanych wcześniej metod prowadzenia prac wiertniczych. Jej podstawowe założenia przedstawiają się następująco. Pale DFF umożliwiają, przez dwuetapowość ich realizacji dostosowanie techniki wiercenia do rodzaju przewiercanych gruntów. W trakcie realizacji pierwszego etapu wiercenia stosowana

jest technika wiercenia dwugłowicowego, z rurą osłonową. Zespół dwóch głowic wiertniczych napędza w kierunkach przeciwbieżnych wewnętrzne narzędzie – świder spiralny (ślimak) i narzędzie zewnętrzne – świder rurowy (stanowiący jednocześnie rurę osłonową). Na tym etapie przewiercane są wszelkie grunty nieskaliste, a zatem: nasypy, piaski, żwiry, namuły, gliny i inne utwory geologiczne mogące występować nad stropem skał miękkich lub twardych. Taką techniką należy doprowadzić do posadowienia rury osłonowej na stropie skał. Po usunięciu z wnętrza rury osłonowej ślimaka następuje wiercenie techniką przewidzianą dla drugiego etapu robót wiertniczych, czyli przewiercanie skał miękkich lub skał twardych przy zastosowaniu młotka wgłębnego – DTH (Down The Hole hammer). Młotek wgłębny jest narzędziem o napędzie pneumatycznym, wymagającym kompresorów o ciśnieniu roboczym rzędu $0,6 \div 2,5$ MPa i wydatku od kilkunastu do kilkudziesięciu m^3/min . Im wyższe parametry zasilania młotka wgłębnego, tym postęp prac wiertniczych szybszy. Młotek wgłębny przekazuje energię udaru bezpośrednio na koronkę wiertniczą pracującą na dnie otworu. Eliminuje to straty energii występujące przy innych technikach wiercenia udarowego oraz ogranicza w istotny sposób hałas i drgania związane z pracami wiertniczymi. Wiercenie młotkiem wgłębnym umożliwia pokonywanie kolejnych warstw skał o różnych stopniach twardości, w tym skał powyżej $R_c = 100$ MPa. Postęp robót wiertniczych nie jest uzależniony od głębokości otworu, co pozwala osiągać zaprojektowane wymiary pala niezależnie od rodzaju napotkanych skał. Usuwanie urobku na tym etapie robót odbywa się w sposób ciągły poprzez wydmuch zwiercin (pyłu, okruchów skalnych) na zewnątrz otworu przez zużyte w młotku wgłębnym powietrze wydostające się z otworów w koronce wiertniczej (tzw. płuczka powietrzna). W przypadku natrafienia na warstwy skał miękkich o dużej miąższości i bardzo słabych parametrach mechanicznych nie gwarantujących utrzymania stabilności wierconego otworu, należy zastosować młotek wgłębny z poszerzaczem, umożliwiającą opuszczanie rur osłonowych poniżej stropu skał.

Po osiągnięciu zaprojektowanej głębokości, z otworu należy usunąć młotek wgłębny oraz przewody wiertnicze i przystąpić do betonowania pala. Betonowanie pala należy prowadzić z zachowaniem zasad przewidzianych w normie PN-EN 1536 Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Pale wiercone. Po wykonaniu betonowania należy

wprowadzić do betonu zbrojenie w postaci profilu walcowanego lub zbrojenie koszowe. Ostatnią czynnością jest usunięcie rury osłonowej.

Do chwili obecnej wykonano kilka realizacji w oparciu o te metody wykonywania pali – wszystkie z dobrym skutkiem, a kilka następnych jest już zaprojektowanych.

4. Podsumowanie

Technologia wiercenia pali DFF umożliwia szybkie i skuteczne wykonywanie palisad w rejonach osuwiskowych, a kotwienie palisad mikropalami TITAN pozwala na zastosowanie zbrojenia pali o mniejszej sztywności.

STABILIZATION OF SLOPES AND ROAD EMBANKMENTS IN THE AREAS OF LANDSLIDES USING ANCHORED PALISADES DRILLED WITH DFF PILES

Summary

This article presents problems concerning the stability problems of road excavations and embankments in the areas of landslides, performed in the form of palisade and anchored palisade. The new technology of performance of piles called DFF, allowing for piling in the sophisticated conditions of Carpathian flysch have been discussed. This technology allows for fast and efficient conduct of drilling both on soils as well as in the soft and hard rocks.

Key words: *palisade, anchor, Carpathian flysch, drilling*

SICHERUNG VON STRASSEN- UND KÖRPERBÖSCHUN- GEN IN DEN RUTSCHUNGSGEBIETEN MIT HILFE DES GITTERS AUS DEN MIT TITAN-MIKROPFAHLEN VERAN- KERTEN DFF-PFAHLEN

Zusammenfassung

In dem Aufsatz wurden die Probleme der Sicherung von Straßengruben und -aufschüttungen in Rutschungsgebieten behandelt, die als Bohrfahlwände oder verankerte Bohrfahlwän-

de ausgeführt werden. Dargestellt wird das neue Verfahren der Pfahlausführung, der sog. DFF, das es erlaubt, Pfahlwände unter schwierigen Bedingungen des Carpathian Flyschs auszuführen. Das Verfahren ermöglicht, die Bohrungen schnell und effizient sowohl in Böden als auch in weichen und harten Felsen auszuführen.

Schlüsselwörter: *das Gitter, der Anker, das Karpatenflysch, die Bohrung*

Elżbieta Stilger-Szydło¹
Antoni Szydło¹

OSUWISKA SKARP DROGOWYCH – PRZYCZYNY POWSTAWANIA, ZAPOBIEGANIE

Streszczenie

W niniejszym artykule przedstawiono specyfikę osuwisk w drogownictwie, ilustrując je wybranymi przykładami osuwisk skarp i nasypów oraz masywów skalnych na terenie województwa dolnośląskiego. Omówiono przyczyny ich powstawania oraz zastosowane sposoby zabezpieczenia.

Słowa kluczowe: osuwiska skarp i masywów skalnych, zabezpieczenia

1. Wprowadzenie

Osuwiska oraz zsuwy skarp i zboczy powstają podczas wykonywania wykopów i nasypów, jak też w trakcie eksploatacji obiektów drogowych. Dzieje się to wówczas, gdy wzdłuż dowolnej ciągłej powierzchni w zboczu, wartość sił ścinających przekroczy wytrzymałość gruntu na ścinanie. W Polsce ciągle aktualnym zagadnieniem jest zapobieganie powstawaniu osuwisk drogowych budowli ziemnych spowodowanych różnymi czynnikami – niekorzystną budową geologiczną terenu, posadowieniem na gruntach słabonośnych, filtracją wody. Powstające osuwiska oraz zsuwy skarp i nasypów drogowych wywołują pojawienie się dużych obszarów stanu granicznego. W konsekwencji prowadzi to do nierównomiernych osiadań korony nasypu, lokalnych obniżzeń oraz poziomych przemieszczeń jezdni, wreszcie do zagrażających bezpieczeństwu lokalnych osuwisk skarp i uszkodzeń nawierzchni.

¹ prof. dr hab. inż., Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Poniżej przedstawiono specyfikę osuwisk skarp drogowych, ilustrując je krajowymi przykładami napraw i zabezpieczeń.

2. Charakterystyka osuwisk - przyczyny ich powstawania

Najczęściej spotykane formy powierzchniowych ruchów mas ziemnych, to: zmywy, spływy, spelzwywania, obrywy, zsuwy i osuwiska. Wśród osuwisk wyróżniamy [4]:

- a) konsekwentne, występujące najczęściej w skałach fliszowych o rozwiniętym profilu zwietrzelinowym oraz w utworach zaburzonych gładitektonicznie (konsekwentno-strukturalne, konsekwentno-szczelinowe, konsekwentno-zwietrzelinowe),
- b) inekwentne, z płaszczyznami poślizgu rozwijającymi się w kierunku poprzecznym lub skośnym do istniejących powierzchni strukturalnych utworów warstwowych,
- c) asekwentne, występujące w jednorodnych ilach oraz glinach,
- d) sufozyczne, będące wynikiem procesu sufozji w ośrodkach mało spoistych, u podnóży skarp.

Strefami wysokiego zagrożenia osuwiskowego w Polsce są rejony: fliszowy Karpat, zboczy większych dolin rzecznych, zapadliska przedkarpackiego (w ilach, na kontakcie glin zwietrzelinowych z ilami), Gór Świętokrzyskich (w zwietrzelinach i utworach lessowych), lubelski (w lessach, na kontakcie lessów z marglami), tarnobrzesci (w ilach krakowieckich), klify wybrzeża Bałtyku. Zniszczenia skarp i nasypów drogowych występują na terenie całego kraju. Obok przyczyn ich powstawania spowodowanych uwarunkowaniami morfologicznymi i geologicznymi, duży wpływ wywierają takie czynniki, jak:

- wpływ destrukcyjnego działania filtracji wód gruntowych i powierzchniowych oraz erozyjnego działania rzek,
- erozja powierzchniowa zboczy, wywołana czynnikami atmosferyczno-klimatycznymi (intensywne opady, przemarzanie, przemienne nasączenie i wysychanie gruntu),
- działanie obciążeń dynamicznych (ruch kołowy),
- błędne projektowanie budowli ziemnych: posadowienie nasypów niespoistych na ilach, zwietrzelinach, gruntach ściśliwych, zapadowych, gruntach podatnych na deformacje filtracyjne, brak prawidłowego odwodnienia i wszechstronnej oceny bezpieczeń-

stwa budowli (stateczności skarp, nośności i osiadania podłoża oraz korpusu),

- błędne wykonawstwo (zastosowanie niewłaściwych gruntów do budowy nasypów, niedostateczne ich zagęszczenie, zbyt strome pochylenie skarp, nieodpowiedni dobór technologii prowadzenia robót, nieprawidłowe odwodnienie),
- zaniedbania eksploatacyjne (brak odpowiedniego utrzymania i remontów, niszcząca działalność budowlana i ludzka – budowa obiektów inżynierskich, zmieniających warunki hydrogeologiczne, ukształtowanie terenu i jego obciążenie, wpływ nieszczelnych systemów kanalizacyjnych).

Poniżej przedstawiono specyfikę osuwisk w drogownictwie, ilustrując je wybranymi przykładami osuwisk skarp i nasypów na terenie województwa Dolnośląskiego.

3. Wybrane charakterystyczne przykłady osuwisk skarp drogowych

3.1. Osuwisko skarpy drogowej spowodowane filtracją wody

W ciągu ostatnich kilkunastu lat, na terenie Polski południowo-zachodniej, wystąpiło wiele osuwisk skarp i nasypów, prowadzących często do poważnych uszkodzeń konstrukcji jezdni drogowych oraz obiektów towarzyszących. Najgroźniejsza w skutkach była katastrofa budowlana, spowodowana obecnością wody w zboczu. Miała ona miejsce w kwietniu 1997 roku w obrębie Zespołu Elektrowni Wodnych Dychów, w dolnym biegu rzeki Bóbr - lewobrzeżnego dopływu Odry. Obsunięcie skarpy drogowej wystąpiło w km 1+627 do 1+687 w ciągu drogi krajowej nr 287 Dychów – Lubsko - Żary, w pobliżu zlokalizowanego zbiornika wyrównania dobowego. Dno czaszy tego zbiornika zostało uszczelnione cienką warstwą iłu (0,20 m), z uwagi na istnienie przepuszczalnego podłoża, zbudowanego z piasków oraz żwirów. Zsuwający się grunt (około 15 000 m³) spowodował: zniszczenie około 60 m drogi krajowej nr 287, uszkodzenie ściany budynku kryjącego turbiny elektrowni wodnej i wiele zniszczeń w jego pomieszczeniach.

Bezpośrednią przyczyną powstania tego osuwiska była filtracja wody w skarpie drogowej, wypływającej z nieszczelnego zbiornika. Spotęgowały ją niekorzystne warunki gruntowe posadowienia fundamentów elek-

trowni, zamku wodnego zbiornika oraz nasypu drogowego, przejawiające się w istnieniu naturalnych, nachylonych niekorzystnie kontaktów warstw geotechnicznych gruntów zaburzonych glacitektonicznie. Strop leżących w podstawie skarpy warstw gruntów spoistych trzeciorzędowych (iłów przewarstwionych glina) i niespoistych czwartorzędowych (wodnolodowcowych piasków i żwirów), tworzył jakby „rynnę” dla spływu wód podziemnych i osuwiskowych mas gruntowych.



Fot. 1. Zniszczenie odcinka drogi krajowej nr 278 – wstępne zabezpieczenie ścian obszaru przyskarpowego i podnoża obsuniętego nasypu

Wyniki oceny stateczności skarpy drogowej w przekroju osuwiska, przyjmujące średnie wartości parametrów geotechnicznych uzyskane z wierceń wykonanych po katastrofie, wskazały na istotny wpływ występowania wody w zboczu na wartość współczynnika stateczności. Jego wartość oscylowała wokół jedności (0,8 do 1,22). Wpływ obciążenia drogowego okazał się nieznaczny (mniejszy od 1,0 %). W pierwszym etapie dokonano wstępnego zabezpieczenia miejsca katastrofy (fot. 1). W późniejszym okresie usunięto nawierzchnię oraz nasyp drogi na odcinku około 50 m. W kolejnych etapach zrealizowano: zabezpieczenie skarp kanału wlotowego, wzmocnienie podłoża nasypu metodą wibroflotacji (przy prawym przyczółku i w części środkowej nasypu) oraz odbudowę zniszczonego nasypu (fot. 2).



Fot. 2. Prace przy odbudowie nasypu drogowego

3.2. Przykłady zabezpieczania osuwisk powodziowych

Wody powodziowe w terenie górzystym

Podczas trwania długotrwałych i obfitych opadów atmosferycznych oraz stanu powodziowego w rejonie Kotliny Kłodzkiej powstało osuwisko skarpy drogi wojewódzkiej nr 45109 (dojazdowego odcinka do miasta Międzygórza od strony Bystrzycy Kłodzkiej). Nastąpiło obsunięcie się znacznych mas gruntu (około 5000 m³) tworzącego skarpe poniżej drogi, oraz części lewego pasa drogi. Główną przyczyną powstałego osuwiska było nawodnienie przypowierzchniowych warstw gruntu oraz podniesienie się poziomu wód szczelinowych w masywie skalnym zbocza. Filtrujące wody oraz wody spływające ze źródeł (znajdujących się powyżej drogi) naturalną rynną wykształconą w podłożu skalnym, a także wartkie wody powodziowe rzeki Wilczki, płynącej u podnóża zbocza, podmyły jego część poniżej drogi. Opiswane rozmycie miało wymiary: około 15 m wzdłuż drogi i około 9 m w głąb zbocza. Dalszy przebieg katastrofy potoczył się już lawinowo. Nastąpiło: osunięcie się nawodnionego materiału na drogę i wypełnie-

nie nim przydrożnego rowu o zbyt małym spadku, spiętrzenie wody w rowie, przełamanie znajdującego się kamiennego muru oporowego o wątpliwej drożności odwodnienia i powstanie osuwiska o szerokości 8÷18 m (wzdłuż drogi) i wysokości około 60 m. Przed odbudową docelową drogi podjęto prace udrażniające odwodnienie górnego pobocza i rowu drogi. Tymczasowo ułożono w rowie bocznym przepust rurowy \varnothing 60 cm i zasypano go warstwą z kłińca (15÷20 cm), uzyskując w ten sposób miejsce na poszerzenie drogi i tymczasowy objazd. Likwidacja zaistniałego osuwiska dotyczyła przede wszystkim zabezpieczenia dolnej skarpy, poprzez umacnianie jej systemem gabionów (konstrukcji oporowych z kaszyc drucianych). Kosze gabionów, wykonane z siatki ocynkowanej i wypełnione materiałem kamiennym ze skał twardych, posadowiono na materacach gabionowych. Wykonano: konstrukcje oporowe górne pod drogą na długości 7 m (lewa strona drogi Domaszków-Międzygórze), konstrukcje oporowe nad drogą na długości 45,5 m (prawa strona drogi), drenaże opaskowe oraz odbudowano korpus drogi (fot. 3).



Fot. 3. Osuwisko skarpy drogi nr 45109 w Międzygórzu – konstrukcja zabezpieczenia skarpy drogowej systemem gabionów

Stojące wody powodziowe – długotrwałe podtopienie nasypu drogowego

Przypadek ten dotyczył zniszczenia konstrukcji nawierzchni i nasypu na drodze krajowej nr 338 (Lubiąż-Kawice). Na odcinku w km 35+500 do 37+755 zaobserwowano podczas powodzi: podmyte skarpy, wyrwy w nasypach i poboczach, uskoki podłużne konstrukcji nawierzchni i nasypu, ubytki, wykruszenia i wyboje w nawierzchni oraz osuwisko (na odcinku około 150 m przed mostem przez rzekę Cicha Woda – lewobrzeżnego dopływu Odry). Na prawym pasie (w kierunku Lubiąża) pojawiły się na nawierzchni pęknięcia podłużne wraz z uskokiem dochodzącym do 0,3 m (fot. 4). Uszkodzenia te wystąpiły na długości około 60 m. Podobny charakter zniszczeń wystąpił również na lewym pasie, w odległości około 140 m od mostu, na długości około 15 m. Badania geotechniczne wykonane w miejscu spękań oraz osuwiska wykazały, że w nasypie o wysokości 2,2 do 3 m występowały bezpośrednio pod konstrukcją nawierzchni: pospółki gliniaste oraz pospółki, na głębokości około 2 m – ły o miąższości 0,5÷2 m, poniżej zalegały grunty piaszczyste. Dodatkowym niekorzystnym elementem był fakt, że pierwotnie nasyp ten był początkowo przygotowywany pod linię kolejową, a następnie poszerzono go pod koronę drogi samochodowej, stosując grunty ze znaczną zawartością iłów. Bezpośrednią przyczyną zniszczenia nasypu drogi wraz z częścią pasa ruchu był poślizg nawodnionego, niespoistego gruntu nasypu po warstwie łu. Odbudowa korony drogi polegała na usunięciu starego nasypu oraz warstwy iłów, ułożeniu nasypu z gruntu dowiezionego, wzmocnionego geotekstyliami.



Fot. 4. Osuwisko na drodze krajowej nr 338 (Lubiąż - Kawice) – charakter zniszczeń konstrukcji nawierzchni

3.3. Osuwiska drogowych budowli ziemnych w trakcie ich eksploatacji po powodzi

Destrukcyjny wpływ opadów atmosferycznych i wód gruntowych na drogową budowlę ziemną przedstawiono na przykładzie Drogi Ekspresowej Zamiejskiej, przebiegającej w wykopie (fot. 5). W skarpie drogowej obejścia miasta Zielonej Góry (droga krajowa nr 3, km 291+900) stwierdzono czynny proces osuwiskowy: zaawansowany – na długości około 15 m prawej skarpy (kierunek Szczecin), charakteryzujący się spękaniem na całej powierzchni zbocza, zsuwami i zmianą jego pierwotnej geometrii oraz rozpoczynający się w odległości około 6 m od poprzedniego miejsca zniszczenia (kierunek Nowa Sól). Zaistniałe obsuwy spowodowało niedostateczne odwodnienie masywu skarpy drogowej, nawadnianie opadami atmosferycznymi oraz wodami powodziowymi. Postępujący proces obsuwania się zbocza pogarszał fakt posadowienia skarp zbudowanych z gruntów niespoistych na warstwach ilastych, co w przypadku nawodnienia skarp stanowi potencjalne zagrożenie wystąpienia poślizgów na kontaktach tych warstw. Warunki geotechniczne podłoża były złożone, z uwagi na występowanie szeroko rozwiniętych zjawisk głacictektonicznych w Środkowym Nadodrzu i zmienności parametrów fizyko-mechanicznych utworów budujących górne warstwy podłoża w tym rejonie. Globalna ocena stateczności skarpy wykazała oscylację współczynnika stateczności wokół jedności (1,14 do 1,05), co świadczyło o możliwości wystąpienia stanu granicznego skarpy.

Istniejący czynny stan osuwiskowy na dwóch odcinkach skarpy obwodnicy, zły stan powierzchni zbocza występujący także w dalszej odległości od miejsca występowania osuwiska oraz obawa, że wody opadowe nawodnią skarpe drogową, narzuciły konieczność szybkiego usunięcia skutków zniszczenia oraz zabezpieczenia powierzchni zbocza przed dalszym obsuwaniem. Polegały one na:

- udrożnieniu rowu i zamulonego drenażu podłużnego występującego pod rowem w obrębie osuwisk,
- usunięciu resztek obsuniętego gruntu i ułożeniu u podnóża obsuniętej skarpy rzędu gabionów (na długości około 40 m), na warstwie chudego betonu o grubości 20 cm, uzupełnieniu obsuniętej skarpy z zastosowaniem geosiatek z polietylenu wysokiej gęstości, ze sztywnymi węzłami.



Fot. 5. Widok osuwiska skarpy drogowej na obwodnicy Zielonej Góry

3.4. Skarpy rzeczne – erozyjne działanie rzek

Tę grupę zniszczeń ilustruje nasyp drogowy [3], będący skarpa nadrzeczną kanału rzeki Nisy Łużyckiej. Tworzą ją dwa zróżnicowane nasypy o wysokości równej 3,5÷4 m. Nasyp pod jezdnią jest ustabilizowany, natomiast w obrębie chodnika stwierdzono istnienie części nasypu dobudowanego, zbudowanego z luźnych piasków i żwirów. Nastąpiło uszkodzenie i obsunięcie się chodnika o szerokości 2 m nad nasypem dobudowanym oraz obniżenie krawężnika jezdni. Szerokość części zapadniętej wynosiła około 1÷1,2 m, a głębokość uskoku około 0,2÷0,4 m, na długości 39 m. W przekrojach badawczych zlokalizowanych w rejonie zapadniętego chodnika ulicy i osiadającego nasypu drogowego wystąpiły złożone warunki geotechniczne: luźne nasypy o kącie tarcia wewnętrznego gruntu równym kątowi nachylenia skarp nasypu, duży stopień erozyjnego działania rzeki (zwłaszcza w okresach wysokich stanów wód), zmienny poziom zwierciadła wody gruntowej w korpusie skarpy (nawiercony na głębokości 2,35 m p.p. korony obecnego nasypu dobudowanego).

Wyniki oceny stateczności skarpy odwodnej w rejonie powstałego obsunięcia chodnika, uwzględniające aktualny poziom wody w rzece (schemat A) oraz prawdopodobny poziom wody w kanale w okresie stanu powodziowego (schemat B), wskazały na bardzo prawdopodobną możliwość wystąpienia osuwiska. Minimalne wartości współczynnika stateczności wyniosły: = 1,02 (schemat A), = 0,88 (schemat B). Wniosek ten potwierdził fakt wystąpienia osiadania nasypu, obniżenia jego korony, a w konsekwencji – powstania uszkodzeń chodnika ulicy. Niekorzystny wpływ na stateczność skarpy odwodnej miało destrukcyjne działanie wód kanału rzeki, erodujących w kierunku luźnych piasków dobudowanego nasypu i średnio zagęszczonej warstwy jego podłoża. Wahania poziomu zwierciadła wód gruntowych, spowodowane zmianą poziomu wód w rzece, doprowadziły w ciągu ostatnich kilku lat do osiadania luźnego nasypu dobudowanego i jego odspojenia od nasypu starego. Jedynie roślinność porastająca nowy nasyp hamowała proces jego spelzływania. Przyjęto wariant zabezpieczenia osuwiska przez zabicie ścianki szczelnej typu LARSSENA, jako jedyny technicznie uzasadniony sposób odcięcia dopływu wody z kanału rzeki Nysy Łużyckiej i zabezpieczenia przed filtracją wody gruntowej w kierunku zbocza. Usytuowano ją w odległości około 4 m od krawędzi jezdni (krawężnika) na długości około 75 m. Zaproponowano również dokonanie profilowania zbocza, z równoczesnym zastosowaniem geowłóknin, zabezpieczających skarpe nasypu przed erozją wielkiej wody. Po zabezpieczeniu nasypu mogło nastąpić odtworzenie konstrukcji nawierzchni jezdni i chodnika według stanu pierwotnego.

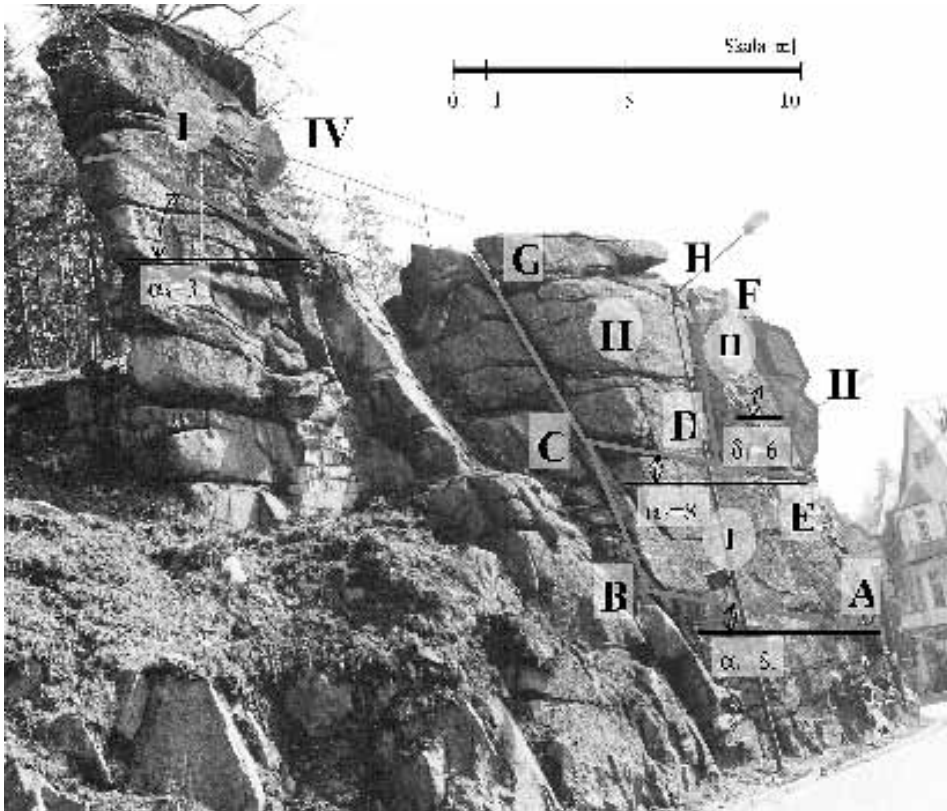
4. Obsuwy masywów skalnych

Lokalnym obrywom i obsuwom materiału skalnego podlegają masywy drogowych skarp skalnych, stanowiące poważne zagrożenia dla bezpieczeństwa ludzi oraz transportu komunikacyjnego. Przykładem jest masyw skarpy skalnej występujący w postaci dwóch rozłożystych „maczug”, znajdujących się wzdłuż pobocza drogi krajowej nr 3 (w Szklarskiej Porębie, w km 486+130). Wizja lokalna z 2004 roku wykazała, że pionowe skarpy skalne dwóch „maczug”, o wysokości około 14÷15 m, zbudowane są z mocno zwietrzałej skały granitowej, poprzecinanej gęstą siecią systemu spękań pokładowych (o kącie upa-

du $8,3 \div 8,5^\circ$) oraz spękań poprzecznych (o kącie upadu $68 \div 73^\circ$) – rys. 1. Powyższe uszkodzenia są wynikiem ciągłych procesów przenoszenia, splukiwania i spelzwywania zwietrzeliny na skutek destrukcyjnego działania opadów atmosferycznych oraz powtarzających się procesów topnienia i zamarzania śniegu (ablacja stokowa i niwacja).

Badania wytrzymałościowe i analiza makroskopowa pobranych próbek skalnych oraz spoiwa gliniastego wypełniającego gładkie spękania, pozwoliła na określenie ich parametrów geotechnicznych. Uwzględniając wartość wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie $R_c = 29,46$ MPa, określoną w laboratorium na próbkach walcowych o wymiarach $5,4 \times 5,1$ cm, zakwalifikowano badaną skałę granitową do skał umiarkowanie mocnych (zgodnie z klasyfikacją według projektu normy ISO/CD 14689 (1994) – $R_c = 12,5 \div 50$ MPa). Według klasyfikacji masywu skalnego, opartej na klasyfikacji Bieniawskiego [1, 2], klasę masywu skalnego oceniono jako: średnią (lub złą) przy odstępnie spękań 15 cm oraz dobrą (lub średnią) przy odstępnie spękań 30 \div 50 cm. Jakość masywu skalnego oceniono jako – średnią (według Deere'a).

Ocenę stateczności dwóch wychodni granitowych masywów skalnych przeprowadzono metodą wielkich brył (rys. 1), przyjmując dwupowierzchniowy warunek stanu granicznego Coulomba-Naviera. Opisuje on zniszczenie skały wzdłuż powierzchni poza spękaniami (ośrodek ciągły) oraz wzdłuż spękań (ośrodek spękany). Na podstawie szacunków przeprowadzonych przy najbardziej niekorzystnych (bezpiecznych) parametrach i schematach obliczeniowych stwierdzono, że stateczność obu masywów skalnych jako całości jest wystarczająca. Wzdłuż powierzchni poślizgu, które są uformowane przez główny system spękań pokładowych nie występuje zagrożenie utraty ich stateczności. Najmniejsza wartość współczynnika stateczności $F = 2,8$ oraz $F = 3,6$. Występuje natomiast istotne zagrożenie, związane z możliwością odspojenia się bloków skalnych wzdłuż systemu spękań poprzecznych. Obliczone minimalne wartości współczynnika stateczności lokalnych przewieszek, wynoszą 1,1 oraz 1,2. Są one znacznie mniejsze od wartości od wartości dopuszczalnych ($F_{dop} \approx 2 \div 2,5$) przy tego rodzaju obiektach. Oceniono, że występuje zagrożenie odspojenia się od górnych części masywu bloków skalnych o objętości dochodzącej do około 10 m³ (26 ton) i ich upadek.



Rys. 1. Widok masywu skalnego wraz z naniesionym schematem obliczeniowym

Rozwój zaś niekontrolowanych procesów wietrzenia, będzie prowadzić do zwiększenia się bloczności oraz szczelinowatości masywu skalnego, co nie pozwoli na wykluczenie narastającego zagrożenia utraty stateczności, obrywów fragmentów bloków skalnych oraz osypywania się i odpadania bloków. Stosowane najczęściej takich przypadkach sposoby zabezpieczenia ścian skarp skalnych (stabilizacja masy skalnej poprzez podparcie lub ściągi w postaci kotew sprężonych, stosowanie prętów stalowych – gwoździ utwierdzonych na całej długości zaprawą lub żywicami syntetycznymi, czy też wykonanie cementacji złączeniowej – wypełnienie większych szczelin zaczynem cementowym i betonem lub wybetonowanie skarpy z jednoczesnym kotwieniem) nie może być zastosowane z uwagi na zbyt gęstą sieć spękań, duże nakłady finansowe oraz szczególnie uciążliwą realizację

robót. Zalecono całkowite zlikwidowanie dwóch pionowych „maczug” skalnych, na podstawie wykonanego projektu i w taki sposób, aby nie powodować niestateczności mas skalnych na terenie przyległym oraz wyprofilowanie terenu, z nadaniem skarpom stosownego nachylenia. Chwilowym zabezpieczeniem może być osłonięcie dwóch maczug oraz zbocza przylegającego do parceli budynku siatką wykorzystywaną w gabionach.

5. Wzmocnienia i odbudowa drogowych budowli ziemnych – podsumowanie

Przedstawiony powyżej szeroki wachlarz przypadków awarii i zniszczeń konstrukcji jezdni drogowych pozwala na zwrócenie uwagi na szereg problemów związanych z ich bezpiecznym projektowaniem, eksploatacją, czy wreszcie z obserwacją zaistniałych osuwisk.

Po powodzi zabezpieczenia i umocnienia wymagały te skarpy i nasypy drogowe, w których zostały zapoczątkowane procesy osuwiskowe lub istniało potencjalne zagrożenie utraty stateczności, stwierdzone na podstawie oceny ich stanu technicznego. W zależności od rozmiaru szkód powodziowych dokonywano całkowitej odbudowy, naprawy lub wzmocnienia ścian oporowych, skarp i nasypów drogowych. Stosowano najczęściej:

- odwodnienie terenu osuwiskowego, polegające na odcięciu dopływu wody lub na obniżeniu jej poziomu, połączone z szybkim odprowadzeniem z zagrożonego rejonu (odgórny głęboki drenaż w warstwie wodonośnej, sztolnie i studnie odwadniające),
- zabezpieczenie skarp i zboczy za pomocą konstrukcji wsporczych i oporowych (ściany oporowe masywne i kątowe, ścianki szczelne i szczelinowe, pale i mikropale różnych konstrukcji i w różnych układach, zakotwienia gruntowe, gwoździowanie, konstrukcje z gruntów zbrojonych, wykorzystanie materiałów geotekstylnych (włókien, tkanin, geokrat, kompozytów), umocnienia z narzutów kamiennych lub gabionów),
- poprawianie geometrii skarp i zboczy poprzez łagodzenie ich nachylenia, zmianę kształtu, wykonanie tarasów pośrednich,
- odwadnianie zboczy za pomocą systemu drenaży (drenaż płytki, głęboki, pionowy, poziomy, studnie chłonne i zbiorcze, tunele

i szyby drenarskie zbierające wodę z sączków, warstwy i przegrody filtracyjne),

- polepszanie fizycznych i wytrzymałościowych parametrów gruntu w zboczach oraz w podłożu metodami chemicznymi i technicznymi za pomocą chemicznych roztworów i mieszanek wiążących, wprowadzanych do gruntu metodą iniekcji lub elektroosmozy (środki iniekcyjne w postaci: żelu, roztworów, zawiesin, zapraw i zaczynów),
- wymianę gruntu osuwiskowego u podnóża skarpy, ewentualnie w jej podłożu,
- zagęszczanie podłoża (ubijakami, płytami, walcami statycznymi, wibratorami powierzchniowymi i wgłębnyymi, za pomocą wibroflotacji),
- ochronę powierzchniową przy niewielkich procesach osuwiskowych na powierzchni zbocza, poprzez stosowanie: obudowy technicznej (okładziny i narzuty z kamienia naturalnego lub kruszywa łamanego, materace kamienne stabilizowane nierdzewną siatką stalową, okładziny betonowe, geosiatki i materace z geowłókniny wypełnione gruntem, wszystkie układane na warstwie filtracyjnej z podsypki żwirowej), obudowy biologicznej (darniowanie, obsiewanie roślinnością trawiastą, często w połączeniu z geosiatkami, zadrzewianie).

Pełna ocena stateczności skarp drogowych powinna obejmować oszacowanie ich współczynników stateczności w ekstremalnych przypadkach filtracji. Na terenach narażonych na działanie wód powodziowych, zaleca się:

- przyjmowanie dopuszczalnych wartości współczynników stateczności projektowanych drogowych budowli ziemnych zwiększonych o 15÷25%,
- unikanie posadowienia nasypów drogowych zbudowanych z gruntów niespoistych na łąkach, zwietrzelinach, gruntach ściśliwych, zapadowych i podatnych na deformacje filtracyjne,
- wyposażanie w urządzenia kontrolno-pomiarowe oraz prowadzenie ciągłej technicznej kontroli budowli ziemnych znajdujących się na terenach osuwiskowych. Powierzchniowe sposoby obserwacji ruchu osuwisk (z zastosowaniem poziomiccy mikrometrycznej i przyrządów geodezyjnych) pozwalają na wykrycie ruchu, powierzchniowe określenie zasięgu osuwiska oraz określenie

wielkości i kierunku ruchu. Obserwacje wgłębne (z zastosowaniem rur deformacyjnych podatnych, studni deformacyjnych, inklinometrów, piezometrów otwartych i zamkniętych), umożliwiają precyzyjne określenie głębokości, wielkości, szybkości i kierunku ruchu, obserwacje wahań zwierciadła wody gruntowej, czy też pomiary ciśnień porowych in situ.

Ważnym problemem jest utrzymanie prawidłowego stanu odwodnienia dróg. Praktyka pokazała, że największe szkody powodziowe objęły te budowle ziemne, przy których nie było odwodnienia, rowy były zamulone lub nie było ich wcale, pobocza były źle wyprofilowane, a przepusty - zatkane i zanieczyszczone. Wymienione zaniedbania wynikają z obniżenia środków finansowych na budowę i utrzymanie dróg. Wiele elementów infrastruktury drogowej przetrwało powódź, ponieważ były prawidłowo utrzymane, znajdowały się w dobrym stanie technicznym, przeszły kapitalny remont, bądź były obiektami nowo wybudowanymi.

Bibliografia

1. Hoek E., Strength of jointed rock masses, *Geotechnique*, 33, No 3, 1983, 187-223.
2. Panet M., Rotheral J.P., Stateczność zboczy skalnych, *Materiały badawcze, Seria Specjalna Nr 4, IMiGW, Warszawa 1975.*
3. Stilger-Szydło E., Szydło A., *Badania nawierzchni drogowych i budowli ziemnych po powodzi, Drogownictwo*, 5, 1999, 135-140.
4. *Instrukcja obserwacji i badań osuwisk drogowych, GDDP, Warszawa 1999.*

LANDSLIDES OF ROAD EMBANKMENTS – CAUSES OF EMERGENCE, PREVENTION

Summary

The specificity of landslides in road engineering, selected cases of landslides of slopes and embankments and rocks slides at the territory of Lower Slesian province have been presented in the

paper. Some causes of their emergence and the applied ways of protection have been also described.

Key words: landslides, rock slide, protection

ERDRUTSCHE VON STRASSENBÖSCHUNGEN – DIE URSACHEN DER ENTSTEHUNG, DIE VERHÜTUNG

Zusammenfassung

Im vorliegenden Aufsatz wird die Spezifikation der Erdrutsche im Straßenbau dargestellt und mit den ausgewählten Beispielen der Erdrutsche von Böschungen und Dämmen sowie Felsenmassiven auf dem Gelände der Niederschlesischen Woiwodschaft illustriert. Es werden die Urteile ihrer Entstehung und die angewandten Sicherungsmethoden besprochen.

Die Schlüsselwörter: die Erdrutsche von Böschungen, die Erdrutchtsicherung

Tadeusz Szczutko¹

Tomasz Wojciechowski²

Marcin Wilk²

MONITORING GEODEZYJNY SKARP I OBSZARÓW ZAGROŻONYCH OSUWISKAMI WZDŁUŻ DROGI EKSPRESOWEJ S-7 NA ODCINKU: OBWODNICA LUBNIA

Streszczenie

Niniejszy artykuł opisuje zaproponowane i wdrożone do realizacji przez jego Autorów geodezyjne metody pomiaru stref zagrożonych ruchami osuwiskowymi w rejonie budowanej drogi ekspresowej S-7 na odcinku „Obwodnicy Lubnia”. Przedstawia opis tworzenia sieci monitoringu skarp, obiektów inżynierskich i budynków mieszkalnych znajdujących się w strefie zagrożonej. Opisuje materiały użyte do montażu znaków pomiarowych i sprzęt wykorzystany do pomiarów oraz technikę ich wykonywania. Zwraca uwagę na metody obliczeniowe, analizę dokładności wykonanych pomiarów i interpretację ich wyników. Informuje o podstawowym celu monitoringu, którym jest tworzenie systemu wczesnego ostrzegania o zagrożeniach badanego terenu i znajdujących się na nim obiektów.

Słowa kluczowe: monitoring osuwisk, monitoring geodezyjny, sieć monitoringu, repery niwelacyjne, kotwice krzyżowe, przemieszczenia obiektów, odkształcenia terenu

¹ dr inż., Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska, Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie, tel. (012) 617 23 23

² mgr inż., BGG GEOSERVICE 31-526 Kraków, ul. Kielecka 2, tel/fax. (012) 634 00 46, bgg@geoservice.net.pl

1. Wprowadzenie

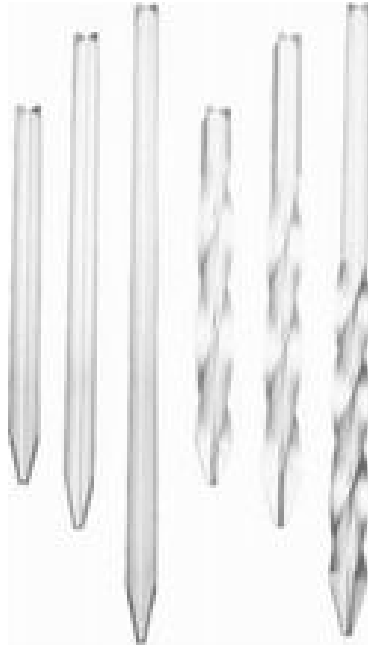
Bezpośrednim celem monitoringu geodezyjnego jest wykrycie i ewentualna obserwacja pomiarowa powierzchniowych ruchów masowych, które mogą zagrażać naturalnym zboczom, skarpom wykopów oraz obiektom inżynierskim, a także innym obiektom budowlanym sąsiadującym z trasą ekspresową S-7 w okresie prowadzenia robót budowlanych obwodnicy Lubnia oraz po ich zakończeniu i późniejszej eksploatacji drogi. Pomiaru geodezyjne pozwalają na określenie zmian położenia obserwowanych punktów zastabilizowanych w gruncie i na obiektach, co z kolei daje możliwość oceny zmian terenu i wyodrębnienia obszarów podlegających ruchom osuwiskowym.

Odpowiednio wczesne wykrycie zaistnienia przemieszczeń może przyczynić się do oceny zasięgu zagrożeń oraz stopnia ich natężenia, a w konsekwencji do podjęcia właściwych działań zmierzających do zapewnienia bezpiecznej eksploatacji drogi.

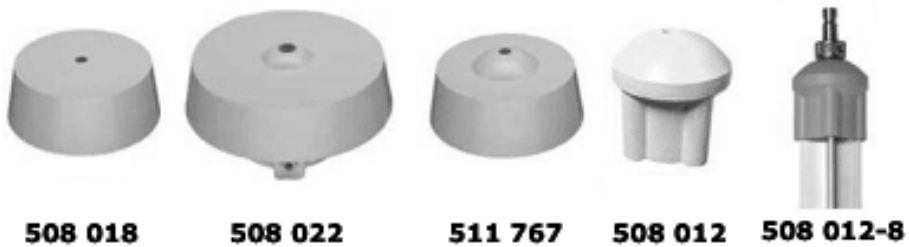
2. Wytyczne do montażu elementów sieci pomiarowych

Jako znaki do stabilizacji punktów pomiarowych w gruncie proponuje się aluminiowe kotwy skręcane z profilu o przekroju krzyża równoramiennego o długości do ok. 1,5 m wbijane bezpośrednio do gruntu (rys. 1a). Na górnym końcu kotwy nabija się aluminiowy znak centrujący (rys. 1b). Proponowane kotwice krzyżowe znajdują się w ofercie firm z akcesoriami do pomiarów geodezyjnych. Zaletą przedstawionych poniżej znaków jest niski koszt, łatwość montażu oraz możliwość wykonania pomiaru niwelacyjnego zaraz po ich zakręceniu (nie występuje problem osiadania znaku). Kotwice te wykonane są z zabezpieczonego przed korozją aluminium. Nadają się do stabilizowania punktów w terenie miękkim i średnio twardym.

Dla podłoża miękkiego stosuje się profil skręcany, który lepiej w tym przypadku kotwi. Do wbijania stosuje się ciężki młotek i specjalne urządzenie wbijające dostarczane wraz z młotkiem, aby uniknąć deformacji główki punktu poligonowego. Dla lepszego zaznaczenia punktu używa się główek nabijanych młotkiem na końcówkę kotwicy. Po jednym do dwóch uderzeniach główka jest trwale przymocowana do kotwicy.



Rys. 1a. Kotwice krzyżowe do stabilizacji punktów monitoringu



<i>Opis</i>	<i>Art. Nr:</i>
<i>Ø 115mm Wysokość 54mm do niwelacji</i>	<i>511 767</i>
<i>Ø 62mm Wysokość 62mm do niwelacji</i>	<i>508 012</i>
<i>Ø 62mm Wysokość 62mm do niwelacji z gwintem M8</i>	<i>508 012-8</i>

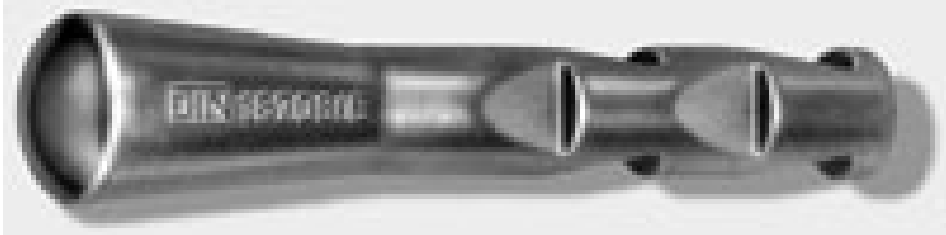
Rys. 1b. Główki służące do nabijania na końcówkę kotwicy krzyżowej celem zamarkowania punktu

Znaki tego typu mają następujące zalety:

- a) nadają się do niwelacji zaraz po wkręceniu,
- b) mogą być stabilizowane prostopadle do linii skarpy,
- c) można dopasować długość znaku stosownie do spistości podłoża oraz tak, aby nie był narażony na wpływ przemarzania gruntu.

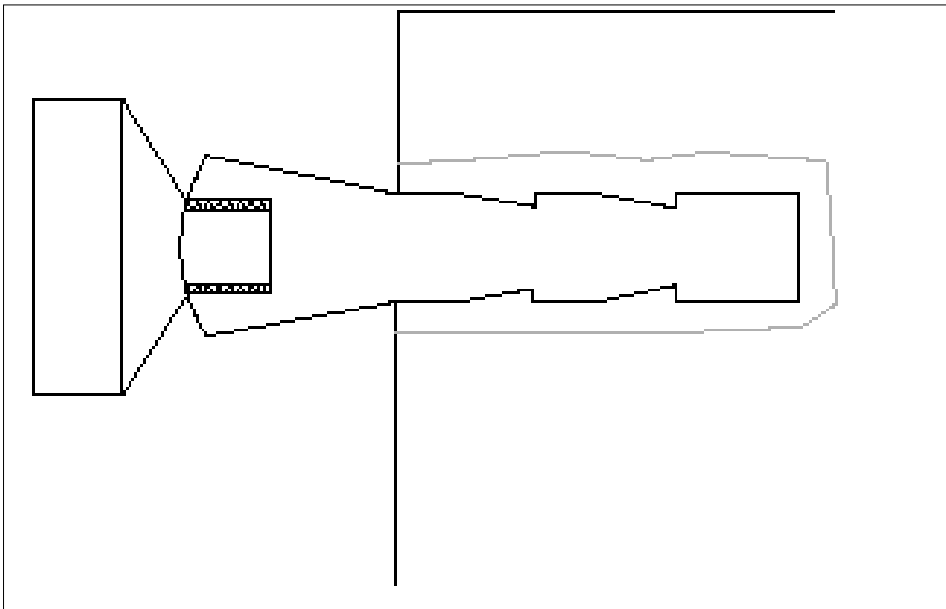
Natomiast do stabilizacji punktów pomiarowych na obiektach stałych proponuje się:

- a) reper mosiężny – dostępny w handlu – montowany w pionie lub poziomie, zaleca się wykorzystanie znaku mosiężnego 5E-Ms (rys. 2),

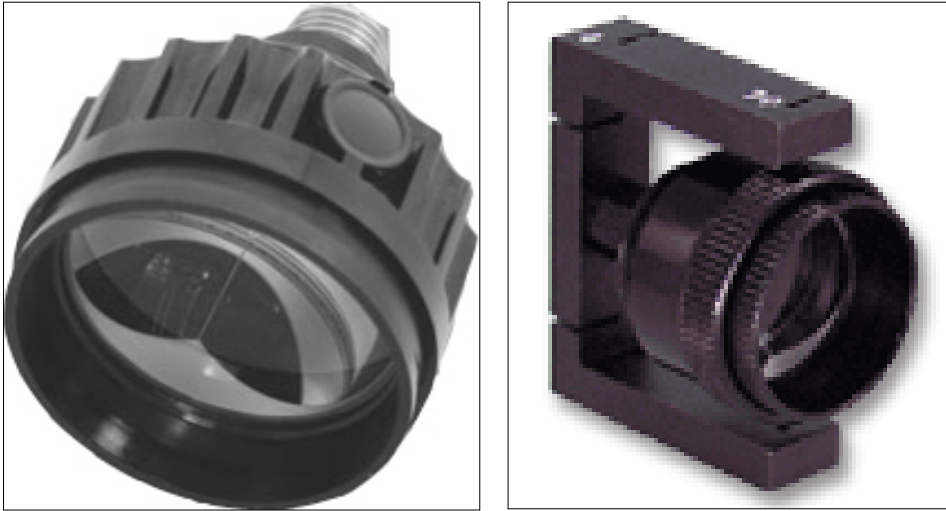


Rys. 2. Widok reperu typu 5E-Ms

b) ten sam typ znaku (5E-Ms) z gwintowanym otworem wewnętrznym na wkręcenie pryzmatu dalmierczego (rys. 4) o średnicy 20 mm (znak uniwersalny do niwelacji i pomiaru długości mocowany w pozycji poziomej (rys. 3).



Rys. 3. Schemat osadzenia reperu z możliwością wkręcenia pryzmatu (reflektora) dalmierczego



Rys. 4. Pryzmaty dalmiercze w obudowie umożliwiającej wkręcenie (przykłady)

3. Monitoring geodezyjny – technologie pomiarów i obliczeń

Jednym z systemów monitorowania tras drogowych są obserwacje geodezyjne. W ich skład wchodzi:

- inwentaryzacja geodezyjna osuwisk oraz lokalnych obrywów skarp – na podstawie zmian położenia punktów można dokonać oceny zmian zachodzących na gruncie i wyodrębnić obszary zagrożone osuwem; analizując miejsca o podobnej budowie geologicznej można przewidzieć wystąpienie tych zjawisk i stosować odpowiednie zabezpieczenia techniczne,
- pomiary trwałych, jednolitych konstrukcyjnie obiektów inżynierskich trasy drogowej – należy obserwować zmiany ich położenia jako brył sztywnych; podobnie można traktować budynki pozostające w strefie zagrożenia.

Technologie geodezyjne mogą mieć zastosowanie w monitorowaniu obszarów zagrożonych osuwami wraz ze znajdującymi się na nich obiektami inżynierskimi i innymi budowlami. Są to następujące technologie:

- sieć przestrzenna XYH,
- sieć przestrzenna XYH uzupełniona obserwacjami GPS,
- sieć niwelacyjna,

- linie obserwacyjne, podobne jak na terenach eksploatacji górniczej,
- gniazda punktów stanowiące rozwinięcie linii obserwacyjnych,
- pomiary odległości pomiędzy reperami na budynkach i obiektach inżynierskich,
- skanowanie laserowe za pomocą laserowego skanera naziemnego lub tachimetru skanującego,
- fotogrametryczna inwentaryzacja osuwisk,
- inwentaryzacja fotograficzna – ma znaczenie pogładowe; może być udoskonalona przez wykonanie zdjęć stereoskopowych.

W ogólnej koncepcji geodezyjnego monitoringu obiektów podlegających zmianom przewiduje się rezygnację ze stosowania płaskiej sieci trygonometrycznej XY realizowanej przez pomiar kątów i długości. Ponieważ kierunek ewentualnych zmian terenu da się w przybliżeniu określić, dlatego też ze względu na koszty, duży nakład pracy terenowej i obliczeniowej proponuje się, aby przemieszczenia liniowe były wyznaczane przez porównanie zmian długości mierzonych odcinków.

Pomiary zmian wysokości obiektów powinny być wykonywane metodą niwelacji precyzyjnej. Na każdym obserwowanym obiekcie inżynierskim, czy innej budowli, przewiduje się założenie sieci reperów; sieci te mogą być obliczane niezależnie, ale w celu obliczenia osiadań bezwzględnych powinny być nawiązane do reperu odniesienia wspólnego dla całego odcinka budowanej drogi.

3.1. Badanie stateczności skarp z wykorzystaniem linii obserwacyjnych

Metoda monitorowania z wykorzystaniem linii obserwacyjnych jest stosowana na terenach górniczych do oceny i prognozowania kształtu niecki obniżeń terenu [2]. Linie obserwacyjne są ułożone w kierunkach przewidywanych zmian (ruchów) terenu. Odległości między punktami w liniach obserwacyjnych zależą od skali zjawiska i mieszczą się w zakresie od 5 do 50 m. Przy osunięciach i spęływaniu gruntu w niecce występuje ściskanie, a w rejonie zasięgu końcowego zjawiska pojawia się rozciąganie. Na podstawie różnic długości liczone są zniekształcenia właściwe terenu:

$$u\% = \frac{d_1 - d_0}{d} 100\% \quad (1)$$

gdzie:

$u\%$ - zniekształcenie właściwe w %,

d_1 - długość mierzona w danym cyklu,

d_0 - długość mierzona w cyklu zerowym.

Oprócz pomiaru długości w liniach wykonywana jest niwelacja punktów. Pomiar niwelacyjny linii powinien być ze sobą powiązany – utworzy się wtedy powierzchniowa sieć niwelacyjna. Zniekształcenia właściwe $u\%$ oraz osiadania punktów naniesione na wspólnym wykresie dają ocenę ruchów terenu oraz stwarzają możliwość prognozowania zmian.

Kluczowym zadaniem przy projektowaniu linii obserwacyjnych jest:

- ustalenie odległości między liniami – proponuje się do stabilizacji odstępy ok. 40-metrowe z wykorzystaniem, o ile to możliwe, miedz między działkami upraw rolniczych,
- ustalenie położenia punktów na liniach – od 5 do 50 m, także z wykorzystaniem miedz między działkami upraw rolniczych.

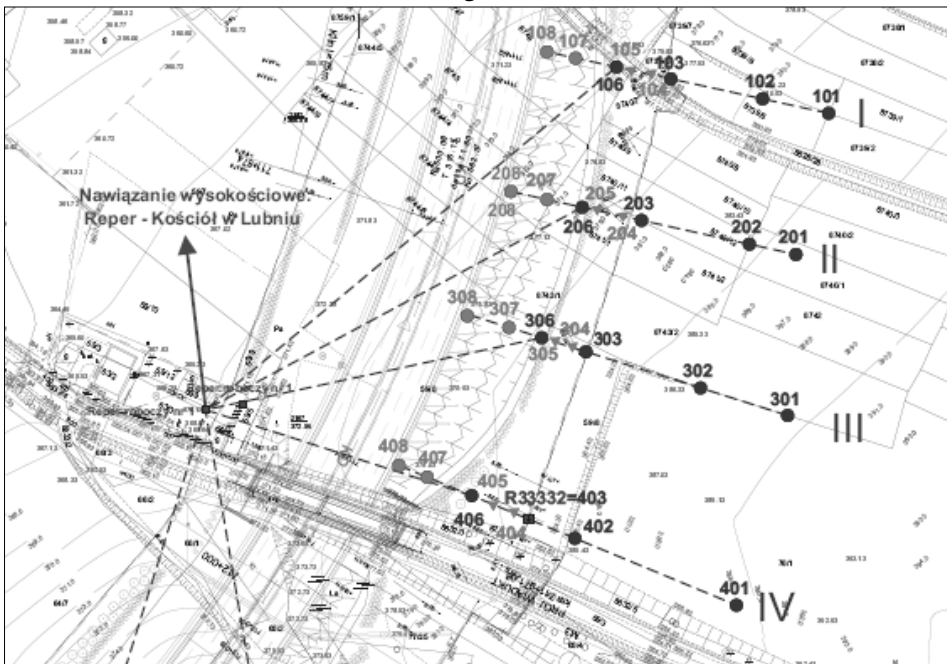
W rejonie przewidywanych obsunięć należy punkty zageścić, zwiększać zaś odległości między nimi w miarę oddalania się od strefy wpływów badanego zjawiska.

Na fot. 1 pokazano zdjęcie jednej z obserwowanych skarp w początkowym odcinku obwodnicy Lubnia. Na rysunku nr 5 przedstawiono szkic rozmieszczenia na tej skarpie linii z punktami do obserwacji przemieszczeń górotworu i tzw. drogi zbiorczej. Natomiast na rysunku nr 6 zaprezentowano przekrój poprzeczny skarpy pokazujący schemat osadzenia punktów pomiarowych na linii obserwacyjnej.

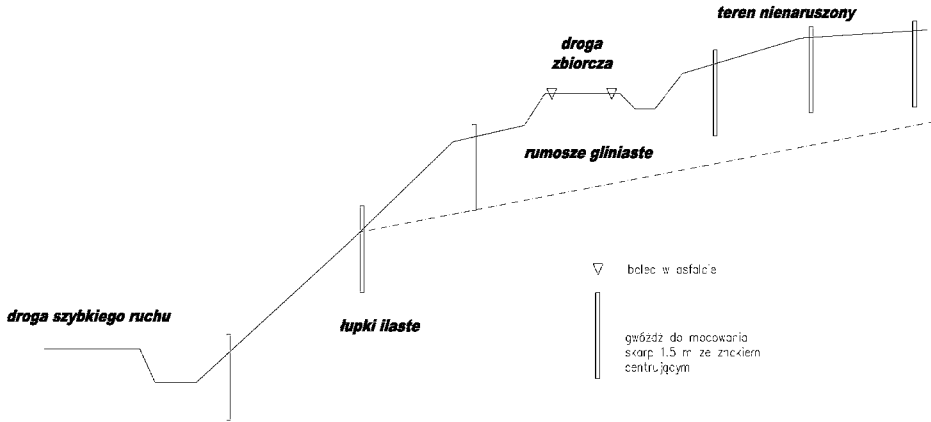
Prezentowane materiały fot. 1 i na rysunkach 5 - 6 pochodzą z opracowań [1], [3] dotyczących programu monitoringu stref osuwiskowych wzdłuż obwodnicy Lubnia (droga S-7), oraz wykonywanych na tym obiekcie prac pomiarowych. Temat ten realizowany jest na zlecenie GDDKiA Oddział Kraków.



Fot. 1. Skarpa dwuwarstwowa: warstwa dolna - łupki ilaste, górna - ruMosze gliniaste



Rys. 5. Położenie linii obserwacyjnych do badania stateczności skarpy



Rys. 6. Schemat osadzenia punktów pomiarowych na linii obserwacyjnej

3.2. Sprzęt i technika wykonywania pomiarów

1. Niwelacja precyzyjna z zastosowaniem tego samego kompletu łąt w każdym cyklu. Zaleca się wykorzystanie łąt inwarowych 3 m lub fibergalsowych (inżynierskich).
2. Dopuszcza się stosowanie niwelacji trygonometrycznej metodą różnicową (instrument stoi w środku między punktami, celowanie na lustra realizacyjne, jednakowa wysokość tyczki z lustrem na każdym punkcie, równe długości celowych).
3. Pomiar należy wykonać w nawiązaniu do reperów niwelacji państwowej.
4. Pomiar długości należy wykonywać tym samym egzemplarzem dalmierza w każdym cyklu, jego typ i numer powinien być odnotowany w dzienniku pomiarowym.
5. Do pomiaru wykorzystywać dalmierz (tachimetr) o błędzie standardowym nie większym niż $\pm (2 \text{ mm} + 3 \text{ mm/km})$ i dokładnością pomiaru kierunku nie mniejszą niż $\pm 5''$ (15cc).
6. Dalmierz tachimetru powinien posiadać aktualne świadectwo kalibracji na bazie testowej (np. WGGiIŚ AGH w Krakowie).
7. W celu eliminacji wpływu stałej dodawania pomiar należy wykonywać metodą różnicową.

3.3. Pomiary odkształceń obiektów stałych oraz przemieszczenia gruntu

Pomiary odkształceń obiektów stałych takich, jak przyczółki mostowe, przepusty - należy wykonywać łącznie z pomiarami przemieszczeń gruntu. Należy zastosować sieć niwelacji precyzyjnej:

- niwelacja gniazda, czyli powiązanych linii obserwacyjnych; linie obserwacyjne powinny być położone prostopadle do przewidywanego kierunku zsuwania się terenu,
- niwelacja obiektów inżynierskich umożliwiającą analizę ich zachowania jako brył sztywnych (przemieszczenia względne) – oznacza to umieszczenie na każdej sekcji obiektu min. trzech reperów,

Pomiary długości w stosunku do linii obserwacyjnych skarpi pozwolą na ocenę zmian poziomych obiektów.

Obserwacje geodezyjne powinny obejmować budynki położone w strefie zagrożenia osuwaniem o fundamentach betonowych, monolitycznych wylewanych. Oznacza to, że poddany ewentualnym osuwom budynek będzie zachowywał się jak bryła sztywna.

3.4. Analiza i interpretacja wyników

Opracowanie wyników pomiarów powinno zawierać:

- wyrównanie sieci niwelacyjnej w układzie lokalnym,
- porównanie wyników niwelacji z poszczególnych cykli,
- identyfikację punktów stałych,
- obliczenie wychyleń każdego budynku jako bryły sztywnej,
- analizę dokładności wykonanych pomiarów,
- porównanie wyników pomiaru długości,
- wykres izolinii osiadań,
- wykres osiadań i przesunięć w formie profilów i map z wektorami przesunięć,
- dane dotyczące daty, godziny oraz warunków atmosferycznych (zwłaszcza temperatury) podczas wykonania pomiarów w poszczególnych cyklach,
- dane hydrograficzne, np. poziom wody w studniach w czasie pomiaru,
- ocenę korelacji czasu, warunków atmosferycznych i hydrograficznych z pomierzonymi zmianami,

- interpretację wyników pod kątem zagrożenia stabilności obiektów,
- prognozę zmian ekstrapolowaną na podstawie wyników pomiaru,
- sugestie dotyczącą częstotliwości wykonywania pomiarów.

4. Uwagi końcowe

Ważne jest, aby wyniki pomiarów były poddane analizie liczbowej i graficznej bezpośrednio przez wykonawcę pomiarów. Wyniki pomiarów zawarte w operacie pomiarowym w formie liczb lub tabelarycznego zestawienia bez analizy wpływu mogących pojawiać się błędów systematycznych, wykresów izolinii osiadań oraz przesunięć poziomych nie będą czytelne.

Pomiary, obliczenia oraz interpretacja wyników powinny tworzyć system wczesnego ostrzegania o zagrożeniach badanych obiektów; należy pamiętać o tym, że zaniedbanie i fałszywy alarm mogą powodować podobne konsekwencje!

Literatura

1. Pietrasz J., Szczutko T., Wojciechowski T., Program monitoringu obszarów zagrożonych procesami geodynamicznymi, w tym ruchami osuwiskowymi, dla terenu realizowanej inwestycji: Budowa obwodnicy miejscowości Lubień w ciągu drogi ekspresowej S-7 Warszawa – Rabka od km 710+145 do 714+119, Kraków 2007.
2. Szpetkowski S., Pomiary deformacji na terenach górniczych, wyd. 3, Katowice 1998.
3. Szczutko T., Wojciechowski T., Wilk M. „Instalacja geodezyjnych punktów pomiarowych w obrębie stref zagrożonych procesami osuwiskowymi w rejonie budowanej obwodnicy Lubnia w ciągu drogi S-7 Warszawa – Rabka km 710+145 ÷ 714+119 – pomiar wstępny (zerowy), Kraków 2008.

GEODESICAL MONITORING OF SLOPES AND AREAS THREATENED WITH LANDSLIDES ALONG THE EXPRESSWAY S-7, SECTION: LUBIEN BY-PASS

Summary

The geodesical methods, elaborated and implemented by authors, for measurement the zones threatened by landslides close to expressway S-7, section "Lubien By-pass" have been described in the paper. The creation of monitoring net for the slopes, engineering objects and flat buildings located in the threatened area has been presented. The materials used for measurement signs, equipment used to measure and the technology of their execution have been described. The counting methods, analysis of measurement accuracy and the results interpretation have been presented in particular. The basic goal of monitoring which is the creation of the early warning system on landslides threats in explored area has been shown.

Key words: landslide monitoring, geodesical monitoring, monitoring net, levelling bench-marks, cross bolting anchor, area deformations

GEODÄSIEÜBERWACHUNG VON BÖSCHUNGEN UND DER GEBIETE MIT DER ERDRUTSCHGEFÄHRDUNGEN ENTLANG DES EXPRESSWEGS S-7 AUF DEM ABSCHNITT: RINGSTRASSE VON LUBIEN

Zusammenfassung

Der vorliegende Aufsatz beschrieb die geodätischen von den Verfassern vorgeschlagenen Vermessungsmethoden der Zonen im Gebiet des zu bauenden S-7-Expresswegs (Abschnitt: Ringstrasse von Lubien), die mit den Erdrutschbewegungen gefährdet sind. Es werden die Materialien, die für die Montage von Messungszeichen benutzt werden, und die Einrichtungen für die Messungen beschrieben. Die Aufmerksamkeit wird auf die Berechnungsmethoden, die Genauigkeit der ausgeführten und die Interpretation ihrer Ergebnisse gerichtet. Das Ziel der Überwachung ist die Bildung eines Systems für die Frühwarnung vor der Erdrutschgefährdungen auf dem geprüften Gelände.

Die Schlüsselwörter: die Erdrutschüberwachung, die geodätische Überwachung, das Überwachungsnetz, der Nivelierungsfixpunkt, die Bewegungen von Objekten, die Deformation des Geländes

Antoni Szydło¹
Elżbieta Stilger-Szydło¹

JAK ZMNIJSZAĆ RYZYKO WYSTĘPOWANIA OSUWISK SKARP DROGOWYCH

Streszczenie

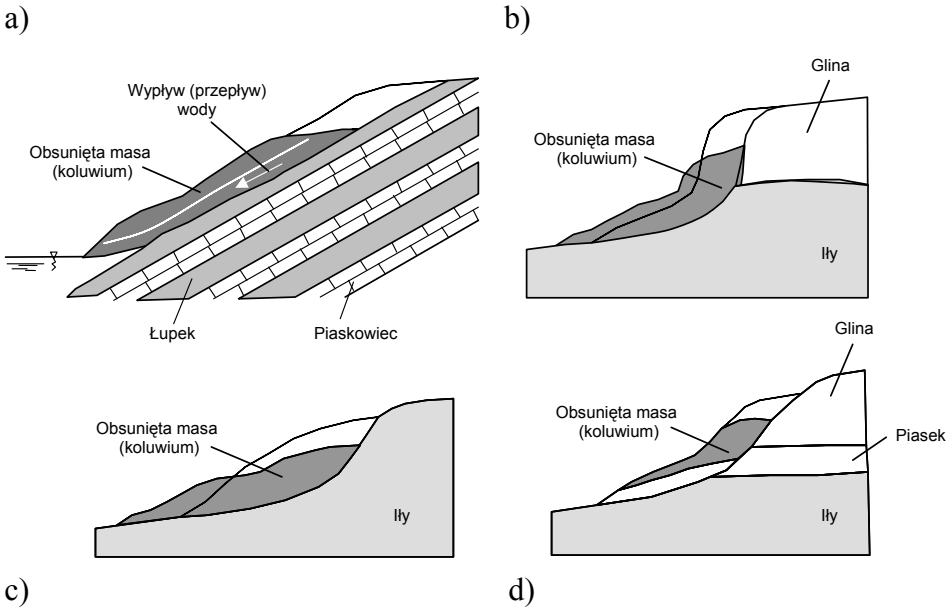
Rozważania przedstawione w niniejszej pracy dotyczą działań zmierzających do zmniejszania ryzyka występowania osuwisk skarp drogowych. Szczególną uwagę poświęcono właściwemu rozpoznaniu podłoża pod projektowane nowe drogi oraz przy planowanej ich modernizacji, a także dyskusji na temat metod oceny stateczności skarp i nasypów drogowych, stosowanych w prostych i złożonych sytuacjach projektowych.

Słowa kluczowe: skarpy drogowe, osuwiska, rozpoznanie podłoża, metody oceny stateczności

1. Wprowadzenie

W drogowej praktyce inżynierskiej, zarówno podczas wykonywania wykopów i nasypów, jak też w trakcie eksploatacji obiektów drogowych, często mamy do czynienia z osuwiskami i zsuwami skarp i zboczy. Najczęściej spotykane formy powierzchniowych ruchów mas ziemnych, to: zmywy, spływy, spelzwywania, obrywy, zsuwy i osuwiska (rys. 1).

¹ prof. dr hab. inż., Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego



Rys. 1. Szkice osuwisk: a) konsekwentnego, b) insekwentnego, c) asekwentnego, d) sufozyjnego [11]

W pracy [4] wyszczególniono rejony występowania zjawisk osuwiskowych w Polsce, związane z morfologią i budową geologiczną terenu. Zwrócono też uwagę na powstawanie osuwisk skarp drogowych spowodowanych filtracją wody. Powstające osuwiska oraz zsuwy skarp wywołują pojawienie się dużych obszarów stanu granicznego, co w konsekwencji prowadzi do nierównomiernych osiadań korony nasypu, lokalnych obniżen oraz poziomych przemieszczeń jezdni, wreszcie do zagrażających bezpieczeństwu lokalnych osuwisk skarp i uszkodzeń nawierzchni. Również wykonywanie wykopów drogowych powoduje szereg niekorzystnych zjawisk sprzyjających powstawaniu sływów, obrywów i osuwisk. Są nimi: obniżenie spójności gruntu (wynikające z odprężenia części zbocza), erozja odsłoniętych skał i gruntów, zakłócenie warunków dotychczasowego przepływu wód gruntowych i powierzchniowych. Szczególny typ osuwisk obserwuje się w obrębie stromych nasypów, wykonywanych w celu utrzymania niwelety drogi przy przekraczaniu naturalnych obniżen morfologicznych. Występują sływy, osuwiska typu insekwentnego, osiadania nasypu. Niezwykle utrudnione jest wykonawstwo obiektów drogowych usytuowanych na zboczach górskich, wzniesien morenowych i dolin rzecznych. Przejawy morfologiczne zjawisk osuwiskowych w drogownictwie zauważa się nie

tylko na zboczach i skarpach, ale również na nawierzchni. Typowymi jej uszkodzeniami, są: łukowate pęknięcia, uskoki w nawierzchni drogowej lub poboczu, ukośne przegięcia, garby i sfałdowania nawierzchni, przemieszczenia kilkunasto-, kilkudziesięciometrowych odcinków jezdni w stosunku do pierwotnej osi drogi.

W niniejszym artykule zwrócono głównie uwagę na te niekorzystne czynniki, na które bezpośredni wpływ ma człowiek, a które można by wyeliminować już na etapie rozpoznania podłoża gruntowego i projektowania konstrukcji jezdni drogowych.

2. Właściwe rozpoznanie podłoża pod projektowane nowe drogi oraz przy planowanej ich modernizacji

Stosowanie nowych rozwiązań i technik posadowień obiektów drogowych, bardzo często na terenach o niekorzystnych warunkach geotechnicznych sprawiło, że ostatnio w kraju nastąpił znaczny postęp w kierunku poznania zachowania się gruntów w złożonych sytuacjach projektowych. Jest on przede wynikiem poszukiwania i wprowadzenia nowoczesnych badań *in situ*, umożliwiających interpretacje otrzymywanych wyników w bardzo szerokim zakresie. Istotną rolę przy ustaleniu kategorii geotechnicznej obiektu i określeniu potrzebnego zakresu badań podłoża odgrywa stopień złożoności warunków geologiczno-inżynierskich.

Przy projektowaniu nowych dróg, zalecane badania podłoża na etapie badań rozpoznawczych (analizy materiałów archiwalnych, wizje lokalne terenu, interpretacje zdjęć lotniczych lub satelitarnych), szczególnie przy wyborze przebiegu trasy dróg klas I i II, można rozszerzyć na obszarach słabiej rozpoznanych o badania: kontrolne ręcznymi sondami penetracyjnymi do głębokości 3÷5m, sondami rdzeniowymi do głębokości 10 m, obserwacyjne i pomiarowe dotyczące wód gruntowych i powierzchniowych, badania geofizyczne.

Na etapie badań podstawowych wyniki badań powinny stanowić kompletną ocenę warunków geologiczno-inżynierskich i hydrogeologicznych wzdłuż całej trasy projektowanej drogi, uwzględniającą przede wszystkim rozpoznanie podłoża na odcinkach:

- wykopów (ocena trudności w odspajaniu gruntu, stateczności skarp, wykorzystania gruntów do robót ziemnych),

- nasypów (zwłaszcza posadowionych na gruntach ściśliwych i słabonośnych),
- występowania osuwisk oraz w strefie bezpośredniego oddziaływania obciążeń nawierzchni drogowej.

Podstawowymi badaniami polowymi są: wyrobiska badawcze oraz badania *in situ*. Wyrobiska badawcze obejmują: wiercenia i sondy penetracyjne, doły próbne, wykopy badawcze. Potrzebna liczba i rozstaw wyrobisk zależy od stopnia złożoności budowy podłoża oraz od klasy drogi. Rodzaj i zakres badań uzależniony jest od głębokości położenia warstw gruntu w stosunku do niwelety drogi (tab. 1).

Tablica 1. Rozmieszczenie wyrobisk na etapie badań podstawowych [10]

<i>Stopień złożoności podłoża</i>	<i>Klasa drogi</i>	<i>Rozstaw wyrobisk wzdłuż osi drogi [m]</i>	<i>Rozstaw wyrobisk w kierunku poprzecznym do osi drogi [m]</i>	<i>Liczba wyrobisk w kierunku poprzecznym do osi drogi</i>
Warunki proste	I, II	≤ 100	≤ 30	≥ 2
	III-V	≤ 150	≤ 30	≥ 2
			–	1
VI, VII	≤ 200	–	≥ 1	
Warunki złożone	I, II	≤ 70	≤ 25	≥ 3
	III-V	≤ 100	≤ 25	≥ 2
	VI, VII	≤ 150	–	≥ 1
Warunki skomplikowane	I, II	≤ 50	≤ 20	≥ 3
	III-V	≤ 70	≤ 20	≥ 3
	VI, VII	≤ 100	≤ 25	≥ 2

W kierunku poprzecznym do osi projektowanej drogi klasy od III do VII, przy prostych, a często i złożonych warunkach podłoża, wystarczy wykonanie jednego wyrobiska w pobliżu osi drogi. W miejscach o spadku poprzecznym większym od 15°, przy nasypach wyższych od 5,0 m oraz w strefach bagien lub zboczy osuwiskowych należy wykonać kilka otworów zagłębionych co najmniej 2,0 m poniżej spągu warstw nienośnych. W miejscach zagrożenia osuwiskiem wyrobiska powinny być wykonane poniżej potencjalnych powierzchni poślizgu osuwisk.

Głębokość wierceń badawczych i sond penetracyjnych lub rdzenio-
wych w gruntach rodzimych mineralnych nie powinna być mniejsza
od 3,0 m poniżej powierzchni terenu lub projektowanej niwelety dro-
gi. W gruntach rodzimych organicznych głębokości wierceń powinny
sięgać co najmniej 2,0 m poniżej spągu tych gruntów. Na odcinkach
nasypów i występowania gruntów antropogenicznych wystarcza za-
wyczaj głębokość wierceń równa 2,0 m w warstwy mniej ściśliwe
(o module $M_o \geq 20$ MPa). W przypadku występowaniu w podłożu
gruntów bardzo ściśliwych zaleca się wykonywać wiercenia badawcze
do głębokości równej co najmniej projektowanej wysokości nasypów.
Przy kategorii geotechnicznej 3 obiektów oraz na obszarach wystę-
powania procesów geodynamicznych, lokalizację, liczbę i głębokość
wyrobisk badawczych określa się w projekcie indywidualnie, doko-
nując korektę podczas badań. Uzupełnieniem rozpoznania podłoża za
pomocą wierceń są: sondowania oraz ścinania obrotowe (w gruntach
słabonośnych, spoistych w stanie miękkoplastycznym, organicznych
oraz przy ustalaniu przebiegu strefy osuwisk).

Próbne obciążenia podłoża stosowane są w celu:

- zbadania odkształcalności antropogenicznego podłoża obcią-
żonego wysokimi nasypami, za pomocą płyty sztywnej 0,5 m²,
płyty wielkowymiarowej (o średnicy 1,3 m) lub kwadratowej
2,0×2,0 m,
- określenia odkształcalności oraz prognozy przebiegu osiadań
głębiej zalegających warstw bardzo ściśliwych – świdrem tale-
rzowym.

Wykonuje się również badania podatności podłoża drogowego płytą
(metoda VSS), mające zastosowanie w strefie bezpośredniego wpły-
wu podłoża na nawierzchnię (zwłaszcza w gruntach gruboziarnistych
i kamienistych). Przed wierceniami oraz innymi badaniami polowymi
zaleca się wykonywać badania geofizyczne.

Zakres badań laboratoryjnych zależy od kategorii geotechnicznej
obiektu oraz stosowanej metody wyznaczania parametrów geotech-
nicznych. Przy kategorii geotechnicznej 3 wymagana jest bezpośred-
nia ocena właściwości fizyczno-mechanicznych gruntu, a przy katego-
rii geotechnicznej 1 i 2, do oceny parametrów geotechnicznych można
wykorzystać zależności korelacyjne. W przypadku nieskomplikowa-
nych warunków geotechnicznych dróg klasy VI i VII uzasadnione jest
rozpoznanie podłoża na podstawie analizy makroskopowej. Niezbęd-

ne natomiast są badania laboratoryjne gruntów wysadzinowych (piasków drobnych i pylistych, pyłów piaszczystych, piasków gliniastych, gruntów organicznych). Rodzaj i zakres badań zależny od głębokości położenia warstw gruntu w stosunku do niwelety drogi, w strefie bezpośredniego wpływu podłoża na nawierzchnię drogową oraz poniżej bezpośredniego wpływu podłoża na nawierzchnię zamieszczono w [10].

Prace modernizacyjne związane z przebudową istniejących dróg (poszerzenie nawierzchni na skutek powiększenia szerokości korony drogi, dobudowa nowej jezdni) wymagają zaprogramowania identycznego zakresu badań podłoża, jak przy budowie nowych dróg. Przy projektowaniu natomiast wzmocnienia istniejących nawierzchni, poszerzenia nawierzchni w obrębie istniejącej korony, bądź modernizacji nawierzchni, zakres badań polowych i laboratoryjnych gruntów powinien uwzględniać zalecenia [10].

Pomimo tak bardzo rozwiniętych technik badań *in situ* podłoża gruntowego, inżynierowie obiektów drogowych często otrzymują zbyt skąpe lub błędne dane geotechnicznego rozpoznania podłoża gruntowego. Mamy tu na myśli:

- niewłaściwe programowanie badań (ograniczanie zakresu badań terenowych, złe rozplanowanie otworów na rzucie projektowanych budowli ziemnych, przyjmowanie zbyt małej liczby i zbyt płytkich otworów, pomijanie terenu na zewnątrz wykopu – miejsc ewentualnych zakotwień gruntowych, pomijanie badań gruntów ściśliwych i słabonośnych, przecenianie stosowania zależności korelacyjnych),
- błędy w realizacji badań polowych (wykonywanie wierceń badawczych bez orurowania – co ma wpływ na stan gruntów spoistych i obraz stosunków wodnych, unikanie stosowania nowoczesnych metod badań podłoża, pomijanie określania parametrów geotechnicznych gruntów nienośnych – brak współczynników filtracji i modułów ściśliwości torfów i namulów nie pozwala na przykład na określenie czasu konsolidacji podłoża pod nasypami przeciążającymi),
- błędy w realizacji badań laboratoryjnych (niewłaściwe pobieranie i ograniczanie liczby próbek do badań laboratoryjnych, nie określanie zasięgu gruntów „słabych” poniżej umownej grani-

cy badań, stosowanie ekstrapolacji warunków gruntowych przy braku potrzebnej ilości badań).

Trwająca „ankietyzacja” wersji polskiej Normy PN-EN 1997-2 [6] wraz z Załącznikami Krajowymi przyczyni się do skonkretyzowania zaleceń związanych z rozpoznaniem i badaniem podłoża gruntowego metodami polowymi i laboratoryjnymi. Norma ta jest przeznaczona do stosowania łącznego z PN-EN 1997-1 [5], ponieważ uzupełnia ją o wiedzę dotyczącą: planowania badań podłoża i opracowania dokumentacji badań, ogólnych wymagań do powszechnie stosowanych badań laboratoryjnych i polowych, interpretacji i oszacowania wyników badań, jak też wprowadzania wartości parametrów i współczynników geotechnicznych. W przyszłości powinno się też dążyć do skorelowania tych norm z branżowymi normami drogowymi.

3. Uwagi na temat oceny stateczności skarp drogowych

Problemy geotechniczne odgrywają istotną rolę przy posadowieniach obiektów infrastruktury transportu lądowego. Realizowana w kraju na szeroką skalę budowa i rozbudowa sieci dróg i autostrad powinna sprzyjać tworzeniu (jakże brakujących) przepisów normowych i wytycznych dotyczących projektowania i wykonywania zabezpieczeń budowli ziemnych posadowionych na terenach osuwiskowych, gruntach słabonośnych, czy podłożu górniczym. Nie opracowano dotąd kompleksowego podejścia do projektowania drogowej budowli ziemnej według obu stanów granicznych w złożonych i skomplikowanych warunkach geologiczno-inżynierskich.

Znanych jest ponad sto metod analiz stateczności skarp i zboczy. Skomplikowana jednak rzeczywistość zjawisk osuwania się skarp jest zależna od zróżnicowanych warunków gruntowo-wodnych, budowy geologicznej, zaburzeń tektonicznych, obciążeń dynamicznych, wpływów chemicznych i biologicznych. Istnieje grupa teoretycznych metod wymiarowania zboczy, wykorzystujących teorię plastyczności. Przyjmowana teoria stanów granicznych w ujęciu statycznym, umożliwia określenie związków między kształtem skarpy, granicznym obciążeniem naziomu i stanem naprężenia w całym masywie. Metoda kinematyczna polega na poszukiwaniu dozwolonych pól prędkości odkształcenia, odpowiadających różnym mechanizmom płynięcia.

Rozwiązania statyczne dają dolne oszacowanie obciążenia granicznego lub współczynnika stateczności, a rozwiązania kinematyczne są oszacowaniami górnymi [2].

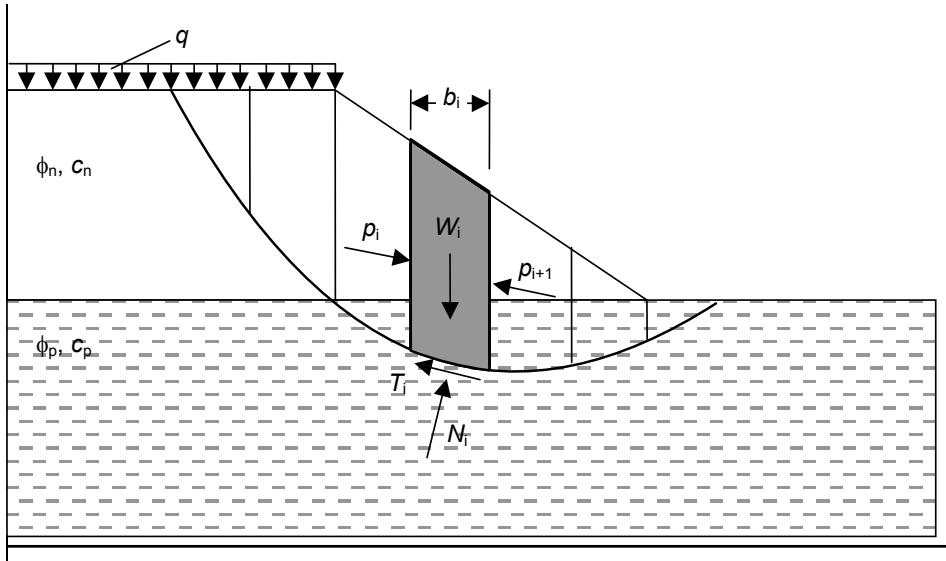
Bardzo liczna grupa metod przybliżonych stosowanych w praktyce inżynierskiej, zakładająca stan graniczny na pewnych powierzchniach zlokalizowanego poślizgu, prowadzi do oceny stateczności zboczy mieszczącej się w przedziale oszacowania dolnego i górnego. Ocena stateczności skarp i zboczy według metod klasycznych zakłada spełnienie warunku równowagi sił wzdłuż powierzchni poślizgu bryły osuwającej się skarpy. Przebieg linii poślizgu jest bezpośrednio związany z budową geologiczną rejonu zbocza czy skarpy. W metodach tych, najczęściej dokonuje się podziału bryły osuwiskowej na bloki („paski”), analizując w każdym z nich równowagę sił utrzymujących i zsuwających. Założenia przyjmują: płaski stan naprężenia i odkształcenia, hipotezę wytrzymałościową Coulomba-Mohra, niezależność parametrów wytrzymałościowych gruntu od czasu i jednakowe przemieszczenia wzdłuż całej powierzchni poślizgu. Uwzględnia się uśrednione, charakterystyczne parametry geotechniczne. W celu porównania metod blokowych z innymi metodami oceny stateczności nasypów obciążonych wzdłuż korony, można znaleźć obciążenie graniczne, przy którym siły utrzymujące i zsuwające są sobie równe (przy $F_{\min} = 1,0$). Tak wyznaczoną wartość obciążenia granicznego, przy przyjęciu częściowych współczynników bezpieczeństwa, można porównać z nośnością nasypu (wyznaczoną na przykład za pomocą MES). Najczęściej stosowanymi metodami blokowymi, są:

- metoda Felleniusa, przyjmująca walcową powierzchnię poślizgu, przechodzącą zazwyczaj przez dolną krawędź skarpy oraz spełnienie warunku równowagi momentów sił utrzymujących i zsuwających (rys. 2), w której współczynnik stateczności skarpy określony jest za pomocą równania:

$$F = \frac{\sum [W_i(\gamma) + W_i(\gamma')] \cos \alpha_i \tan \phi'_i + \sum c'_i l_i}{\sum [W_i(\gamma) + W_i(\gamma_s)] \sin \alpha_i} \quad (1)$$

gdzie $W_i(\gamma)$ – ciężar i -tego bloku gruntu powyżej zwierciadła wody; $W_i(\gamma')$ – ciężar części i -tego bloku gruntu poniżej zwierciadła wody, obliczony przy przyjęciu γ' ; $W_i(\gamma_s)$ – ciężar i -tego bloku gruntu poniżej zwierciadła wody, obliczony przy przyjęciu γ_s ; ϕ'_i, c'_i – efektywne

parametry wytrzymałościowe; l_i, α_i – długość i nachylenie powierzchni poślizgu w i -tym bloku,



Rys. 2. Schemat obliczeniowy metody Felleniusa – układ sił działających na pojedynczy element blokowy bryły osuwiskowej

- metoda Bishopa, będąca modyfikacją metody Felleniusa (z odmiennym sposobem określenia sił działających w podstawie wydzielonego bloku i sił działających na ich bokach), w uproszczonej metodzie Bishopa współczynnik stateczności w odniesieniu do całej bryły osuwiskowej, wyznaczany metodą kolejnych przybliżeń, określa zależność:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [c' b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi'] \cdot \left[\frac{1}{M_i(\alpha)} \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2)$$

$$M_i(\alpha) = \left[1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha_i}{F} \right] \cos \alpha_i \quad (3)$$

gdzie b_i, h_i – szerokość, wysokość bloku [m]; $W_i = b_i \cdot h_i \cdot \gamma$ – ciężar bloku [kN]; $\sin \alpha_i = \frac{x_i}{R}$ – odległość x_i mierzy się od pionu poprowadzonego przez środek obrotu najniekorzystniejszej powierzchni pośliz-

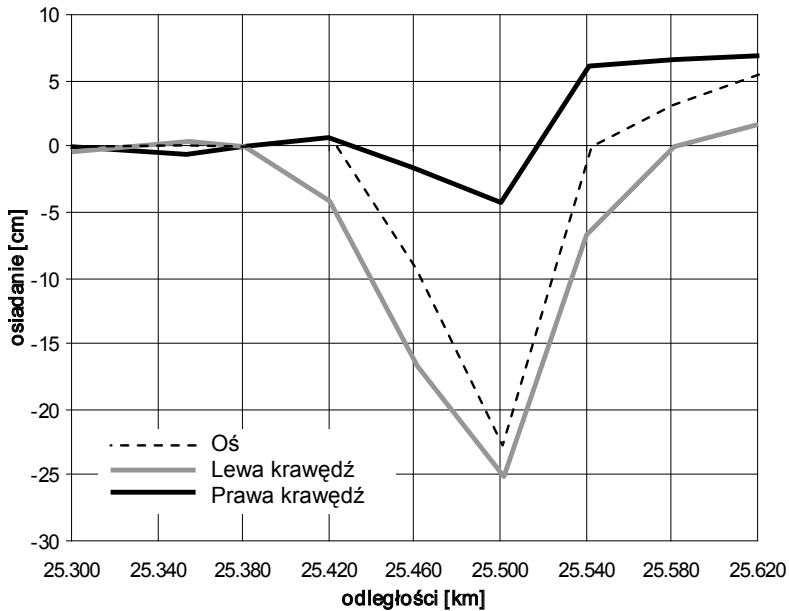
gu, przyjmując ją ze znakiem minus, jeśli odpowiada niższej części skarpy; R – promień powierzchni poślizgu [m]; $u_i = \gamma_w \cdot h_w$ – ciśnienie porowe w środku długości podstawy bloku i , wyznaczone z siatki przepływu wody [kN/m²]; h_w – wysokość poziomu piezometrycznego ponad poziomem środka podstawy bloku (powierzchni poślizgu).

Rzeczywiste sytuacje posadowień są bardzo złożone. Podstawowym problemem budownictwa drogowego jest posadowienie nasypów na gruntach ściśliwych. Stosowanie tradycyjnych metod konsolidacji podłoża, przez jego wstępne przeciążenie za pomocą nasypu, wymaga wieloletniego okresu czasu konsolidacji. Wynika stąd potrzeba poszukiwania nowych metod wzmacniania podłoża pod nasypami oraz proponowania nowych technologii ich posadowień. Nasypy wznoszone na tych gruntach podlegają znacznym deformacjom na skutek ściśliwości oraz plastycznych odkształceń podłoża. W miarę wzrostu obciążenia nasypem, naprężenia na słabym podłożu wzrastają – następuje coraz większe osiadanie budowli. Po osiągnięciu przez nasyp pewnej granicznej dla danego podłoża wysokości może nastąpić wypieranie słabych warstw na boki, osuwisko skarp nasypu i gwałtowne jego osiadanie, a w konsekwencji – degradacja nawierzchni drogi (fot. 1, rys. 3).



Fot. 1. Pęknięcie podłużne nawierzchni na skutek nierównomiernego osiadania nasypu drogowego

Na wybór sposobu posadowienia oraz technologii wykonawstwa nasypów drogowych posadowionych na słabym podłożu gruntowym, wpływa: położenie niwelety drogi względem istniejącego terenu, warunkującej przyjęcie odpowiedniej wysokości nasypu, usytuowanie stropu gruntów słabonośnych względem powierzchni terenu oraz ich rodzaj, miąższość i układ warstw w poprzecznym i podłużnym profilu nasypu, przeznaczenie nasypu (kategoria drogi, klasa obciążenia), dostępność terenu budowy do wykorzystania sprzętu budowlanego, czas i koszty realizacji inwestycji.



Rys. 3. Wyniki pomiarów osiadania nasypu (w osi, na krawędzi lewej i prawej jezdni) po 43 miesiącach eksploatacji drogi

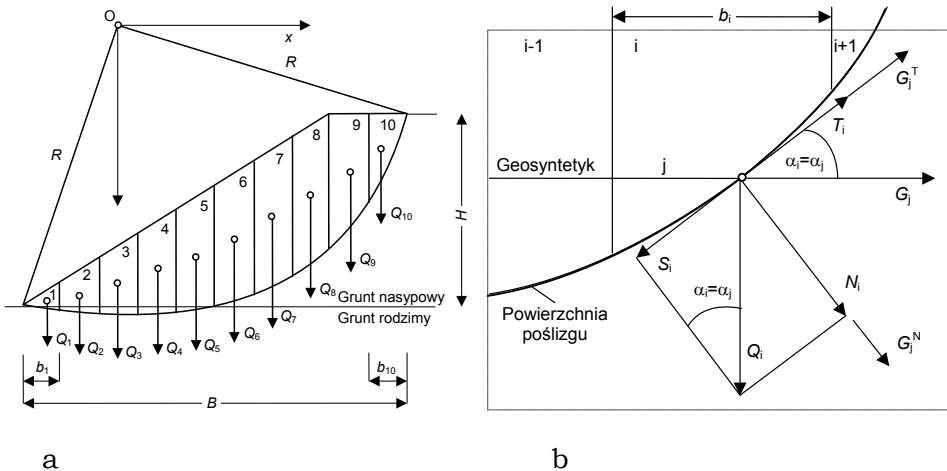
Skarpy nasypów posadowionych na podłożu słabonośnym są zazwyczaj niestateczne. W celu zapewnienia zapasu bezpieczeństwa skarp nasypu, zwiększenia jego pochylenia, przyśpieszenia konsolidacji słabszych warstw podłoża, a w przypadku szkód górniczych – zmniejszenia nierównomiernych osiadań, zaleca się zbrojenie korpusu geosyntetykami. Wykorzystując jedną z blokowych metod przyjmującą cylindryczną powierzchnię poślizgu, można ustalić odpowiednią liczbę i lokalizację warstw geosyntetyku, która zapewni założony współczynnik bezpieczeństwa, przy określonej geometrii konstrukcji.

Geosyntetyk wprowadzony do budowy ziemnej i odpowiednio zakotwiony, przecinający powierzchnię poślizgu klina odłamu, jest źródłem dodatkowej siły utrzymującej G_j , równej liczbowo wytrzymałości obliczeniowej geosyntetyku na rozciąganie (rys. 4). Projektowanie budowy ziemnej wzmocnionej materiałem geosyntetycznym, obejmuje ocenę stateczności skarpy bez zbrojenia oraz uwzględnienie wpływu przyjętego zbrojenia. W etapie pierwszym, minimalna wartość współczynnika stateczności (stosunku momentu utrzymującego do obracającego) przy najniekorzystniejszej powierzchni poślizgu wynosi:

$$F = \frac{M_u}{M_o}$$

$$M_u = \sum_{i=1}^n T_i \cdot R = R \cdot \sum_{i=1}^n \left(N_i \cdot \tan \phi_i + \frac{b_i}{\sin \alpha_i} \cdot c_i \right) \quad (4)$$

$$M_o = \sum_{i=1}^n W_i \cdot x_i = \sum_{i=1}^n W_i \cdot R \cdot \sin \alpha_i = R \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i$$



Rys. 4. Ocena stateczności nasypu wzmocnionego geosyntetykami: a) podział budowli ziemnej na bloki, b) rozkład sił na styku geosyntetyk-powierzchnia poślizgu (W_i – ciężar bloku, T_i – opór tarcia i spójności gruntu, G_j – siła wnoszona przez geosyntetyk)

W etapie drugim, uwzględniającym zwiększenie momentu utrzymującego po wprowadzeniu zbrojenia, wartość współczynnika stateczności określa się z zależności:

$$F_g = \frac{M_g}{M_o} = \frac{M_u + R \cdot \sum_{j=1}^m G_j^T}{M_o} \geq F_{dop}$$

$$M_g = \sum_{i=1}^n T_i \cdot R = R \cdot \sum_{i=1}^n \left(N_i \cdot \tan \phi_i + \frac{b_i}{\sin \alpha_i} \cdot c_i \right) + R \cdot \sum_{j=1}^m G_j^T = M_u + R \cdot \sum_{j=1}^m G_j^T \quad (5)$$

$$T_i = N_i \cdot \tan \phi_i + c_i \cdot b_i (\cos \alpha_i)^{-1}$$

gdzie M_u – moment utrzymujący (przypadek bez zbrojenia skarpy) [kNm], M_g – moment utrzymujący przy obecności zbrojenia [kNm], G_j – obliczeniowa wytrzymałość na rozciąganie geosyntetyku umieszczonego w warstwie j [kN/m], m – liczba warstw zbrojenia ($j = 1, \dots, m$). Uogólniona utrzymująca siła rozciągająca przenoszona przez materiał geosyntetyczny G^* [kN/m] powinna spełniać warunek wynikający z przyjętej wartości współczynnika F_g :

$$G^* = \sum_{j=1}^m G_j^T = \sum_{j=1}^m G_j \cdot \cos \alpha_j \geq \frac{F_g - F}{\sum_{i=1}^n T_i} \quad (6)$$

Potrzebną długość zakotwienia eliminującego poślizg geosyntetyku określa zależność:

$$L_j = \frac{G_j}{1,8 \cdot \gamma \cdot z_j \cdot \tan \phi} \leq l_j \quad (7)$$

gdzie L_j – obliczeniowa długość zakotwienia geosyntetyku warstwy j [m], l_j – rzeczywista długość zakotwienia warstwy j [m], z_j – zagłębienie geosyntetyku warstwy j [m], γ, ϕ – ciężar objętościowy [kN/m³] i kąt tarcia wewnętrzznego [°] gruntu nasypowego.

Współczesny rozwój metod numerycznych (metody różnic skończonych *MRS*, elementów brzegowych *MEB*, a przede wszystkim metody elementów skończonych *MES*) oraz modeli konstytutywnych gruntu, stawia analizy obliczeniowe na czele narzędzi badawczych, stosowa-

wanych do rozwiązywania wielu zagadnień brzegowych geotechniki. Dużą popularność zdobyły program FLAC oraz pakiety programów komputerowych MES (Z_SOIL, ABAQUS). Ten ostatni program został wykorzystany m.in. do zaprezentowania nowego podejścia projektowania nasypów drogowych i autostradowych posadowionych na terenach szkód górniczych [3]. Prowadzone analizy przestrzenne MES, z wprowadzeniem pełnego przekroju korpusu nasypu oraz rzeczywistych przemieszczeń górniczych, najskuteczniej prowadzą do wyznaczenia przemieszczeń oraz nośności budowli ziemnej. Stwierdzono nieskuteczność inżynierskich metod „pasków” przy ocenie stateczności tych nasypów oraz dużą przydatność analiz numerycznych Metodą Elementów Skończonych [1]. Zajęto się również zagadnieniem dodatkowego osiadania nasypu, spowodowanego rozpełzaniem podłoża górniczego, na przykładzie nasypów odcinka autostrady A-4, posadowionego na terenach eksploatowanych górniczo [2].



Fot. 2. Układanie górnej warstwy geosyntetyku w materacu pod nasypem autostrady

Prowadzone badania i analizy pozwalają na podjęcie kroków w kierunku zabezpieczenia nasypów na wpływy górnicze (fot. 2). Wzmocnienie podłoża poduszką zbrojoną geosyntetykami skutkuje wzrostem nośności nasypu, chroni przed nierównomiernym osiadaniem, a także daje częściową redukcję poziomych przemieszczeń górniczych i obni-

zeń korony budowli ziemnej. Zastosowanie materaca z geosiatki z polietylenu wysokiej gęstości, o sztywnych węzłach, wypełnionego materiałem kamiennym, powoduje przejście przez niego naprężeń rozciągających, pojawiających się przy rozpełzaniu podłoża. Umieszczenie poduszki pod podstawą nasypu nie redukuje jednak przemieszczeń korpusu nasypu od oddziaływań górniczych.

Interpretacji wyników obliczeń stateczności skarp dokonuje się na podstawie wyników obliczeń przedstawionych powyżej. W zniszczonych, bądź zagrożonych osuwiskiem budowlach ziemnych, przyjmowany mechanizm zniszczenia powinien uwzględniać rzeczywistą sytuację w zaistniałym osuwisku. Model obliczeniowy ustala się na podstawie wyników badań zawartych w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej. Podstawą jego przyjęcia jest charakter stwierdzonych lub przewidywanych deformacji. Obciążenia powinny dotyczyć pracy budowli ziemnej podczas budowy i eksploatacji. Wybór zaś metody obliczeniowej powinien uwzględniać postać deformacji skarpy (zbocza) – przyjęcie ustalonych powierzchni poślizgu predysponowanych budową geologiczną, lub najbardziej niekorzystną powierzchnię poślizgu. Interpretacją wyników oceny stateczności jest porównanie współczynnika stateczności F , wyznaczonego przy stwierdzonej powierzchni poślizgu analizowanej skarpy osuwiskowej oraz położonej w sąsiedztwie (przy podobnych warunkach geologiczno-inżynierskich). Różnica ta nie powinna wynosić więcej niż 10%, przy większej różnicy (10÷30%) obliczenia należy traktować jako przybliżone. Przy braku takich porównań, możliwość wystąpienia osuwiska i zasięgu strefy zagrożenia osuwiskowego należy ocenić na podstawie minimalnej wartości współczynnika stanu równowagi F_{\min} , uwzględniającego dokładnie obliczoną powierzchnię poślizgu. Przyjmuje się ją [7]÷[9]:

- za bardzo mało prawdopodobną, przy $F_{\min} > 1,5$,
- mało prawdopodobną, przy $1,3 < F_{\min} < 1,5$,
- prawdopodobną, przy $1,0 < F_{\min} < 1,3$,
- bardzo prawdopodobną, przy $F_{\min} < 1,0$.

Bezpieczne wartości współczynnika stateczności budowli ziemnej, przy parametrach charakterystycznych, należy przyjmować nie mniejsze niż $F_{\min} = 1,0$. Przy ważnych obiektach zaleca się przyjmować $F_{\min} > 1,5$. Zasięg powierzchni poślizgu na koronie drogi przy wartości współczynnika $F_{\min} = 1,5$ – można uznawać za zasięg strefy zagrożenia osuwiskowego. A jak wygląda ocena stateczności skarp drogowych

w myśl przepisów Eurokodu 7? Norma europejska EC 7 jest dwuczęściowym zbiorem zasad projektowania geotechnicznego stworzonym na bazie stanów granicznych, z zastosowaniem częściowych współczynników bezpieczeństwa. Obie części posiadają już status Polskiej Normy: EN 1997-1 (część 1 – Zasady ogólne [5]) – od 2005 r. jako PN-EN 1997-1 oraz EN 1997-2 (część 2 – Badania podłoża gruntowego [6]) – od 2007 r. jako PN-EN 1997-2. Do EN 1997-1 dołączony jest załącznik normatywny (A) zawierający współczynniki częściowe i korelacyjne do stanów granicznych nośności oraz ich minimalne zalecane wartości (które powinny zostać skorelowane z wartościami powstającego Załącznika Krajowego polskiej wersji normy). Norma [5] przedstawia zasady ogólne projektowania obiektów geotechnicznych na podstawie dwóch stanów granicznych nośności (ULS) i użyteczności (SLS). Wyróżnia się pięć rodzajów stanu granicznego nośności:

- GEO – zniszczenie lub nadmierną deformację podłoża (osuwisko naturalnego zbocza lub nasypu drogowego posadowionego na słabym gruncie),
- STR – utratę nośności lub nadmierne odkształcenia konstrukcji lub jej elementów (wypiętrzenie gruntów w dnie wykopu),
- EQU – globalną utratę stateczności obiektu,
- HYD – zniszczenie spowodowane ciśnieniem spływowym (przebiecie hydrauliczne w podłożu),
- UPL – utratę nośności budowli lub podłoża na skutek wyporu wody.

Do projektowania wykorzystuje się wartości charakterystyczne i obliczeniowe parametrów geotechnicznych. Proces wyboru wprowadzanych do projektowania parametrów geotechnicznych jest trzyetapowy. Pierwszy etap wiąże się z zebraniem wyników badań polowych (F1, F2), bądź laboratoryjnych (L1, L2), które posłużą pozyskaniu wartości wyprowadzonych parametrów geotechnicznych na podstawie teorii, korelacji (C1, C2) albo doświadczenia (F1, L2). Drugi etap to określenie wartości charakterystycznych, oszacowywanych ostrożnie na podstawie wartości pomierzonych i wyznaczonych oraz informacji z innych źródeł o terenie, podłożu i obiekcie. Ostatnim etapem jest wyprowadzenie wartości obliczeniowych – z wartości charakterystycznych parametrów geotechnicznych, na podstawie oceny bezpośredniej lub wzoru:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (8)$$

gdzie X_d – wartość obliczeniowa parametru geotechnicznego, X_k – wartość charakterystyczna parametru geotechnicznego, γ_M – współczynnik częściowy do parametru geotechnicznego uwzględniający niepewność modelu obliczeniowego.

Schemat obliczeniowy przyjmowany do projektowania budowli ziemnej – to schemat statyczny + obciążenie. Przy ocenie stateczności skarp i zboczy uwzględniane są oddziaływania: bezpośrednie (obciążenia ciężarem gruntu i wody, parciem gruntu, ciśnieniem spływowym, obciążeniem naziomu itp.) i pośrednie (wymuszone przez zmiany warunków w gruncie – pęcznienie, skurcz, przemieszczenia związane z osiadaniem gruntu lub pełzaniem itp.). W skarpacech i zboczach należy sprawdzić ich stateczność ogólną ze względu na stany graniczne nośności GEO i STR, w których podczas zniszczenia lub nadmiernego odkształcenia decydujący wpływ ma wytrzymałość gruntu. Zaproponowano sposób rozkładu współczynników częściowych pomiędzy:

- a) oddziaływania – w grupie pierwszej (A) wyróżnia współczynniki od obciążeń konstrukcji (A1) oraz od oddziaływań geotechnicznych (A2),
- b) parametry gruntowe – w grupie drugiej (M) współczynniki M1 dotyczą wartości charakterystycznych, zaś M2 – obliczeniowych,
- c) opory lub nośność gruntu – grupa trzecia (R).

Przyjmowane trzy podejścia obliczeniowe (PO) uwzględniają następujące kombinacje współczynników częściowych:

- PO 1
kombinacja 1: A1+M1+R1 (K1),
kombinacja 2: A2+M2+R1 (K2),
- PO 2
kombinacja 1: A1+M1+R2,
- PO 3
kombinacja 1: A2+M2+R3.

Z analizy wartości współczynników częściowych wynika, że:

- wartości obliczeniowe parametrów gruntu **podejścia 1 (kombinacji 1)** są równe wartościom charakterystycznym,

- współczynniki częściowe **podjęcia 1 (kombinacji 2)** są stosowane na początku obliczeń do wartości charakterystycznych parametrów wytrzymałościowych i kombinacja ta jest zalecana przy sprawdzaniu stateczności skarp i zboczy,
- w **podjęciu 2** wykorzystuje się współczynniki częściowe do oporów gruntu,
- w **podjęciu 3** stosuje się współczynniki częściowe do parametrów wytrzymałościowych, przy prowadzeniu całej analizy z zastosowaniem wartości obliczeniowych.

Stateczność ogólną opisuje współczynnik stateczności ogólnej (F) i pomocniczy (ODF). Pierwszy otrzymuje się z rozwiązań wykorzystujących metody klasyczne (np. równowagi granicznej), a drugi:

$$ODF = \frac{F}{F_{dop}} \quad (9)$$

gdzie F_{dop} jest wymaganą minimalną wartością współczynnika stateczności.

W nowoczesnych metodach numerycznych współczynnik stateczności F wyznaczany jest metodą redukcji parametrów wytrzymałościowych gruntu. Współczynnik pomocniczy określany jest z zależności:

$$ODF = \frac{F}{\gamma_G \cdot \gamma_{R,e}} \quad (10)$$

gdzie γ_G – współczynnik częściowy do oddziaływania stałego, $\gamma_{R,e}$ – współczynnik częściowy oporu gruntu. Przy $ODF = 1$ – skarpa jest stateczna, gdy $ODF < 1$ stateczność skarpy nie jest zapewniona, a przy $ODF > 1$ zapas bezpieczeństwa stateczności ogólnej jest większy od wymaganego.

W ramach prowadzonej ankietyzacji mającej na celu wdrażanie tekstów Eurokodów wraz ze zharmonizowanymi normami powinny pojawić się propozycje stosowania obliczeniowych podejść oceny stateczności skarp i zboczy.

4. Podsumowanie

Przewidywanie kształtów skarp (świeżo sypanych lub wykonywanych w gruncie rodzimym), optymalne ich projektowanie i prognozowanie zachowywania się, wreszcie ocena stateczności istniejących skarp i zboczy, to niezmiernie ważne problemy inżynierii komunikacyjnej. Ich rozwiązań należy szukać, posługując się matematycznie ścisłą teorią stanów granicznych. Rozwiązania statyczne prowadzą do określenia pola charakterystyk i kształtu skarpy w stanie granicznym, dając dolne oszacowanie obciążenia granicznego i współczynnika stateczności. Rozwiązania kinematyczne, analityczne bądź graficzne, mogą informować o zachowaniu się skarpy i jej deformacjach w początkowym okresie plastycznego płynięcia. Rozwiązania te – są oszacowaniami górnymi. Obserwuje się dużą dynamikę rozwoju możliwości komputerowego wspomaganie projektowania budowli ziemnych (programy *MES* i *MEB*). Wartość podstawowego parametru oceny stateczności – współczynnika stateczności F może być zróżnicowana w odniesieniu do tego samego zadania, w zależności od zastosowanej metody. Wyniki rozwiązań opartych na *MES* mają znacznie szerszy zakres niż w przypadku metod blokowych, gdyż oprócz wartości współczynnika stateczności zawierają także dane dotyczące rozkładów naprężeń, deformacji, ciśnień porowych, zasięgu stref uplastycznienia itd. Jednak tylko w wypadku metod blokowych mają zastosowanie twierdzenia o nośności granicznej, według których najbezpieczniejszą ocenę można uzyskać metodą Felleniusa. Natomiast w odniesieniu do współczynnika stateczności obliczonego z rozwiązań wykorzystujących *MES* trudne jest dokonanie takiej oceny.

W kraju po roku 2010 zgodnie z decyzją Komisji Europejskiej obowiązującymi powinny pozostać jedynie Eurokody oraz normy z nimi zharmonizowane. Autorzy mają nadzieję, że do tego czasu nie rozwiązane jeszcze problemy oceny stateczności budowli ziemnych zostaną dopracowane na bazie konkretnych rozwiązań.

Bibliografia

1. Stilger-Szydło E., Tutaj W., *Effect of Mining Deformations on Stability of Transport Embankments*, *Studia Geotechnica et Mechanica*, No 3/4, 2004, 3-22.
2. Stilger-Szydło E., *Posadowienia budowli infrastruktury transportu lądowego. Teoria – Projektowanie – Realizacja*, Wrocław, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2005.
3. Stilger-Szydło E., Tutaj W., *The effect of subterranean exploitation of mines on the state of stress and displacements of transport embankments*, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, No 1, Vol. V, 2005, 65-90.
4. Stilger-Szydło E., Szydło A., *Osuwiska skarp drogowych – przyczyny powstawania, zapobieganie*, Konferencja Osuwiskowa, Zakopane, 2009.
5. EN 1997-1: 2004 Eurocode 7. Geotechnical design. Part 1. General rules.
6. EN 1997-2: 2007 Eurocode 7. Geotechnical design. Part 2. Ground investigation and testing.
7. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 14 maja 1997 r. w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących autostrad płatnych. Dz. U. z dnia 19 czerwca 1997 r., Nr 62, poz. 392.
8. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 14 maja 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz. U. z dnia 2 marca 1999 r., Nr 43, poz. 430.
9. Instrukcja ITB nr 304/1991, Posadowienie obiektów budowlanych w sąsiedztwie skarp i zboczy.
10. Instrukcja badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych, Część 1 i 2. GDDP, Warszawa 1998.
11. Instrukcja obserwacji i badań osuwisk drogowych. GDDP, Warszawa 1999.

HOW TO DECREASE THE RISK OF ROAD LANDSLIDE EMERGENCY

Summary

The considerations presented in the paper refer to some activities for decreasing the risk of landslides in the road slopes. The particular attention has been given to proper ground adhesion before the designing of the roads and before their modernization and to the discussion on the method for slopes and embankment stability assessment that are applied in simple and complex design situations.

Key words: road embankment, landslides, substrate, methods for stability assessment

RISIKOMINDERUNG DER ENTSTEHUNG VON STRASSENBÖSCHUNGSERDRUTSCHEN

Zusammenfassung

Die in diesem Aufsatz dargestellten Betrachtungen betreffen die Handlungen, die sich auf die Risikominderung des Auftretens von Straßenböschungserdrutschen richten. Besondere Aufmerksamkeit wird der richtigen Erkennung des Untergrunds für die neuen oder modernisierten Wege gewidmet. Auch wird die Diskussion von Methoden für die Beurteilung der Straßenböschungsstabilität, die in den einfachen und komplizierten Projektsituationen angewandt werden, durchgeführt.

Die Schlüsselwörter: die Straßenböschungen, die Erdrutsche, die Erkennung des Untergrunds, die Methoden der Stabilitätsbeurteilung

Krzysztof Trojnar¹

ZAGROŻENIA BUDOWLI DROGOWYCH OSUWISKAMI I SPOSOBY ICH ELIMINOWANIA

Streszczenie

W artykule podano przyczyny zagrożeń budowli drogowych osuwiskami i przedstawiono metody rozpoznawania stanu osuwiska na podstawie pomiarów i badań polowych oraz scharakteryzowano zasady obliczeniowego sprawdzania stateczności i możliwości wyboru optymalnego rozwiązania zabezpieczania skarp nasypów drogowych przed osuwiskiem. Opisano przykłady stabilizacji dwóch osuwisk z zastosowaniem kolumn cementowo-wapiennych i mikrofali oraz pionowych pasm geosyntetyków.

Słowa kluczowe: obserwacja osuwisk, analiza stateczności, badania polowe, stabilizacja osuwisk, mikropale, kolumny cementowo-wapiene, pionowe pasma geosyntetyków

1. Wprowadzenie

Osuwiska stanowią w praktyce budownictwa drogowego jeden z najtrudniejszych problemów, a rozpoznanie ich powstawania i przeciwdziałanie im wymaga dużej wiedzy i doświadczenia. Mimo bardzo zaawansowanych technologii budowlanych, wykorzystujących najnowsze zdobycze techniki wciąż powstają osuwiska, w wyniku których ponoszone są znaczne straty materialne w infrastrukturze drogowej. Objętość gruntu ulegającego przemieszczeniom w osuwisku może wahać się w bardzo szerokich granicach, od niewielkich zsuwów, aż po ogromne obrywy i spływy określane w miliardach metrów sześciennych.

¹ dr inż., Politechnika Rzeszowska, Zakład Dróg i Mostów, ktrojnar@prz.rzeszow.pl

2. Przyczyny zagrożeń budowy drogowych osuwiskami

W przypadku budowy dróg na terenach osuwiskowych (podatnych na przemieszczenia w wyniku zmian cech naturalnych gruntów) każda działalność budowlana wymaga dobrego rozpoznania geologicznego terenu, ostrożności i staranności wykonania. Niezbędna jest również prawidłowa eksploatacja istniejących obiektów drogowych, w tym prowadzenie systematycznych kontroli, a zwłaszcza utrzymywanie drożności urządzeń odwadniających podłoże i korpus drogowy. Powstawanie osuwisk jest najczęściej związane z lokalnymi warunkami gruntowo-wodnymi podłoża oraz wynika z błędów budowlanych, np.:

- nieprawidłowego odwodnienia,
- zastosowania niewłaściwych gruntów do budowy nasypów,
- niedostatecznego zagęszczenia nasypów,
- zbyt stromego pochylenia skarp,
- nieodpowiedniego doboru technologii robót itp.

Najczęstszą przyczyną powstawania się procesów osuwiskowych jest szkodliwe działanie wody. Polega ono na:

- zwiększeniu sił zsuwających przez zwiększenie ciężaru gruntu i działanie ciśnienia sphywowego,
- zmniejszeniu sił utrzymujących stateczność masywu gruntowego przez wzrost ciśnienia porowego i parcia hydrostatycznego,
- chemicznym i fizycznym oddziaływaniu wody na grunt w następstwie czego zmniejsza się jego wytrzymałość na ścinanie,
- działaniu erozyjnym.



Rys. 1. Przykłady zniszczeń infrastruktury drogowej w Chinach: a) droga nad rzeką czerwoną w prowincji Yunnan, b) droga Ching - Cheung

W przypadku budowy obiektów mostowych na zboczach, ich wykonanie wymaga podcinania stoku. Może to powodować naruszenie równowagi zbocza – rys. 1. Wykonywanie dla celów drogowych: przekopów przez naturalne wzniesienia terenu, wykopów w rejonach skrzyżowań, w tym wielopoziomowych, oraz podcięć stoków może powodować ryzyko zainicjowania lub uaktywnienia przemieszczeń mas ziemnych. W przypadku wykonywania wykopu w terenie osuwiskowym należy rozważyć zagrożenia stateczności spowodowane:

- zwiększeniem nachylenia powierzchni skarp,
- obniżeniem spójności gruntu wynikającym z odciążenia części zbocza wskutek usunięcia jego nadkładu,
- odsłonięciem skał lub gruntów podatnych na erodowanie,
- zakłóceniem dotychczasowych warunków przepływu wód gruntowych lub/i powierzchniowych.

Istotny wpływ na stateczność stromych skarp nasypów ma również rodzaj gruntów wykorzystywanych do ich budowy. Stosunkowo często występuje osiadanie nasypów wraz z ich przemieszczeniem, spowodowane zbyt małą nośnością podłoża.

3. Rozpoznanie i analiza stateczności osuwiska

3.1. Badania i pomiary osuwiska

W przypadku powstania uszkodzeń korpusu drogowego lub podłoża o znamionach zjawisk osuwiskowych jest celowe założenie dziennika obserwacji, umożliwiającego systematyczne prowadzenie kontroli w toku postępowania, a w szczególności: oceny dynamiki i ewolucji stwierdzonych uszkodzeń drogi i deformacji terenu, dokumentowania wykonania doraźnych zabezpieczeń, określenia potrzeby wykonania i zakresu badań geotechnicznych w celu ustalenia przyczyn powstania osuwiska i sposobu jego stabilizacji [6].

Obserwacje i pomiary osuwisk najczęściej obejmują:

- określenie zasięgu osuwiska czynnego,
- określenie zachodzących z upływem czasu zmian (przemieszczenia poziome i pionowe, zmiany kształtu i objętości osuwiska),
- wyznaczenie obszaru zagrożonego wystąpieniem /postępowaniem osuwiska,

- zainstalowanie systemu pomiarowego mającego na celu zebranie podstawowych danych do opracowania metody stabilizacji osuwiska.

Pomiary i obserwacje ruchu i/lub zakresu osuwiska wykonuje się na powierzchni terenu oraz włąębnie. Do pomiarów na powierzchni stosuje się przyrządy geodezyjne. Określa się nimi zasięg osuwiska, kierunek ruchu i oszacowuje wielkości mas ziemnych. Obserwacje i pomiary wykonuje się różnymi metodami. W ostatnich latach, wykorzystuje się nowe instrumenty i urządzenia przeznaczone do pomiaru przemieszczeń. Stosowane są techniki pomiarowe z użyciem sztucznych satelitów, dalmierze elektrooptyczne, tachimetry elektroniczne, pochylomierze, tensometry i szczelinomierze pozwalające na obserwowanie zachodzących zjawisk w sposób ciągły. Istnieje możliwość prowadzenia stałej kontroli terenów osuwiskowych przez satelitarny system GPS (Global Positioning System). Jest on stosowany w badaniach terenów zagrożonych wystąpieniem osuwiska, jak również osuwisk istniejących, które stanowią zagrożenie dla szlaków komunikacyjnych, budowli piętrzących, zbiorników wodnych, osiedli mieszkaniowych i innych. Zastosowanie tego systemu pomiarowego pozwala na szybkie rejestrowanie przemieszczeń terenu na podstawie obserwacji punktów kontrolnych umieszczonych na jego powierzchni. GPS stanowi sieć geodezyjną nowego typu, składającą się z 24 satelitów, umieszczonych na 6 orbitach przebiegających na wysokości około 20 tys. km nad powierzchnią kuli ziemskiej. Czas obiegu każdego satelity wokół Ziemi wynosi 12 godzin. Każdy satelita emituje sygnały dotyczące m.in. jego położenia w przestrzeni i ustalonych na Ziemi punktów kontrolnych. Na ich podstawie wyznaczane jest dokładne położenie punktów na powierzchni kontrolowanego terenu osuwiska..

Do pomiarów włąębnych stosuje się inklinometry i piezometry oraz studnie deformacyjne. Inklinometr jest przenośnym urządzeniem pomiarowym składającym się z sondy, bębna z kablem oraz miernika kąta odchylenia sondy. Ruch lub przemieszczenie poziome poszczególnych warstw gruntu są mierzone poprzez specjalne, podatne na deformacje rurki inklinometryczne, wprowadzone w podłoże terenu osuwiska. Za pomocą inklinometrów można precyzyjnie określić głębokość, wielkość, prędkość i kierunek deformacji podłoża poniżej terenu. Dzięki temu można określić kształt krzywej poślizgu w gruncie, co jest podstawową informacją potrzebną do ustalenia

sposobu stabilizacji osuwiska i zakresu robót. Studnie deformacyjne umożliwiają zgrubne ustalenie zakresu i głębokości ruchu masywu gruntowego. Piezometry służą do obserwacji zmian poziomów zwierciadła wody gruntowej i pomiaru ciśnień porowych w gruncie „in situ”.

Jednym z istotnych elementów badań rozpoznawczych jest ustalenie budowy geologicznej terenu osuwiska [8]. Wykonuje się je, aby uzyskać dane o rodzajach gruntów i ich właściwościach fizykomechanicznych oraz o zmianach układu warstw geotechnicznych w podłożu lub zmianach ciśnienia wody. Wymagana głębokość badań podłoża jest uzależniona od rodzaju i wysokości budowli ziemnej.



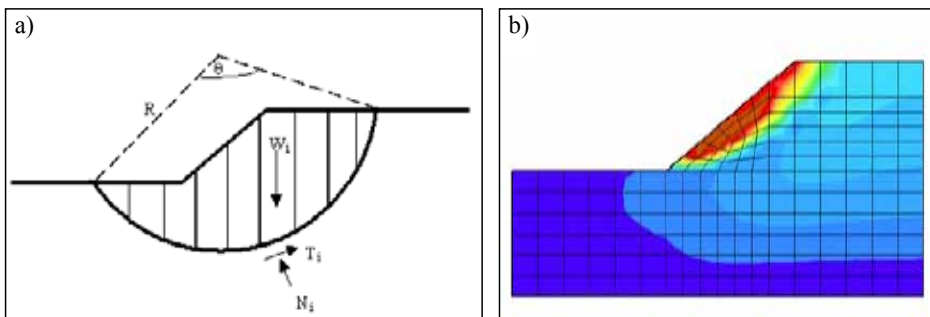
Rys. 2. Przykład charakterystycznego układu roślinności na skarpie, wskazujący na zagrożenie osuwiskiem

W rejonach osuwiskowych powinny być prowadzone stałe obserwacje poziomów wód i roślinności na danym terenie – rys. 2. Woda jako jeden z głównych czynników zagrożeń osuwiskowych jest podstawowym czynnikiem biotycznym, od którego zależy rozwój określonego gatunku roślin w rejonie osuwiska. Na podstawie zdjęć fitosocjologicznych (map roślinności) można rozpoznawać rodzaje gruntów w podłożu, określać głębokość występowania i rodzaj wód gruntowych oraz odtwarzać historię procesów osuwiskowych i oceniać tendencje zmian zawilgocenia podłoża [9].

3.2. Analiza obliczeniowa stateczności

Obliczanie stateczności jest najczęściej przeprowadzane w sposób uproszczony, metodami: Felleniusa, Bishopa, Janbu (rys. 3a), w zależności od przyjętego modelu obliczeniowego podłoża, ustalonego na

podstawie wyników badań geotechnicznych i stwierdzonych deformacji trenu osuwiska. Dokładniejsze wyniki obliczeń można uzyskać za pomocą obliczeń komputerowych z wykorzystaniem metody elementów skończonych (rys. 3b), która umożliwia analizowanie wpływu pogorszenia parametrów geotechnicznych gruntu w poszczególnych warstwach podłoża (spójności i kąta tarcia wewnętrznego) na jego stateczność [10]. Miarą zapasu bezpieczeństwa ze względu na równowagę graniczną zbocza jest współczynnik stateczności. Wartość tego współczynnika jest obliczana ze stosunku maksymalnej wytrzymałości gruntu na ścinanie do wytrzymałości gwarantującej zachowanie równowagi zbocza. Wyznacza się ją z porównania sił utrzymujących i sił dążących do naruszenia tej równowagi, przy czym siły te działają wzdłuż założonych powierzchni poślizgu. W celu wyznaczenia sił wewnętrznych, masyw potencjalnego osuwiska dzieli się na mniejsze elementy obliczeniowe. W przypadku stwierdzenia, że minimalna wartość współczynnika stateczności jest mniejsza niż dopuszczalna zachodzi konieczność zastosowania dodatkowych konstrukcji stabilizujących teren osuwiska, aby współczynnik stateczności po wykonaniu zabezpieczenia był większy od wymaganej wartości minimalnej. Wartości dopuszczane przyjmuje się w zależności od stosowanej metody obliczeń, ważności obiektu i dokładności wyznaczenia parametrów geotechnicznych. Np. przy analizowaniu stateczności metodą Felleniusa 1,1 - 1,3, a w uproszczonej metodzie Bishopa 1,3 - 1,5 - zależnie od sposobu zabezpieczenia zbocza.



Rys. 3. Podstawowe schematy obliczeniowe stosowane w analizie stateczności skarp; a) metoda uproszczona, b) metoda elementów skończonych

4. Metody stabilizacji osuwisk

Racjonalnie przyjęta metoda stabilizacji osuwiska powinna przede wszystkim eliminować przyczyny, które wywołały zagrożenie. Stabilizacja osuwiska jest w większości przypadków zabiegiem kosztownym i powinna być poprzedzona wnikliwą analizą możliwych do zastosowania sposobów postępowania oraz kalkulacją kosztów. Najczęstszą przyczyną powstawania osuwisk jest działanie wody. Dlatego podstawową zasadą stosowaną przy zabezpieczaniu osuwisk jest uporządkowanie warunków wodnych w terenie, z uwzględnieniem niekorzystnych zmian, jakie mogą wystąpić w przyszłości np. okresowych zmian poziomu wód gruntowych.

W przypadku, gdy obsuwająca się skarpa jest zbudowana z gruntów słabych, a obszar osuwiska jest niewielki i nie występują duże ilości wód, można zastosować wymianę gruntu. Słabe podłoże można zastąpić np. kamieniem łamanym lub pospółką. Poprawę stateczności można też uzyskać zmieniając geometrię skarpy poprzez zmniejszenie jej pochylenia, ukształtowanie poziomych półek na skarpie. Efektywnym rozwiązaniem jest podparcie skarpy przyporą zbudowaną z narzutu kamiennego, żwiru lub pospółki. Materiał przypory powinien mieć właściwości filtracyjne.

Do uporządkowania warunków wodnych stosuje się jako rozwiązanie doraźne odwodnienie powierzchniowe w postaci płytkich rowów przechwytyjących wodę, ułożonych w spadku większym niż 2%. Racjonalnym sposobem osuszenia nawodnionego gruntu w skarpie jest wywiercenie w niej otworów o nachyleniu większym niż 5% i wprowadzenie w nie filtrów rurowych z perforowanego tworzywa sztucznego. Innym, niedrogim i skutecznym rozwiązaniem jest zastosowanie ostróg drenujących lub przypór filtracyjnych. Są one są wypełnione materiałem kamiennym, zabezpieczonym przed zamulaniem.. Przypory filtracyjne wykonuje się poniżej warstwy wodonośnej i powierzchni poślizgu.

W przypadku powierzchni poślizgu położonej głęboko, gdy podłoże poniżej jest wytrzymałe do stabilizacji osuwisk stosuje się pale lub studnie wypełnione betonem. Pożądany efekt uzyskuje się w wyniku przeniesienia na trzony pali/studni dużych sił ścinających, pochodzących od ciężaru przemieszczającego się masywu gruntowego. Do przeniesienia obciążeń poziomych stosuje się pale wiercone o dużych

średnicach lub studnie usytuowane w jednym rzędzie. W przypadku zastosowania pali o małych średnicach wykonuje się je w układach kozłowych. Głowice pali łączy się w poziomie terenu rusztem żelbetowym.

Do wzmocnienia gruntu na terenie osuwiska lub pod korpusem drogowym stosuje się często kolumny cementowo-wapienne. Wzmocnienie podłoża takimi kolumnami polega na głębokiej stabilizacji nawodnionych gruntów spoistych i organicznych poprzez zmieszanie ich z palonym wapnem. Efektem jest zwiększenie wytrzymałości gruntu na ścinanie w kolumnach przecinających potencjalną powierzchnię poślizgu oraz osuszenie go. Jednoczesne drenujące działanie kolumn redukuje możliwość powstawania lokalnych zmian ciśnienia porowego w gruncie, a tym samym niebezpieczeństwa powstawania głębiej nowych linii poślizgu. Kolumny cementowo-wapienne wykonuje się specjalnymi palownicami, wyposażonymi w teleskopową żerdź rurową i dwa zbiorniki na cement i sproszkowane wapno. Średnica kolumny wynosi 0.5 m. Po wkręceniu w grunt żerdzi zakończonej specjalnym wiertłem-mieszadłem jest ona wyciągana. Podczas tej operacji z otworów na końcu żerdzi wydmuchiwana jest mieszanka cementowo-wapienna, która łączy się z gruntem rodzimym. Kolumny wykonuje się zwykle w rozstawie 1 - 1.5 m.

W przypadku płytkich zsuwów gruntu po wytrzymałych warstwach podłoża można stabilizować go powierzchniowo za pomocą geosiatek komórkowych układanych na skarpie lub żelbetowych płyt dociskowych zamocowanych do podłoża kotwami wstępnie sprężonymi. Konstrukcje oporowe stosowane do zabezpieczania osuwisk nie powinny powodować spiętrzania wody gruntowej obecnej w korpusie drogowym, gdyż może to spowodować wzrost sił parcia. Celowe jest stosowanie do umocnień terenów osuwiskowych racjonalnie ukształtowanych, lekkich konstrukcji oporowych np. lekkich ścian oporowych z wieloma poziomymi półkami, kaszyc, gabionów, konstrukcji quasi-skrzyniowych i z gruntu zbrojonego. Kaszyce są to konstrukcje oporowe z żelbetowych elementów prefabrykowanych, wypełnione gruntem niespoistym o dużej przepuszczalności. Najczęściej wykonuje się je pochylone do stoku. Praktyka wykazuje, że kaszyce skutecznie stabilizują skarpy o wysokości do 5- 6 m. Jest to efektem ich elastycznej konstrukcji, dzięki czemu możliwa jest redystrybucja naprężeń w poszczególnych elementach kaszycy. Konstrukcja dostosowuje się

do występujących deformacji podłoża. Nową odmianą tego typu rozwiązań są ściany oporowe T-wall, w których dodatkowo wykorzystano efekt kotwienia w gruncie specjalnie zaprojektowanych, żelbetowych elementów prefabrykowanych.

Gabiony jako elementy budowli oporowych są znane od ponad tysiąca lat. Najpierw stosowano je w postaci wiklinowych koszy wypełnionych kamieniami. Obecnie stosuje się kosze ze stalowej siatki o podwójnym splocie. Użyty do wyrobu siatki drut stalowy o grubości 2.2 – 3 mm jest chroniony przed korozją powłoką galwaniczną i dodatkową powłoką z PCV. Elementy prostopadłościennne w postaci bloków i materacy są układane warstwowo, z przesunięciem w stronę stoku. Kosze mogą być wypełnione od wierzchu urodzajną ziemią, co umożliwia ich obsadzenie zielonymi pnączami. Dzięki swojej wytrzymałości i elastyczności konstrukcje oporowe z gabionów są odporne na deformacje podłoża i dostosowują się do zmian ukształtowania terenu.

Konstrukcje oporowe z gruntu zbrojonego wykreowała sama natura. Strome zbocza w naturalnym środowisku są utrzymywane w stateczności przez korzenie drzew, krzewów i przewarstwienia skalne. Pierwsze duże budowle oporowe z gruntu zbrojonego w obecnym rozumieniu technicznym powstały w połowie lat 60-tych. Henri Vidal opatentował i zastosował jako zbrojenie gruntu płaskowniki stalowe. Technologia zbrojenia gruntu jest szeroko wykorzystywana do budowy umocnień skarp nasypów [7]. Współczesnym przykładem zbrojenia gruntu płaskownikami jest francuska konstrukcja Freyssisol. Są to żelbetowe prefabrykaty okładzinowe zakotwione w gruncie taśmami z włókna poliestrowego w otulinie poliuretanowej. Jako zbrojenie stosuje się też gwoździe gruntowe w postaci prętów stalowych w osłonie z zaczynu cementowego (kotwy bierne), wykonywane poziomo lub ukośnie w otworach wierconych 80-180 mm lub wbijane. Rozstaw gwoździ gruntowych w pionie i w poziomie wynosi 0.7-1.5 m. Powierzchnię czołową umacniającej skarpy pokrywa się warstwą betonu natryskowego, zbrojonego siatką stalową. Zabezpieczenie wykonywane jest stopniami o wysokości do 1.5 m. W przypadku konstrukcji oporowych o charakterze trwałym konieczne jest zabezpieczenia antykorozyjne gwoździ gruntowych. Jako zbrojenie współczesnych konstrukcji oporowych wykonywanych z gruntu stosuje się powszechnie geosyntetyki. Oprócz przenoszenia naprężeń rozciągających w gruncie mogą one też spełniać inne funkcje: separacyjne, filtracyjne i drenażu.

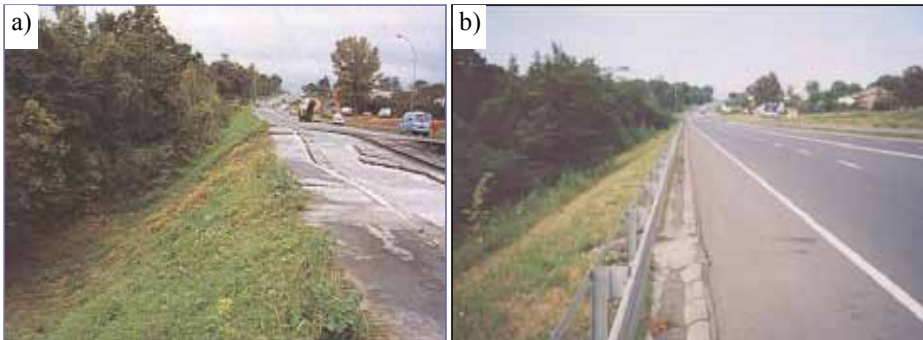
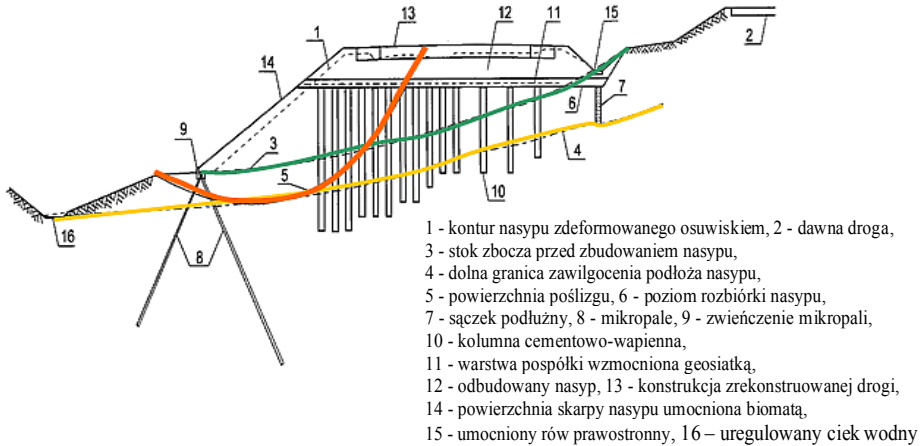
Do zbrojenia skarp są stosowane geowłókniny i geosiatki. Istotnymi parametrami z punktu widzenia ich zastosowań do stabilizacji osuwisk jest m.in. wytrzymałość przy założonej odkształcalności, rodzaj polimeru ze względu na odporność na korozję w gruncie i sztywność siatek w węzłach. Przydatnym systemem do zabezpieczeń powierzchniowych skarp są opracowane w USA geosiatki komórkowe. Podstawowym elementem ich konstrukcji jest zespół taśm politeylenowych, połączonych seriami spawów ultradźwiękowych, ułożonych prostopadle do podłużnych osi taśm. W pozycji rozciągniętej taśmy tworzą ściany wielu trójwymiarowych elementów komórkowych, wypełnionych materiałem kamiennym. Zalety geosiatek komórkowych wynikają głównie ze zwiększenia wytrzymałości materiału wypełniającego, zagęszczonego w komórkach., co umożliwia zwiększenie stateczności skarp o stromym pochyleniu, przy ich dużej odporności na deformacje. Do trwałej powierzchniowej ochrony przeciwerozryjnej skarp korpusów drogowych są stosowane również materiały geosyntetyczne z płaskich i przestrzennych siatek, które pomagają wzmocnić system ukorzenia roślinności na skarpie.

5. Przykłady stabilizacji osuwisk

5.1. Zastosowanie kolumn cementowo-wapiennych i mikropali

Po intensywnych opadach wystąpiły oznaki osuwiska drogi krajowej nr 4. Nastąpiło kilkudziesięciocentymetrowe obniżenie jezdni drogi, największe w sąsiedztwie skarpy nasypu od strony cieku wodnego. Aby utrzymać przejezdność drogi dla samochodów osobowych, początkowo wyrównywano nawierzchnie grubymi warstwami betonu asfaltowego. Jednak zwiększające się przemieszczenia nasypu zmusiły administrację drogową do całkowitego zamknięcia drogi i skierowania ruchu samochodowego na dawna drogę, położona powyżej osuwiska. Wprowadzenie przy tym ruchu wahadłowego spowodowało duże utrudnienia dla kierowców. Projekt stabilizacji osuwiska wykonał zespół pracowników Zakładu Dróg i Mostów Politechniki Rzeszowskiej wraz z prof. Andrzejem Jarominiakiem [4]. Zakres projektu objął odcinek drogi o długości 250 m. Badania geotechniczne wykazały, że podłoże nasypu stanowią pyły plejstoceniowe, a więc grunty podat-

ne na pogorszenie cech wytrzymałościowych przez wodę oraz określiły, do jakiej głębokości grunt jest zawilgocony. Okazało się, że spąg gruntu zawilgoconego obniża się w kierunku blisko zlokalizowanego przepustu, ale spód przepustu był 1.2 m powyżej spągu zawilgocenia. Oględziny terenu ujawniły, że przepływ wody w cieku zalkalizowanym u podnóża uszkodzonego nasypu jest utrudniony wskutek zaniedbanego stanu koryta, co powodowało nawadnianie skarpy nasypu.



Rys. 4. Schemat przekroju poprzecznego drogi wg projektu stabilizacji osuwiska: a) droga uszkodzona wskutek osuwiska, b) droga po wykonaniu naprawy

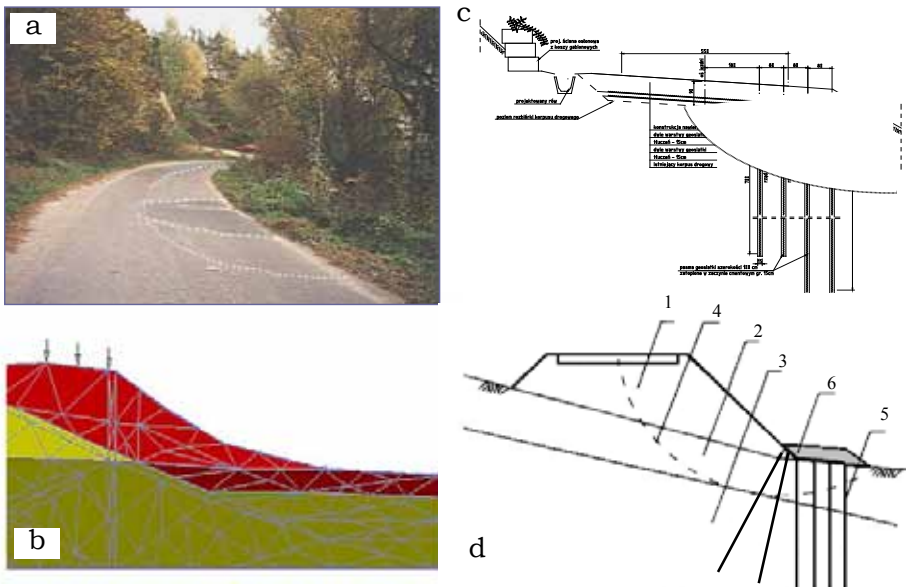
W rezultacie wielowariantowych analiz przyjęto, że projekt odbudowy zniszczonego odcinka drogi powinien objąć następujące przedsięwzięcia, pokazane na rys. 4:

- 1) Zabezpieczenie nasypu zmodernizowanej drogi przed infiltracją wody napływającej od strony dawnej drogi, przez wykonanie głębokiego sączka w linii prawostronnego rowu.

- 2) Zbudowanie nowego przepustu na takiej głębokości, na której jego spód znajdzie się poniżej nawilgoconej warstwy pyłu.
- 3) Obniżenie na czas robót uszkodzonego nasypu od poziomów nawierzchni przy końcach odbudowywanego odcinka drogi, co umożliwiałoby przebudowanie przepustu w wykopie otwartym, oraz zmniejszało ryzyko dalszych ruchów nasypu, które mogło wywołać wprowadzenie na osłabiony nasyp ciężkich maszyn budowlanych.
- 4) Wzmocnienie pozostawianego nasypu kolumnami cementowo-wapiennymi.
- 5) Umocnienie podstawy zbocza nasypu szeregiem mikropali w układzie kozłowym, zwieńczonych płytą żelbetową. Konieczność ich użycia wyniknęła z braku możliwości wzmocnienia zbocza nasypu.
- 6) Odbudowa nasypu z użyciem właściwego materiału gruntowego i geosiatki umieszczonej w poziomach głowic kolumn cementowo-wapiennych.
- 7) Odtworzenie rowu nad sączkiem od strony dawnej drogi.
- 8) Zbudowanie komory wpadowej przy wlocie do przepustu, ujmującej wodę spływającą z sączka i rowu.
- 9) Wykonanie podbudowy i nawierzchni drogowej oraz umocnienie powierzchni skarp nasypu.
- 10) Uregulowanie ciekłu przejmującego wodę odprowadzaną przez przepust.

5.2. Zastosowanie pionowych pasm geosyntetyków

W wyniku złego odwodnienia 60-cio metrowy odcinek drogi powiatowej był w stanie przedawaryjnym i wymagał pilnej przebudowy – rys. 5 a-b. Pęknięcia asfaltowej nawierzchni jezdni widoczne po wewnętrznej stronie łuku wskazywały na występowanie przemieszczeń gruntu z korpusu drogi w kierunku rzeki płynącej u podnóża nasypu. Usytuowanie uszkodzonego odcinka drogi jest szczególnie ze względu na bliskie sąsiedztwo stromego zbocza lessowego, które znajduje się po zewnętrznej stronie łuku drogi.



Rys. 5. Sposób wzmocnienia korpusu i podłoża drogi pionowymi pasmami geosyntetyków: a) model obliczeniowy MES, b) widok odcinka drogi w rejonie osuwiska, c, d) schematy naprawy; 1- nasyp drogowy, 2- grunt słaby, 3- grunt nośny, 4- krzywa poślizgu, 5- pasmo geosyntetyku

W wyniku powierzchniowej erozji zbocze obsuwając się zasypywało rów przydrożny. Zagrożony osuwiskiem odcinek drogi jest obciążony znacznym ruchem pojazdów. Droga stanowi jedyne połączenie z pobliską miejscowością. Ukształtowanie terenu uniemożliwiało wytyczenie objazdu. Jezdnia na łuku drogi była już wielokrotnie naprawiana przez częściowe wycinanie nawierzchni asfaltowej w miejscu rys i uzupełnianie jej nową masą bitumiczną. Teren, na którym jest położona droga należy do strefy chronionego krajobrazu. Powierzchnia skarpy od strony rzeki jest pokryta gęstą roślinnością i rosną na niej wysokie drzewa. Wszelkie prace związane ze wzmocnieniem drogi należało wykonać przy minimalnej ingerencji w otaczające środowisko.

Niestabilność korpusu drogi była spowodowana nawodnieniem gruntów spoistych w górnej warstwie podłoża. Wody roztopowo-opadowe, które napływały od strony wysokiego zbocza do przydrożnego rowu, nie miały odprowadzenia i infiltrowały w podłoże drogi.

Do stabilizacji osuwiska przyjęto metodę polegającą na umieszczeniu w korpusie nasypu drogowego pionowych pasm zbrojących z geosiatki [4]. Ze względu na innowacyjność przyjętej technologii, oprócz

szczegółowej analizy obliczeniowej, wykonano badania modelowe [1], które potwierdziły skuteczność zaproponowanego sposobu zwiększenia stateczności. Sposób wzmocnienia korpusu drogi przedstawiono na rys. 5c.

Zaprojektowano pionowe zbrojenie w postaci pasm geosiatek zagłębionych w podłoże z poziomu częściowo rozebranej drogi. Technologia wzmocnienia polega na wykonaniu w gruncie pionowych szczelin o szerokości 15 cm, długości 1.5 m, wypełnieniu ich zmodyfikowaną zawiesiną cementową i umieszczeniu pasm geosiatek o szerokość 100 cm. Przyjęto, że szczeliny zostaną wykonane w gruncie, wciskającym i/lub wwibrowywanym stalowym stemplem, w sposób podobny jak przy wykonywaniu przesłon filtracyjnych. Po zagłębieniu do projektowanej głębokości stempel jest wyciągany z gruntu, z jednoczesnym tłoczeniem zawiesiny cementowej przez rurki doprowadzone do jego dolnej części. W wykonanej szczelinie wypełnionej zawiesiną umieszcza się pasmo geosiatki. Pasma zbrojące rozmieszczono w pobliżu krawędzi korony drogi w czterech rzędach, w rozstawie co 0.8 m. Rozstaw osiowy pasm w rzędzie wynosi 2 m. Głębokość dwóch skrajnych rzędów zbrojenia od strony rzeki wynosi 8 m, a dwóch kolejnych rzędów 7 m. Zagłębienie pasm w podłożu wynika z potrzeby zakotwienia ich w warstwie piasku /margla zalegających w podłożu korpusu drogi. Po zainstalowaniu wszystkich pasm zbrojących swobodne końce geosiatki zostają odwiniete poziomo i zakotwione w warstwach podbudowy drogowej. Jako pasma zbrojące zastosowano jednokierunkową geosiatkę polietylenową. W celu zabezpieczenia drogi przed powierzchniowymi zsuwami i obrywami zbocza lessowego zaprojektowano u jego podnóża ścianę osłonową z koszy siatkowych. Wodę powierzchniową spływającą ze skarpy w kierunku drogi odprowadzono do projektowanego rowu i nowego przepustu.

Przedstawiona metoda pionowego instalowania zbrojenia w gruncie rozszerza możliwości zastosowania geosyntetyków do zwiększania stateczności skarp nasypów w szczególnych warunkach [2]. Można rozważyć jej zastosowanie w przypadkach ograniczonych możliwości wykonywania robót ziemnych, obecności wody w gruncie lub krótkiego czasu na wykonanie wzmocnienia – rys. 5d. Sposób wzmocnienia gruntu pionowymi bądź zbliżonymi do pionu pasmami geosyntetyków oraz konstrukcja stempla zostały zarejestrowane w Urzędzie Patentowym RP [5].

Bibliografia

1. Jarominiak A., Folta L., *Badania modelowe zastosowania geosyntetyków instalowanych bez rozkopywania gruntu do zapobiegania osuwiskom*, Mat. Konf. SITK „Problematyka osuwisk w budownictwie komunikacyjnym”, Kraków-Zakopane, 2000.
2. Jarominiak A., Folta L.: *Ocena możliwości zwiększania stateczności masywów gruntowych pasmami geosyntetyków instalowanych bez rozkopywania gruntu*, Inżynieria i Budownictwo, nr 8/2000.
3. Jarominiak A., Bichajło L., Folta L., Trojnar K.: *Odbudowa drogi krajowej nr 4 na odcinku zniszczonym wskutek osuwiska*. Drogownictwo, nr 9/1999.
4. Trojnar K., Folta L., Bichajło L.: *O projekcie zabezpieczenia skarpy i osuwiska nasypu drogi pionowymi pasmami geosyntetyków*, Inżynieria i Budownictwo nr 7/2004.
5. Jarominiak A., Folta L.: *Sposób zbrojenia masywu gruntowego oraz stempel do zagłębiania zbrojenia w masywie gruntowym*. Politechnika Rzeszowska, Patent nr199814 UP RP.
6. *Obserwacja i badanie osuwisk drogowych*, GDDP Warszawa, 1999.
7. Wysokiński L., Kotlicki W.: *Projektowanie konstrukcji oporowych stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego geosyntetykami*, Instrukcja nr 429/2007 ITB, Warszawa.
8. *Instrukcja badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych*, GDDKiA Warszawa, 1998.
9. Najder T.: *Wpływ roślinności na stateczność zboczy*, Inżynieria Morska i Geotechnika nr 2/2003.
10. Wysokiński L.: *Zasady poprawnej analizy obliczeń stateczności zboczy*, Mat. Konf. SITK „Problematyka osuwisk w budownictwie komunikacyjnym”, Kraków-Zakopane, 2000.

THREATS OF ROADS BY LANDSLIDES AND WAYS FOR ELIMINATING THEM

Summary

The causes of threats of roads by landslides have been stated and methods of identifying the state of the landslide on the basis of measurements and field investigation have been presented. The principles of computational checking the stability and possibilities of the optimum choice of solving protecting of road embankments against the landslide have been characterized. The examples of the stability of two landslides have been described with applying lime-cement columns and the micropiles and vertical strips of geosynthetics.

Key words: landslides, stability analysis, field investigation, landslides stabilization, micropiles, lime-cement columns, vertical strips of geosynthetics

ERDRUTSCHGEFÄHRDUNGEN VON STRASSENBAUWERKEN UND DIE METHODEN IHRER BESEITIGUNG

Zusammenfassung

Es werden die Ursachen der Erdrutschgefährdungen von Straßenbauwerken angegeben, sowie werden die Erkennungsmethoden des Erdrutschstandes auf der Grundlage von Messungen und Felduntersuchungen dargestellt. Die Berechnungsgrundsätze der Stabilitätsprüfung werden charakterisiert und die Auswahlmöglichkeiten der optimalen Sicherung von Straßendamböschungen vor dem Erdrutsch gezeigt. Es werden die Beispiele der Stabilisierung zwei Erdrutschen unter Anwendung der Zement-Kalk-Säulen und Mikropfählen, sowie der vertikalen Geosynthetikstreifen beschrieben.

Die Schlüsselwörter: Die Beobachtung von Erdrutschen, die Stabilitätsanalyse, die Felduntersuchungen, die Erdrutschstabilisierung, die Mikropfählen, die Zement-Kalk-Säule, die vertikalen Geosynthetikstreifen

Andrzej Truty¹
Aleksander Urbański²
Michał Grodecki³
Krzysztof Podleś⁴

KOMPUTEROWE MODELE ZAGADNIENÍ OSUWISKOWYCH ORAZ ICH ZABEZPIECZEŃ

Streszczenie

W artykule przedstawiono ogólną metodykę analizy osuwisk oraz sposobów ich zabezpieczeń przy zastosowaniu metody elementów skończonych. Takie podejście umożliwia analizę osuwisk wywołanych zarówno zmianą geometrii zbocza jak i zmianą pola ciśnień porowych istotnie redukujących wytrzymałość na ścinanie dla gruntów spoistych, które w formie glin stokowych są najczęściej występującą formą w terenach podgórskich. Przedstawione przykłady praktyczne ilustrują możliwości takiej analizy oraz programu MES Z_SOIL.PC v2009.

Słowa kluczowe: zjawiska osuwiskowe, analiza osuwisk, analiza numeryczna, MES, Z_Soil, osuwiska, propagacja osuwisk, utrata stateczności, zabezpieczenie osuwisk

1. Wprowadzenie

Zjawiska osuwiskowe należą do procesów o skomplikowanej naturze [1]. Spośród głównych czynników wpływających na ich występowanie należy wymienić zmiany geometrii skarp oraz stosunków

1 dr hab. inż. prof. PK, Zakład Podstaw Konstrukcji Inżynierskich, Instytut Geotechniki Politechnika Krakowska, tel. (012) 28 23, atruty@venus.wis.pk.edu.pl

2 dr hab. inż., prof. PK, Zakład Podstaw Konstrukcji Inżynierskich, Instytut Geotechniki Politechnika Krakowska, (012) 28 23, aurbansk@usk.pk.edu.pl

3 dr inż., Zakład Podstaw Konstrukcji Inżynierskich, Instytut Geotechniki Politechnika Krakowska, tel. (012) 632 60 36 w. 28-16, mgr@usk.pk.edu.pl

4 dr inż., Zakład Podstaw Konstrukcji Inżynierskich, Instytut Geotechniki Politechnika Krakowska, (012) 628 28 81, kpodles@usk.pk.edu.pl

wodnych w ich obrębie. Z uwagi na stopień złożoności zagadnienia klasyczne metody inżynierskie bardzo często nie wystarczają do przeprowadzenia wiarygodnej oceny stateczności potencjalnego osuwiska. W takiej sytuacji pomocna jest analiza numeryczna, bazująca na metodzie elementów skończonych. W dalszej części pracy przedstawia się metodykę prowadzenia numerycznej analizy osuwisk – identyfikacji mechanizmu pierwszego zsuwu oraz kolejnych etapów propagacji osuwiska z wykorzystaniem metody proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych gruntu (tzw. metody redukcji $c-\phi$). Opis proponowanego podejścia ilustrują przykłady analiz zagadnień praktycznych (osuwisk oraz ich zabezpieczeń) przeprowadzonych za pomocą wyspecjalizowanego systemu Metody Elementów Skończonych (MES) Z_Soil.PC⁵, przeznaczonego do rozwiązywania zaawansowanych problemów geotechniki.

2. Metodyka komputerowej analizy osuwisk

Podejście normowe do zagadnienia stateczności obiektów ziemnych oparte jest o model sztywno – plastyczny. Modele te (wprowadzone po raz pierwszy przez Coulomba w XVIII wieku) są skuteczne pod warunkiem poprawnego określenia mechanizmu zniszczenia. W przypadku osuwisk zagadnienie to nie jest na ogół proste, a to z uwagi na morfologię zbocza oraz jego uwarstwienie i występujące w nim stosunki wodne.

Istnieją liczne programy komputerowe bazujące na podejściu sztywno – plastycznym przy założeniu pewnej rodziny mechanizmów zniszczenia (najczęściej kołowych powierzchni poślizgu) pozwalające określić postać utraty stateczności odpowiadającą najniższej wartości współczynnika stateczności SF. Podejście to bazuje na analizie znacznej ilości możliwych powierzchni poślizgu, jest jednak obarczone możliwym błędem przy wyborze typu mechanizmu i co więcej daje oszacowania od góry.

⁵ Z_SOIL.PC jest systemem nieliniowej analizy MES ogólnego przeznaczenia (statyka ośrodka jedno- i dwufazowego, dyfuzja, filtracja), ukie-
runkowanym na geotechnikę, hydrotechnikę i inżynierię lądową. Został opracowany na Politechnice Federalnej (EPFL) w Lozannie (Szwajcaria)
i w firmie ZACE Services Ltd., przez zespół działający pod kierownictwem prof. T. Zimmermanna i prof. A. Trutego. Prof. A. Urbański i dr K. Podleś
uczestniczą w tworzeniu systemu Z_SOIL.PC od 1993 roku. Szczegółowe informacje o systemie Z_SOIL można znaleźć na stronie: www.zace.com.

Analiza numeryczna metodą elementów skończonych (MES), wykorzystująca sprężysto – plastyczne modele gruntu stwarza możliwości obiektywnej oceny zjawisk osuwiskowych, pozwalając na automatyczny (a nie założony z góry) wybór mechanizmu zniszczenia (kształtu i położenia powierzchni poślizgu) przy jednoczesnym spełnieniu wszystkich warunków równowagi.

Bazując na tych samych parametrach wytrzymałościowych (kohezji C i kącie tarcia wewnętrznego ϕ) problem oceny stateczności sprowadza się do analizy ciągu zagadnień brzegowych teorii sprężysto – plastyczności w obszarze dwu- lub trój-wymiarowym. Paradoksalnie – choć wydaje się być podejściem bardziej złożonym niż podejście oparte na modelu sztywno – plastycznym (z uwagi na uwzględnianie deformacji sprężystej) – w implementacji komputerowej opartej na MES jest łatwiejsze.

Celem prowadzonych obliczeń jest:

- identyfikacja mechanizmu pierwszego zsuwu,
- określenie mechanizmów kolejnych etapów propagacji osuwiska wraz z odpowiadającymi im wartościami współczynników stateczności.

W celu zgodnego z rzeczywistością modelowania zjawisk osuwiskowych niezbędne jest uwzględnienie:

- poprawnie zidentyfikowanej geometrii skarpy lub zbocza,
- rozkładu stref materiałowych w obrębie skarpy, wraz z wartościami ich parametrów materiałowych (głównie kąta tarcia wewnętrznego i kohezji),
- warunków wodnych (położenia zwierciadła wody gruntowej),
- możliwości wystąpienia skomplikowanych, często niekołowych powierzchni poślizgu.

2.1. Algorytm oceny stateczności metodą redukcji $c-\phi$

Analizę stateczności proponuje się prowadzić metodą proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych (redukcji $c-\phi$). Jest to uniwersalna metoda służąca do numerycznej analizy stateczności naturalnych zboczy, budowli ziemnych i konstrukcji współpracujących z gruntem (np. ścian oporowych). Idea metody proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych jest obecnie wykorzystywana przez kilka programów MES (Z_Soil, Hydrogeo, Plaxis). Została ona

wprowadzona przez prof. Th. Zimmermanna w pierwszej wersji systemu Z_Soil [2] z roku 1985. Poniżej zamieszcza się schemat postępowania (algorytm) według tej metody:

- A) rozwiązując problem brzegowy statyki, przy użyciu metody elementów skończonych, wyznacza się rozkład naprężeń w analizowanym obiekcie na danym etapie jego ewolucji wywołany: ciężarem własnym oraz innymi stałymi obciążeniami statycznymi i polem ciśnienia porowego. Spełnienie w tym przypadku warunków równowagi przy wykorzystaniu modelu sprężysto - plastycznego Mohra-Coulomba oznacza, że aktualna wartość współczynnika bezpieczeństwa $SF > 1.0$,
- B) modyfikuje się wartość współczynnika bezpieczeństwa „ SF ”, redukując kohezję C i tangens kąta tarcia wewnętrznego ϕ dla wszystkich (lub wybranych przez wykonującego analizę) materiałów sprężysto - plastycznych występujących w przyjętym modelu, wg formuł (1)

$$SF^{(n)} = SF^{(n-1)} + \Delta SF$$

$$(tg\phi)^{(n)} = \frac{tg\phi^{(0)}}{SF^{(n)}} \quad (1)$$

$$c^{(n)} = \frac{c^{(0)}}{SF^{(n)}}$$

- C) dokonuje się ponownej analizy sprężysto-plastycznej dla zmodyfikowanych parametrów, ale bez zmiany obciążeń. Nadwyżkę sił $\Delta \mathbf{F}$, roziterowywaną metodą Newtona-Raphsona, stanowią w tym przypadku różnica sił pomiędzy stanem wyjściowym $n-1$, w którym siły pochodzą od naprężeń określonych dla $SF^{(n-1)}$ (przy których osiągnięto stan równowagi), a siłami określonymi dla zredukowanych (w stosunku do poprzednich) powierzchni granicznych

$$\Delta \mathbf{F} = \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}(SF^{(n-1)}) - \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}(SF^{(n)}) \quad (2)$$

W stanie równowagi spełniona jest zależność:

$$\mathbf{F}_{ext} = \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}(SF^{(n-1)}) \quad (3)$$

a zatem równanie (2) przyjmuje postać

$$\Delta \mathbf{F} = \mathbf{F}_{ext} - \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}(SF^{(n)}) \quad (4)$$

Jeżeli udaje się uzyskać stan równowagi statycznej, to proces dalszej redukcji współczynnika pewności przebiega jak w p. B. Jeśli obserwowana jest rozbieżność procesu iteracyjnego (objawiająca się powstawaniem bardzo dużych deformacji, często o jakościowo innej formie niż te w stanie zrównoważonym), oznacza to, że przy aktualnie założonym współczynniku bezpieczeństwa układ nie jest stateczny. Siły czynne działające na obiekt nie mogą być wówczas zrównoważone naprężeniami pozostającymi wewnątrz powierzchni granicznych wynikających z aktualnych parametrów (C/SF , $\text{tg}\phi/SF$) i to w takim obszarze, że uaktywnia się mechanizm zniszczenia. Towarzyszy temu osobliwość globalnej macierzy sztywności modelu MES i analiza jest przerywana.

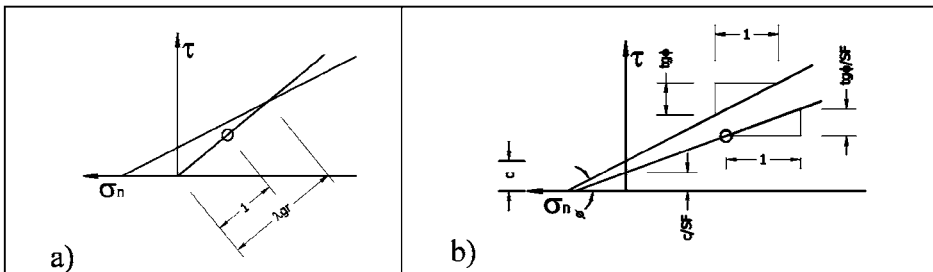
Jako wartość oszacowanego współczynnika bezpieczeństwa przyjmuje się ostatnią wartość współczynnika redukującego SF , przy której możliwe jest jeszcze uzyskanie stanu równowagi. Dokładność tego oszacowania może być dowolnie zwiększana poprzez zmniejszanie kroku ΔSF . W praktyce jednak poprzestaje się na $\Delta SF = 0.01$.

Deformacja towarzysząca stanowi nie zrównoważonemu stanowi ilustrację formy utraty stateczności sprężysto-plastycznej (same wartości przemieszczeń nie posiadają w tym przypadku znaczenia fizycznego), pozwalającą na określenie powierzchni poślizgu. W metodzie redukcji $c-\phi$, inaczej niż w tradycyjnych metodach oceny stateczności, nie zakłada się z góry żadnej powierzchni poślizgu (to jest jej kształtu ani przebiegu) - jej postać (forma utraty stateczności) jest wynikiem analizy, co stanowi o obiektywności i uniwersalności omawianej metody. Należy zauważyć, że uzyskany współczynnik bezpieczeństwa jest mnożnikiem pojawiającym się pomiędzy sumami stycznych sił czynnych T_c a sił utrzymujących T_u (spełniających początkowy warunek graniczny), obliczanymi wzdłuż wyznaczonej numerycznie (a nie arbitralnie przyjętej) powierzchni poślizgu Γ , co odpowiada normatywnemu rozumieniu warunku bezpieczeństwa. W stanie granicznym zachodzą bowiem relacje (5):

$$T_c = \int_{\Gamma} \boldsymbol{\tau} d\Gamma = \int_{\Gamma} \left(\frac{c}{SF} + \frac{\text{tg}(\phi)}{SF} \boldsymbol{\sigma}'_n \right) d\Gamma = \frac{1}{SF} T_u \Rightarrow SF \cdot T_c = T_u \quad (5)$$

W przypadkach prostych opisywana metoda prowadzi do uzyskania wyników bardzo dobrze zgodnych z powszechnie akceptowanymi przybliżonymi metodami obliczeniowymi. Przykładem jest tu zagadnienie stateczności skarpy jednorodnej, w którym opisywaną metodą uzyskuje się współczynniki stateczności odbiegające do 3% od uzyskanych uproszczoną metodą Bishopa i nieco wyższe (do 6%) od uzyskanych metodą szwedzką (Felleniusa), przy jednocześnie zbliżonym przebiegu powierzchni poślizgu.

Teoretycznie możliwe jest ocenianie stateczności obiektu poprzez przyrostowe zwiększanie działających na niego obciążeń aż do utraty stateczności, przejawiającej się w analizie numerycznej brakiem możliwości uzyskania równowagi sprężysto-plastycznej i rozbieżnością procesu iteracyjnego. Podejście takie ma sens jedynie w sytuacji, gdy głównym czynnikiem destabilizującym jest obciążenie zewnętrzne (co ma miejsce w przypadku fundamentów). Jednak, gdy decydującym obciążeniem jest ciężar gruntu i jego parcie (a taka sytuacja występuje w przypadku zboczy naturalnych lub sztucznych) podejście takie zawodzi całkowicie. Jest to spowodowane faktem iż w takiej sytuacji ścieżka naprężeń w płaszczyźnie τ - σ_n ma przebieg liniowy i nie przecina powierzchni granicznej lub przecina ją dopiero dla bardzo wysokich mnożników obciążenia λ_{gr} , co prowadziło by do błędnego wniosku o znacznym zapasie stateczności analizowanej konstrukcji.



Rys. 1. Sytuacja w wybranym punkcie ośrodka gruntowego przy różnych sposobach oceny stateczności: a) przez zwiększanie obciążenia, b) metoda c - ϕ redukcji

W przypadku analizy osuwisk bardzo istotnym jest uwzględnienie dwóch powierzchni granicznych, tj. standardowej Mohra-Coulomba oraz dodatkowo powierzchni Rankina eliminującej naprężenia rozciągające. Dzięki temu możliwe są złożone mechanizmy deformacji takie jak powstawanie szczelin oraz typowe mechanizmy ścinania.

2.2. Identyfikacja mechanizmu pierwszego zsuwu

Jako powierzchnię poślizgu odpowiadającą mechanizmowi pierwszego zsuwu przyjmuje się uzyskaną metodą redukcji $C-\phi$ postać utraty stateczności. Budowany model numeryczny odzwierciedla w takiej sytuacji początkową (nie zaburzoną przez osuwisko) geometrię zbocza. W przypadku analizy osuwisk, które miały już miejsce możliwe jest określanie parametrów wytrzymałościowych gruntu metoda analizy wstecznej. Wykonuje się wówczas serię analiz stateczności dla tak dobranych parametrów C i ϕ by uzyskiwać współczynnik stateczności SF bliski 1.0. Takie założenie odpowiada obserwowanemu stanowi granicznemu analizowanego zbocza. Każdej takiej parze odpowiada jeden mechanizm zniszczenia, który porównuje się z obserwowanym. Jako finalne parametry masywu gruntowego przyjmuje się parametry, dla których uzyskano najlepszą zgodność obserwowanej w terenie i uzyskanej numerycznie powierzchni poślizgu.

2.3. Symulacja propagacji osuwiska

Powstanie osuwiska w znaczący sposób zmienia geometrię zbocza. Tak więc możliwe jest uaktywnienie się kolejnych mechanizmów utraty stateczności, czyli jego dalsza propagacja. W celu oszacowania możliwości dalszej propagacji osuwiska wykonuje się analizę stateczności zbocza o geometrii zmodyfikowanej poprzez usunięcie części modelu odpowiadającej strefie koluwium. Procedurę tą powtarza się aż do uzyskania współczynnika stateczności zapewniającego zachowanie równowagi zbocza (zdaniem Autorów wartość potrzebnego współczynnika stateczności wynosi około 1.3-1.5).

2.4. Modelowanie zabezpieczeń osuwiska

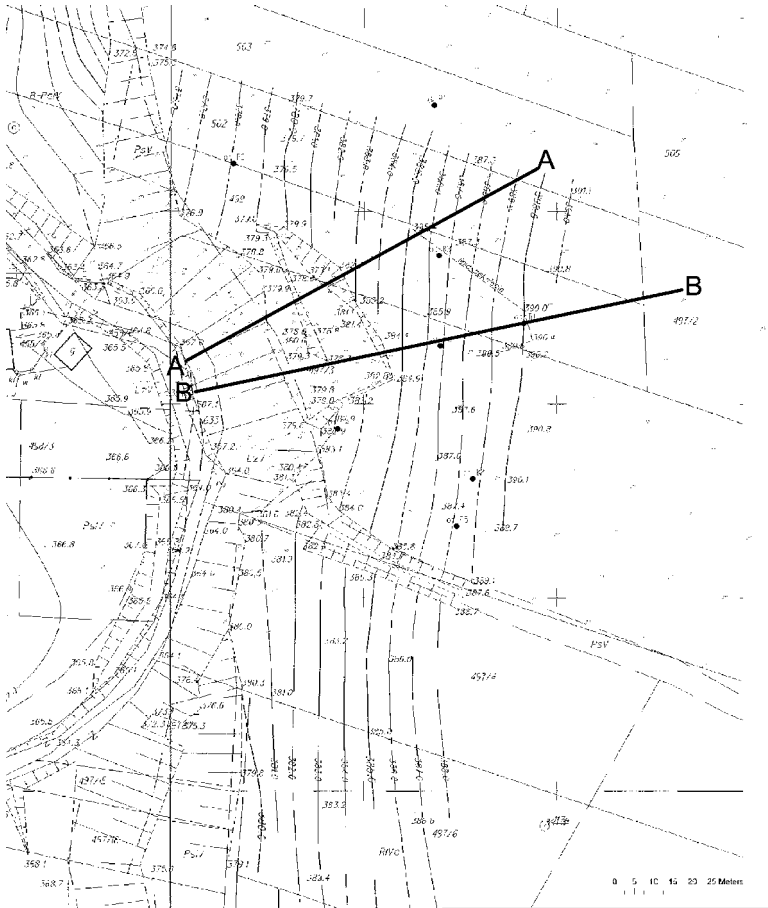
Na drodze symulacji numerycznych pracy zaprojektowanego zabezpieczenia osuwiska uzyskuje się:

- mechanizm utraty stateczności wraz z odpowiadającym mu współczynnikiem stateczności,
- wielkości sił przekrojowych w elementach konstrukcji zabezpieczenia.

Z uwagi na możliwość przeprowadzenia wielowariantowej analizy proponowane podejście umożliwi wykonanie obliczeń dla wielu różnych koncepcji zabezpieczenia osuwiska. Porównując otrzymane dla różnych koncepcji zabezpieczenia wyniki można wybrać rozwiązanie optymalne z punktu widzenia bezpieczeństwa, możliwości przeprowadzenia prac budowlanych oraz kosztów inwestycji.

3. Przykłady praktyczne komputerowego modelowania osuwisk i ich zabezpieczeń

3.1. Osuwisko w terenie podgórskim

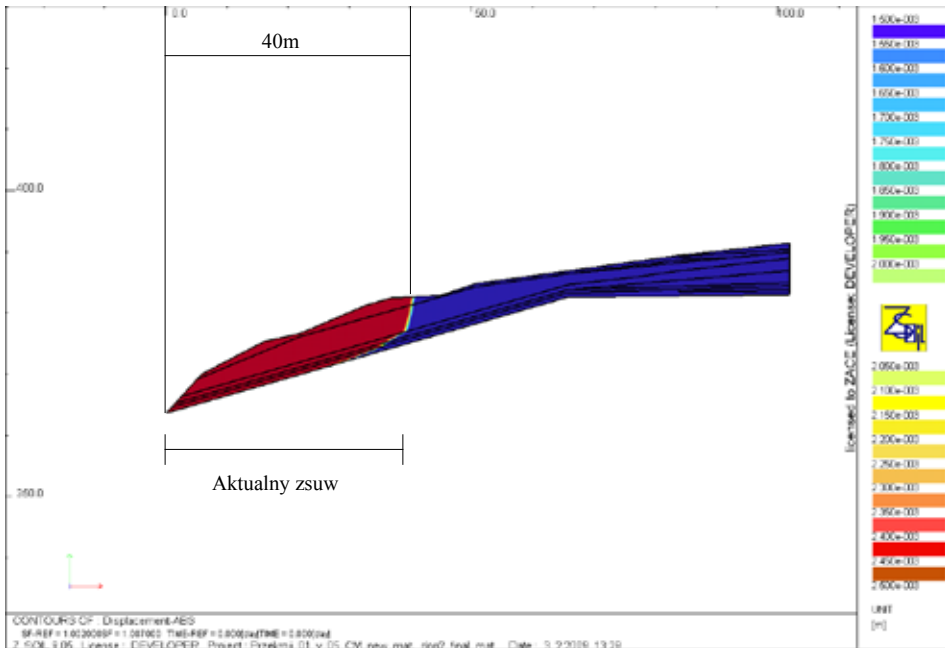


Rys. 2. Osuwisko w terenie podgórskim – lokalizacja przekrojów obliczeniowych

Osuwisko zlokalizowane na terenie województwa podkarpackiego nastąpiło w lipcu 2008 roku, kiedy zsunięte masy gruntu stanowiące koluwium osuwiskowe zawężyły przekrój poprzeczny potoku przepływającego u podnóża zbocza. Wezbrane wody wtargnęły na obszar działki zlokalizowanej na przeciwnym brzegu, wywołując znaczne straty materialne.

Przedmiotem analizy była identyfikacja mechanizmu pierwszego zsuwu, ocena propagacji osuwiska oraz koncepcja jego zabezpieczenia. Obliczenia przeprowadzono wykorzystując model płaski. Analizowano dwa przekroje obliczeniowe, zaznaczone na rys. 2.

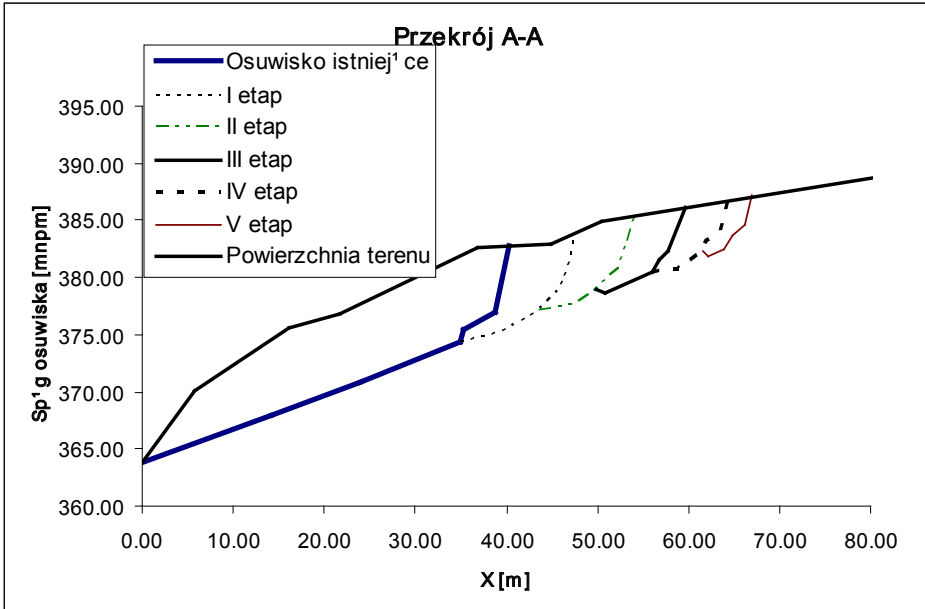
W przekroju A-A wykonano analizę wsteczną w celu określenia parametrów warstwy zwietrzliny, w obrębie której nastąpił poślizg. Uzyskany najbardziej zgodny z pomiarami terenowymi mechanizm utraty stateczności przedstawia rys. 3.



Rys. 3. Postać mechanizmu zniszczenia dla geometrii zbocza przed wystąpieniem osuwiska, przekrój A-A

Poślizg nastąpił w obrębie gruntów spoistych, zalegających bezpośrednio nad stropem warstw skalnych o dużych wartościach parametrów wytrzymałościowych (warstwy te pominięto w modelu numerycznym, ponieważ ich deformacja jest zaniedbywalna).

Symulacja propagacji osuwiska wykazała, iż zasięg potencjalnego dalszego zsuwu sięga około 25 m powyżej aktualnej linii osuwiska. Kolejne fazy prawdopodobnej propagacji osuwiska ilustruje rys. 4. Zsuw fazy V, dla której uzyskano współczynnik stateczności 1.43 uznano za mało prawdopodobny.



Rys. 4. Kolejne fazy propagacji osuwiska, przekrój A-A

Analogiczne obliczenia propagacji osuwiska wykonano dla przekroju B-B. Uzyskano współczynnik stateczności bliski 1 dla stanu początkowego osuwiska (co stanowi potwierdzenie poprawnej identyfikacji parametrów podłoża) oraz kolejnych 7 faz propagacji osuwiska. Dla fazy VIII uzyskano współczynnik stateczności 1.18, dla fazy IX 1.20, dla fazy X 1.35. Uznano, iż zsuw fazy X jest już mało prawdopodobny. Zasięg całkowity prawdopodobnego osuwiska w przekroju B-B, wynosi więc około 100 m od krawędzi skarpy w stanie przed osuwiskiem i jest wyraźnie większy niż w przekroju A-A. Uzyskany zasięg potencjalnego osuwiska wykazuje dobrą zgodność z obserwacjami terenowymi (spękaniem powierzchni terenu).

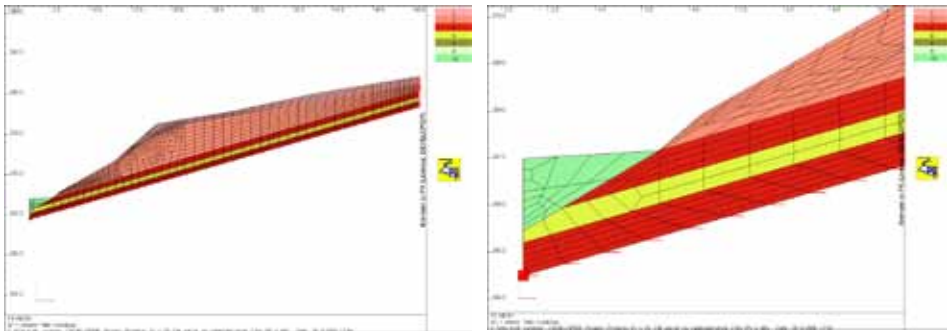
W dalszym etapie opracowano koncepcję zabezpieczenia obszaru objętego zasięgiem osuwiska (istniejącego i potencjalnego). Ponieważ obszar niszy osuwiska jest niestabilny (współczynnik stateczności $F=1.01$), więc prowadzenie jakichkolwiek prac inżynierskich bezpo-

średnio na nim nie wydaje się, w chwili obecnej, możliwe. Możliwe jest wykonanie zabezpieczenia w formie konstrukcji inżynierskiej, tj. ściany oporowej zakotwionej u podnóża strefy osuwiskowej w warstwach skał niepodlegających ruchom osuwiskowym. Prace te miały na celu:

- w przypadku dalszego uaktywnienia się ruchów masowych, zabezpieczenie terenu poniżej osuwiska, a w szczególności potoku przed wypełnieniem koryta masami ziemnymi, co mogło by skutkować katastrofalnym w skutkach spiętrzeniem wód,
- regulację potoku w obszarze osuwiska i przeciwdziałanie dalszej erozji jego brzegu w zakolu.

Dalszym środkiem zabezpieczającym osuwisko jest odwodnienie terenu osuwiska i terenów z nim sąsiadujących przez wykonanie odpowiednich drenaży powierzchniowych.

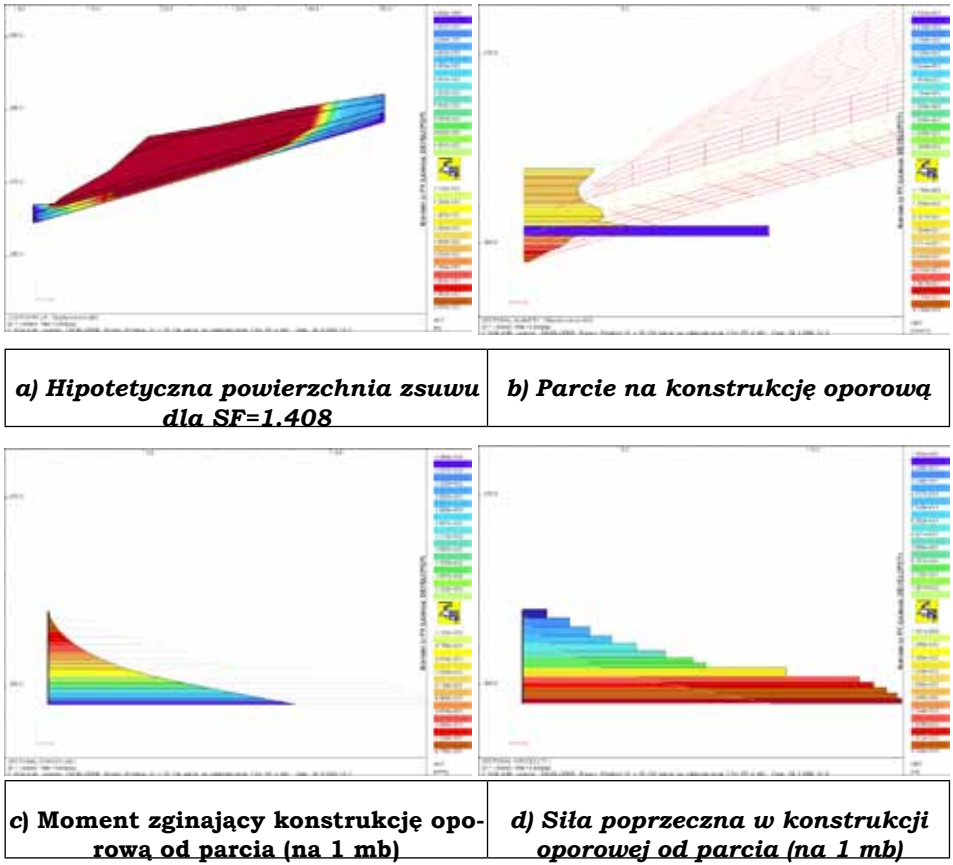
Zabezpieczenie osuwiska wymaga oszacowania sił czynnych działających na konstrukcję oporową w przypadku uaktywnienia się zsuwu mas ziemnych. Obliczenia przeprowadzono metodą elementów skończonych, przy pomocy programu Z_Soil.PC v. 2009. Dotyczą one stanu równowagi granicznej uzyskanego metodą redukcji $c-\phi$ w momencie wystąpienia zsuwu, przy współczynniku stateczności SF charakterystycznym dla rozważanego przekroju. W obliczeniach tych wykorzystaną aktualną (po wystąpieniu osuwiska) geometrię zbocza, zidentyfikowaną pomiarami GPS.



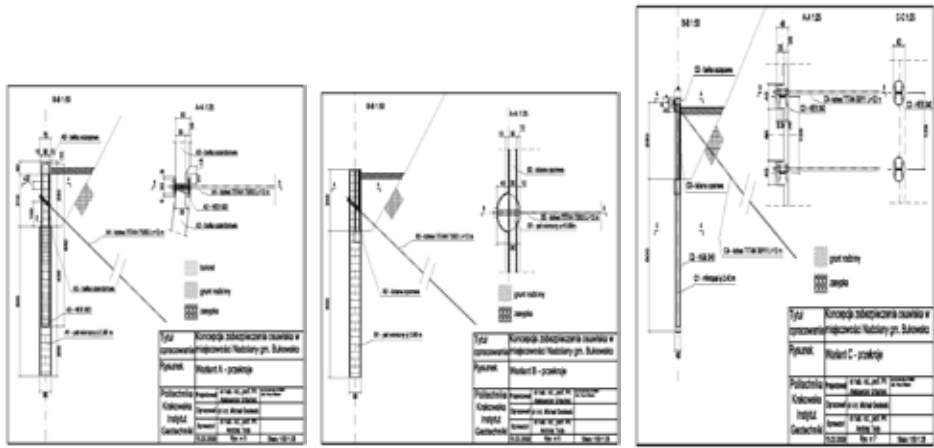
a)

b)

Rys. 5. Jeden ze schematów obliczeniowych służących oszacowaniu sił działających na konstrukcję zabezpieczenia: a) widok ogólny, b) szczegół przy konstrukcji zabezpieczającej



Rys. 6. Wyniki obliczeń dla jednego z przekrojów



Rys. 7. Trzy warianty konstrukcji palisady zabezpieczającej brzeg potoku przed osuwiskiem.

Wyniki powyższe umożliwiły zaprojektowanie trzech wariantów palisady zabezpieczającej osuwisko:

Wariant A – palisada z pali wierconych o średnicy 80 cm z osadzonymi profilami HEB 500 w rozstawie 5 m, pomiędzy palami prefabrykowane belki szandorowe.

Wariant B – palisada z pali wierconych o średnicy 80 cm, silnie zbrojonych, w rozstawie 5 m, pomiędzy palami monolityczna ściana oporowa.

Wariant C – palisada z mikropali $\varnothing 360$ wierconych z osadzonymi profilami HEB 240, w rozstawie 1.25 m, pomiędzy mikropalami monolityczna ściana oporowa.

We wszystkich wariantach konstrukcja wymaga kotwienia kotwami ukośnymi sięgającymi do warstwy nienaruszonego podłoża skalnego. Wybór wariantu konstrukcji uzależniony jest od wyników szczegółowej analizy kosztów.

3.2. Osuwisko w skarpie drogi ekspresowej. Analiza wpływu drenażu

W trakcie budowy jednej z dróg ekspresowych na południu kraju wystąpiły zjawiska o charakterze osuwiskowym wywołanym działalnością budowlaną. Zbocze przecięto głębokim na ok. 25 m wykopem, na długości ok. 600 m. Wkrótce potem w część skarp uległa osunięciu, pomimo iż współczynniki stateczności tak powstałych układów były wysokie (>1.5). Wobec kontrowersji i dyskusji o przyczynach zaistniałych zjawisk podjęto próbę oceny ilościowej wpływu drenażu skarp na ich stateczność. Podstawowy problem techniczny polegał na zbadaniu:

- czy zaniechanie wykonania systemu odwodnień mogło mieć wpływ na wystąpienie deformacji skarp?
- czy wykonanie systemu odwodnień może zapobiec dalszej degradacji skarp?

Celem odpowiedzi na tak określone pytania wykonano modele numeryczne reprezentatywnej skarpy przy użyciu Metody Elementów Skończonych (MES) w systemie Z_SOIL.PC (uproszczony dwuwymiarowy (2D) i trójwymiarowy (3D), dokładny z uwagi na rozkład drenów). W analizie 3D uwzględniającej przestrzenną geometrię drenów zakła-

da się powtarzalność układu na module 6m, oraz jego symetrię, skąd wynika szerokość reprezentatywnego wycinka skarpy $a=3$ m.



Rys. 8. Zjawiska osuwiskowe w skarpie

Grunty i skały tworzące analizowany górotwór opisuje się modelem ośrodka dwufazowego (woda + szkielet gruntowy) przyjmując zasadę naprężeń efektywnych wg Bishopa. Dla opisu ciśnienia ssania i ruchu wód w strefie niepełnego nasycenia (stopień wilgotności < 1) przyjęto uproszczony model Van-Genuchtena. Opis stanów mechanicznych w szkielecie przeprowadza się z założeniem sprężysto-plastycznej pracy szkieletu, przy przyjęciu powierzchni granicznej Coulomba-Mohra. W analizach w jednym wspólnym modelu obliczeniowym uwzględnia się historię zdarzeń w 3 etapach:

1. stan przed wykonaniem wykopu,
2. stan po wykonaniu wykopu,
3. hipotetyczny stan po wykonaniu systemu odwodnienia, niezależnie rozważa się dwie alternatywy:
 - Alt 1. dreny o głębokości 1,2 m,
 - Alt. 2. przyzopy o głębokości do 2,5 m.

Stosowano przy tym mechanizm funkcji tzw. funkcji egzystencji i zmiany cech materiałowych we wskazanych podobszarach (wprowadzenie drenaży).

Każdy etap obliczeń składa się z analizy pola ciśnień porowych (model filtracji ustalonej). Uzyskane ciśnienia stanowią źródło dodatkowych sił masowych (wyporu i ciśnienia spływowego), które są automatycznie uwzględniane w następującej po analizie filtracji analizie statyki układu. Stateczność jest badana metodą redukcji proporcjonalnej $c-\phi$.

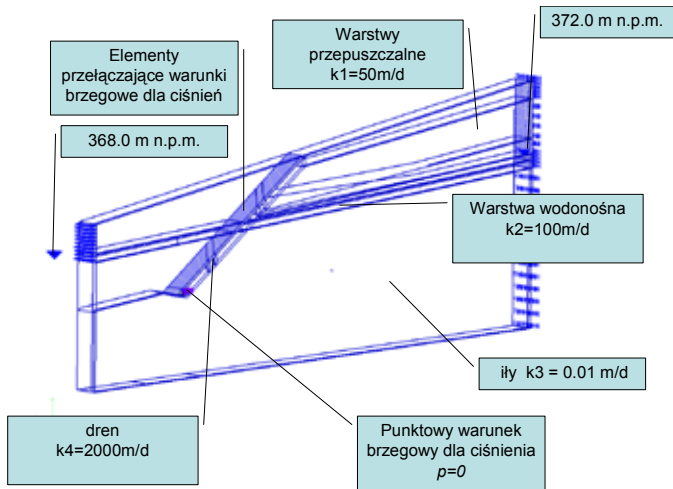
Zgodnie z wcześniejszym rozpoznaniem geologicznym w układzie wyróżnia się następujące strefy materiałowe:

1. warstwy wierzchnie (rumosze gliniaste), w rozważanym przekroju w rejonie wykopu zalegające do głębokości ok. 6 m, $\gamma=20.4 \text{ kN/m}^3$; $C = 19 \text{ kPa}$; $\phi=17^\circ$,
2. warstwa przejściowa, $\gamma=19.5 \text{ kN/m}^3$; $C = 14 \text{ kPa}$; $\phi=6^\circ$,
3. ility trzeciorzędowe (szare), $\gamma=20.3 \text{ kN/m}^3$,
Dla warstwy tej rozważono różne wartości parametrów wytrzymałościowych w zależności od wariantu obliczeń i stopnia nawodnienia.
4. Dren (pospółka), $\gamma=20.3 \text{ kN/m}^3$; $C = 0 \text{ kPa}$; $\phi=31^\circ$

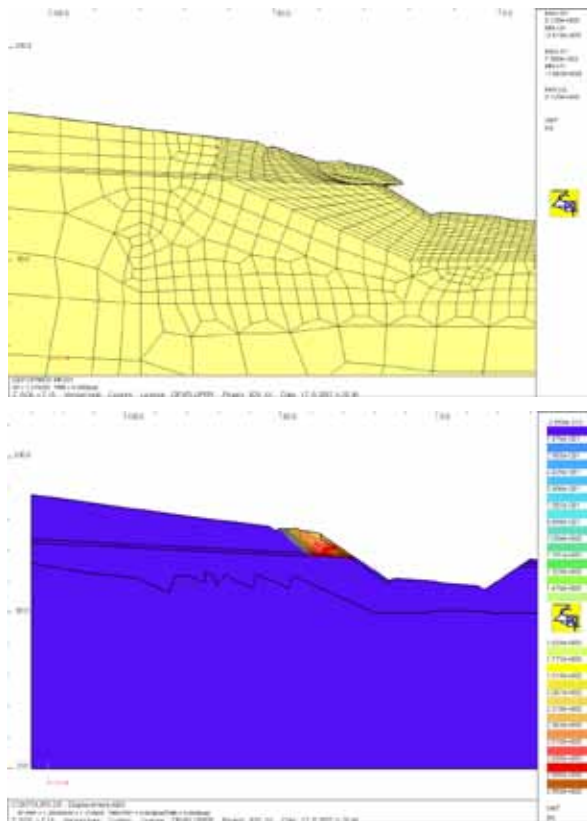
W analizie ruchu wód podziemnych w rejonie wykopu przyjęto następujące założenia:

1. Ruch wód jest opisany prawem Darcy'ego liniowym dla strefy pełnego nasycenia.
2. W strefie niepełnego nasycenia obowiązuje zależność współczynnika filtracji od stopnia wilgotności: $k_r(S) = kS_r^3$ (model Van Genuchtena).
3. Analizę przeprowadza się dla stanu ustalonego.
4. Wstępne warunki hydrogeologiczne zakłada się przyjmując zwierciadło wód gruntowych zgodnie z istniejącymi badaniami hydro-geologicznym.
5. Współczynniki filtracji przyjęto na podstawie badań hydro-geologicznych lub na podstawie danych z literatury (rys. 9).
6. Na brzegu swobodnym powstałym po wykonaniu wykopu wprowadza się elementy przełączające warunek brzegowy (seepage elements) - wolny przepływ, jeśli $S_r=1$ przepływ zatrzymany dla $S_r < 1$.
7. Drenaż podłużny zbierający z drenów i przypór modeluje się jako punktowe wymuszenie ciśnieniem $p=0$.

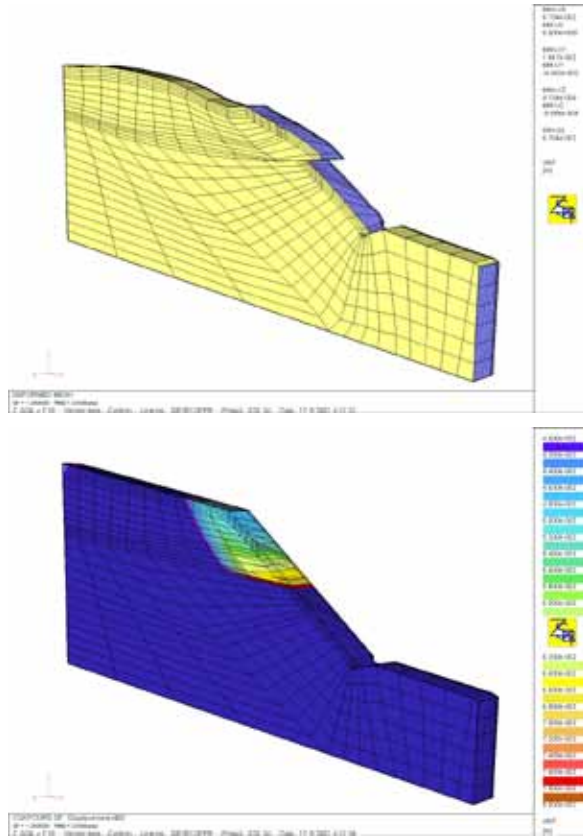
W pierwszej kolejności przeprowadzono analizę stateczności przy danych przyjętych jak w opracowaniu projektowym. Dla ility szarych przyjęto tam $C = 54 \text{ kPa}$; $\phi=9.5^\circ$. Przyjęcie takie, w obu etapach obliczeniowych 2 i 3 skutkuje uaktywnieniem się mechanizmu zniszczenia obejmującym jedynie górną część skarpy, polegającym na poślizgu po (najsłabszej) warstwie przejściowej, ze współczynnikami $SF^{\text{II}}=1,22$ (bez drenażu), $SF^{\text{III}}=1,26$ (z drenażem). Analogiczną postać i wartości SF uzyskuje się w analizie 3D.



Rys. 9. Schemat obliczeniowy i dane materiałowe dla analizy filtracji



Rys. 10. Mechanizm utraty stateczności przy projektowych danych (analiza 2D)



Rys. 11. Mechanizm utraty stateczności przy projektowych danych (analiza 3D)

Wobec faktu, że rzeczywista utrata stateczności skarpy, która miała miejsce w listopadzie 2006 roku miała odmienny charakter, polegający na oberwaniu się i zsuwie w dolnej części skarpy w obrębie ilów, można przyjąć, że parametry materiałowe a w szczególności spójność ilów warstwy 3 w warunkach nawodnienia zostały znacznie zawyżone i że parametry te ($C = 54\text{kPa}$; $\phi = 9.5^\circ$) opisują wytrzymałość iłu przy wilgotności naturalnej (18.0%) w stanie twardo plastycznym ($0 < I_L < 0.25$). Celem przybliżenia symulacji do rzeczywistości podjęto próbę określenia parametrów ilów w warunkach zmiennego nasycenia wodą.

Mając daną gęstość objętościową $\rho = 2.0\text{ g/cm}^3$ i wilgotność objętościową $w_o = 18\%$ można wyznaczyć gęstość objętościową szkieletu $\rho_d = \rho / (1 + w_o) = 2.0 / 1.18 = 1.695\text{ g/cm}^3$ a następnie, zakładając za normą PN-81/B-03020 gęstość szkieletu $\rho_s = 2.72\text{ g/cm}^3$, można wyznaczyć porowatość $n = (2.72 - 1.69) / 2.72 = 0.375$ i wskaźnik po-

rowatości $e = 0.375(1 - 0.375) = 0.6$. Stąd stopień wilgotności S_r przy wilgotności naturalnej wynosi

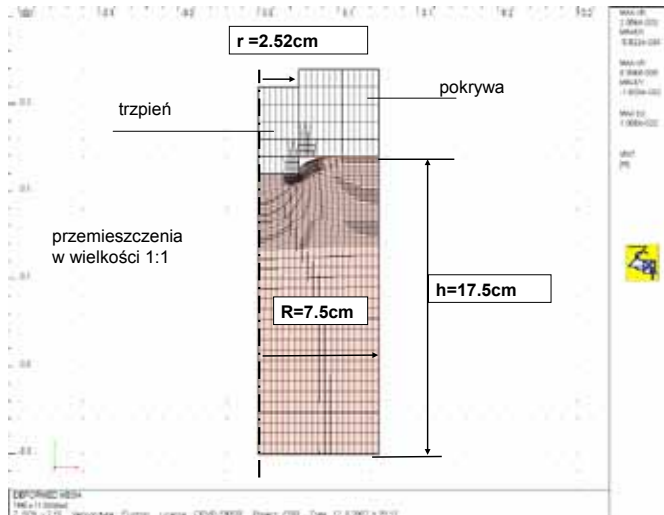
$$S_r = \frac{\rho_d w_o}{\rho_w n} = 1.695 * 0.18 / 0.375 = 0.81 \text{ (wilgotny).}$$

Opracowanie geotechniczne terenu zawiera badania wskaźnika nośności w aparacie CBR wg PN-S-02205 dla gruntów warstwy ilowej wykonane dla celów określenia jej przydatności jako podłoża pod projektowaną drogę. Wyniki te można było wykorzystać przy próbie określenia zależności parametrów wytrzymałościowych od stopnia wilgotności, a w szczególności dla łu w stanie pełnego nawodnienia (tj. przy stopniu wilgotności $S_r = 1$).

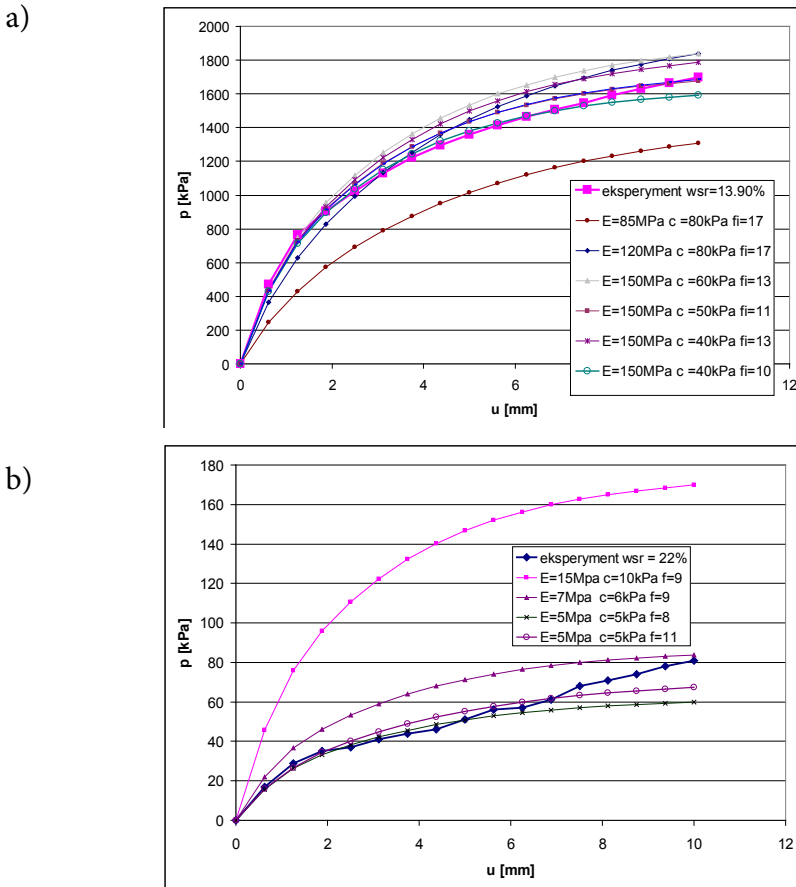
Badanie przeprowadzone było na próbkach o wilgotności $w_1 = 13.9\%$, co odpowiada (po analogicznych rachunkach) $S_r = 0.46$ i na próbkach nawodnionych $w_2 = 22.8\%$ $S_r = 1$.

W badaniach tych zarejestrowano przebiegi zależności pomiędzy przemieszczeniem trzcienia wciskanego w cylinder, a siłą je wywołującą. Mogą one posłużyć do identyfikacji parametrów podłoża na drodze dopasowania wyników pomierzonych do wyników uzyskanych w drodze symulacji numerycznej eksperymentu w pomocniczym, osiowo-symetrycznym modelu MES.

W modelu tym użyto opcji kontinuum i kontaktu opisanego w ramach teorii geometrycznie nieliniowej.



Rys. 12. Model MES próbki gruntu w przyrządzie do badań CBR



Rys. 13. Dopasowanie wyników eksperymentu do jego symulacji a) przy wilgotności 13.9%, b) przy wilgotności 22.8%

Najlepsze dopasowanie parametrów wytrzymałościowych uzyskuje się:

dla wilgotności $w_1 = 13.9\%$, $S_r = 0.46$: $C_1 = 40\text{kPa}$; $\phi_1 = 11^\circ$,

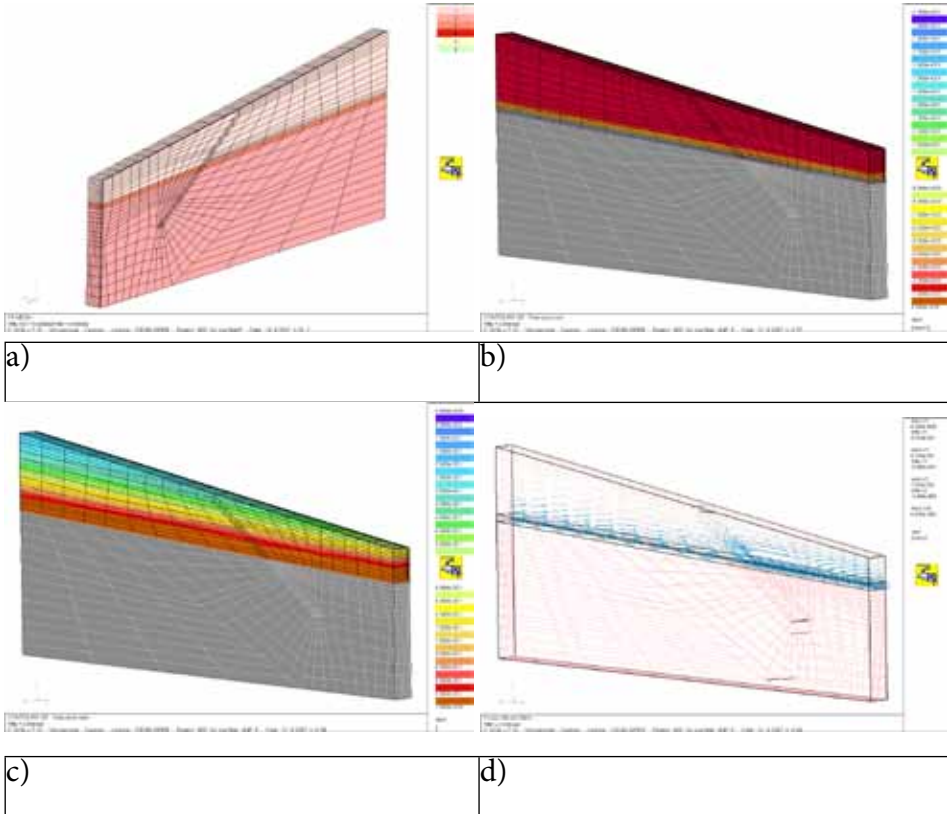
dla wilgotności $w_2 = 22.8\%$, $S_r = 1$: $C_2 = 5\text{kPa}$; $\phi_2 = 11^\circ$.

Przyjmując, wobec braku innych danych, że zależność pomiędzy kohezją a wskaźnikiem wilgotności jest liniowa można napisać:

$$C(S_r) = 70 - 65S_r; \phi = \text{const} = 11^\circ.$$

Dla $S_r = 0.81$ (masyw iłu w stanie naturalnym): $C_3 = 17.3 \text{ kPa}$. Tak oszacowane parametry wytrzymałościowe iłu są podstawą do analizy stateczności skarpy w warunkach zmieniających się stosunków wodnych. Uzyskaną zależność kohezji od stopnia wilgotności dla iłów wprowadzono do obliczeń wykorzystując unikalną możliwość

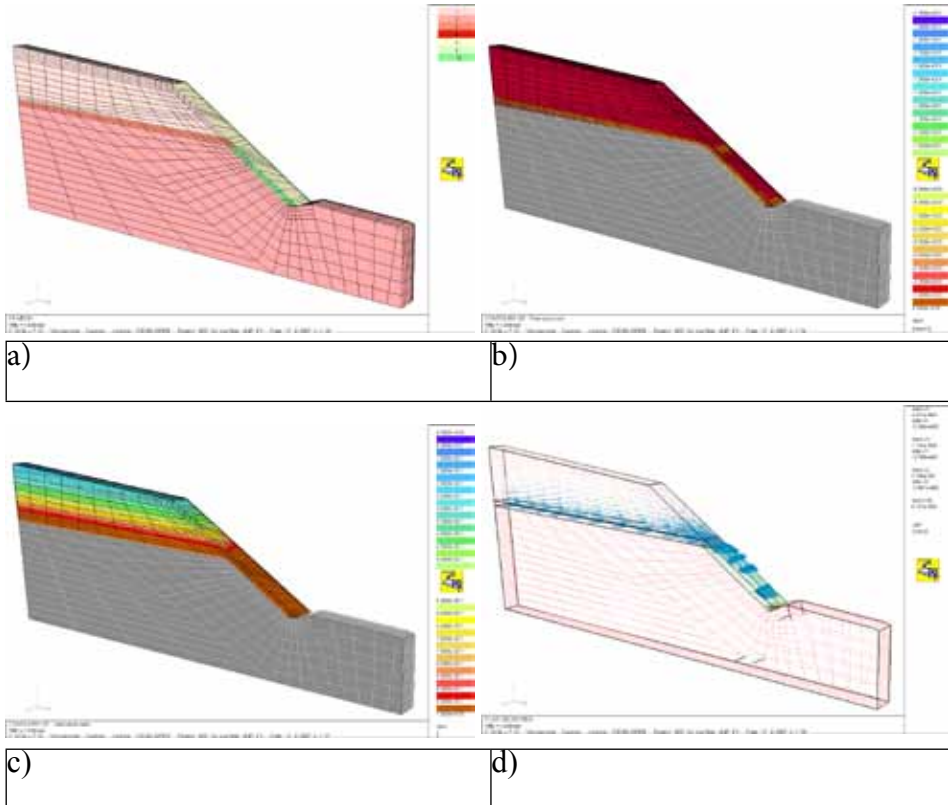
stwarzaną przez system Z_Soil (opcja USER DEFINED MODELS), gdzie użytkownik może zdefiniować swój własny model materiałowy. W **pierwszym etapie** wykonuje się analizę stanu początkowego celem ustalenia wyjściowego rozkładu ciśnienia porowego, stopnia wilgotności i naprężeń.



Rys. 14. Stan początkowy: a) model 3D, b) ciśnienia porowe, c) stopień wilgotności, d) strumień filtracji

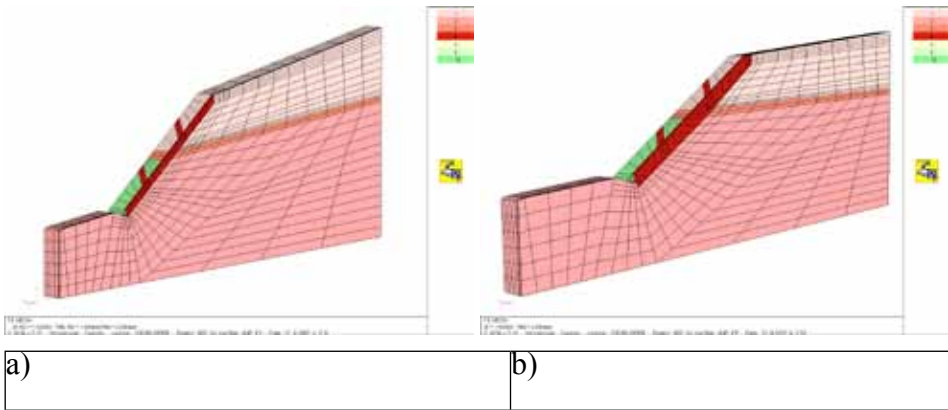
W **drugim etapie** obliczeń z modelu usunięte są elementy w obszarze wykopu, na powstałym brzegu skarpy wprowadza się elementy przełączające warunek brzegowy. Widoczna jest zmiana stosunków wodnych polegająca na nawodnieniu przypowierzchniowej warstwy ilów. W analizie stateczności przyjęto kohezję dla nawodnionych ilów o wyjściowej wartości 20kPa (dla Alt.1). Przyjęcie wartości 5 kPa jak by to wynikało z estymacji parametrów jest niemożliwe ze względów obliczeniowych, albowiem przy wartości $C=5$ kPa nie jest możliwe uzyskanie równowagi ($SF < 1$). Przy wartości wyjściowej $C_{o1} = 20$ kPa dla algorytmu redukcji $c-\phi$ (dla Alt.1) utrata stateczności następuje dla

SF = 1.76 co oznacza że krytyczna wartość kohezji wynosi ok. $C_{kr1} = 20/1.76 = 11.3$ kPa. Analogicznie, dla Alt. 2) przyjęto $C_{o2} = 10$ kPa. Utrata stateczności pojawia się dla SF= 1.31, co odpowiada $C_{kr2} = 10/1.31 = 7.5$ kPa. Formę utraty stateczności pokazano na rys.18a. Jest ona zgodna z obserwowanymi zjawiskami.



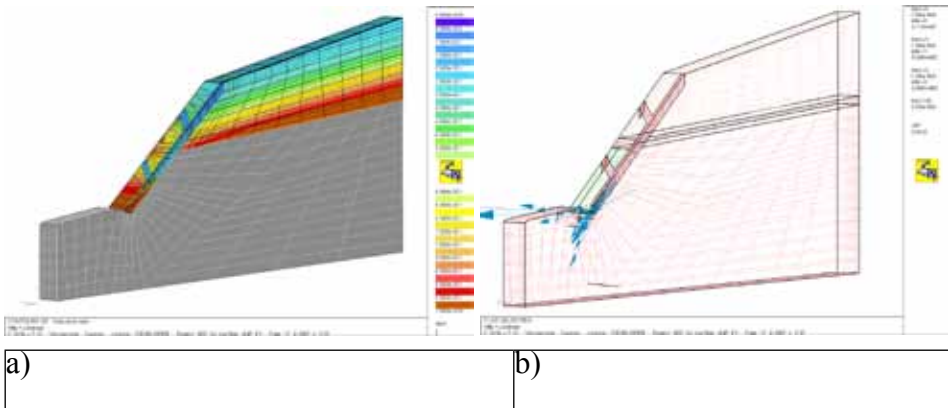
Rys. 15. Stan po wykonaniu wykopów (Etap 2)
a) model 3D, b) ciśnienia porowe, c) stopień wilgotności, d) strumień filtracji

W **trzecim etapie** obliczeń rozważa się hipotetyczną sytuację po wprowadzeniu drenów wg projektu wykonawczego. Model dla etapu 3 jest modyfikowany poprzez zmianę cech materiałowych elementów w strefach drenów (osobno dla alternatyw 1 i 2).



Rys. 16. Model 3D w stanie po wykonaniu wykopu i układu drenów (etap 3)
a). Alt. 1 - dren zwykły, b) Alt. 2 - drenaż przyporowy

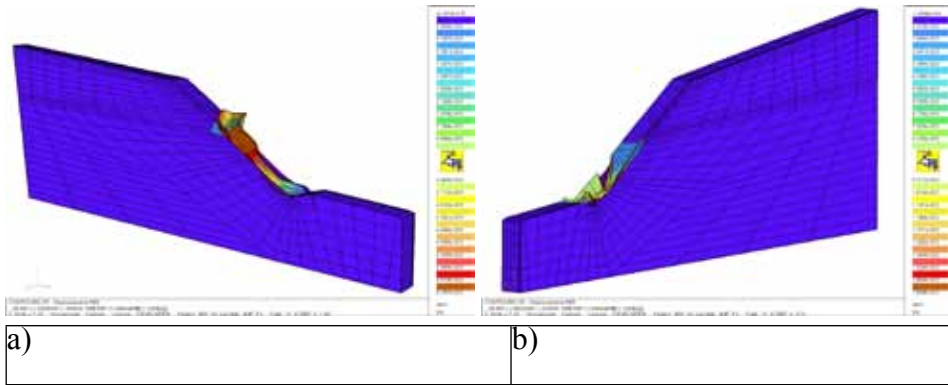
Wprowadzenie układu drenów skutkuje odwodnieniem warstwy ilów w warstwie przy powierzchniowej i koncentracją przepływów w drenach. Ilustrujące te zjawiska rozkłady stopnia wilgotności i strumieni filtracji pokazuje rys. 17.



Rys. 17. Stan po wykonaniu wykopu i układu drenów
(etap 3, Alt. 1 - dren zwykły)
a) stopień wilgotności, b) strumień filtracji

Dla Alt. 1 (dren zwykły) utrata stateczności następuje dla $SF = 2.16$ co oznacza, że na wskutek zmiany stosunków wodnych w obrębie skarpy nastąpił znaczący, bo 23% przyrost współczynnika stateczności w stosunku do stanu z etapu 2 ($2.161/1.76 = 1.23$). Analogicznie dla alternatywy 2 (drenaż przyporowy) utrata stateczności następuje dla $SF = 1.91$ co oznacza, że po wprowadzeniu drenów przyporowych w obrębie skarpy nastąpił jeszcze większy, bo 45% przyrost współ-

czynnika stateczności w stosunku do stanu z etapu 2 ($1.91/1.31 = 1.45$).



Rys. 18. Stan po wykonaniu wykopu. Forma utraty stateczności a) etap 2 - bez drenażu, b) etap 3 - z drenażem wg Alt. 1 (dren zwykły)

Należy zwrócić uwagę, że współczynniki stateczności dla etapu 2 (bez drenażu) są wartościami umownymi odniesionymi do arbitralnie przyjętych wyjściowych wartości kohezji dla iltu nawodnionego, (10 i 20 kPa), co było podyktowane względami obliczeniowymi. Wielkościami obiektywnymi są natomiast wzajemne stosunki współczynnika stateczności przy przejściu od etapu 2 do etapu 3. Przeprowadzone symulacje MES 3D stanu i stateczności skarp w zmieniających się warunkach wodnych wykazały, że wprowadzenie układu drenującego może mieć istotny wpływ na poprawę stateczności skarp. Obrazują to powyższe oceny ilościowe zmiany estymowanych współczynników stateczności skarp dla skarpy bez drenażu oraz skarpy z drenażem wykonanym wg Alt. 1 (drenaż zwykły) lub Alt. 2. (drenaż przyporowy).

4. Wnioski

Zaprezentowane podejście umożliwia efektywne i zgodne z rzeczywistością analizowanie zjawisk osuwiskowych. Dostarcza projektantom informacji pozwalających na podejmowanie racjonalnych oraz ekonomicznie uzasadnionych decyzji w zakresie oceny ryzyka wystąpienia osuwiska, oszacowania jego potencjalnego zasięgu oraz projektowania zabezpieczeń już istniejących lub potencjalnych osuwisk. Wykorzystywany do prowadzenia analiz numerycznych program MES

Z_SOIL.PC v2009 [2] jest efektywnym narzędziem umożliwiającym kompleksową analizę zjawisk osuwiskowych oraz sprawdzenie zaprojektowanego systemu zabezpieczeń.

Literatura

1. Cornforth D. H., *Landslides in Practice*, John Wiley & Sons, Inc., 2005.
2. Truty A., Zimmermann Th., Podleś K., *Z_SOIL.PC 2009 3D user manual: Theory, Tutorials and benchmarks*, Data preparation. Elmepress International & Zace Services Ltd, Switzerland, 2009.

COMPUTER AIDED MODELS OF LANDSLIDES AND THEIR PROTECTION PROBLEMS

Summary

Presentation of the unified numerical approach based on finite element method used to carry out analyses of landslides and their protection systems is the goal of this paper. The applied approach allows to analyze landslides caused by change of the slope geometry as well as change in the field of the pore water pressure reducing the shear strength of cohesive soils. Presented examples confirm versatility of such an approach and the numerical tool Z_SOIL.PC v2009.

Key words: *landslides events, landslides analysis, numerical analysis, MES, Z_Soil, landslides, landslides propagation, loss of stability, landslides protection*

RECHNERGESTÜTZTE MODELLE VON ERDRUTSCHPROBLEMEN SOWIE IHRER SICHERUNG

Zusammenfassung

Im Aufsatz wird die allgemeine Methodik der Erdrutschanalyse und Arten ihrer Sicherung unter Anwendung der Methode von beendeten Elementen dargestellt. Solche Betrachtungsweise ermöglicht die Analyse der Erdrutsche, die sowohl von der Änderung der Böschungsgeometrie als auch von Änderung des Feldes von Poredrücken verursacht werden. Die Änderungen reduzieren

wesentlich die Scherfestigkeit der bindigen Boden, die in Form von Hanglehmen am häufigsten in Vorberggebieten auftreten. Die dargestellten praktischen Beispiele illustrieren die Möglichkeiten solcher Analyse, sowie des MES Z_SOIL.PC v2009 – Rechenprogrammes.

Die Schlüsselwörter: *die Erdrutsche, das Erdrutschereignis, die Analyse von Erdrutschen, die numerische Analyse, MES, Z_SOIL, der Stabilitätsverlust, die Erdrutschsicherung*

Antoni Wójcik¹
Teresa Mrozek²

OSUWISKA I JEGO ELEMENTY JAKO ZAGROŻENIA DLA INFRASTRUKTURY KOMUNIKACYJNEJ CZYLI COŚ, O CZYM WSZYSCY WIEMY

Streszczenie

Powierzchniowe ruchy masowe należą do rozpowszechnionych zagrożeń geodynamicznych i noszą cechy klęski żywiołowej. Polska jest krajem, gdzie osuwanie pociągnęło za sobą niewielką liczbę ofiar, natomiast zniszczenia infrastruktury, zwłaszcza drogowej, są spektakularne. Praca przedstawia zwięzły przegląd koncepcji na temat ruchów masowych oraz omawia powszechne rozumienie terminu osuwisko. Wskazano różnicę pomiędzy zniszczeniami wywołanymi osuwaniem naturalnym a spowodowanymi antropogenicznie. Podkreśla się znaczenie właściwego rozpoznawania osuwisk i wiarygodnego sporządzania map, jako niezbędnego kroku w ograniczaniu zagrożenia.

Słowa kluczowe: *ruchy masowe, osuwisko, skarpa główna, Karpaty, infrastruktura drogowa*

1. Wprowadzenie

Powierzchniowe ruchy masowe należą do najbardziej rozpowszechnionych zagrożeń geodynamicznych, noszących często cechy klęski żywiołowej. Obejmują one różne procesy i zjawiska, których wspólną cechą jest zniszczenie dotychczasowej struktury utworów geologicz-

¹ doc.dr hab., Państwowy Instytut Geologiczny, Oddział Karpacki, ul. Skrzatów 1, 31-560 Kraków, tel. (012) 411 38 22, antoni.wojcik@pgi.gov.pl, prof. Uniwersytetu Śląskiego w Sosnowcu, Wydział Nauk o Ziemi, Katedra Geologii Podstawowej, 41-200 Sosnowiec ul. Będzińska 60

² mgr, Państwowy Instytut Geologiczny, Oddział Karpacki, ul. Skrzatów 1, 31-560 Kraków, tel. (012) 411 38 22, teresa.mrozek@pgi.gov.pl

nych i przemieszczenie ich w dół stoku pod wpływem siły ciężkości. Ich lokalizacja i intensywność zależą od wzajemnego oddziaływania warunków geośrodowiskowych oraz czynników inicjujących i wspomagających ich propagację. Efektem ruchów masowych jest z jednej strony przemodelowanie rzeźby i wytworzenie nowych form morfologicznych, z drugiej strony zniszczenie dóbr materialnych posadowionych w terenie w zasięgu oddziaływania tych procesów. Z tych powodów ruchy masowe i formy powstałe w ich efekcie stanowią zagrożenie dla budownictwa i infrastruktury liniowej, w tym dla szlaków komunikacyjnych. Ponieważ ruchy masowe występują zarówno na zboczach dolin rzecznych, na stromych brzegach jezior, na wybrzeżach morskich jak i na zboczach górskich, to są one rozprzeszczone w wielu różnych rejonach geograficznych. Ruchy masowe oraz ich skutki są przedmiotem, badań i pracy specjalistów z dziedziny nauk o Ziemi oraz inżynierów i geotechników. Ma to swoje dalsze następstwa. Chociaż przedmiot zainteresowania jest wspólny, to profesjonalne podejście do zagadnień jest odmienne, a to z kolei doprowadziło do pewnych dysonansów. Od geologów oczekuje się przede wszystkim odpowiedzi na pytanie, gdzie i w jakich utworach mogą wystąpić ruchy masowe, natomiast od inżynierów oczekuje się rozwiązań, które pozwolą prowadzić inwestycje komunikacyjne i następnie je eksploatować w taki sposób, by obawy o utratę stateczności i zniszczenie zredukować do minimum.

Celem niniejszej pracy jest krótkie przedstawienie ruchów masowych oraz form powstających w wyniku tych ruchów, pokazanie różnic pomiędzy potocznym i profesjonalnym rozumieniem terminu *osuwisko*, zarysowanie problemu identyfikacji osuwisk w terenie a także wskazanie, jak może to rzutować na zadania inżynierskie.

2. Różnice terminologiczne

W literaturze geologicznej, geomorfologicznej i geotechnicznej istnieją liczne, różnorodne opisy i klasyfikacje dotyczące grawitacyjnego przemieszania skał i gruntów w dół zboczy. Stan ten wynika z wieloletniego, można nawet powiedzieć już ponad stuletniego, okresu analizy i badania takich zjawisk. Pierwsza opublikowana w Polsce praca dotycząca osuwisk napisana została przez Zubera i Blauta (1907),

a ukazała się w Czasopiśmie Technicznym w 1907 roku. Współcześnie używana terminologia jest często niejednoznaczna, gdyż pojęcia *landslide* oraz *mass movement* używane są często zamiennie (Carrara i in., 1999; Cornforth, 2005), a nawet nadmiernie rozbudowana, co w stosunku do prac anglojęzycznych stwierdzają J.F. Shroder i in. (2005). Podobne spostrzeżenia można odnieść także do opracowań pisanych po polsku (Zabuski i in. 1999, Margielewski 2004, Ziętara 2006). Niektóre terminy takie jak np. *obsuwisko* (Chudziński 1929) czy *frana* (Gelinek 1929) stały się archaizmami i wyszły całkowicie z użycia, inne utrzymały się znacznie dłużej. Jak podkreśla M. Banach (1977), słowo *usuwisko* (widoczne jeszcze czasami na starszych znakach drogowych) używane było przede wszystkim w geologii inżynierskiej i mechanice gruntów (Grubecki i Sysak 1960; Piątkowski i Czarnota-Bojarski, 1964), a *osuwisko* w geologii dynamicznej i geomorfologii (Książkiewicz, 1972; Klimaszewski, 1978). Wprawdzie ten ostatni termin dominuje obecnie w literaturze przedmiotu, to jego zakres znaczeniowy jest bardzo szeroki, gdyż często odnosi się go zarówno do procesu osuwania jak i formy terenu powstającej w wyniku tego procesu. Chociaż przemieszczanie utworów (mas skalnych i gruntu) w dół stoków może zachodzić przez spływanie, spływanie, staczanie się, obrywanie czy zsuwanie, to wszystkie te typy kolokwialnie określa się krótko jako „*osuwisko*”. Osuwisko w takim ujęciu nie będzie jednak efektem procesów osuwania, lecz częścią ruchów masowych. Jak podkreślają K. Furtak i A. Sala (2005) jest to daleko posuniętym uproszczeniem, zwłaszcza jeżeli rozważa się różne przyczyny przemieszczenia utworów, charakter przebiegu procesu oraz skutki. Powstające w wyniku takich oddziaływań formy jak i ich przestrzenny zasięg też są zróżnicowane. Te właśnie aspekty skłaniają przedstawicieli nauk o Ziemi do używania terminu *ruchy masowe* w odniesieniu do procesów zachodzących na stokach, a terminu *osuwisko* w odniesieniu do formy powstałej w wyniku zsuwania się materiału po stoku.

3. Podstawowe informacje o ruchach masowych

Istnieje cały szereg klasyfikacji, używanych przez geologów i inżynierów (m.in. Kleczkowski, 1955; Nemčok i in., 1972; Varnes 1978;

Bober, 1984; Kowalski 1988; Cruden i Varnes, 1996; Diaku i in., 1996; Zabuski i in., 1999; Margielewski 2004;) ale żaden z podziałów ruchów masowych nie jest uniwersalnie akceptowany. Ruchy masowe obejmują taki transfer, w którym zarówno skały jak i utwory luźne przemieszczają się *en masse* pod wpływem siły ciężkości, przy czym mogą to być przemieszczenia bardzo wolne, prawie niezauważalne jak też szalenie szybkie. Jak wynika z przeglądu J.F. Shrodera i in. (2005) najczęściej w podziale ruchów masowych uwzględnia się charakter przemieszczenia oraz rodzaj przemieszczanego materiału, a także prędkość ruchu.

Tablica 1. Podział ruchów masowych na podstawie klasyfikacji D. J. Varnesa (R. Dikau i in., 1996) – zmodyfikowany

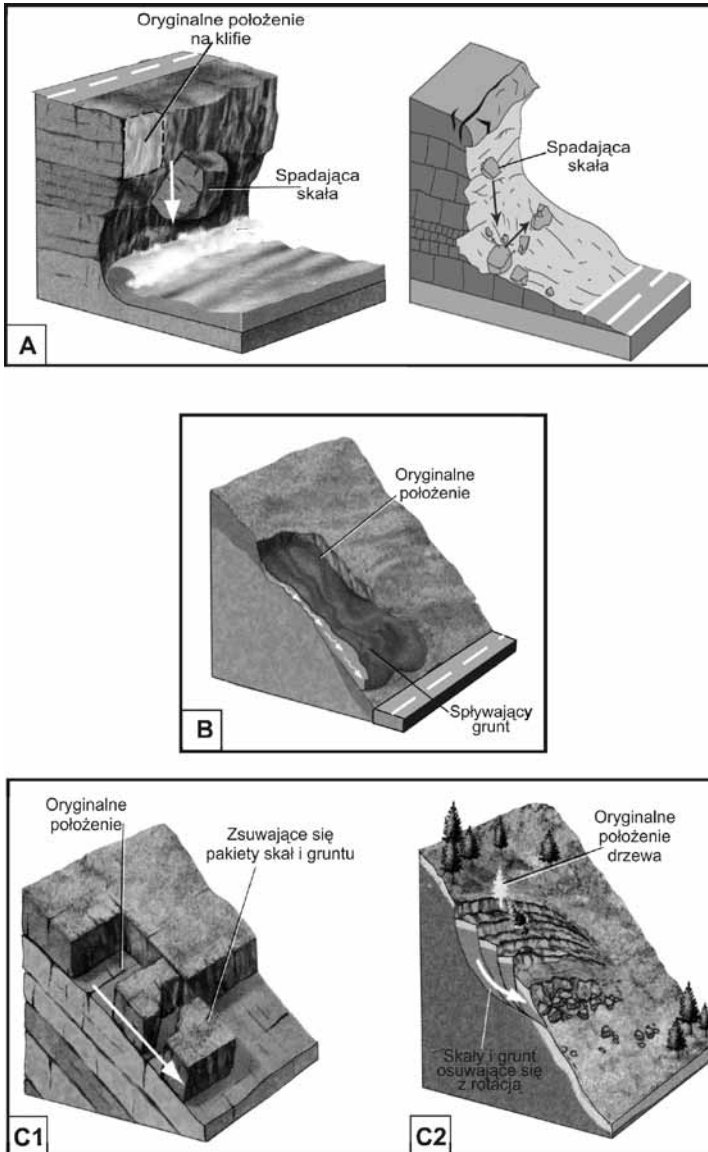
<i>Material</i> <i>Rodzaj ruchu</i>	<i>Skały</i>	<i>Utwory luźne (grunty) grubookruchowe</i>	<i>Utwory luźne (grunty) drobnoziarniste</i>
Obrywanie (odpadanie)	Obryw skał	Obryw rumoszu	Obryw ziemny
Osuwanie - ruch translacyjny	Zsuw (osuwisko) translacyjny	Zsuw (osuwisko) translacyjny	Zsuw (osuwisko) translacyjny
- ruch rotacyjny (ruch obrotowy)	Zsuw (osuwisko) rotacyjny	Zsuw (osuwisko) rotacyjny	Zsuw (osuwisko) rotacyjny
Spływanie	Spływ skalny	Spływ gruzowy (spływ rumoszu)	Spływ błotny (spływ ziemny)
Spelzywanie		Spelzywanie rumoszu	Spelzywanie gruntu (ziemi)
Ruchy złożone* kombinacja dwu lub więcej typów ruchu	Złożone – zmienne		

* wg R. Dikau i in. (1996) następuje zmiana charakteru ruchu w dół stoku ale w obrębie tego samego materiału

Pozwala to na pogrupowanie ruchów masowych w kilku zasadniczych kategoriach (tab. 1), przy czym nie są one wzajemnie się wykluczające, gdyż wielokrotnie obserwuje się, że jeden typ przekształca się w inny. Dla porządku należy też zaznaczyć, że podział ten nie uwzględnia przewracania (ang. *topple*) ani **osiadania gruntu**. W tym ostatnim przypadku przemieszczenie nie musi być wywołane przez naturalne ruchy masowe, a w przypadku zniszczenia infrastruktury drogowej może być np. wynikiem błędów w praktyce geotechnicznej

(projektowych lub wykonawczych) lub podziemnej działalności górniczej.

Ze względu na skrótową formę niniejszego opracowania przy wyjaśnianiu poszczególnych terminów zastosowano pewną generalizację, starając się jednak oddać istotę poszczególnych ruchów masowych (rys. 1).



Rys. 1. Typy ruchów masowych (wg Plummera i in. 2007, zmodyfikowane); A - obryw, B - sptyw, C: osuwanie: C1 - zsuw translacyjny, C2 - zsuw rotacyjny

Przez **obrywanie** rozumie się oderwanie się skały lub gruntu i przemieszczenie w wyniku spadku swobodnego, przy czym spadające fragmenty mogą się odbijać i uderzać w siebie na nawzajem zanim osiągną stadium spoczynku. **Splywanie** odnosi się do ruchu ciągłego, w którym przemieszczający się materiał porusza się w dół jak ciecz lepka, a poszczególne fragmenty lub cząstki nie zachowują swojego pierwotnego uporządkowania. **Osuwanie** następuje wtedy, gdy przemieszczający się materiał, zachowując przynajmniej częściowo swoje pierwotne uporządkowanie i spójność, pozostaje w kontakcie z podłożem, po którym się przesuwa w dół wzdłuż jednej lub kilku powierzchni.

Prędkość poszczególnych rodzajów ruchu zmienia się w bardzo szerokim zakresie. Ruch może być tak powolny, że prawie niezauważalny – jest to zwykle pełznięcie – ale może też osiągać bardzo duże prędkości rzędu kilku km/godz. w przypadku spływów gruzowych, a nawet wyższe przy spadku swobodnym (obrywy).

Przedstawiony w tablicy 1 podział ruchów masowych uwzględnia również rodzaj materiału biorącego udział w przemieszczaniu w dół, przy czym istotne jest czy w chwili rozpoczęcia ruchu przemieszczaniu poddana została skała lita czy też utwory luźne. W tej ostatniej kategorii mieszczą się zarówno duże klasty (bloki, głazy, rumosz) jak i drobne okruchy i ziarna. Można spostrzec, że same nazwy nawiązują do dominującego typu materiału. I tak spływy gruzowe wskazują na przewagę głazów i rumoszu, w spływach ziemnych dominuje materiał drobnodziarnisty (piaski, pyły i ropy), natomiast spływy błotne, jak sugeruje nazwa, mają wysoką zawartość wody, ropy i pyłu.

Te podstawowe charakterystyki ruchów masowych (rodzaj materiału, typ i prędkość ruchu) pozwalają zauważyć, że ich występowanie w warunkach naturalnych uzależnione jest od budowy geologicznej danego obszaru oraz rzeźby terenu i warunków klimatycznych. Dlatego obrywów skalnych można spodziewać się tam, gdzie występują odsłonięte, strome skały (zwykle przy nachyleniu ponad 50°), spływów gruzowych tam gdzie jest nagromadzone są produkty wietrzenia skał (rumosz) a nachylenie stoków jest duże, pozostałe zaś typy mogą wystąpić praktycznie na każdym nachylnym stoku powyżej 3°.

Na ten generalny obraz typowych ruchów masowych nakłada się jeszcze bardziej szczegółowa klasyfikacja dotycząca osuwania *sensu stricto*, czyli przemieszczeń po wyraźnie określonych powierzchniach poślizgu (powierzchniach ścienia). Taki szczegółowy podział wyprac-

wany został przede wszystkim w polskich Karpatach, gdzie przynajmniej w strefie gór średnich dominują zsuwy (osunięcia) translacyjne i rotacyjne. Tu należy po raz kolejny przypomnieć, że te ostatnie wielokrotnie są nazywane po prostu osuwiskami (Wysokiński 2006), a niekiedy zerwami (Kleczkowski, 1995; Klimaszewski, 1978). Jako dodatkowe kryterium stosuje się porównanie kierunku przemieszczenia do ułożenia warstw podłoża. Pozwala to na wydzielenie osuwisk konsekwentnych, obsekwentnych, subsekwentnych oraz asekwentnych i insekwentnych. Pierwsza kategoria obejmuje formy powstałe w wyniku przemieszczeń po płaskiej powierzchni poślizgu i z tego względu tego typu przemieszczenia są nazywane zsuwami. Pozostałe typy związane są z przemieszczeniami po powierzchni cylindrycznej lub płaskiej. Chociaż Kleczkowski (1955) i Bober (1984) stosują do nich określenie osuwiska w węższym znaczeniu, to w późniejszej literaturze pod pojęciem osuwisko kryje się przemieszczenie z rotacją.

Osuwiskami *konsekwentnymi* są osuwiska powstałe w wyniku przemieszczenia materiału po istniejącej w gruncie powierzchni osłabienia zorientowanej prawie równoległe do powierzchni stoku, a wzdłuż powierzchni uwarstwienia, uławicenia, na granicy zwierzelińska-skała, wzdłuż szczelin i spękań. Osuwisko *asekwentne* powstaje w wyniku ruchu z obrotem w jednorodnych i niezaburzonych utworach (np. iłach, glinach, lessach, piaskach). Osuwisko *insekwentne* jest osuwiskiem powstałym skośnie do przebiegu powierzchni warstwowania, uławicenia itp. W obrębie tego typu dokonano dalszego podziału na osuwiska obsekwentne i subsekwentne. Osuwisko *obsekwentne* powstaje w wyniku przemieszczenia materiału w poprzek czołowych powierzchni ławic w kierunku przeciwnym do kierunku ich zapadania. Osuwisko *subsekwentne* jest wynikiem przemieszczenia w kierunku zgodnym biegu ławic. Zagadnienia klasyfikacji osuwisk starano się ujednoczyć, przygotowując Instrukcję służącą do inwentaryzacji i opracowania ruchów masowych w skali Polski (Grabowski i in. 2008).

4. Osuwisko i jego elementy

Działanie ruchów masowych prowadzi do utworzenia się specyficznych form morfologicznych. W wyniku obrywania, zdefragmentowany

materiał gromadzi się u stóp zbocza, tworząc stożek lub hałdę usypiskową (usypisko, piarg). W wyniku spływu gruzowego również tworzą się stożki, a wzdłuż drogi, którą spływ gruzowy przebył powstają wały, znane jako *levee*. Efektem spływów ziemnych i błotnych są zwykle wały i loby. Natomiast zsuwanie prowadzi do powstania osuwisk, co wyraża się bardzo często specyficznym, schodkowym kształtem zbocza.

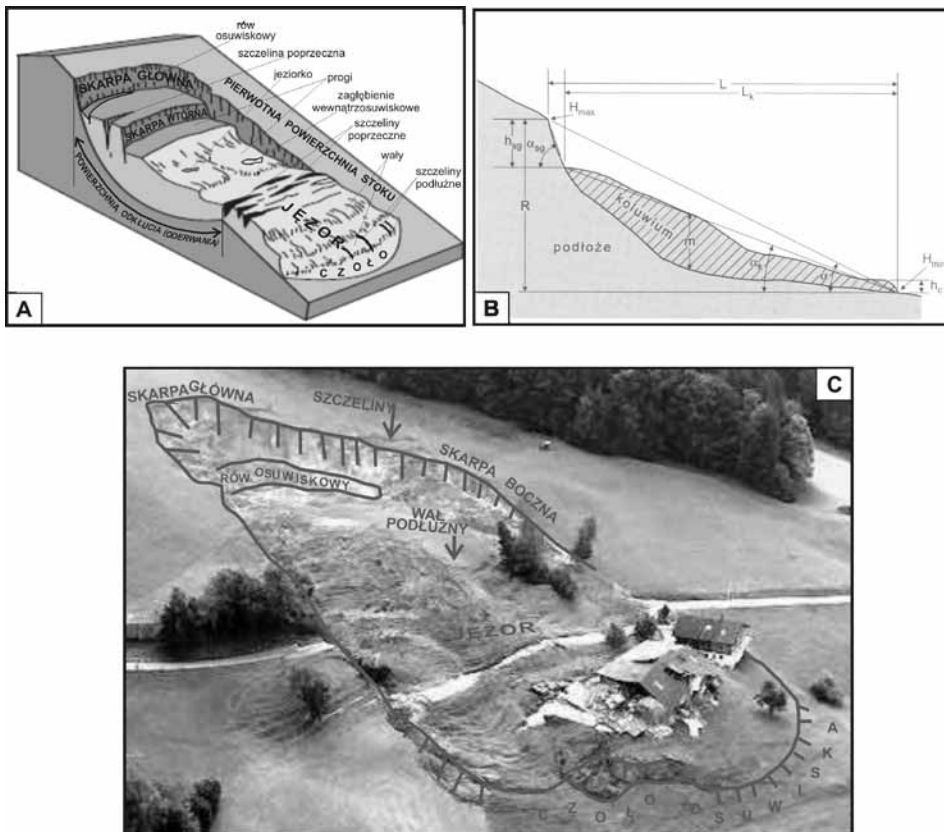
Niezależnie od wyróżnionego typu ruchu masowego, to we wszystkich formach utworzonych przez te ruchy, wyróżnić można obszar oderwania, drogę i obszar akumulacji. W odniesieniu do obszaru oderwania bywa też używana nazwa obszar niszczenia, natomiast w stosunku do obszaru akumulacji – obszar złożenia. Nie we wszystkich formach poszczególne obszary są równie wyraźnie rozwinięte lub widoczne. Przemieszczany w dół stoku materiał (skalny i grunty) określany jest jako *koluwium*.

Poszczególne elementy geometryczne i ich wzajemne położenie pokazywane są zwykle na przykładzie osuwiska, powstałego w wyniku zsuwania (rys. 2). Rysunek ten pochodzący z pracy Varnesa (1978), zamieszczany jest w wielu opracowaniach i podręcznikach.

Podobnie jak w przypadku pojęcia *osuwisko*, tak i w przypadku określania jego elementów geometrycznych nie udało się uniknąć niejednoznaczności terminologicznych. O ile *jęzor* osuwiska i jego *czoło* nie są raczej kontrowersyjne, to niejasności pojawiają się przy pojęciach *nisza* i *skarpa*. W kolokwialnym użyciu, słowa *skarpa główna* i *nisza* są często traktowane jako synonimy, co wynika najprawdopodobniej ze sposobu definiowania elementów nie tylko osuwiska, ale i stoku, na którym takie osuwisko powstaje. Być może jest to też skutek niezręczności w tłumaczeniu tych nazw z języków obcych. Przez *niszę* rozumie się zwykle amfiteatralne, nieckowate zagłębienie powstałe w wyniku oderwania i osunięcia się mas skalnych. Przy takim określeniu *nisza* rozumiana jest przez jednych jako *skarpa główna* a przez innych jako obszar skarpy głównej i górny fragment koluwiów. Ze względu na powstającą niejednoznaczność tego pojęcia sugeruje się ograniczenie używania pojęcia *niszy* do niezbędnego minimum.

Stroma ściana rozpoczynająca się na skraju górnej nienaruszonej powierzchni stoku w miejscu odsłonięcia części powierzchni oderwania (odkłucia) stanowi tzw. *główną skarpe osuwiskową* (rys. 2). W przypadku sukcesywnych przemieszczeń w obrębie tego samego

osuwiska, powstają kolejne skarpy tzw. wtórne, również o stromych ścianach. Ich obecność sprawia, że osuwisko ma specyficzny „schodkowy” układ, dzięki któremu jest łatwo rozpoznawalne w terenie.



Rys. 2. Osuwisko i jego elementy

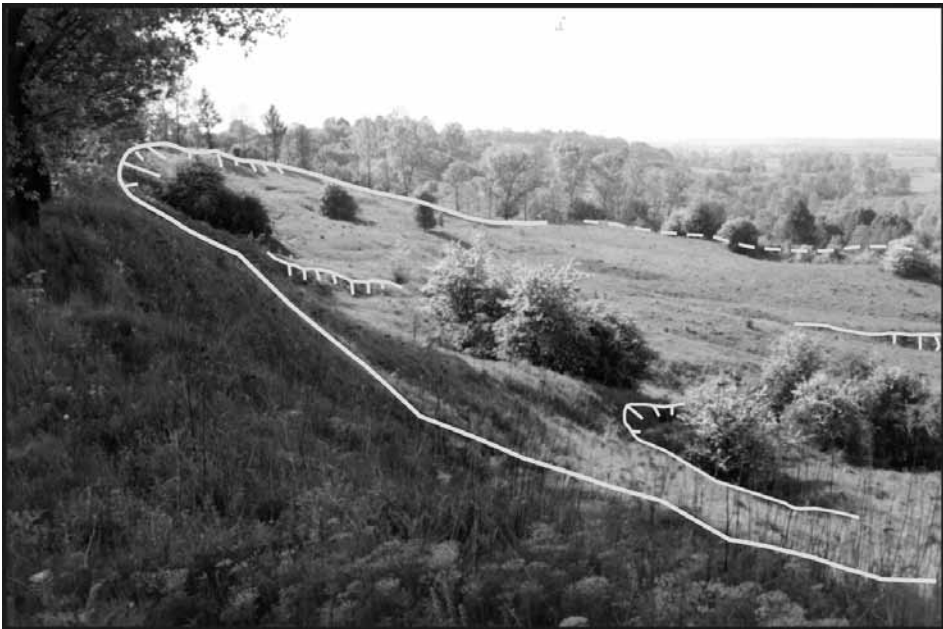
- A** – osuwisko powstałe w wyniku osuwania (wg Varnesa 1978, częściowo zmodyfikowane),
- B** – profil osuwiska: h_{sg} – maksymalna wysokość skarpy głównej, h_c – maksymalna wysokość czoła osuwiska, α_{sg} – nachylenie skarpy głównej, α – średnie nachylenie osuwiska określone wzdłuż jego osi, L – długość maksymalna osuwiska, L_k – maksymalna długość powierzchni koluwiów, m – maksymalna miąższość koluwiów, H_{max} – wysokość bezwzględna (w m n.p.m.) najwyższej położonego punktu w obrębie osuwiska, H_{min} – wysokość bezwzględna (w m n.p.m.) najniższej położonego punktu w obrębie osuwiska, R – rozpiętość pionowa,
- C** – osuwisko w Entlebuch w Szwajcarii (www.all-about-switzerland.info) – wyraźne elementy morfologii

Nie wydaje się, że zastosowany przez M. Granicznego i W. Mizerskiego (2007) termin *krawędź główna* mógłby stanowić satysfakcjonującą alternatywę dla pojęcia *główna skarpa osuwiskowa*, gdyż w zamian prowadzi do innych dwuznaczności. W instrukcji stabilizacji

skarp Wysokińskiego (2006) w odniesieniu do omawianego elementu stosowany jest termin *główny próg osuwiska*, natomiast *główna krawędź* odnosi się do całej *skarpy* utożsamianej ze stokiem czy zboczem i jest to linia przecięcia korony i skłonu, czyli pojęcie określające miejsce górnego załamania, tam gdzie prawie horyzontalna część gwałtownie zmienia nachylenie.

5. Rozpoznawanie osuwisk i potencjalne zagrożenia

Przedstawione tu elementy osuwiska są stosunkowo łatwe do zidentyfikowania w przypadku, gdy osuwisko jest młode i małe oraz ma wyraźne odcinające się detale morfologiczne. Znacznie trudniej jest tego dokonać, gdy formy ulegną zatarciu (rys. 3). To jest zwykle najczęstszą przyczyną nie dokładnego rozpoznania osuwisk w terenie, a następnie **nie naniesienia** ich na mapę. Dokładna inwentaryzacja osuwisk jest pierwszym krokiem do wyznaczenia obszarów potencjalnego zagrożenia dla infrastruktury.



Rys. 3. Osuwisko w dolinie Raby w Moszczenicy – elementy morfologii niewyraźne – zasięg pokazano żółtą linią. Fot. B. Bąk

Państwowy Instytut Geologiczny, będący służbą geologiczną, na mocy prawa geologicznego jest odpowiedzialny za zbieranie danych na temat aktualnego zasięgu i rozmieszczenia osuwisk oraz terenów zagrożonych. Dlatego prowadzona jest inwentaryzacja wszystkich ruchów masowych na obszarze Polski.

W Polsce jest stosunkowo mniej spektakularnych katastrof związanych z osunięciami ziemi niż w innych krajach, nie mniej jednak jest to bardzo poważne zagrożenie, jeżeli spojrzeć na nie w ujęciu regionalnym.

Na wybrzeżu Bałtyku osuwiska tworzą się przede wszystkim na klifowych odcinkach brzegu morskiego. Na obszarze pojezierzy występowanie osuwisk wiąże się z obecnością w podłożu ilów warwowych i glin zwałowych w obszarze rzeźby młodoglacjalnej. W Polsce centralnej osuwiska występują w dolinach dużych rzek. W przypadku doliny Wisły predysponowane są obszary zbudowane z glin zwałowych i ilów warwowych, a w dolinie Noteci i Warty – z ilów miocenkich, pliocenkich i warwowych pokrytych glinami zwałowymi. Ze względu na erozję rzeczna osuwiska mogą powstawać w wielu różnych miejscach, choć oczywiście biorąc pod uwagę wielkość i głębokość wcięcia dolin poszczególnych cieków są one zróżnicowane. W obszarze zapadliska przedkarpackiego osuwiska występują zwykle na stromych skarpach wzdłuż dolin rzecznych w miejscach kontaktu utworów czwartorzędowych z ilami neogennymi.

Na tym tle Karpaty fliszowe wyróżniają się w szczególności sposobem. Na stosunkowo niewielkim obszarze tych gór (zaledwie 6% powierzchni kraju), osuwiska i inne formy powierzchniowych ruchów masowych zajmują nawet 30-40% powierzchni terenu (Bober 1984, Wójcik 1997). Sprzyja temu budowa geologiczna, w tym utwory fliszowe – naprzemianległe warstwy wodoprzepuszczalnych piaskowców i słabo przepuszczalnych łupków, ilowców i margli, a także ułożenie skał, spękania i uskoki. Dodatkowym czynnikiem jest też energia rzeźby, związana z dużymi wysokościami względnymi i nachyleniem stoków. To sprawia, że w Karpatach osuwiska mogą zajmować bardzo różne położenie w stosunku do innych form morfologicznych. Mogą więc obejmować całe stoki naturalne lub też tylko ich część (osuwiska zboczowe i dolinne) jak też mogą występować w lejach źródłowych potoków. To sprawia, że bardzo często zabudowa i towarzysząca jej infrastruktura wkraczają na tereny osuwiskowe.

Dotychczas wykonane mapy geologiczne oraz rejestracje osuwisk w Karpatach pozwoliły na oszacowanie liczby osuwisk na 15 000-22 000 (Poprawa, Rączkowski, 2003; Rybicki i in., 2004). Na podstawie rejestracji osuwisk rozpoczętej w ramach projektu SOPO już po pierwszym roku prac można wnosić, że jest ich znacznie więcej. Są to osuwiska o różnej wielkości i różnym stopniu aktywności. W przeważającej części rozwijają się one na stokach o nachyleniu 6-14°, co sugeruje ich związek z litologią skał podłoża. Podstawowym elementem wpływającym na rozmieszczenie osuwisk jest tektonika. W okolicach Wieliczki duże osuwiska związane są z nasunięciem Karpat na zapadlisko przedkarpackie. Drugim takim obszarem jest strefa nasunięcia magurskiego.

Oddziaływanie ruchów grawitacyjnych polega na generowaniu nowych i odmładzaniu dawnych osuwisk. Nie jest jednak ograniczone jedynie do stref, gdzie aktualnie występują osuwiska. Często zdarza się, że ruch jest na tyle intensywny, iż przemieszczony materiał wykracza poza podstawę stoku, na którym ruch został wygenerowany i nasuwa się na wypłaszczenie przy dolnym załomie stoku. Niejednokrotnie nawet nasuwa się głęboko w dna dolin rzecznych. Nowe osuwiska mogą powstać w innych lokalizacjach, zwłaszcza tam gdzie istnieją sprzyjające warunki środowiskowe.

Z poszczególnymi typami ruchów masowych i ich intensywnością wiąże się bezpośrednio wielkość zniszczeń. Istnieje wiele przykładów niszczenia infrastruktury komunikacyjnej przez ruchy masowe. Do typowego oddziaływania ruchów masowych można zaliczyć sytuację, gdy:

- Infrastruktura sama nie wkracza na stoki, na których występują osuwiska, ale znajduje się w strefie „wybiegu” ruchu masowego tj. w terenie, na który może nasunąć się jezioro lub w której zatrzyma się spływ. Nawet jeżeli nie dojdzie do przerwania pasa drogowego, to może on zostać przynajmniej zasypany materiałem koluwalnym.
- Infrastruktura jest posadowiona na koluwiach i ulega nagłemu lub powolnemu niszczeniu, gdy osuwisko ulega przemieszczeniu; klasycznym przykładem z polskich Karpat jest lokalizacja drogi krajowej na stokach góry Just (nad Jeziorem Rożnowskim) czy stosunkowo niedawne osuwisko na drodze miejskiej w Falkowej, dzielnicy Nowego Sącza.

- Infrastruktura była zbudowana na względnie stabilnym stoku, ale na skutek retrogresji *skarpy głównej osuwiska (progu osuwisk)* znajdzie się w strefie niestabilności.



Rys. 4. Aktywizacja osuwiska przy obwodnicy E-40 koło Bochni. Wkop drogi przecina teren naturalnie podatny na osuwanie. Fot. B. Bąk



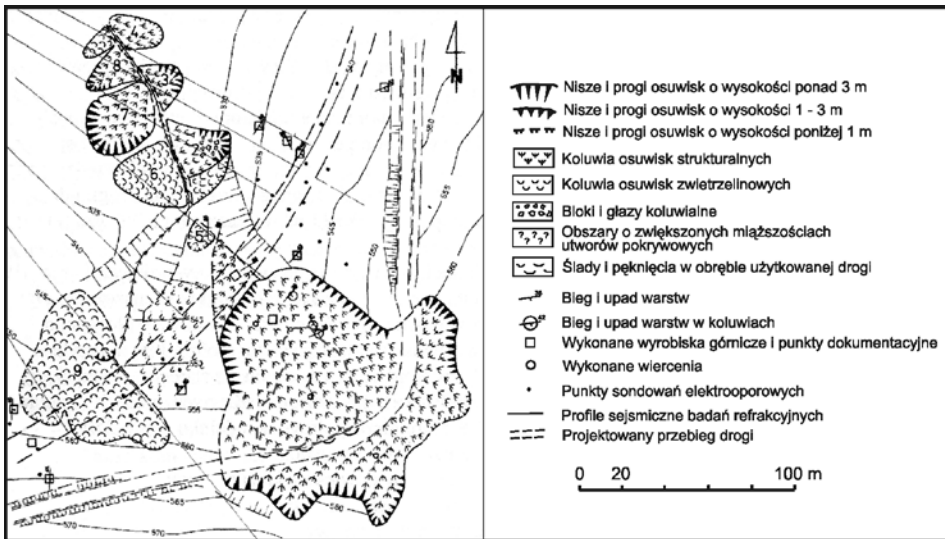
Rys. 5. Osunięcie (osuwisko?) we wcięciu drogi dojazdowej do autostrady A4 w rejonie ul. Bogucickiej w Krakowie w terenie bez naturalnych osuwisk (stan 20.04.2009). Fot. T. Mrozek

Dlatego bardzo ważne jest dobre rozpoznanie osuwisk, precyzyjne wyznaczenie granic poszczególnych form oraz inwentaryzacja. W tym miejscu należy jednak podkreślić, że trzeba odróżnić naturalne oddziaływanie ruchów masowych (osuwisk) na infrastrukturę od tych spowodowanych działalnością człowieka (rys. 4 i 5). Osunięcia w skarpach nasypów i wcięć szlaków komunikacyjnych mogą być skumulowanym efektem tych obu czynników. Również eksploatacja koluwiów może doprowadzić do uruchomienia osuwiska, czego przykładem może być droga z Muszyny do Leluchowa. Jednakże tam, gdzie szlaki komunikacyjne nie znajdują się w obszarze potencjalnych ruchów masowych, niestabilność skarp nasypów i wcięć wynika raczej z błędów w sztuce geotechnicznej (projektowaniu i wykonawstwie). Dlatego każdego osiadania drogi, zaspania jej czy przerwania nie należy uznawać za wywołane ruchami masowymi, czyli osuwiskami w tzw. szerszym (kolokwialnym) znaczeniu.

6. Uwagi końcowe

Niedokładne rozpoznanie zasięgu osuwisk często prowadzi do zignorowania potencjalnego niebezpieczeństwa. Przykładem może być niedostateczne rozpoznanie występowania osuwisk przy projektowaniu trasy drogi ekspresowej Żywiec-Zwardoń w miejscowości Szare (rys. 6). Dopiero po szczegółowym kartowaniu geologicznym, wykonanym przez PIG, wprowadzono zmiany do projektu inżynierskiego (zmiana nasypu na wiadukt). Innym przykładem mogą być niezadowolające wyniki stabilizacji osuwisk zgłaszanych przez samorządy i zarządy dróg. Z geologicznego punktu widzenia najważniejszymi kwestiami, które powinno się uwzględnić przed przystąpieniem do projektu stabilizacji jest wyznaczenie: skarpy głównej, zasięgu osuwiska, przebiegu powierzchni poślizgu. Brak tych informacji spowodował, że zabezpieczenia osuwisk, np. w rejonie Wieliczki i wzdłuż wschodniego obrzeżenia Jeziora Rożnowskiego okazały się nieskuteczne. Droga na osuwisku w Sierczy (koło klasztoru w Wieliczce) była dwukrotnie zabezpieczana, a mimo to ulegała nadal degradacji. Dopiero ostatnie rozpoznanie, wskazujące na większy zasięg osuwiska i głębiej przebiegającą powierzchnię poślizgu pozwoliły wypracować rozwiązanie, dające satysfakcjonującą stabilizację.

Znane jest też zjawisko odmładzania osuwisk, a to oznacza ponowne uaktywnienie ruchów w tym samym lub blisko sąsiadującym rejonie. Stąd wywodzi się potrzeba sporządzania map zagrożeń ruchami masowymi, na którą zwracano uwagę już w latach 80-tych XX wieku (Brabb 1984). W wielu krajach, m.in. w Wielkiej Brytanii sporządza się mapy ryzyka, gdzie poza strefami zagrożenia wskazuje się lokalizację dróg jako elementów ekspozowanych na to zagrożenie. Prowadzi się też ocenę ryzyka, która obejmuje nie tylko szacowanie strat powstałych w efekcie samych zniszczeń substancji drogowej, ale także tzw. kosztów pośrednich wynikających z konieczności objazdów i zaburzeń w funkcjonowaniu ekonomicznym danego rejonu. Zezere i in. (2007) podaje, że koszty pośrednie wynikające z zamknięcia na 6 miesięcy autostrady A9 koło Lizbony, zniszczonej przez osuwisko, są nawet 23-24 większe niż koszty bezpośrednie. W Polsce pod tym względem pozostaje jeszcze wiele do zrobienia.



Ryc. 6. Rozmieszczenie osuwisk na trasie projektowanej drogi ekspresowej Żywiec-Zwardoń w miejscowości Szare (Beskid Śląski) według A. Wójcika. Kolorową przerywaną linią zaznaczono pierwotnie rozpoznany zasięg osuwiska

Literatura

1. Banach M., 1977, *Rozwój osuwisk na prawym zboczach doliny Wisły między Dobrzyniem a Włocławkiem*, Prace Geograficzne, nr 124, s. 101.
2. Bober L., 1984, *Rejony osuwiskowe w polskich Karpatach fli-szowych i ich związek z budową geologiczną* Biuletyn Instytutu Geologicznego, 340, Z badań geologicznych w Karpatach, t. XXIII, 115-153.
3. Brabb E.E., 1984, *Innovative approaches to landslide hazard and risk mapping*, Proceedings of the IV International Symposium on Landslides, Toronto, 1, 307-323.
4. Chudziński B., 1929, *Obsuwiska itp. zjawiska w dolinie środkowej i dolnej Warty*, Badania Geogr. nad polską Północno-Zachodnią, z. 4-5.
5. Carrara A., Guzzetti F., Cardinali M., Reichenbach P., 1999, *Landslide hazard evaluation: a review of current techniques and their application in a multi-scaled*, Central Italy, Geomorphology, 31 (1-4), 181-216.
6. Cornforth D.H., 2005, *Landslides in Practice: Investigation, Analysis and Remedial/Preventive Options in Soils*, Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, s. 596.
7. Cruden D.M., Varnes D.J., 1996, *Landslides Types and Processes*, [w:] Turner A.K., Schuster R. (eds.), *Landslides: Investigations and Mitigation*, Transportation Research Board, NRC Washington D.C., Special Report 247, 36-75.
8. Furtak K., Sala A., 2005, *Stabilizacja osuwisk komunikacyjnych metodami konstrukcyjnymi*, Geoinżynieria, drogi, mosty, tunele, 3 (6), 12-22.
9. Gelinek K., 1929, *Osuwiska nad Wisłą. Przyczynek do fizjografii wysokich brzegów nadwiślańskich* [w:] Pamiętnik II zjazdu geografów i Etnografów Słowiańskich w Polsce w 1927 roku. T.1., Kraków.
10. Grabowski D. Marciniec P., Mrozek T., Nescieruk P., Rączkowski W., Wójcik A., Zimnal Z., 2008, *Instrukcja opracowania Mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi.*, PIG Warszawa, s. 92.

11. Graniczny M., Mizerski W., 2007, *Katastrofy przyrodnicze*, PWN, Warszawa, s. 198.
12. Grubecki J., Sysak J., 1960. *Geologia inżynierska*, Arkady, Warszawa.
13. Kleczkowski A., 1955, *Osuwiska i zjawiska pokrewne*, Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa, s. 94.
14. Kowalski W.C., 1988, *Geologia inżynierska*, Wydawnictwa Geologiczne, s. 550.
15. Margielewski W., 2004, *Typy przemieszczeń grawitacyjnych mas skalnych w obrębie form osuwiskowych polskich Karpat fliszowych*, *Przegląd Geologiczny*, 52 (7), 603-614.
16. Nemčok A., Pašek J., Rybář J., 1972, *Classification of landslides and other mass movements*. *Rock Mechanics*, 4 (2), 71-78.
17. Piątkowski R., Czarnota-Bojarski R., 1964, *Mechanika gruntów*, Warszawa.
18. Plummer C.C., Carlson D.H., McGearry D., 2007, *Physical Geology*, McGraw Hill, New York, 222-246.
19. Poprawa D., Rączkowski W., 2003, *Osuwiska Karpat*, *Przegląd Geologiczny*, 51 (8),
20. Rybicki S., Rączkowski W., Wójcik A., 2004, *Zjawiska osuwiskowe w Karpatach zagrożeniem dla budownictwa komunikacyjnego*, [w:] *Budownictwo tunelowe w Karpatach i jego ekologiczne uwarunkowania*, Seminarium naukowo-techniczne, Krynica 7-8 czerwca 2004, Uczelniane wydawnictwa Naukowo-Dydaktyczne AGH, 27-36.
21. Shroder J. F. Jr., Cvercková L., Mulhern K. L., 2005, *Slope failure analysis and classification: Review of a century of effort*, *Physical Geography*, v. 26, no. 3, 163-247
22. Varnes D.J., 1978, *Slope movement types and processes*, [in:] Schuster R., Krizek R. (eds.) *Landslides – Analysis and control*, *Transportation Research Board*, NRC Washington, D.C., Special Report 176, 12-33.
23. Wójcik A., 1997, *Osuwiska w dorzeczu Koszarawy – strukturalne i geomorfologiczne ich uwarunkowania*. *Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego*, 376, 5-42.

24. Wysokiński L., 2006, *Ocena stateczności skarp i zboczy*, Instrukcje, Wytyczne, Poradniki, nr 24/2006, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa.
25. Zêzere J.L., Oliveira S.C., Garcia R.A.C., Reis E., 2007, *Landslide risk analysis in the area North of Lisbon (Portugal): evaluation of direct and indirect costs resulting from a motorway disruption by slope movements*, Landslides, 4, 123-136.
26. Zuber R., Blauth J., 1907, *Katastrofa w Duszatynie*, Czasopismo Techniczne, 25, 218-221.

LANDSLIDES AND THEIR ELEMENTS AS POTENTIAL THREATS TO TRANSPORTATION INFRASTRUCTURE – SOMETHING WE ALL KNOW ABOUT

Summary

Mass movements belong to very devastating natural hazards. Although number of casualties in Poland is not high, the damaging effects to transportation network are much more appealing. The paper reviews the basic concepts of mass movement processes and a common understanding of landslides. A difference between naturally and man-triggered landslides is indicated. The need for reliable identification of landslides and adequate mapping is believed to be a key issue in hazard mitigation.

Key words: mass movement, landslide, Carpathian Mountains, road infrastructure

ERDRUTSCHE UND IHRE ELEMENTE ALS DIE EFÄHRDUNDEN FÜR DIE VERKEHRSINFRASTRUKTUR – ALSO ETWAS WORÜBER WISSEN ALLE

Zusammenfassung

Die Oberflächenmassenbewegungen gehören den allgemeinen geodynamischen Gefährdungen und haben die Merkmale der Naturkatastrophen. Polen ist ein Land, wo die Erdabrutschen die geringe Opferanzahl nach sich gezogen haben, hingegen die Zerstörungen der Infrastruktur, besonders Weeginfrastruktur, unge-

wöhnlich sind. Der Aufsatz stellt die kurze Übersicht von Konzeptionen bezüglich der Massenerdbewegungen dar und bespricht das allgemeine Begreifen des Begriffs „der Erdrutsch“. Es wird die Bedeutung der richtigen Erkennung von Erdrutschen und der glaubwürdigen Anfertigung von Karten als eines notwendigen Schrittes in den Gefährdungsabgrenzung unterstrichen.

Schlüsselwörter: die Massenerdbewegungen, der Erdrutsch, die Hauptböschung, Karpaten, die Straßeninfrastruktur

Lesław Zabuski¹

STABILIZOWANIE NASYPÓW DROGOWYCH

Streszczenie

W artykule przedstawiono mechanizm działania geosiatki komórkowej przy wzmacnianiu podłoża, tj. zwiększaniu jego nośności i zmniejszaniu odkształcalności. Omówiono metody stabilizowania nasypów drogowych przy zastosowaniu geosiatki. Analizowano przykład wzmocnienia geosiatką nasypu istniejącego, na którym wystąpiło osuwisko oraz przypadki nasypów projektowanych na słabym i na nośnym (mocnym) podłożu. Wykazano pozytywny wpływ zastosowania wzmocnienia w postaci warstwy geosiatki na stateczność nasypów.

Słowa kluczowe: *nasyp drogowy, geosiatka komórkowa, osuwisko, stabilizowanie*

1. Wprowadzenie

Podróżując po Polsce, zwłaszcza w rejonach górzystych, spotyka się często nasypy drogowe, na których mniej lub bardziej wyraźnie zaznaczają się ślady osunięć. Objawia się to ugięciami nawierzchni, szczelinami w asfalcie, niekiedy są to ewidentne zniszczenia szosy (fot. 1). Ślady zniszczenia mogą świadczyć o fazie inicjacji zsuwu i dlatego z reguły przystępuje się do prac mających na celu ich likwidację, co wiąże się z odbudową, wzmacnieniem, stabilizowaniem nasypu. Istnieje wiele metod stabilizowania; przede wszystkim systemy odwodnienia, a także m.in. podparcie ścianami oporowymi, gabionami, kotwienie, gwoździowanie, mikropale i pale wielkośrednicowe. W ostatnich latach coraz częściej zastosowanie znajdują geosyntetyki - różnego typu geowłókniny, geotkaniny, geosiatki płaskie i komórkowe [9], [5].

¹ dr hab. inż., Instytut Budownictwa Wodnego PAN, ul. Kościarska 7, 80-328 Gdańsk, tel. (058) 522 29 00, lechu@ibwpan.gda.pl

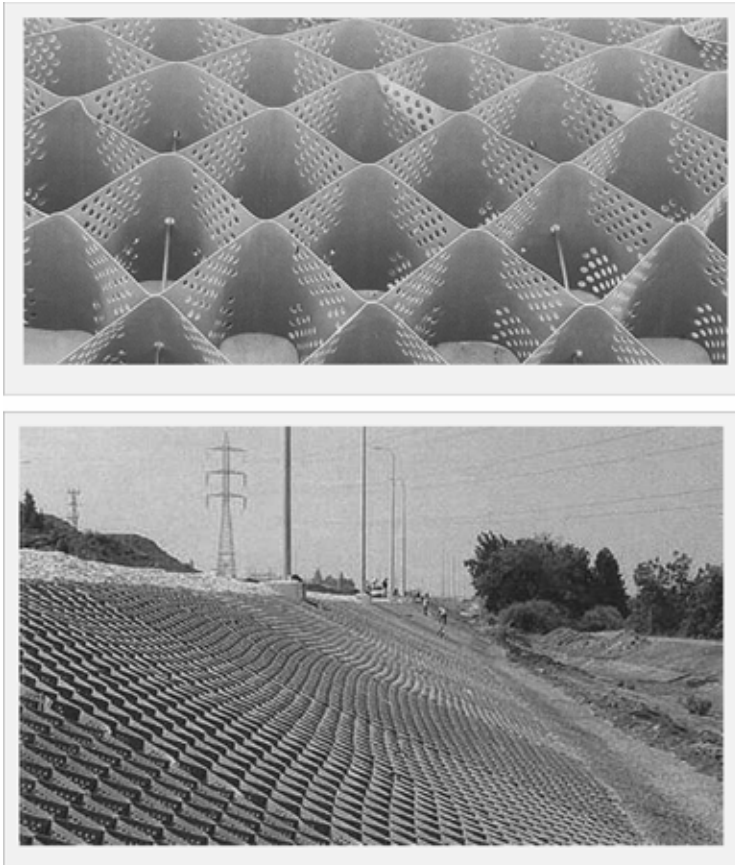


Fot. 1. Szosa zniszczona w wyniku osunięcia skarpy

Rozwój geosyntetyków spowodował pojawienie się wielu prac, opisujących wyniki badań ich zachowania się w różnych warunkach obciążenia i deformacji [1], [4], [5], [8], [9], [10], [11], [12] i [14]. Zdecydowana większość omawia produkty „płaskie”, jak np. geotkaniny, geosiatki płaskie, zaś najmniej rozpoznane jest zachowanie się geosiatki komórkowej, o strukturze przestrzennej; dotyczy to zarówno modeli teoretycznych jak i jej pracy w warunkach „rzeczywistych”. Mimo to produkt ten znajduje obecnie szerokie zastosowanie w praktyce inżynierskiej, w tym dla wzmacniania i stabilizowania nasypów drogowych.

Artykuł stanowi przyczynek do badań zachowania się geosiatki komórkowej (na przykładzie geosiatki NEOWEB, fot.2) w reakcji na obciążenie zewnętrzne. Scharakteryzowano w nim geosiatkę², omówiono sposób jej implementacji do modeli numerycznych oraz podano przykłady zastosowań dla stabilizowania nasypów drogowych. Należy zaznaczyć, iż w praktyce geosiatka komórkowa stanowi jedynie składnik kompozytu („warstwy”), złożonego z niej samej i z gruntu wypełniającego jej komórki.

² W artykule mowa o „geosiatce komórkowej”, pomimo że niekiedy używa się tutaj skrótowo terminu „geosiatka”



Fot. 2. Geosiatka komórkowa (przykład: NEOWEB+)

2. Analiza zachowania się geosiatki komórkowej

2.1. Modelowanie geosiatki

Konstrukcję stanowi geosiatka z komórkami wypełnionymi gruntem sypkim (np. piaskiem, żwirem, pospółką). Taśmy geosiatki mogą być pełne lub perforowane. W tym drugim przypadku otwory ułatwiają filtrację wody oraz ukorzenianie się trawy. Po wypełnieniu komórek powstaje „kompozyt”, którego właściwości stanowią wypadkową właściwości geosiatki i gruntu. W modelowaniu kompozytu można stosować dwa podejścia. Podejście analityczne polega na oddzielnym charakteryzowaniu obydwu składników i następnie „łączeniu” ich

w całość. Podejście holistyczne (syntetyczne) polega na opisie zachowania się kompozytu jako całości, bez wnikania w sposób pracy jego składników. To drugie podejście zastosowano w badaniach omawianych poniżej, charakteryzując właściwości deformacyjne geosiatki wypełnionej gruntem, poddanej obciążeniom w warunkach terenowych.

Badania wykonano na gruntowej drodze leśnej. Ich celem było sprawdzenie, czy i w jakim stopniu geosiatka komórkowa zastosowana do wzmocnienia drogi wpływa na osiadanie i nośność podłoża. Obciążanie wywierano poprzez stalową płytą kołową o średnicy 30 cm, w dwóch wariantach, tj. bez geosiatki i z geosiatką o wysokości komórek 10 cm. Dzięki tej procedurze można było porównywać osiadania i ocenić zachowanie się podłoża wzmocnionego geosiatką w stosunku do oryginalnego.

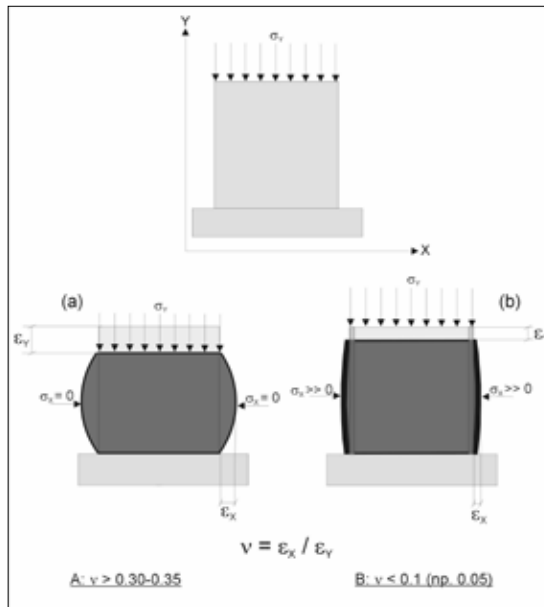
Symulacja powyższych badań jest możliwa poprzez modelowanie numeryczne. Wyniki badań terenowych pozwalają na weryfikację wyników modelowania, a więc na sprawdzenie ich poprawności. Dzięki symulacji numerycznej możliwe jest oszacowanie parametrów mechanicznych kompozytu. W modelu numerycznym materiały te są zamieniane na materiał ekwiwalentny, tj. taki, którego odkształcalność stanowi wypadkową odkształcalności geosiatki i wypełnienia.

Symulację wykonano programem FLAC 2D [6], opartym na metodzie różnic skończonych. W pierwszej fazie prowadzono obliczenia osiadania podłoża oryginalnego, modelowanego jako ośrodek sprężysto-plastyczny. Parametry wytrzymałości (m.in. spójność, kąt tarcia wewnętrznego) gruntów przyjęto na podstawie norm oraz zestawień w pracy Z. Wiłuna [13], natomiast parametry sprężystości określono metodą prób i błędów. Kryterium poprawności było uzyskanie osiadania płyty, identycznego jak w badaniach terenowych, tj. około 6.5 mm na obrzeżu płyty, przy maksymalnym obciążeniu równym 0.35 MPa. Obciążenie płyty zwiększano stopniami, analogicznymi do przyrostów w badaniach terenowych i obliczenia prowadzono dla obciążeń, równych 0.05, 0.15, 0.25 oraz 0.35 MPa.

W fazie drugiej, w układ ze znanymi (z etapu pierwszego) właściwościami gruntów z podłoża wprowadzano kompozyt, traktowany jako materiał sprężysty. Następnie podobnie – metodą prób i błędów, tj. zmieniając w różnych wariantach jego parametry sprężystości - doprowadzono do stanu, w którym osiadanie było identyczne jak w badaniach terenowych (tj. ok. 2.5 mm na brzegu płyty przy obciążeniu 0.35 MPa).

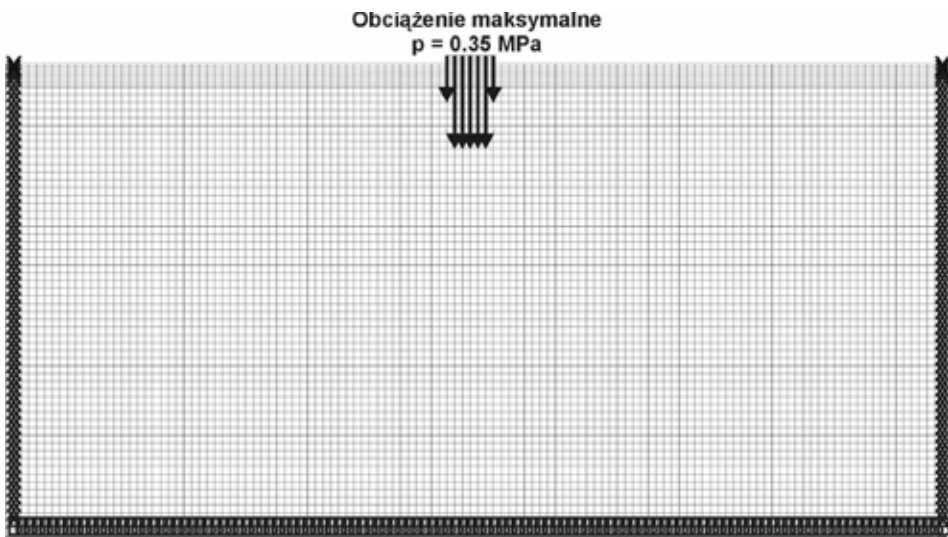
Specyfika pracy kompozytu polega na silnym ograniczaniu odkształceń bocznych, które w przypadku gruntu oryginalnego mogą powodować jego uplastycznienie i wyciskanie spod płyty obciążającej na boki (np. [2] i [13]). Kompozyt traktuje się jako ośrodek sprężysty, izotropowy, zatem jego zachowanie opisuje moduł sprężystości Younga oraz współczynnik Poissona³. Ponieważ geosiatka przeciwstawia się odkształceniom bocznym (poziomym) można przyjąć, iż wartość współczynnika Poissona jest bardzo mała (rys. 1). Zakładając, iż współczynnik Poissona $\nu = 0.05$, można było na podstawie wyników omawianej symulacji określić wartość modułu Younga, $E = 4500$ MPa. Należy zaznaczyć, iż w przypadkach praktycznych, ze względów bezpieczeństwa przyjmuje się z reguły niższą wartość modułu, zależną od ważności budowli.

Obszar obliczeniowy podzielony jest na strefy różnic skończonych (rys. 2). W środkowej części powierzchni terenu umieszczona jest płyta stalowa. Na płytę wywierane jest obciążenie równomiernie rozłożone. Układ gruntów w podłożu w przypadku bez geosiatki i z nią przedstawiono odpowiednio na rysunkach 3a i 3b. Geosiatka wprowadzona w miejsce górnej warstwy gruntu ma grubość 10 cm i szerokość 4 m.

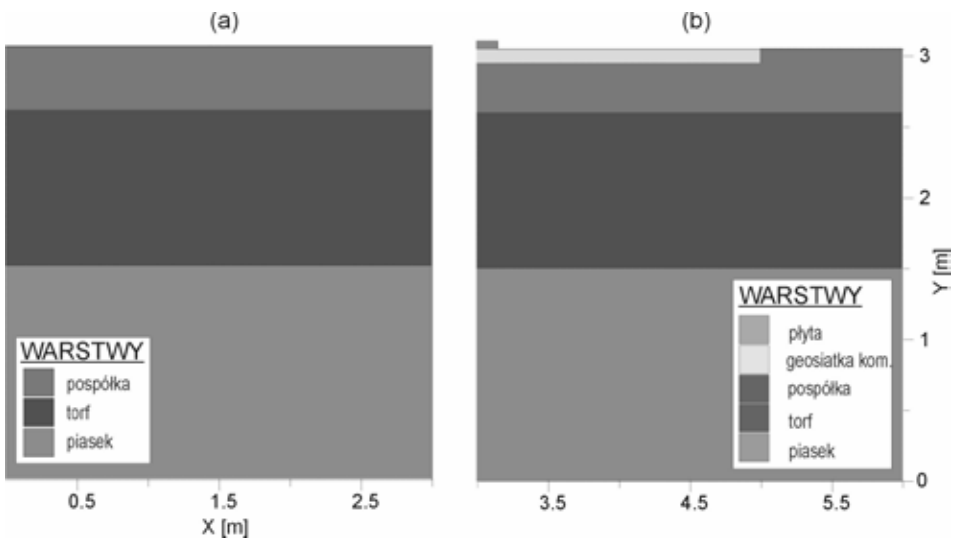


Rys. 1. Schemat działania kompozytu z geosiatką komórkową; A – grunt oryginalny, brak ograniczenia bocznego; B – ograniczenie boczne przez ścianki geosiatki komórkowej

³ Założenie izotropii kompozytu można uznać za problematyczne, jednak na podstawie tylko jednego badania nie można było oszacować jego parametrów przy założeniu anizotropii (transwersalnej izotropii)



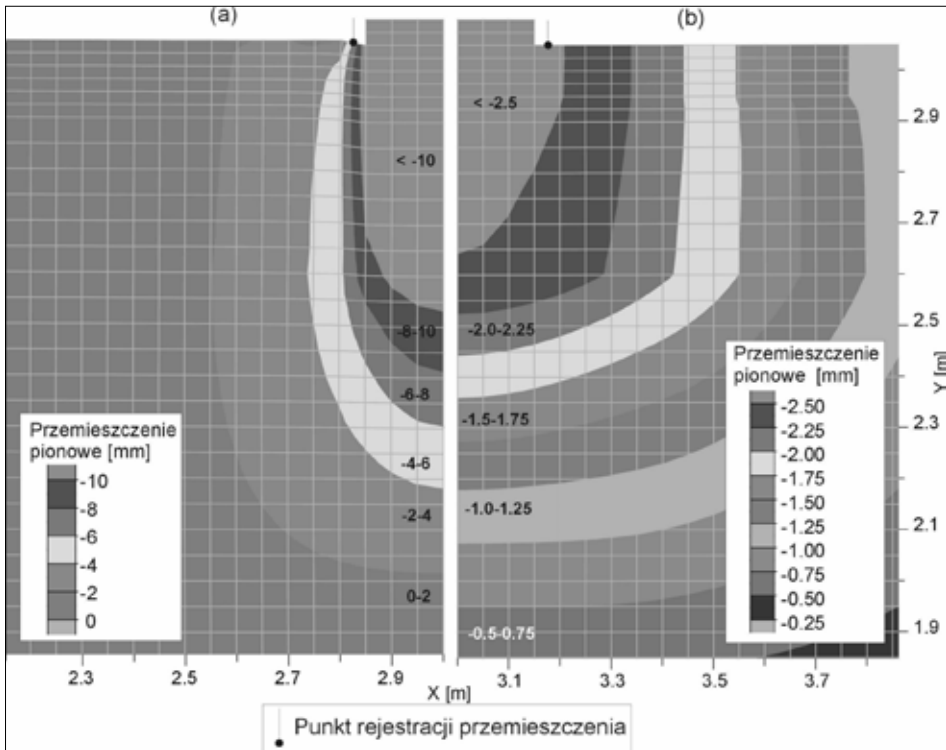
Rys. 2. Siatka różnic skończonych



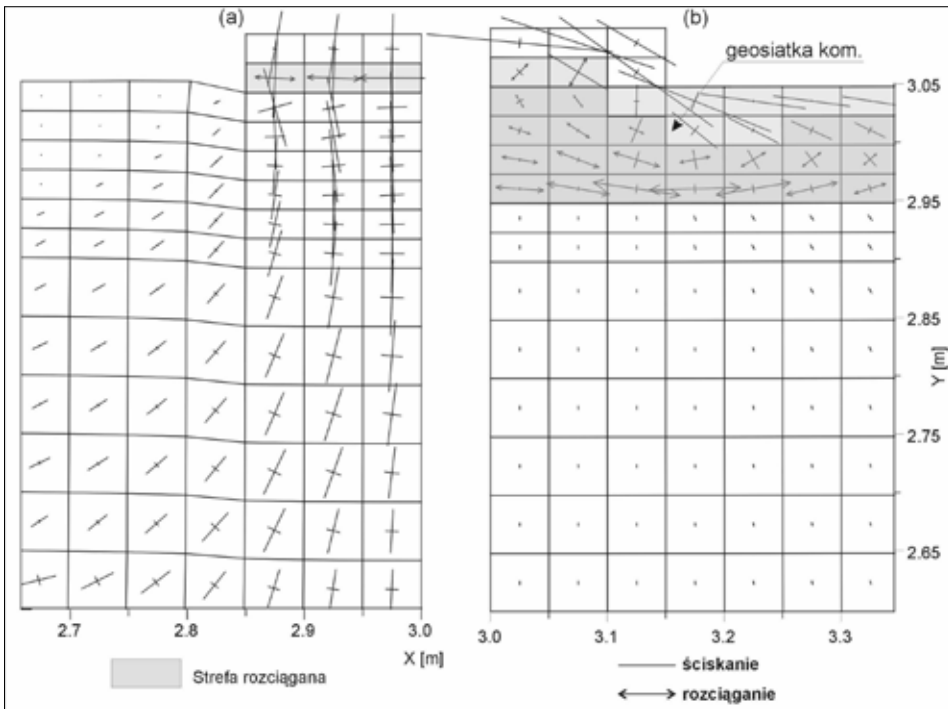
Rys. 3. Układ warstw w podłożu; (a) bez geosiatki; (b) z geosiatką (zadanie jest symetryczne względem środkowej osi pionowej, dlatego wystarczające jest pokazanie połowy obszaru)

2.2. Wyniki symulacji numerycznej

Analiza wyników symulacji i porównanie powyższych schematów daje czytelny obraz wpływu wzmocnienia podłoża geosiatką komórkową. Na kolejnych rysunkach 4, 5 i 6 przedstawiono odpowiednio pole przemieszczenia pionowego, rozkład składowych tensora naprężenia głównego i krzywe pionowej i poziomej składowej naprężenia.



**Rys. 4. Pole przemieszczenia pionowego
(a) bez geosiatki; (b) z geosiatką**

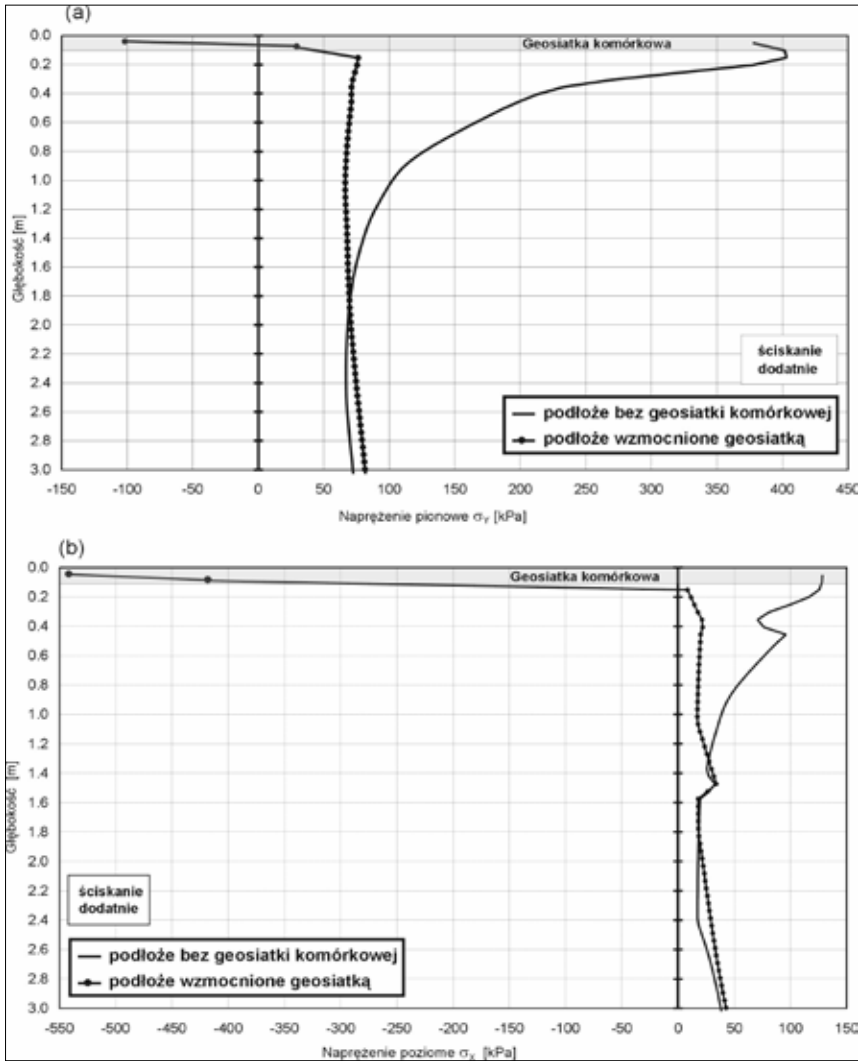


**Rys. 5. Rozkład składowych tensora naprężenia głównego
(a) bez geosiatki; (b) z geosiatką**

Jak wynika z rysunku 4, w przypadku (a) - bez geosiatki, płyta wyraźnie zagłębia się w podłoże („efekt stempla”) i osiadanie w jej bezpośrednim sąsiedztwie jest duże. Można zauważyć, iż ma ono rozkład „punktowy”, gdyż już w niewielkiej odległości od płyty niemal zanika. Jest to niekorzystne w sytuacjach rzeczywistych, gdy np. w wyniku nacisku kół pojazdu tworzą się głębokie koleiny. W przypadku (b) - z geosiatką, rozkład przemieszczenia jest znacznie bardziej równomierny, poza tym jest ono mniejsze (tutaj około 4-krotnie) niż w przypadku (a).

Rozkład składowych tensora naprężenia głównego (rys. 5) pokazuje, iż geosiatka przejmuje znaczne obciążenie, generowane jest w niej poziome naprężenie rozciągające, zaś poniżej tej warstwy naprężenie pionowe ulega znacznej redukcji. Jest to wyraźniej widoczne na rysunku 6. Porównanie krzywych naprężenia pionowego i poziomego dla przypadków bez/z geosiatką pokazuje znaczne różnice i korzystne (tutaj około 5-krotnie) obniżenie wielkości obydwu składowych stanu naprężenia pod geosiatką.

Analiza wykazała zalety geosiatki komórkowej w przypadku wzmocnienia podłoża. Zakres jej zastosowań może być różnorodny; między innymi stosuje się ją do wzmocnienia i stabilizowania nasypów drogowych. W kolejnych rozdziałach omówiono przykład stabilizowania nasypu drogowego istniejącego, na którym wystąpiło osuwisko, oraz przypadki wzmocnienia nasypów projektowanych, fundowanych na słabym oraz na mocnym (nośnym) podłożu.



Rys. 6. Krzywe składowych naprężenia; (a) składowa pionowa; (b) składowa pozioma

3. Analiza zachowania się nasypów drogowych

3.1. Stabilizowanie nasypu istniejącego

W nawierzchni drogi biegnącej na nasypie widoczne są szczeliny oraz ugięcia (fot.3a). Jest to spowodowane osuwaniem się skarp nasypu i grozi całkowitym zniszczeniem drogi, choć dotychczasowe uszkodzenia nie są rozległe (fot.3b). Nasyp nie jest deformowany jednostajnie. Przemieszczenia zachodzą głównie przy niekorzystnych warunkach atmosferycznych, po czym – gdy warunki te ulegają poprawie – następuje chwilowe (tymczasowe) uspokojenie deformacji, itd. Taki proces może jednak stopniowo doprowadzić do bardzo dużych zniekształceń nasypu i ostatecznie do jego osunięcia się na znacznej szerokości szosy, powodując w efekcie jej niedrożność. Sprzyjać temu będzie pogarszanie się parametrów geotechnicznych gruntów, m.in. wskutek rozluźnienia i wypłukiwania spod nawierzchni przez wodę, wnikającą w przestrzeń korpusu przez rozszerzające się szczeliny w asfalcie.

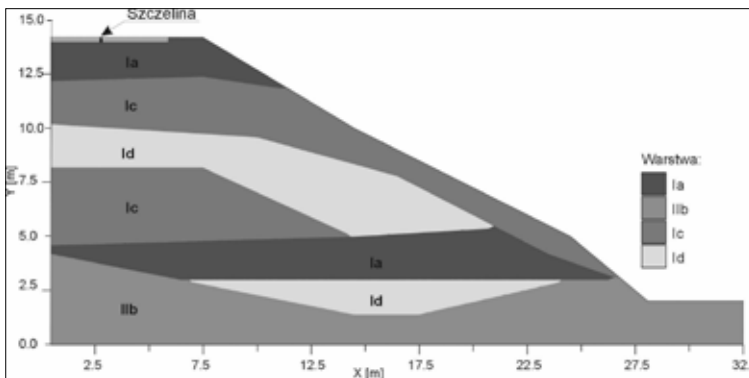


Fot. 3. Zniszczenia nasypu drogowego; (a) szczeliny w nawierzchni; (b) zsuw skarpy nasypu

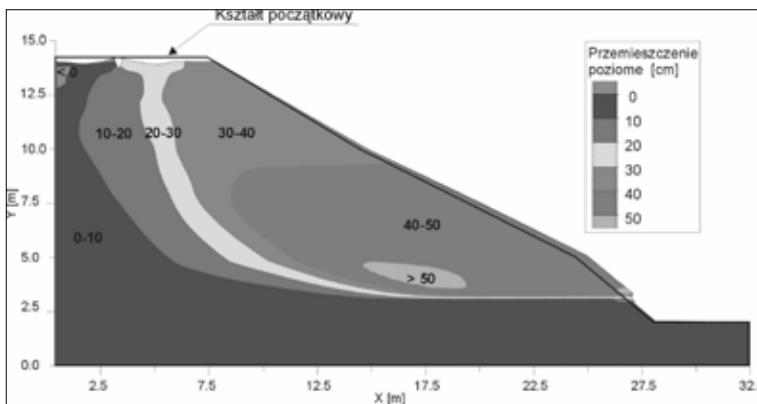
Analizę istniejącego stanu nasypu i ewentualnej propagacji zsuwu wykonano poprzez obliczenia numeryczne programem FLAC2D. Dane do modelowania pochodziły z dokumentacji geotechnicznej [7]. Na ich podstawie opracowano przekrój obliczeniowy, zlokalizowany w miejscu, w którym wysokość nasypu jest największa i wynosi ok. 12 m. Układ warstw geotechnicznych w przekroju przedstawiono na rysunku 7. W modelu uwzględniono także schematycznie szczelinę w asfalcie, gdyż jej istnienie przerywa ciągłość nawierzchni, co w dość wyraź-

ny sposób zmienia właściwości modelu i sposób pracy nawierzchni⁴. Obciążenie od ruchu kołowego wynosi 115 kN/oś pojazdu, zatem siła przypadająca na jedno koło jest równa 57.5 kN. Przyjmuje się, iż powierzchnia obciążenia od koła wynosi 0.6 m², a więc naprężenie pod nim jest równe $\sigma = 57.5/0.6 = 96$ kPa. Obciążenie od kół przyłożono po obydwu stronach szczeliny.

Uzyskane rezultaty obliczeń są w dużym przybliżeniu zgodne z rzeczywistością: nawierzchnia asfaltowa ulega ugięciu, szczelina dużemu rozwarciu, a przemieszczenie poziome skarpy jest znaczne (rys. 8). Stan ten świadczy o co najmniej okresowych stanach niestatecznych, w czasie których generowane są deformacje. Dlatego, dla zapobieżenia dalszej propagacji zsuwu uznano za konieczne ustabilizowanie nasypu.



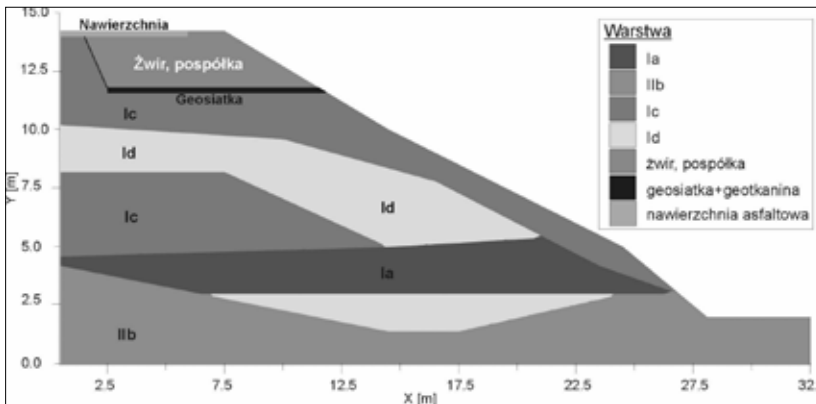
Rys. 7. Układ warstw geotechnicznych w przekroju obliczeniowym



Rys. 8. Pole przemieszczenia poziomego w przekroju obliczeniowym (nasyp nieustabilizowany)

⁴ Dla porównania wykonano wariant obliczeń „bez szczeliny”, stwierdzając istotne różnice w wynikach wariantu ze szczeliną i bez niej. Do dalszych rozważań, jako bliższy rzeczywistości, przyjęto model ze szczeliną.

Działania naprawcze polegają przede wszystkim na wykonaniu wykopu, tj. wybraniu części gruntu z nasypu na szerokości 6.5 m (na wysokości korony), ułożeniu na jego spągu geotkaniny (Terralys 46/46), następnie warstwy geosiatki komórkowej (NEOWEB+, GWS-200; małe komórki o wysokości 20 cm), wypełnienie strefy powyżej geosiatki pospółką, zagęszczenie gruntu do uzyskania wskaźnika $I_s \geq 0,98 \div 1,0$. Na rysunku 9 przedstawiono układ warstw w zmodyfikowanym modelu obliczeniowym. Ze względów bezpieczeństwa, dla warstwy geosiatki przyjęto moduł sprężystości równy 2250 MPa, tj. 50% wyznaczonego w badaniach (por. rozdz. 2). Nowa nawierzchnia asfaltowa jest pozbawiona nieciągłości, zatem szczelinę usunięto z modelu. Poza wzmocnieniem podłoża konieczne jest uregulowanie stosunków wodnych, z jednej strony poprzez powstrzymanie dopływu wody, z drugiej jej odprowadzenie poza nasyp. Dlatego wzdłuż drogi na nasypie układa się rowy korytkowe, natomiast rowy skośnie na powierzchni skarpy prowadzą wodę z rowów na nasypie do jego podnóża, skąd jest odprowadzona poza obszar zagrożony.

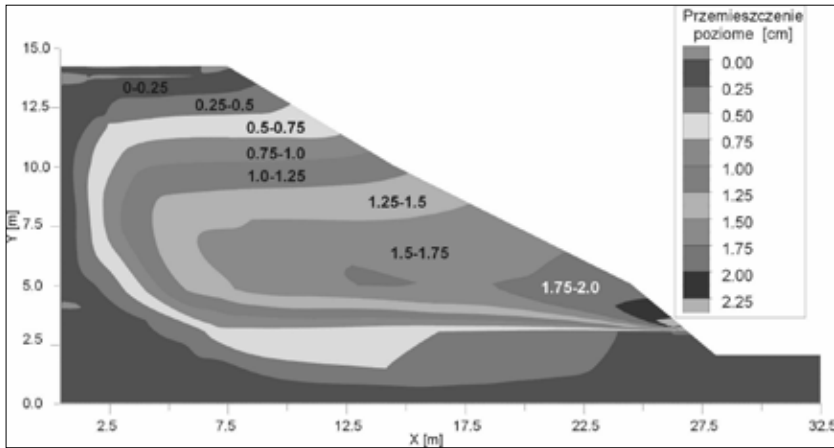


Rys. 9. Układ warstw geotechnicznych i materiałów wzmocniających stabilizowany nasyp

Poprawność zaproponowanego powyżej sposobu stabilizowania zweryfikowano poprzez obliczenia numeryczne programem FLAC2D. Na rysunku 10 przedstawiono pole obliczonego przemieszczenia poziomego. Jest ono kilkunastokrotnie mniejsze od przemieszczenia uzyskanego w przypadku nasypu oryginalnego (por. rys. 8). W proce-

się obliczeniowym nie obserwuje się również uplastyczniania gruntu, generowania nadmiernych odkształceń postaciowych, itp. Powyższe rezultaty świadczą, iż po zastosowaniu zaproponowanych środków następuje całkowita i długotrwała stabilizacja nasypu.

Uzyskane wyniki można z dobrym przybliżeniem ekstrapolować na odcinki nasypu o wysokościach mniejszych i zbliżonych do wysokości nasypu w analizowanym przekroju.



Rys. 10. Pole przemieszczenia poziomego w przekroju obliczeniowym (nasyp ustabilizowany)

3.2. Projektowanie nasypów wzmocnionych geosiatką komórkową

3.2.1. Nasyp na słabym podłożu

Stabilizowanie nasypów istniejących, w czasie eksploatacji drogi jest utrudnione, z uwagi na konieczność wyłączenia jej części z użytkowania. Istotnym problemem jest także konieczność prowadzenia robót ziemnych, polegających na wykonaniu wykopów (por. rys. 9). Tego rodzaju problemy nie istnieją w przypadku projektowania nowych nasypów, dlatego można je wzmocnić praktycznie od podstawy. W przypadkach nasypu fundowanego na słabym podłożu najczęściej konieczne jest również wzmocnienie podłoża. Można tego dokonać poprzez wymianę słabego gruntu na grunt o większej nośności (np. torf na piasek), lecz w przypadku, gdy warstwa słaba ma bardzo dużą

miaższość (np. 10 m), zakres prac ziemnych byłby bardzo duży, praktycznie nie do zaakceptowania. W takich sytuacjach dobrym i sprawdzonym rozwiązaniem jest zastosowanie „przekładek” z geosiatki komórkowej, które korzystnie wpływają na stan naprężenia podłoża (co można obserwować na rysunkach 5 i 6).

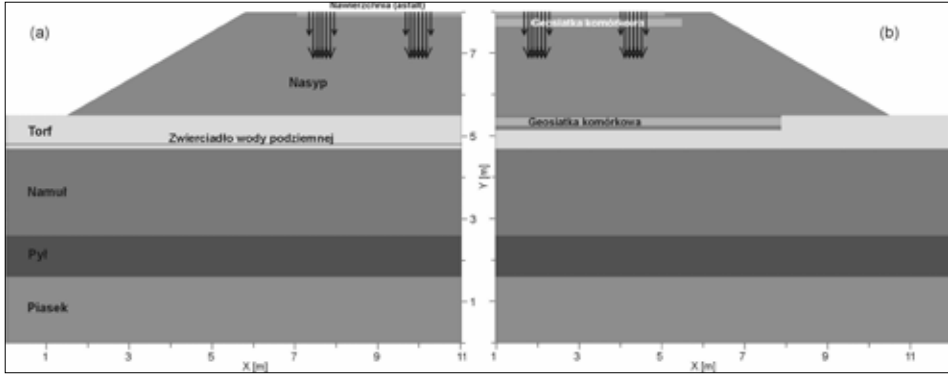
Poniżej omówiono przykład konstrukcji nasypu na podłożu, w którym zalegają grunty organiczne (torf, namuł), a zwierciadło wody podziemnej jest położone płytko, tj. na głębokości ok. 1 m⁵. Wysokość nasypu jest wprawdzie nieduża, jednak zasadniczy wpływ na odkształcalność i nośność podłoża ma obciążenie od ruchu kołowego, tj. 115 kN/oś pojazdu. Tak jak w przypadkach omawianych wyżej, symulację wykonano przy zastosowaniu programu FLAC2D. Model warstw dla podłoża i nasypu bez wzmocnienia i ze wzmocnieniem w postaci warstw geosiatki komórkowej o wysokości komórek 20 cm, z których jedna usytuowana jest pod asfaltem, druga w stropie podłoża, przedstawiono na rysunku 11. Analizę przeprowadzono dla wariantu bez wzmocnienia i ze wzmocnieniem, przedstawionym na powyższym rysunku. Dzięki temu możliwe było porównanie wpływu wzmocnienia na zachowanie się konstrukcji.

Symulację numeryczną dla wariantu bez wzmocnienia przeprowadzono w trzech fazach. W pierwszej generowano stan naprężenia naturalnego (pierwotnego). W drugiej wykonano nasyp, zaś w trzeciej obciążono nawierzchnię w miejscach pokazanych na rysunku 11. Dla wykazania wyraźniejszych różnic między wariantami, obciążenie zwiększono dwukrotnie, tj. wynosi ono 230 kN/oś; można przyjąć, iż sytuacja taka odpowiada współczynnikowi bezpieczeństwa $F = 2.0$. Obciążenie od koła obliczano zgodnie z zasadami opisanymi w rozdziale 3.1. W wariantcie ze wzmocnieniem symulację przeprowadzono w czterech fazach. Pierwsza była identyczna jak wyżej, w drugiej wykonano wykop, wybierając część torfu. W trzeciej wybudowano nasyp, zaś w wykopie zainstalowano geosiatkę z podsypką piaskową o grubości 5÷10 cm pod i ponad nią. Faza czwarta była identyczna jak w wariantcie bez wzmocnienia.

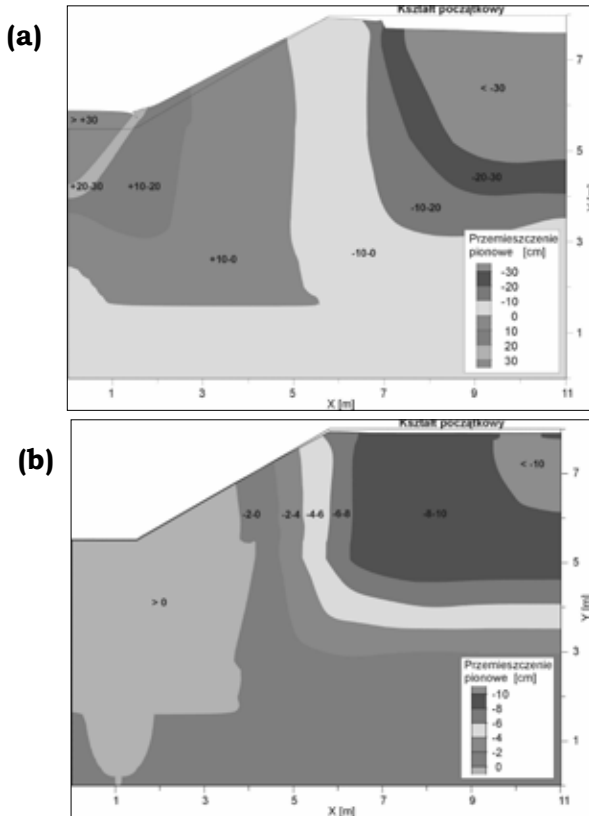
Wyniki symulacji pokazują znaczący wpływ wzmocnienia na ograniczenie osiadania nawierzchni i wyciskania gruntu w obszarze poza nasypem. W przypadku bez wzmocnienia obliczone osiadanie maksymalne nasypu wynosi -39,25 cm zaś unoszenie na jego boku 39.88 cm.

Zbliżone warunki istnieją na niektórych odcinkach autostrady A-2

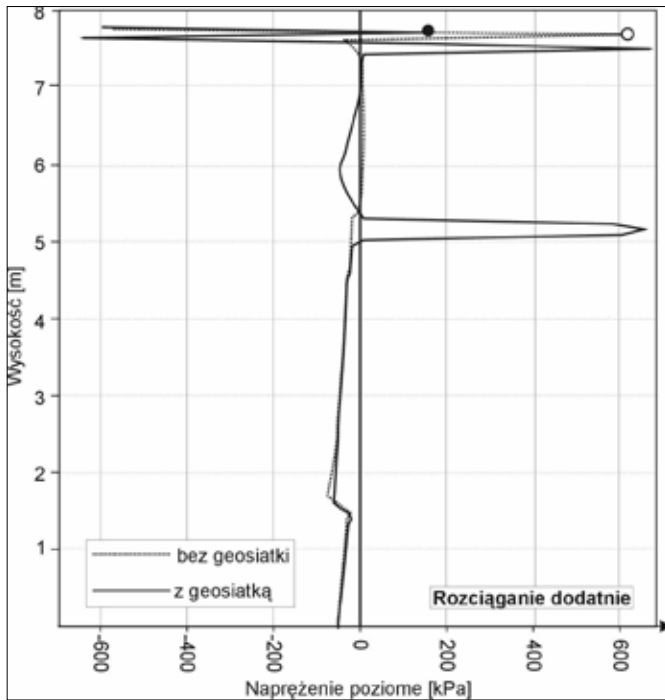
Analogiczne wielkości dla nasypu i podłoża wzmocnionego wynoszą odpowiednio -10,07 cm i 1,58 cm. Korzystny wpływ wzmocnienia uwiadcza się więc szczególnie poprzez ograniczenie unoszenia gruntu poza nasypem, natomiast osiadanie jest około czterokrotnie mniejsze.



Rys.11. Układ warstw geotechnicznych w przekroju obliczeniowym (a) bez geosiatki; (b) z geosiatką



Rys. 12. Pole przemieszczenia pionowego w przekroju obliczeniowym (a) bez wzmocnienia; (b) wzmocnienie geosiatką komórkową



Rys. 13. Krzywe składowej poziomej naprężenia – wariant bez i ze wzmocnieniem

Jak wynika z rysunku 13, geosiatka pod nawierzchnią asfaltową korzystnie ogranicza także rozciąganie w jej dolnej części. Naprężenie poziome rozciągające w najniższej „warstwie” nawierzchni, w przypadku bez geosiatki wynosi ok. 600 kPa (zaznaczono punktem bez wypełnienia), zaś w wariantcie ze wzmocnieniem wynosi ono jedynie ok. 150 kPa (punkt wypełniony). Wzmocnienie powoduje także korzystne zmniejszenie wielkości składowej pionowej naprężenia pod warstwami geosiatki - podobne do omówionego wcześniej (por. rys. 6a).

3.2.2. Nasyp na podłożu nośnym

W przypadku, gdy w podłożu zalegają skały lub grunty o dużej nośności, jego wzmocnianie nie jest konieczne. Problem stateczności powstaje natomiast w sytuacji, gdy nasyp jest wysoki i/lub jego skarpy są stromo nachylone. Poniżej przedstawiono przykładowo analizę procesów deformacji nasypu o wysokości 8 m, którego skarpy są nachylone pod kątem ok. 68°. Nasyp wzmocniano warstwami geosiatki komórkowej w kilku wariantach (rys. 14). Dla uwypuklenia różnic między wariantami, obciążenie od kół pojazdów zwiększono dwukrotnie, a więc

– zgodnie z zasadami opisanymi w poprzednich rozdziałach - ciśnienie na nawierzchnię wywieraną przez koło wynosi $96 \text{ kPa} \times 2 = 192 \text{ kPa}$; taka sytuacja odpowiada współczynnikowi bezpieczeństwa $F = 2.0$.

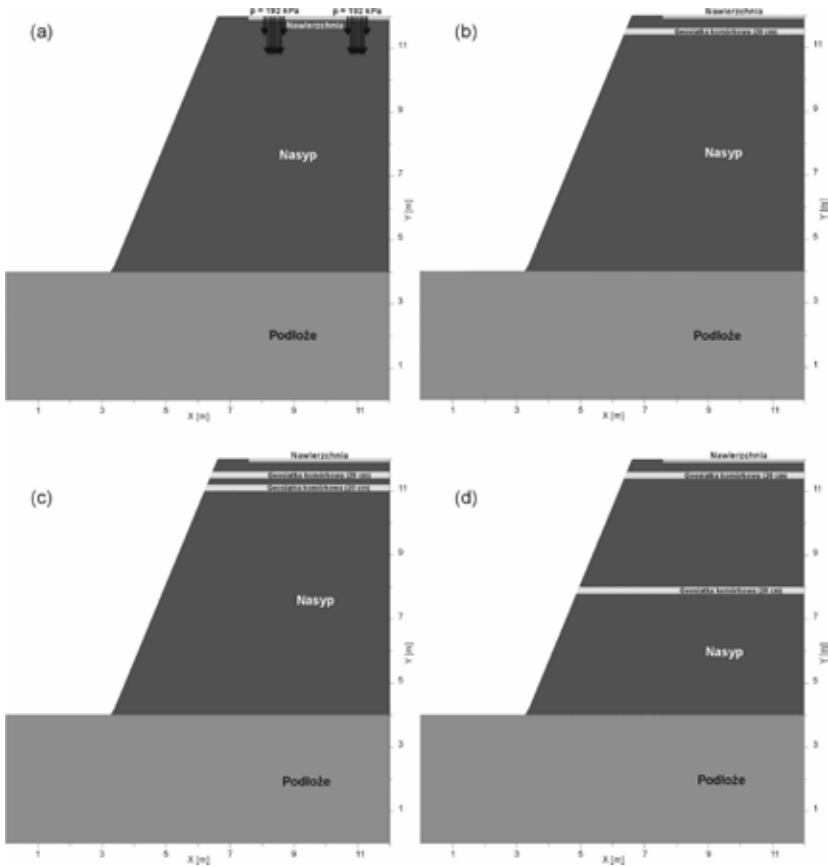
W modelu numerycznym przyjęto parametry gruntu w nasypie, odpowiadające pospółce. Założono istnienie niewielkiej spójności, $c = 12 \text{ kPa}$. Obliczenia przeprowadzono w trzech fazach – stan naturalny (generowanie pola naprężenia), nasyp bez obciążenia i nasyp z obciążeniem.

W wariancie bez geosiatki nasyp ulega rozległemu zniszczeniu, tj. model numeryczny nie stabilizuje się, pomimo bardzo dużych deformacji (rys. 15a). Podobnie brak jest stabilizacji w wariancie z jedną warstwą geosiatki (rys. 15b), gdzie model nie ulega stabilizacji a przemieszczenia są bardzo duże. W wariancie trzecim (rys. 15c) – pomimo wzmocnienia dwoma warstwami geosiatki o wysokości 20 cm każda, model stabilizuje się dopiero przy bardzo dużych przemieszczeniach i osiadaniu nawierzchni. Efektywne wzmocnienie uzyskuje się w wariancie czwartym (rys. 15d), gdzie – podobnie jak w poprzednim wariancie wprowadzono dwie warstwy geosiatki, lecz warstwę dolną umieszczono niżej, w przybliżeniu w połowie wysokości nasypu. O dużej efektywności takiego wzmocnienia świadczą bardzo małe przemieszczenia, rzędu milimetrów.

Wyniki symulacji – zwłaszcza porównanie deformacji w wariancie trzecim i czwartym - dowodzą, iż nie tylko ilość elementów wzmacniających, lecz także ich usytuowanie w nasypie jest ważnym czynnikiem, od którego zależy efektywność wzmocnienia. Dlatego przy wykonywaniu podobnych konstrukcji należałoby każdorazowo przeprowadzać podobną analizę, badając deformacje konstrukcji w zależności od konfiguracji elementów wzmacniających. Wysoka skuteczność wzmocnienia w wariancie czwartym wynika z pozornego „obniżenia” wysokości nasypu; alternatywą byłoby jego schodkowe ukształtowanie, podobnie jak to czyni się np. w kamieniołomach i wielu konstrukcjach ziemnych.

4. Uwagi końcowe

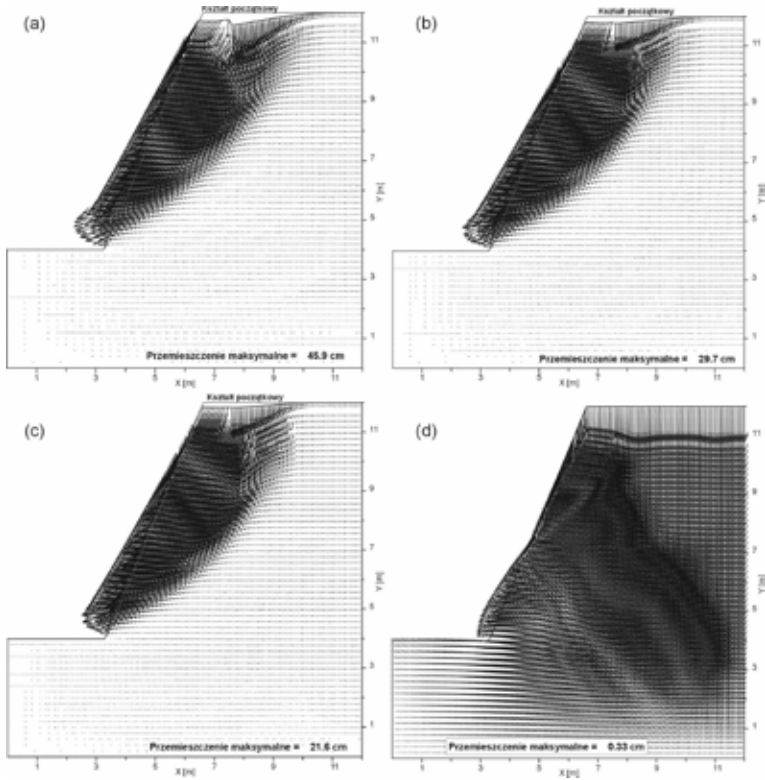
Wykazano zalety geosiatki komórkowej przy wzmacnianiu podłoża. Omówiono przypadek stabilizowania nasypu drogowego istniejącego, na którym wystąpiło osuwisko, oraz przypadki wzmacniania nasypów projektowanych, fundowanych na słabym oraz na mocnym (nośnym) podłożu.



Rys. 14. Nasyp wzmocniony geosiatką komórkową; (a) bez geosiatki; (b) jedna warstwa geosiatki; (c) dwie warstwy geosiatki (pod nawierzchnią); (d) dwie warstwy geosiatki

Geosiatka komórkowa wraz z gruntem sypkim wypełniającym jej komórki tworzy kompozyt, o parametrach „wypadkowych”, wynikających z właściwości materiału i struktury samej geosiatki oraz właściwości gruntu wypełniającego. Zasadnicze efekty wprowadzenia takiego kompozytu do konstrukcji ziemnej to:

- zredukowanie naprężeń pionowych przekazywanych na podłoże, dzięki mechanizmowi generowania w geosiatce znacznych naprężeń poziomych (bocznych),
- zwiększenie równomierności osiadania dzięki wzajemnej „współpracy” komórek.



Rys. 15. Wektory przemieszczenia w nasypie wzmocnionym geosiatką komórkową

(a) bez geosiatki; (b) jedna warstwa geosiatki; (c) dwie warstwy geosiatki (pod nawierzchnią); (d) dwie warstwy geosiatki

Ważnym rezultatem przeprowadzonej analizy jest wykazanie wpływu nie tylko ilości warstw kompozytu, lecz również ich optymalnego rozmieszczenia w konstrukcji.

Dla wyczerpującego opisu pracy i ilościowego ujęcia efektów działania geosiatki konieczne są dalsze badania, nie tylko jej samej, lecz również (a może przede wszystkim) jej zachowania się w warunkach terenowych, gdy – po wypełnieniu komórek gruntem i zagęszczeniu – jest ona elementem kompozytu.

Literatura

1. Ben Kurari K, *Implementation of Geocells in Low Bearing Capacity Roads*, Proc. 2nd European Geosynthetics Conference, Bologna, Session 7A, 365-368, 2000.
2. Braja M. Das, *Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement*, 2nd edition., CRC Press, Taylor & Francis Group, London-New York-Singapore-Melbourne 2009..
3. Dash S.K., Krishnaswamy N.R., Rajagopal K., *Bearing Capacity of Strip Footings Supported on Geocell-Reinforced Sand*, Geotextiles and Geomembranes, 19, 4, 235-256, 2001.
4. Groenier "Scott" J., Monlux S., Vachowski B., *Geosynthetics for Trails in Wet Areas: 2008 Edition*, United States Dept. of Agriculture, Washington 2008.
5. Ingold T.S., Miller K.S., *Geotextiles Handbook*, Thomas Telford, London 1988.
6. Itasca C.G., *FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) v. 4.0 Manual*, Minneapolis, USA 2000.
7. Lenduszek P., *Dokumentacja geotechniczna warunków gruntowo-wodnych dla potrzeb projektu remontu nawierzchni drogi krajowej nr 7, odcinek Miechów-Książ Wielki, km 612+550÷650*, Kraków 2003.
8. Leśniewska D., Kulczykowski M., *Grunt zbrojony jako materiał kompozytowy. Podstawy projektowania konstrukcji*, Wyd. IBW PAN, Gdańsk 2001.
9. Maro L., *Konstrukcje ziemne zbrojone geosyntetykami w budownictwie drogowym, Poradnik projektanta*, Wyd. Lemar, Łódź 2008.
10. Maślanka K., Pielichowski J., *Geosyntetyki w inżynierii i ochronie środowiska*, Wyd. Teza, Kraków 2006.
11. Meyer N., Emersleben A., *Bodenstabilisierung mit Geozellen im Straßenbau*, 21. Christian Veder Kolloquium – Neue Entwicklungen der Baugrundverbesserung, Techn. Universität Graz 2006, H. 28, 85-101.
12. Schneider H.R., Holtz R.D., *Design of Slopes Reinforced with Geotextiles and Geogrids*, Geotextiles and Geomembranes 1986, 3, 28-51.

13. Wilun Z., *Zarys geotechniki*, Wyd. Komunikacji i Łączności, Warszawa 1982.
14. Zabuski L., *Stabilizowanie osuwiska (Przykład: zbocze „Falkowa” w Nowym Sączu)*, Materiały XIII Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej WAT „Eksploracja infrastruktury w sytuacjach kryzysowych”, Rynia 2004, 173-181.

STABILIZATION OF THE ROAD EMBANKMENTS

Summary

The paper presents the operation mechanism of the geocell layer, reinforcing the soil foundation, i.e. improving its bearing capacity and decreasing deformability. The methods of road embankments stabilisation using geocells have been described. The example of the reinforcement by geocells of the existing embankment, destroyed by the landslide has been analysed as well as the examples of the embankments in a design stage, founded on the weak- and strong bearing foundations. The positive influence of such reinforcement on the embankment stability has been proved.

Key words: road embankment, geocell layer, landslide, stabilization

STABILISIERUNG VON STRASSENDÄMMEN

Zusammenfassung

Die Veröffentlichung präsentiert der Wirkungsmechanismus des Geogewebes bei der Verstärkung des Untergrunds, d.h. bei der Erhöhung ihrer Tragfähigkeit und Verringerung der Deformation. Die Stabilisierungsmethoden des bestehenden, abrutschenden Straßendamms unter Anwendung der Geogitter werden besprochen. Die Beispiele der Verstärkung von projektierten Straßendämmen auf der schwachen oder tragenden (starken) Bettung werden analysiert. Der positive Einfluss der Verstärkung in Form der Schichten von Geogewebe auf die Dammstabilität wird gezeigt.

Die Schlüsselwörter: der Straßendamm, das Zellgeogitter, der Erdrutsch, die Stabilisierung