

Firma Projektowo – Usługowa „PLANPROF”
inż. Michał Kubiński
44-156 Sierakowice, ul. Ceramiczna 5
NIP: 638-112-87-04 mobile: 500 017 959
e-mail: biuro@planprof.pl
[WWW. PLANPROF. PL](http://WWW.PLANPROF.PL)



Temat zadania:

**Projekt budowlano-wykonawczy przebudowy drogi
powiatowej 2608S ul. Cieszyńska w Puńcowie**

w ramach zadania inwestycyjnego:

„Zabezpieczenie i naprawa korpusu drogi powiatowej 2608S ul. Cieszyńska
w Puńcowie uszkodzonego na skutek osuwiska”

Zamawiający:

**Powiatowy Zarząd Dróg Publicznych
ul. Bobrecka 29
43 – 400 Cieszyn**

Etap projektu :

**Analiza stateczności osuwiska „Puńców” wraz z
opisem konstrukcji zabezpieczenia drogi powiatowej**

ZESPÓŁ PROJEKTOWY:	NR UPRAWNIENI:	PODPIS:
Projektował: dr hab. inż. Aleksander Urbański, prof. PK	B.P.P Upr. 296/83	
Projektował: dr inż. Michał Grodecki		

Kraków, sierpień-wrzesień 2017

1 Cel i zakres opracowania

Niniejsze opracowanie dotyczy osuwiska w miejscowości Puńców (zarejestrowanego w Krajowym Rejestrze Osuwisk Państwowego Instytutu Geologicznego pod numerem 76979) gmina: Goleszów, powiat: cieszyński, województwo: śląskie.

Opracowanie zawiera:

1. analizę stateczności stanu istniejącego (wraz z analizą wsteczną zastosowaną w celu identyfikacji parametrów gruntów budujących zbocze i jego podłoże),
2. opis projektowanych zabezpieczeń drogi powiatowej,
3. obliczenia stateczności stanu po wykonaniu proponowanego zabezpieczenia drogi powiatowej

Należy rozpatrywać łącznie z opracowaniami [2], [3] i [4] wg wykazu w p.6, gdzie podano dokładny opis stanu istniejącego oraz genezy występujących zjawisk osuwiskowych.

W opracowaniu przeanalizowano stateczność zbocza przeciętego drogą w 1 przekroju obliczeniowym, odpowiadających sporządzonemu w [2] przekrojowi geologiczno-inżynierskiemu AB. W modelu obliczeniowym wiernie odtworzono geometrię zbocza i układ warstw.

2 Numeryczna analiza stateczności

2.1 Uwagi wstępne

Obliczenia wykonano z wykorzystaniem modelu numerycznego (na co zezwala Eurokod 7), stosując system Metody Elementów Skończonych ZSoil v16 (informacje na stronie www.zace.com). Dr hab. inż. Aleksander Urbański, prof. PK (autor ekspertyzy i zarazem jeden z twórców programu ZSoil) jest właścicielem licencji profesjonalnej tego programu, uprawniającej do jego wykorzystania do celów wykonywania ekspertyzy. Współczynniki stateczności oszacowano **metodą**

proporcjonalnej redukcji parametrów wytrzymałościowych gruntu (redukcji $c-\phi$). Metoda ta nie wymaga założenia mechanizmu utraty stateczności (kształtu powierzchni poślizgu), jest on jednym z wyników analizy stateczności. Grunt modelowano z wykorzystaniem modelu sprężysto – plastycznego Columba – Mohra z warunkiem cut-off (bez nośności na rozciąganie). Grunt traktowano jako ośrodek jednofazowy.

Stateczność analizowano dla stanu istniejącego, dla stanu projektowanego (w wariancie z obciążeniem obliczeniowym eksploatacyjnym drogi przyjętym zgodnie z Rozporządzeniem [5] w wielkości $q_{EKS}=25\text{kPa}$ i bez obciążenia). W celu oszacowania sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych zabezpieczenia zakłada się obciążenie drogi $p_{E\text{exp}}=25\text{kPa}$, przy jednoczesnej redukcji parametrów wytrzymałościowych gruntu o 25% $SF=1.25$ (podejście obliczeniowe A1 wg EC7[1]).

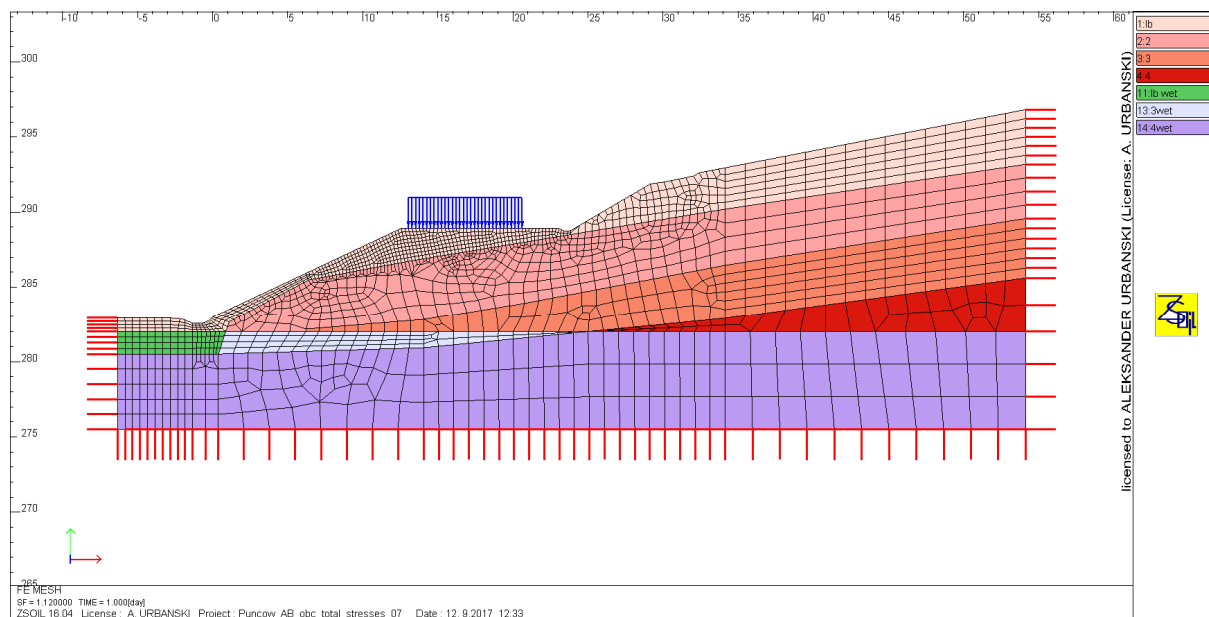
2.2 Parametry materiałowe

Parametry materiałowe gruntów przyjęto zgodnie z Dokumentacją [2] – z uwagi na znaczny rozrzut podanych wartości przyjęto (po stronie bezpiecznej) najniższe z podanych wartości kohezji i kąta tarcia wewnętrznego i najwyższe dla ciężaru objętościowego (odpowiednio dla każdej warstwy). Obliczenia przeprowadzono w naprężeniach całkowitych. Dla warstwy Ib (dla której w Dokumentacji [2] określono parametry efektywne) przyjęto parametry całkowite wg. korelacji podanej w PN-81/B-03020 przyjmując $I_L=0.50$ (pogranicze stanu plastycznego i miękkoplastycznego).

Tab. 1. Przyjęte wartości parametrów materiałowych

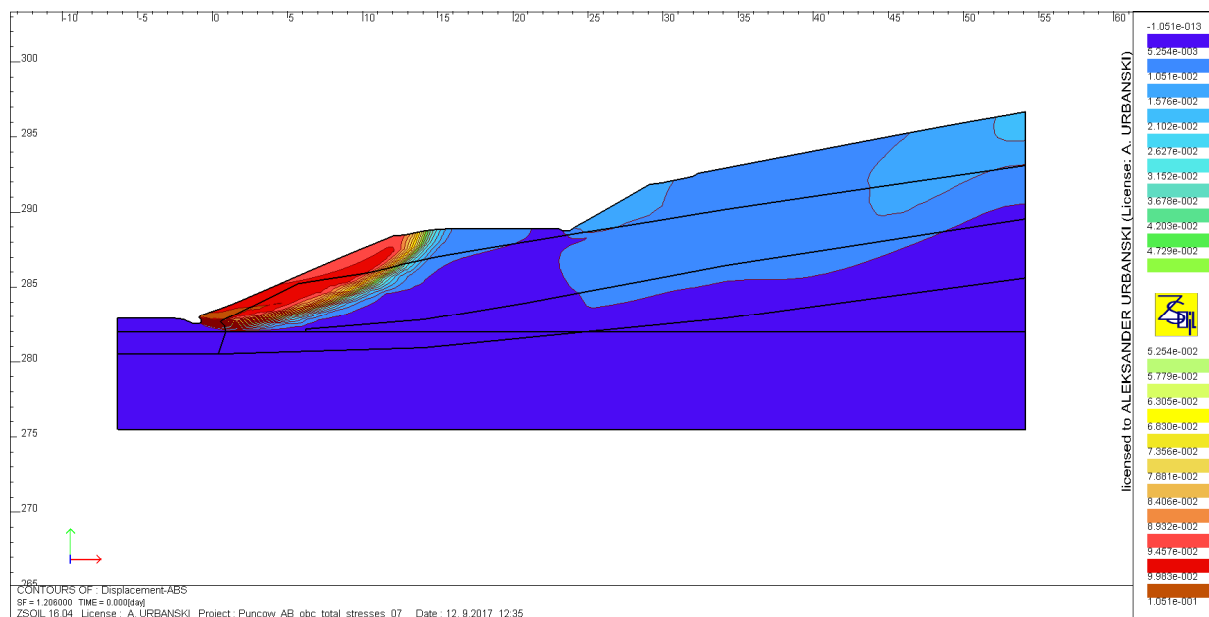
Materiał, oznaczenia warstw jak w [2]	E [MPa]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]
Ib (nN)	20	20.6	10.00	9.00
2 Ł, M, iŁ	20	24.5	20.77	3.13
3 B (Ł + iŁ)	20	23.6	11.83	25.04
4 M, Ł	500	26.5	-	-

2.3 Analiza stateczności stanu istniejącego i analiza wsteczna

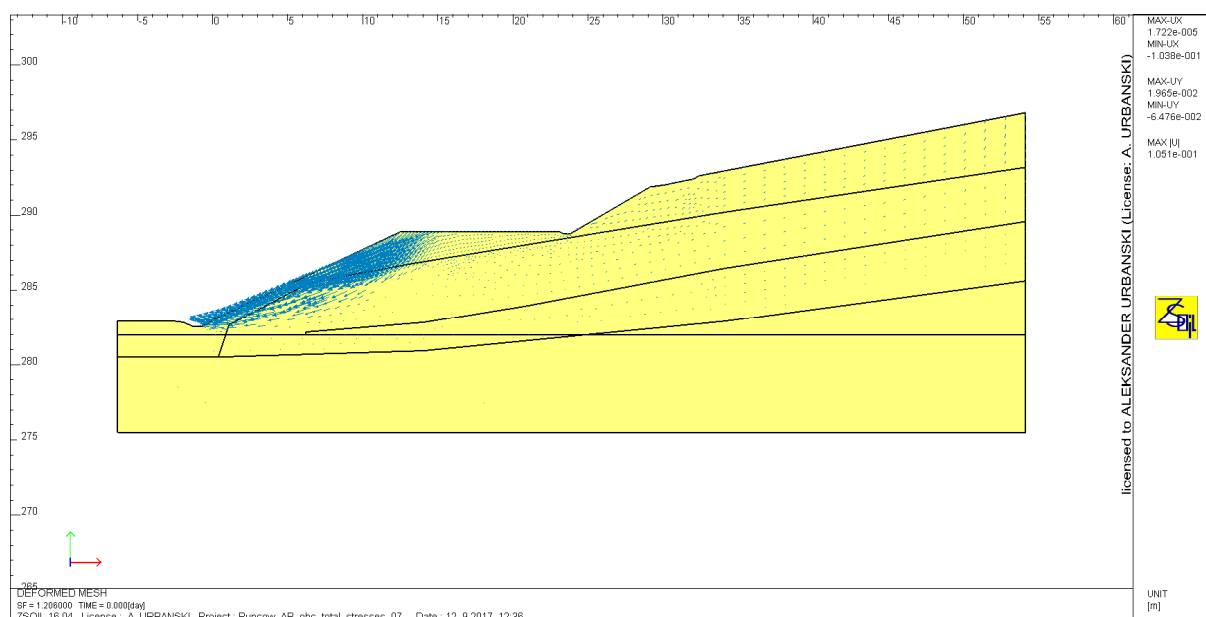


Rys. 2.1 Model MES w stanie istniejącym.

a)



b)



Rys. 2.2 Postać utraty stateczności w stanie istniejącym.

a) mapa przyrostów przemieszczeń $\|\Delta u\|$ b) wektory przemieszczeń

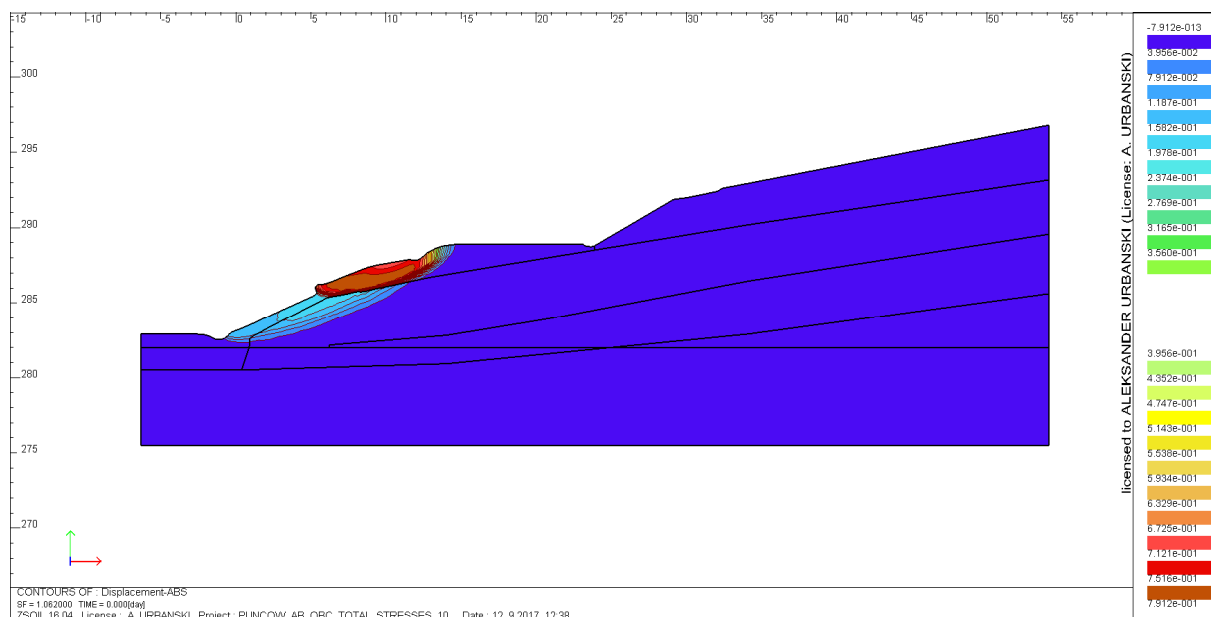
Analiza stateczności stanu istniejącego wykazała iż osuwisko jest zagrożone utratą stateczności (współczynnik stateczności $SF=1.20$ przy braku obciążenia i 1.12 przy obciążeniu drogi). Na utratę stateczności narażona jest dolna część zbocza, wraz z drogą.

Następnie na drodze analizy wstecznej poszukiwano parametrów gruntów budujących zbocze i jego podłoże prowadzących do uzyskania współczynnika stateczności SF bliskiego 1.0 przy przebiegu powierzchni poślizgu zarejestrowanych w roku 2012 i 2016, zgodnie z Dokumentacją [2].

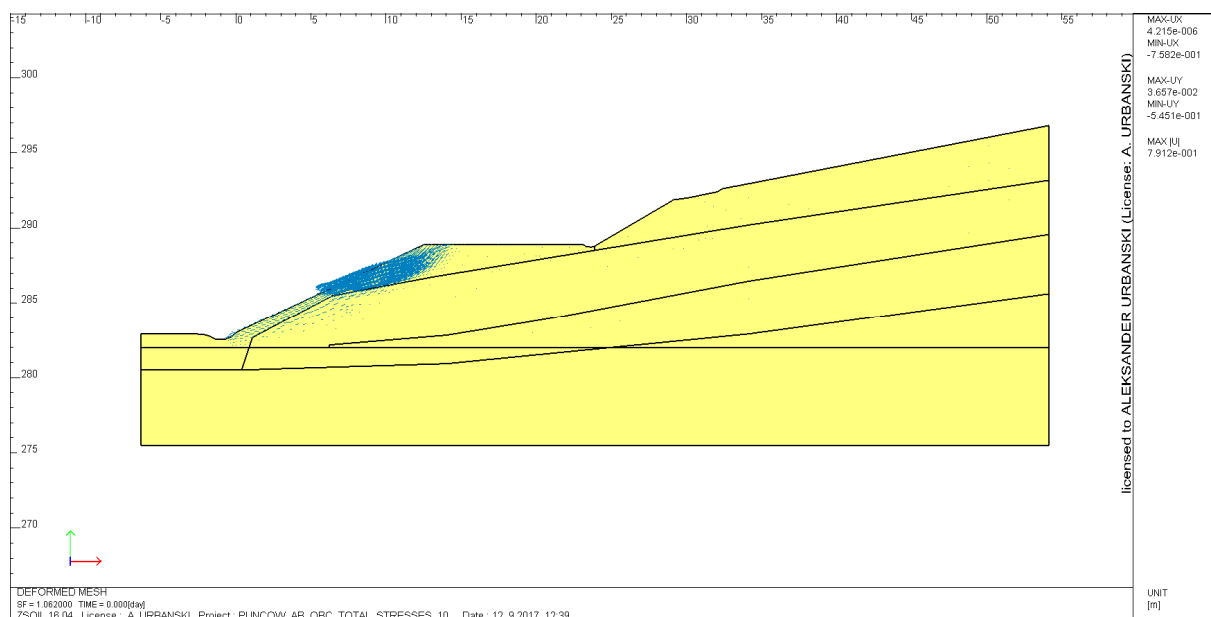
Ponieważ w roku 2012 doszło do utraty stateczności zbocza w obrębie warstwy Ib uznano iż jej przyczyną jest spadek parametrów wytrzymałościowych tej warstwy pod wpływem nawodnienia przez wody opadowe. Poszukiwano (na drodze analizy wstecznej) takich parametrów tej warstwy by uzyskać współczynnik stateczności bliski 1.0 przy powierzchni poślizgu odpowiadającej zarejestrowanej w roku 2012. Rezultat taki uzyskano dla parametrów warstwy Ib $\phi=5.5^{\circ}$, $c=5.5$ kPa – otrzymano $SF=1.06$ przy braku obciążenia oraz utratę stateczności przy obciążeniu wynoszącym 6.75 kPa. Otrzymana powierzchnia poślizgu dobrze odzwierciedla

powierzchnię zarejestrowaną w roku 2012. Uzyskane parametry warstwy Ib wykorzystano w dalszych obliczeniach.

a)



b)



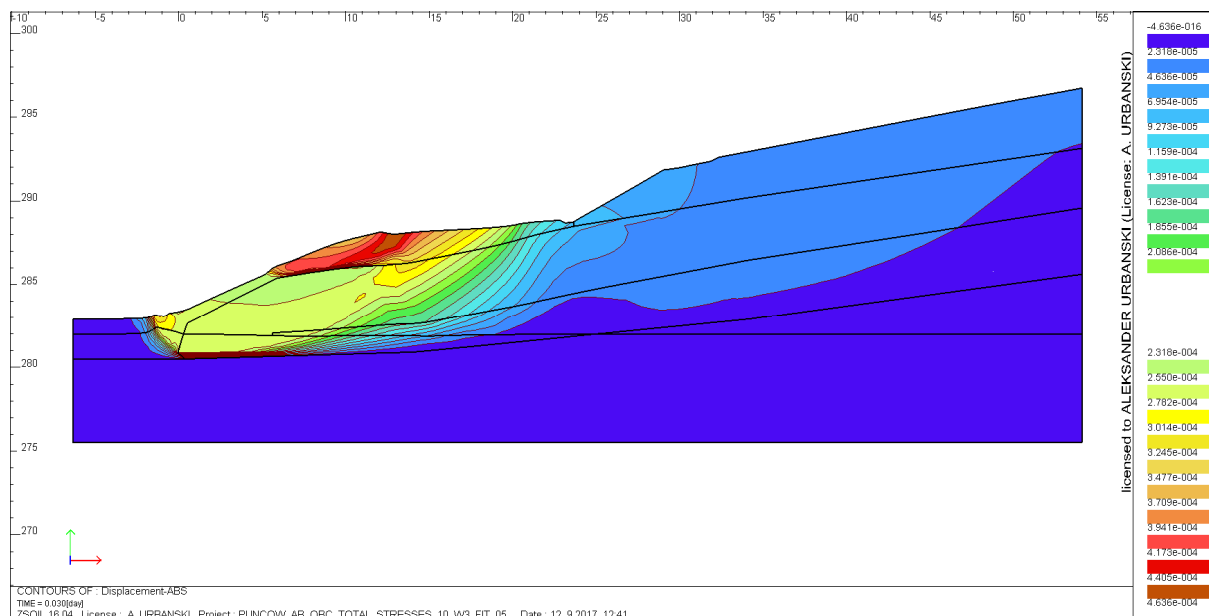
Rys. 2.3 Postać utraty stateczności w stanie istniejącym, dla parametrów warstwy Ib określonych metodą analizy wstecznej

a) mapa przyrostów przemieszczeń $||\Delta u||$ b) wektory przemieszczeń

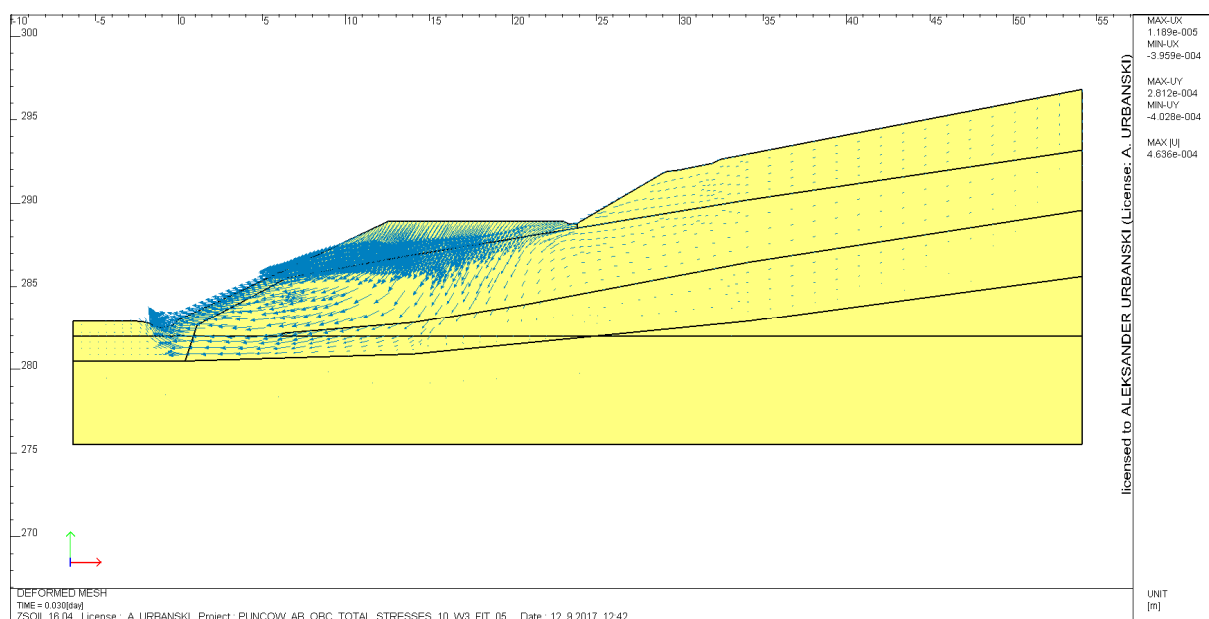
W następnej kolejności metodą analizy wstecznej poszukiwano parametrów warstwy 3 takich by uzyskać współczynnik stateczności bliski 1.0 przy powierzchni

poślizgu zarejestrowanej w roku 2016 (głębokiej, zlokalizowanej głównie w obrębie warstwy 3). W toku prowadzonych obliczeń stwierdzono iż oszacowane parametry warstwy 3 wynoszą $\phi=4.5^0$, $c=21$ kPa (SF=1.04 przy braku obciążenia, utrata stateczności przy obciążeniu 6.75 kPa). Otrzymana powierzchnia poślizgu dobrze odzwierciedla przebieg oszacowanej w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej powierzchni poślizgu w roku 2016 w rejonie otworu O3. Jednocześnie stwierdzono możliwość wystąpienia utraty stateczności górnej części zbocza (powyżej drogi, rejon otworu O5, SF=1.016). Połączenie uzyskanych powierzchni poślizgu dobrze odzwierciedla mechanizm awarii w roku 2016. Uzyskane parametry warstwy 3 wykorzystano w dalszych obliczeniach.

a)

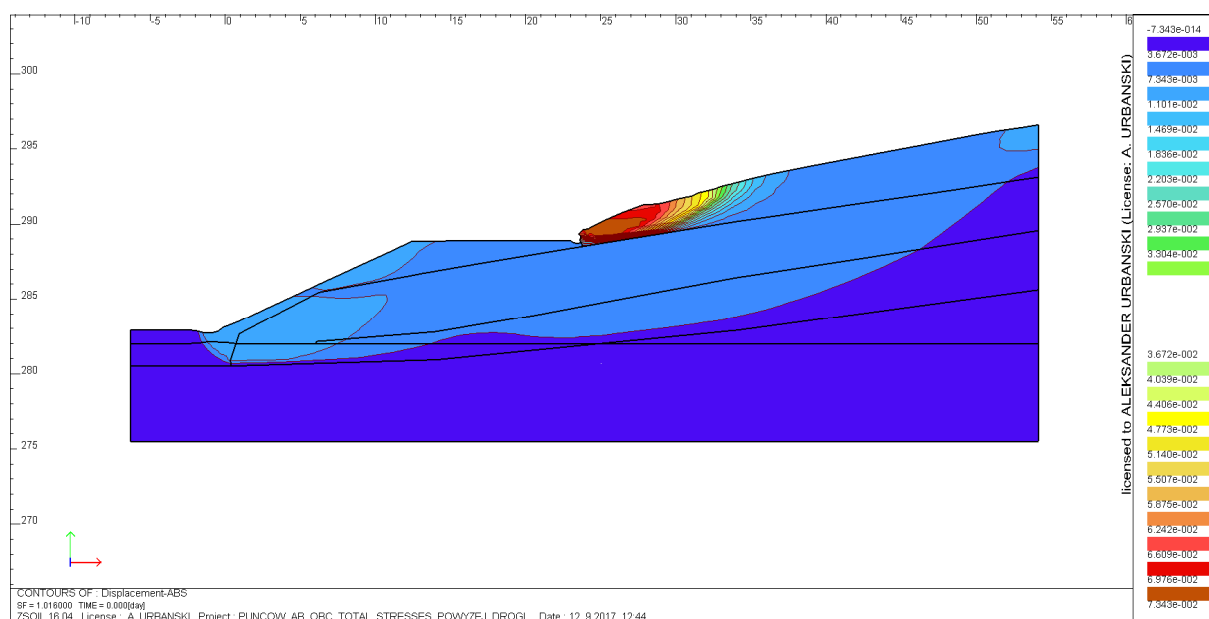


b)

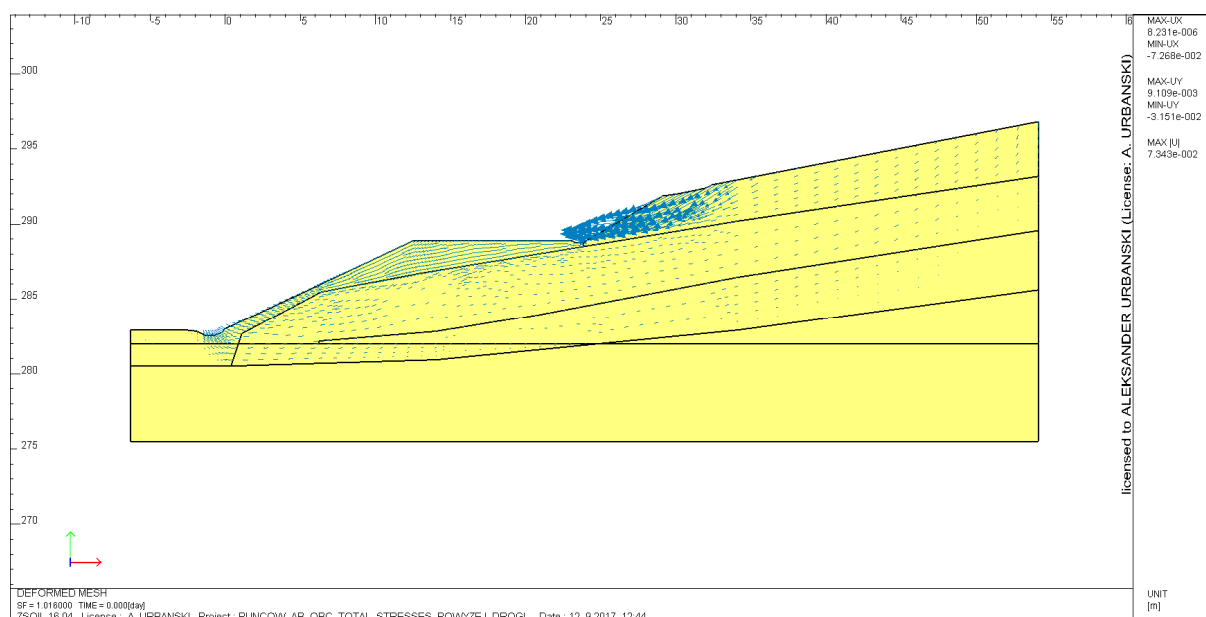


Rys. 2.4 Postać utraty stateczności w stanie istniejącym, dla parametrów warstw Ib i 3 określonych metodą analizy wstecznej a) mapa przyrostów przemieszczeń $||\Delta u||$ b) wektory przemieszczeń

a)



b)



Rys. 2.5 Postać utraty stateczności górnej części zbocza

a) mapa przyrostów przemieszczeń $\|\Delta u\|$ b) wektory przemieszczeń

3 Obliczenia statyczne (analiza stateczności) projektowanego zabezpieczenia drogi

Projektowane zabezpieczenie konstrukcyjne ma przeciwdziałać wystąpieniu ruchów masowych powodujących deformację drogi i jej podłoża. Także wyeliminowane ma zostać zagrożenie wystąpieniem głębokiego zsuwu, przebiegającego w obrębie warstwy nr 3, obejmującego całe zbocze, na które zwrócono uwagę w opracowaniu [2], tu cytuję: *"Masa koluwalna obejmuje grunty czwartorzędowe (gliny pylaste i zwięzłe oraz rumosze gliniaste z iłem, okruchami łupków i piaskowców) oraz grunty wieku jurajskiego do głębokości 6,4 - 9,5 ppt. Ruch masy koluwalnej jest złożony. Dolna część koluwium osuwiskowego (warstwa nr 3 - łupki i mułowce spękane i zbrekcjowane) ulega przemieszczeniu wraz z warstwami nadległymi (warstwy nr 1a, 1b, 2)".* Również na rysunku w Załączniku 8 [2] naznaczona jest *"potencjalna płaszczyzna poślizgu"* odpowiadająca wystąpieniu takiego mechanizmu.

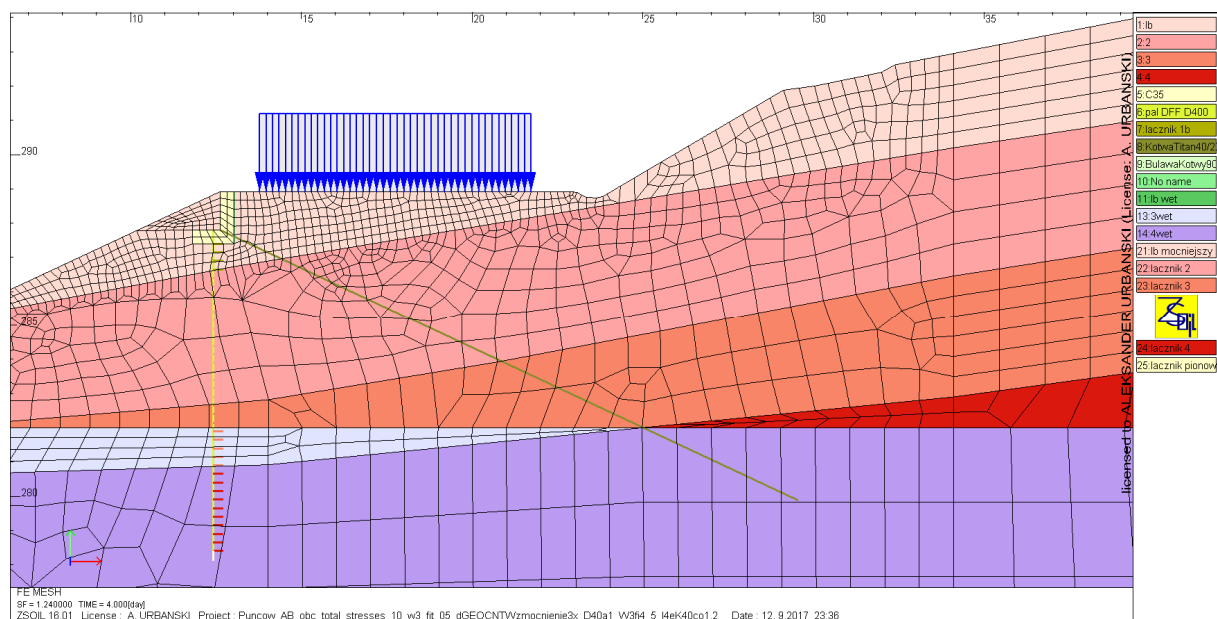
W mniejszym stopniu będzie ono wpływać na powierzchniowe, płytkie zsuwy w rejonie skarp poniżej i powyżej drogi, którym należy przeciwdziałać innymi środkami (właściwe odwodnienie, powierzchniowe umocnienia).

Proponowane zabezpieczenie rozważanego odcinka drogi polega na wbudowaniu palisady, zwieńczonej oczepem i zakotwionej przy pomocy mikropali kotwiących (kotew) w warstwie nr 4, wg [2]. Szczegółowy opis tej konstrukcji znajduje się w następnym punkcie opracowania.

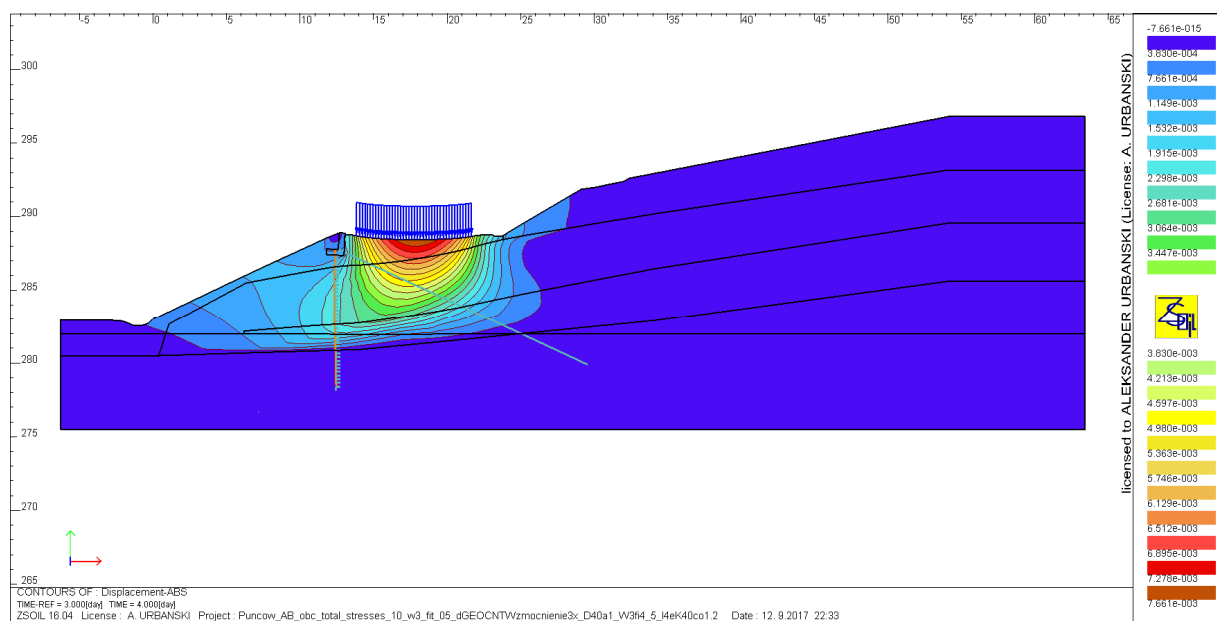
W modelu MES układu (płaski stan odkształcenia) uwzględniono:

- warstwy gruntowe o parametrach jak w Tab. 1, z tym że przyjęto wartości kąta tarcia i kohezji dla w-wy 3., zredukowane na drodze analizy wstecznej do $\phi=4.5^\circ$ oraz $c=21$ kPa.
- pale jako elementy belkowe, połączone z kontinuum gruntowym przy pomocy łączników o charakterystyce sprężysto-plastycznej, odzwierciedlających nośność i sztywność tego połączenia w lokalnie trójwymiarowym stanie w otoczeniu pala, por. [6].
- kotwy gruntowe, wraz z modelem interfejsu dla buławy (strefy czynnej). Nośność tego interfejsu określono na podstawie materiałów f-my Titan dla koronki $D=90$ mm i w-wy łupków - zwietrzelina jako $N_b=54.4$ kN/mb, co przy założonej długości strefy aktywnej $L_b=5.0$ m, daje nośność zewnętrzną kotwy $N_{zk}=5.0 \times 54.5=272.5$ kN. Stanowi to 64.1% założonej nośności wewnętrznej (siły uplastyczniającej) kotwę ($N_{wk}=425$ kN, przy powierzchni $A=726$ mm²)
- obciążenie eksploatacyjne $q=25$ kPa.

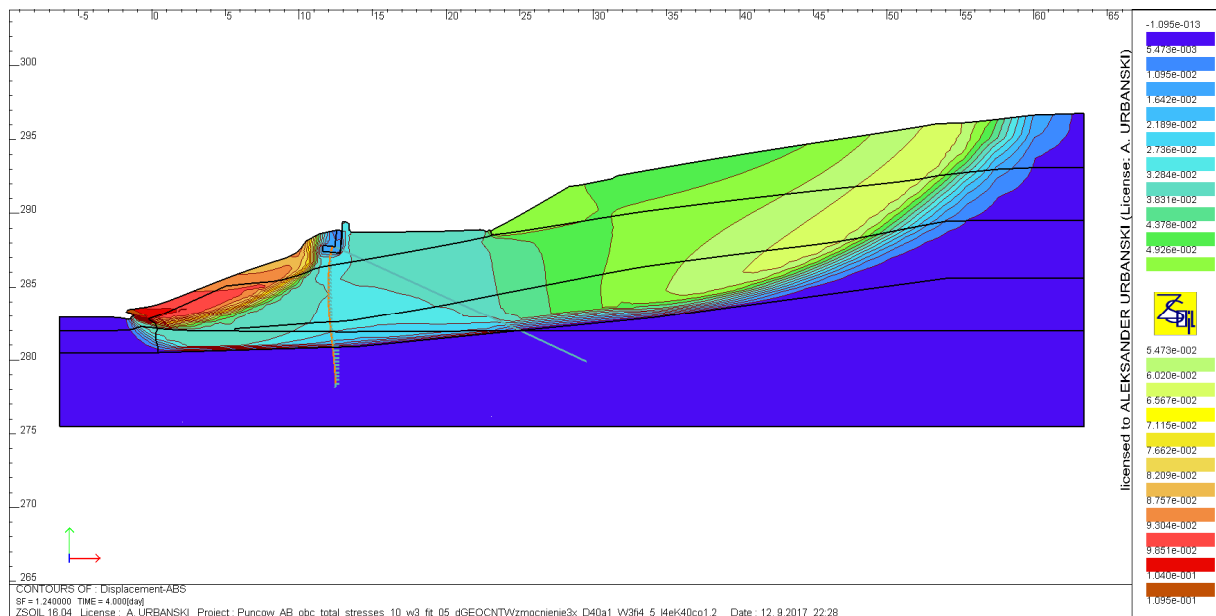
W modelu MES zastosowano etapowanie zgodnie z planowaną kolejnością i technologią robót (oczep-kotwienie ze sprężeniem-palisada).



Rys. 3.1 Model MES (fragment) w stanie po wykonaniu zabezpieczenia.

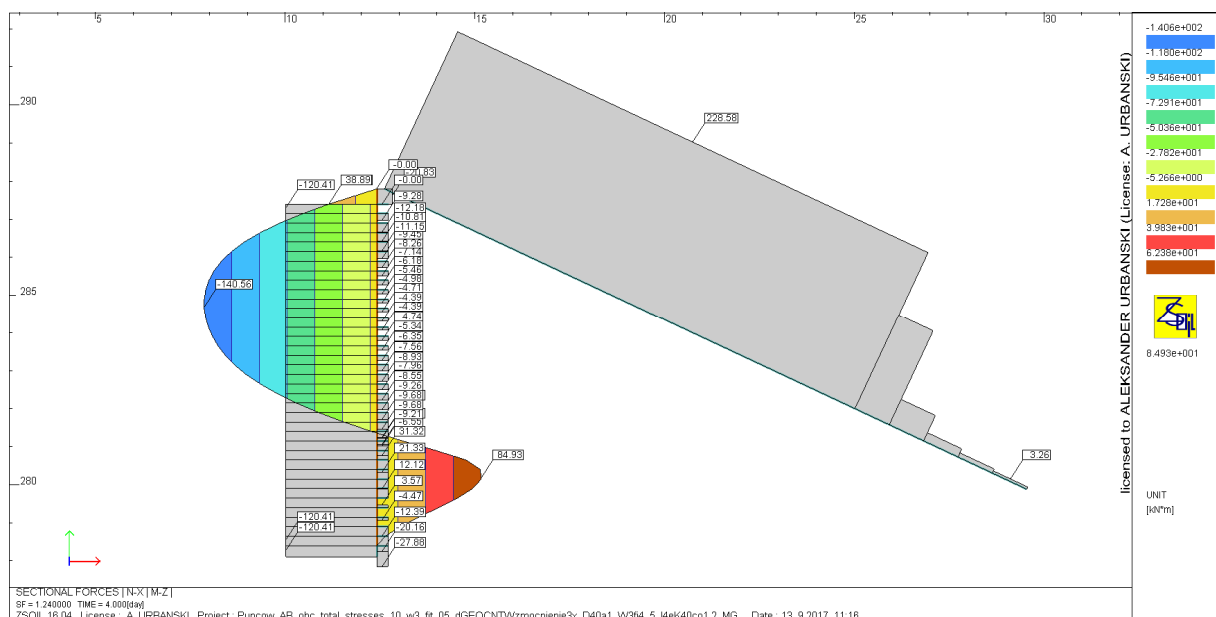


Rys. 3.2 Postać deformacji pod obciążeniem eksploatacyjnym drogi $q=25\text{kPa}$



Rys. 3.3 Postać utraty deformacji układu z zabezpieczeniem (przy SF=1.24).

Widoczny jest wpływ konstrukcji zabezpieczającej na możliwy mechanizm zniszczenia (porównanie rys. 2.4 i rys.3.3). Strefa pod drogą nie podlega znaczącej deformacji, ta koncentruje się w obrębie skarpy poniżej drogi.



Rys. 3.4 Siły wewnętrzne w konstrukcji zabezpieczenia przy SF=1.24

Sprawdzenie nośności elementów konstrukcji zabezpieczającej przeprowadzono przy założeniu współczynnika redukującego materiałowego $\gamma_M = SF = 1.24$.

Uzyskano:

1. Siła rozciągająca w kotwie (5 szt. na odcinku 6m)

$$N=228.5 < N_{zk}=272.5 \text{ kN} < N_{wk}=425 \text{ kN}$$

2. Naprężenie w sztywnym zbrojeniu pala (HEB 240: $W_x=938\text{cm}^3$, $F=106\text{cm}^2$, stal S235), dla $M=140.5\text{kNm}$, $N=120.4\text{kN}$

$$\sigma_M = \frac{140.5\text{kNm}}{938\text{cm}^3} = 149.7\text{MPa}$$

$$\sigma_N = \frac{120.4\text{kN}}{106\text{cm}^2} = 11.3\text{MPa}$$

$$\sigma = \sigma_M + \sigma_N = 161.0\text{MPa} < f_y = 235\text{MPa}$$

4 Projektowane rozwiązanie zabezpieczenia drogi wraz z opisem technologii jego wykonania

Proponowane zabezpieczenie rozważanego odcinka drogi polega na:

1. Wykonanie oczepu o przekroju L (wys. 1.5m, szerokość stopy 1.2m, grubość ściany 0.3m, grubość stopy 0.5m), przy krawędzi nawierzchni drogi. Beton klasy C35. Zbrojenie #14- klasy A-II (St50B) i $\Phi 10$ A-I (strzemiona). Odcinki wykonywane jednorazowo mają długość 6.0m. Cała długość zabezpieczonego odcinka (wg przybliżonej lokalizacji) wynosi ok. 36m=6 szt_x_6m. Oczep może być wykorzystany jako fundament do osadzenia barier zabezpieczających.

Wykonanie wykopu przeprowadzić warstwami 0.3m, z zabezpieczeniem odsłoniętego podłoża drogi torkretem lub przy zabezpieczeniu ścianką berlińską. W stopie oczepu L należy pozostawić niezabetonowane otwory $D_z=0.45\text{m}$, do zabetonowania w trakcie wykonywania pali $D=0.4\text{m}$.

2. Zakotwienie ww. oczepu w skale mikropalami kotwiącymi, w ilości 5 sztuk na sekcje 6m - rozstaw co 1.0m, nachylenie 1:2. Ogółem sztuk: 6x5=30. Długość kotwy minimum $L=18.0\text{m}$, w tym buława kotwiąca wykonana w skale (wg Dokumentacji geologiczno-inżynierskiej, poz.[2] wykazu, w warstwie oznaczonej jako Warstwa nr 4: grunty skaliste, warstwy fliszowe mułowcowe z wkładkami łupków, piaskowców oraz brekcji tektonicznych) o długości minimum 5m.

W projekcie przewidziano zastosowanie mikropali kotwiących (kotew) formowanych iniekcyjnie z zastosowaniem specjalnej technologii: wiercenia otworów metodą udarowo-obrotową bez rurowania, pod osłoną płuczki z tłoczonego ciśnieniowo zaczynu cementowego.

Cechą szczególną systemu mikropali kotwiących jest jednoczesne wykonywanie różnych faz formowania elementów: wiercenia otworu, wprowadzania zbrojenia i iniekcji cementowej. Podstawowy składnik systemu – rurowa żerdź łączona łącznikami, wyposażona w traconą koronkę wiertniczą – służy zarazem jako żerdź wiertnicza, przewód iniekcyjny oraz element nośny (zbrojenie) mikropali kotwiących

Zastosowano elementy konstrukcyjne o następujących parametrach:

mikropal kotwiący typu 40/20

- średnica żerdzi $d_z/d_w = 40/20$ mm;
- siła uplastyczniająca 425 kN
- średnica koronki wiertniczej traconej 90 mm;
- długość mikropali kotwiących 18m;
- oporowe płyty systemowe,
- łączniki żerdzi $\phi 54 \times 140$ mm (czarne),
- nakrętki systemowe SW 65x 50mm.

Po wykonaniu kotwy należy dokonać jej sprężenia (naprężenie wstępne $\sigma_0=100$ MPa, odpowiadająca mu siła $N_0=73$ kN). Dopiero po wykonaniu oczepu L i jego kotwienia wraz ze sprężeniem - wjazd ciężkim sprzętem do wykonania palowania staje się możliwy.

3. Wykonanie palisady z palami wierconymi. Średnica pala $D=0.4$ m, rozstaw osiowy $a=1.0$ m, beton C35. Lokalizacja osi pala 0.70m od krawędzi oczepu (=krawędź drogi), poza jej obrębem (wykorzystanej jako tzw. platforma robocza dla palownicy). Długość pala $L \sim 12$ m, i w tej długości minimum 4 m pala będzie zakotwione w skale (w-wa 4, wg [2]) . Sztywne zbrojenie pala kształtownikiem walcowanym HEB 240, stal S235.

Zwykła technologia CFA jest, wobec konieczności wiercenia w skale, niewykonalna. Proponuje się pale wykonywane w technologii DFF (Designed For Flysch, <http://www.soley.com.pl/2013-03-08-18-28-34/pale-dff.html>). Jedynie proces wiercenia jest technologicznie inny, inne fazy (betonowanie, zbrojenie) tak jak dla CFA.

4. Po wykonaniu palalisady - usunięcie nawierzchni i dalsza przebudowa drogi, wg projektu drogowego

5 Wnioski końcowe

Osuwisko „Puńców” stanowi zagrożenie dla drogi powiatowej. Przedstawione analizy stateczności potwierdzają fakt, że obecnie zbocze znajduje się w stanie zbliżonym do stanu równowagi granicznej. Należy zwrócić uwagę iż dla zapewnienia jego stateczności zasadnicze znaczenie ma odwodnienie masywu gruntowego, to jest:

- odprowadzenie wód opadowych z powierzchni drogi w sposób kontrolowany (uniemożliwiający nawadnianie stoku w rejonie drogi i poniżej jej) do potoku Puńcówka
- zdrenowanie zbocza powyżej drogi i odprowadzenie ujmowanej drenażem wody jak wyżej.

6 Wykorzystane akty prawne i literatura

1. PN-EN 1997-1 Eurokod 7 Projektowanie geotechniczne Część 1: Zasady ogólne
2. Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla rozpoznania warunków geologiczno-inżynierskich w celu stabilizacji osuwiska zarejestrowanego w Krajowym Rejestrze Osuwisk Państwowego Instytutu Geologicznego pod nr 76979 oraz remontu i zabezpieczenia drogi powiatowej 2608S o nazwie ul. Cieszyńska, w miejscowości Puńców. Autor: Soley sp. z o.o. – mgr inż. Jacek Aleksanderek, mgr inż. Ewa Sierant-Sulecka, Kraków, lipiec 2016 r.
3. Karta rejestracji osuwiska
4. Dokumentacja geofizyczna na potrzeby projektowe zadania pn: Zabezpieczenie i naprawa korpusu drogi powiatowej 2608S ul. Cieszyńska w Puńcowie uszkodzonego na skutek osuwiska. Road-Skan-Expert, Pszczyna, czerwiec 2017 r.
5. 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 (z późniejszymi zmianami).
6. Urbański, A.: A simplified computational model for a periodic system of horizontally loaded piles. Proceedings of COMGEO 3, IC2E- International Centre for Computational Engineering, 2013.