



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

**ANALÝZA STABILITY SVAHU NÁCHYLNÉHO
K SESOUVÁNÍ**

ANALYSIS OF SLOPE PRONE TO SLIDING

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Sylvie Píchová

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. ANTONÍN PASEKA, CSc.

BRNO 2020



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Sylvie Píchová
Název	Analýza stability svahu náchylného k sesouvání
Vedoucí práce	doc. Ing. Antonín Paseka, CSc.
Datum zadání	31. 3. 2019
Datum odevzdání	10. 1. 2020

V Brně dne 31. 3. 2019

doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Podklady pro diplomovou práci budou předány vedoucím diplomové práce.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Teoretická část práce bude obsahovat obecné pojednání o analýze stability svahu. V praktické části bude proveden konkrétní výpočet stability nezajištěného svahu včetně návrhu technického řešení zabezpečení svahu.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).
2. Přílohy textové části závěrečné práce zpracované podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání, a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (nepovinná součást závěrečné práce v případě, že přílohy nejsou součástí textové části závěrečné práce, ale textovou část doplňují).

doc. Ing. Antonín Paseka, CSc.
Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Diplomová práce dokumentuje šetření sesuvného svahu, geofyzikální a inženýrsko-geologický průzkum sesuvného svahu, rekognoskaci sanovaného sesuvu.

Statické výpočty na základě MKP byly počítány v programu GEO5. Je provedena zpětná analýza matematického modelu sesuvu, což přispělo ke spolehlivosti statického posouzení sesuvu. Matematickým modelováním postupných etap výstavby byly optimalizovány komplikované stabilizační konstrukce pilotové a mikropilotové stěny. Byl navržen způsob provádění stavebních prací při sanaci sesuvu i dimenze zpevňujících konstrukcí.

KLÍČOVÁ SLOVA

sesuv, matematické modelování, metoda konečných prvků, zpětná analýza, pilotová stěna, mikropilotovi stěna, GEO5

ABSTRACT

Theo diploma thesis illustrates landslide investigation, geophysical and engineering-geological landslide survey and landslide stability reconnaissance.

Static calculations based on FEM were performed in the GEO5 program. A back analysis of the landslide mathematical model was executed, which resulted in the reliability of the static landslide assessment. The complicated stabilization construction of the pile and micropile walls were optimized by mathematical modeling of successive phases of construction. The method of execution of construction work during the landslide rehabilitation was designed as well as the dimensions of reinforcing structures.

KEYWORDS

landslide, mathematical modeling, finite element method, back analysis, pile wall, micropile wall, GEO5

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Bc. Sylvie Píchová *Analýza stability svahu náchylného k sesouvání*. Brno, 2020. 161 s.

Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky.

Vedoucí práce doc. Ing. Antonín Paseka, CSc.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Analýza stability svahu náchylného k sesouvání* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 7. 1. 2020

Bc. Sylvie Píchová

autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Analýza stability svahu náchylného k sesouvání* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 7. 1. 2020

Bc. Sylvie Píchová

autor práce

Poděkování

Velice ráda bych poděkovala svému vedoucímu diplomové práce panu doc. Ing. Antonínu Pasekovi, CSc., který mi velice ochotně a odborně danou problematiku vždy vysvětlil a poskytl podklady k vypracování. Dále bych velmi ráda poděkovala své rodině, především mým rodičům – tatínkovi Dr. Ing. Jiřímu Píchovi za trpělivé vysvětlování stavařiny obecně jako celek a mamince Ing. Ivoně Píchové, také prarodičům z obou stran, přáteli a přátelům za obrovskou podporu.

OBSAH

1. ÚVOD	10
2. FOTODOKUMENTACE A PROVEDENÁ ŠETŘENÍ SESUVNÉHO SVAHU A OKOLÍ [1] [2] [3]	12
2.1 FOTOGRAFICKÁ DOKUMENTACE PORUCH ÚZEMÍ – 2010 [2]	14
2.2 FOTOGRAFICKÁ DOKUMENTACE PORUCH ÚZEMÍ – 2011 [1]	16
2.2.1 <i>Provedená šetření [1]:</i>	16
2.3 FOTOGRAFICKÁ DOKUMENTACE PORUCH ÚZEMÍ – 2013 [3]	20
2.3.1 <i>Provedená šetření [3]:</i>	20
2.3.2 <i>Geotechnické zhodnocení [3]:</i>	21
2.3.3 <i>Závěr z provedeného šetření [3]:</i>	21
3. GEOFYZIKÁLNÍ A INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝ PRŮZKUM SESUVNÉHO SVAHU [1] [4]	23
3.1 GEOFYZIKÁLNÍ PRŮZKUM V ŠIRŠÍM OKOLÍ SESUVU [4].....	23
3.1.1 <i>Úvod:</i>	23
3.1.2 <i>Popis metod:</i>	24
3.1.3 <i>Geologická situace:</i>	25
3.1.4 <i>Výsledky měření:</i>	26
3.1.5 <i>Závěr geofyzikálního průzkumu:</i>	36
3.2 VYHODNOCENÍ GEOLOGICKÝCH A HYDROGEOLOGICKÝCH POMĚRŮ [1]:	37
3.3 GEOTECHNICKÉ ZHODNOCENÍ [1]:.....	39
3.4 ZÁVĚR – NÁVRH SANACE [1]:	39
4. PŮVODNÍ PROJEKT A STATICKÝ VÝPOČET SESUVU METODOU ZÁVISLÝCH TLAKŮ [5]	40
4.1 TECHNICKÁ ZPRÁVA [5]	40
4.1.1 <i>Průvodní zpráva</i>	40
4.1.2 <i>Souhrnná technická zpráva</i>	40
4.1.3 <i>Technická zpráva</i>	43

4.2	PODROBNÉ STATICKÉ POSOUZENÍ [5].....	48
4.2.1	<i>Posouzení pažící konstrukce</i>	48
5.	PROVEDENÍ A FOTODOKUMENTACE STAVBY (2015) [1] [2].....	54
6.	REKOGNOSKACE SANOVANÉHO SESUVU	60
7.	METODA MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ	65
7.1	METODA KONEČNÝCH PRVKŮ.....	65
7.1.1	<i>Charakteristiky úlohy</i>	65
7.1.2	<i>Souřadné systémy</i>	68
7.1.3	<i>Rozměry modelu</i>	70
7.1.4	<i>Volné body</i>	71
7.1.5	<i>Volné linie</i>	71
7.1.6	<i>Zahuštění linií</i>	71
7.1.7	<i>Volná zahuštění</i>	71
7.1.8	<i>Generování sítě</i>	72
7.1.9	<i>Korektor zadané geometrie</i>	72
7.1.10	<i>Aktivace</i>	73
7.1.11	<i>Přiřazení</i>	73
7.1.12	<i>Voda</i>	73
7.1.13	<i>Nosníky</i>	74
7.1.14	<i>Kotvy</i>	74
7.1.15	<i>Tuhá tělesa</i>	74
7.1.16	<i>Kontaktní prvky</i>	75
7.2	MATERIÁLOVÉ MODELY	77
7.2.1	<i>Lineární modely</i>	77
7.2.2	<i>Nelineární modely</i>	78
7.2.3	<i>Modul pružnosti E</i>	79
7.2.4	<i>Poissonovo číslo ν</i>	81
7.2.5	<i>Biotův parametr</i>	82

7.2.6	<i>Geostatické napětí, výpočet vztlaku</i>	82
7.2.7	<i>Úhel vnitřního tření zeminy, soudržnost zeminy, objemová tíha zeminy</i>	83
7.2.8	<i>Úhel dilatance</i>	83
8.	ZPĚTNÁ ANALÝZA MATEMATICKÉHO MODELU SESUVU	84
8.1	POUŽITÁ METODA MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ.....	84
8.2	NASTAVENÍ VÝPOČTU.....	84
8.2.1	<i>Charakteristiky výpočtu napjatosti</i>	84
8.2.2	<i>Rozhraní</i>	84
8.2.3	<i>Zeminy</i>	85
8.2.4	<i>Tuhá tělesa</i>	88
8.2.5	<i>Přiřazení</i>	89
8.2.6	<i>Typy kontaktů</i>	89
8.2.7	<i>Volné body, volné linie</i>	90
8.2.8	<i>Zahuštění linií</i>	90
8.2.9	<i>Volná zahuštění</i>	90
8.2.10	<i>Generování sítě</i>	90
8.3	FÁZE 1	91
8.4	FÁZE 2	91
8.4.1	<i>Výsledky</i>	93
9.	NÁVRH SVAH ZPEVNŮJÍCÍCH KONSTRUKCÍ A ZEMNÍCH ÚPRAV SESUVU	96
9.1	TECHNOLOGIE	97
9.1.1	<i>Horní armovaná stěna ze stříkaného betonu umístěná na mikropilotách</i> ..	97
9.1.2	<i>Spodní kotvená monolitická armovaná stěna umístěná na železobetonových pilotách</i> 101	
9.1.3	<i>Trvalé zakotvení pilotové stěny</i>	104
9.1.4	<i>Přísypy</i>	104
10.	MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ POSTUPNÝCH ETAP VÝSTAVBY	106
10.2	SIMULACE POSTUPNÝCH ETAP VÝSTAVBY	108

10.2.1	<i>Postup posouzení a výsledky výpočtů</i>	108
10.3	NAPJATOSTNÍ VÝPOČTY - VÝSLEDKY	114
10.4	STABILITNÍ VÝPOČTY	142
10.5	NAPJATOSTNÍ VÝPOČET PRO ZÍSKÁNÍ MAXIMÁLNÍCH MOMENTŮ PILOT A MIKROPILOT.....	151
10.6	KONTROLA MOŽNOSTI DIMENZOVÁNÍ HLAVNÍCH NOSNÝCH PRVKŮ OPĚRNÝCH STĚN	152
10.6.1	<i>Posouzení pilot</i>	152
10.6.2	<i>Posouzení mikropilot</i>	155
10.7	ZÁVĚR MATEMATICKÉHO MODELOVÁNÍ.....	158
10.8	DOPORUČENÍ PRO VÝSTAVBU	159
11.	ZÁVĚR DIPLOMOVÉ PRÁCE.....	160
12.	POUŽITÁ LITERATURA.....	161

1. ÚVOD

Moje diplomová práce navazuje na moji bakalářskou práci s názvem *Posouzení stability území náchylného k sesouvání* z roku 2017, která se zabývala problematikou stability svahů. Byly zde široce pojednány geologické charakteristiky hlavních typů svahových pohybů a způsoby výpočtů stability svahů metodou mezní rovnováhy, doporučeny průzkumy sesuvů a provedeno posouzení konkrétního recentního sesuvu na stavbě VIII Bystrc-Brno metodou mezní rovnováhy a vyhotoven návrh opatření a požadavků na dohled k zajištění stabilizace tohoto sesuvu.

V diplomové práci je vybrána lokalita Horní Bojanovice, kde bylo již provedeno zpevnění sesuvného svahu záporovou stěnou a provedena oprava poškozených sítí a místní komunikace. Záporové pažení bylo již provedeno na základě statického posouzení metodou závislých tlaků.

Cílem mé diplomové práce bylo použít přesnější metodu posouzení stability svahu pro návrh stabilizačních opatření svahu. Použitá metoda posouzení je matematické modelování metodou konečných prvků, kde je modelována stabilita zemin plošnými konečnými prvky při použití liniových konečných prvků pro simulování pažících konstrukcí monolitických konstrukcí, mikropilot, pilot a kotev.

Vlastní posouzení bylo provedeno tak, že nejdříve byly pomocí zpětné analýzy kalibrovány pevnostní parametry, úroveň hladiny podzemní vody a byla ověřena geologie získaná geofyzikálním řezem a jedním geologickým vrtem pro sesuv v charakteristickém profilu. Po provedené kalibraci byla v matematickém modelu prokázána smyková plocha, která byla blízká smykové ploše posuzovaného sesuvu, při mezních vodních poměrech, které vedly k jeho vytvoření. Po tomto ověření bylo možné přistoupit k návrhu stabilizace svahu.

Návrh svah zpevňujících konstrukcí a zemních úprav byl prováděn pomocí simulace různých stavebních postupů v matematickém modelu. Velký problém při návrhu činila úzká místní komunikace se zástavbou naštěstí jen směrem do svahu, pod kterou bylo třeba stabilizační opatření zrealizovat. Značnou komplikaci též vytvořily inženýrské sítě, které byly při výstavbě v provozu a bylo třeba je zachovat.

Jako nejvhodnější řešení bylo nalezeno provést dvě opěrné konstrukce:

horní monolitickou armovanou stěnu ze stříkaného betonu umístěnou na mikropilotách, která je pomocnou konstrukcí pro zajištění místní komunikace a inženýrských sítí pod komunikací a která umožňuje vybudovat spodní pilotovou stěnu **spodní trvale kotvenou monolitickou železobetonovou armovanou stěnu** umístěnou na železobetonových pilotách, která je hlavní nosnou konstrukcí pro zajištění sesuvu.

Obě opěrné konstrukce a svah sesuvu byly v matematickém modelu nasimulovány v postupných etapách reálné výstavby, aby bylo možné prokázat, že navrhovaná opatření je možné provést a jsou dimenzovatelné.

2. Fotodokumentace a provedená šetření sesuvného svahu a okolí [1] [2] [3]



Obr. č. 2-1: Satelitní ukázka Horních Bojanovic [1]



Rozsah území vyžadující ochranu před sesouváním

Obr. č. 2-2: Situace území s vyznačením nutné ochrany před sesouváním [1]

2.1 Fotografická dokumentace poruch území – 2010 [2]



Obr. č. 2-3: Trhlina ve vozovce u obrubníku [2]



Obr. č. 2-4: Trhliny ve vozovce [2]



Obr. č. 2-5: Trhliny ve zdi patřící rodinnému domu u vozovky [2]



Obr. č. 2-6: Ostění vinného sklípku ve svahu pod vozovkou [2]



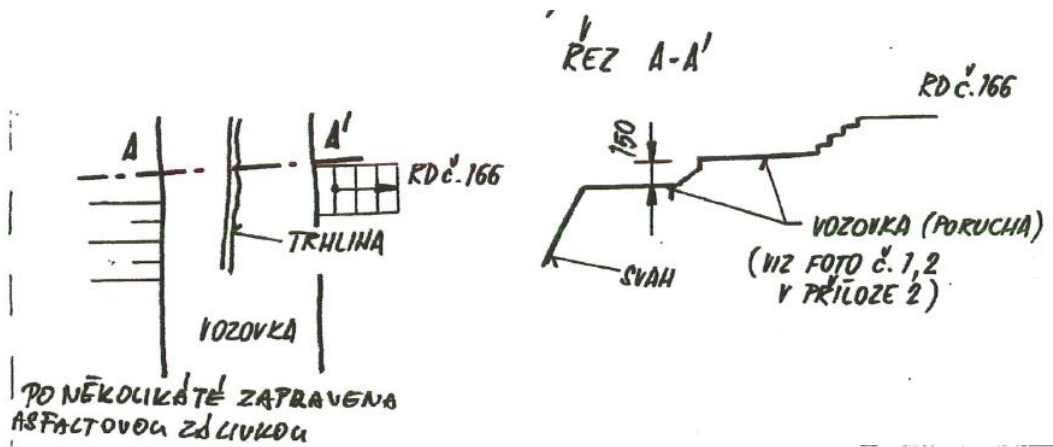
Obr. č. 2-7: Prázdný prostor vzniklý nad sesunutou zeminou [2]

2.2 Fotografická dokumentace poruch území – 2011 [1]

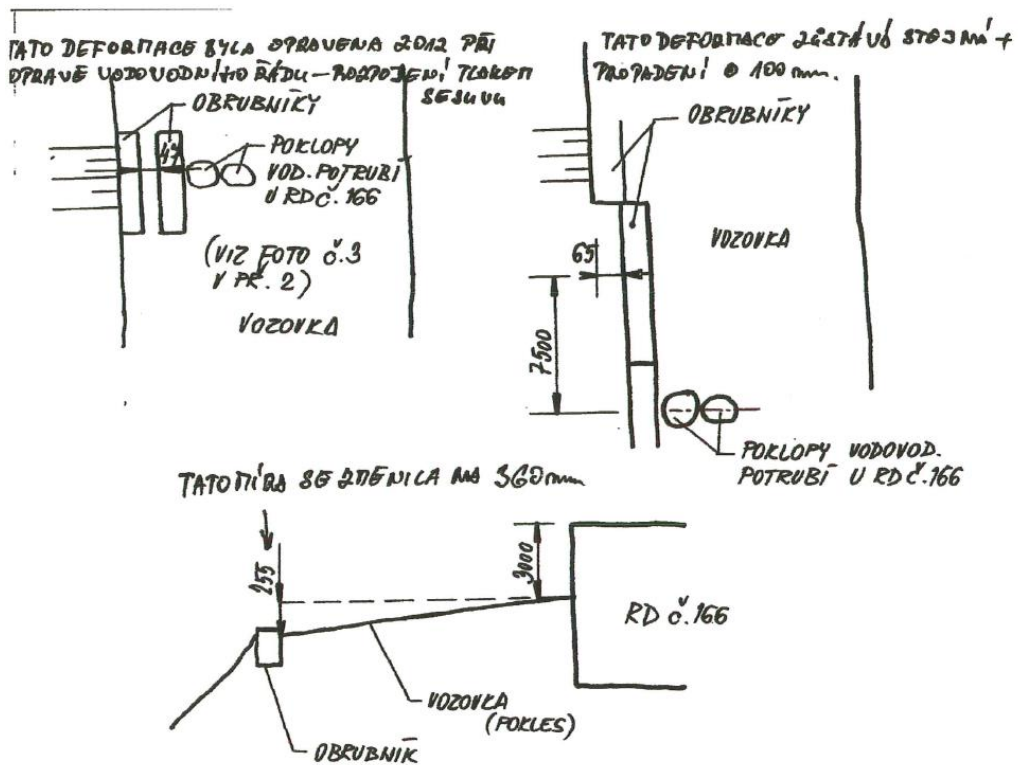
2.2.1 Provedená šetření [1]:

- Geofyzikální průzkum v širším okolí sesuvu firmou KOLEJKONSULT&servis, spol. s.r.o. – viz. obr. č. 3-8 a 3-11.
- Projektované vybudování pozorovacího vrtu u budovy č. 166 – sledování kolísání hladiny podzemní vody nebylo zrealizováno. Díky inženýrským sítím podzemním i nadzemním by bylo riziko pracovního úrazu neúměrně veliké (zejména u nadzemního vysokého elektrického napětí), také by tento vrt byl v rozporu s bezpečnostními předpisy.
- Ve vinném sklepě (ležícím ve svahu pod rodinným domem č. 166 vytéká ze zadní stěny slabý pramínek vody.
- Změřené deformace vozovky a obrubníků v prostoru rodinného domu č. 166 ze dne 8.6. 2011 – viz. obr. č. 2-8 a 2-9.

[1]



Obr. č. 2-8: Horní Bojanovice – u RD č. 166 [1]



Obr. č. 2-9: Horní Bojanovice – u RD č. 166 [1]



Obr. č. 2-10: Posun obrubníků u vozovky o 47 mm před RD č. 166 [1]



Obr. č. 2-11: Pohled na terasovitě upravený svah pod RD č. 166 (předaný zadavatelem) [1]



Obr. č. 2-12: Detail obr. č. 2-11 – provizorní zabezpečení koruny svahu u vozovky [1]

2.3 Fotografická dokumentace poruch území – 2013 [3]

2.3.1 Provedená šetření [3]:

3. 10. 2013 byla i se starostou obce Horní Bojanovice Jiřím Šlancarem provedena rekognoskace stavu a vývoje sesuvu po dvou letech.

Porovnání deformací ze dne 8.6.2011 a 3.10.2013

- trhliny ve vozovce se stále rozšiřují
- obrubníky u vozovky (u hrany svahu) stále podklesávají (rozdíl cca 100 mm)

[3]



Obr. č. 2-13: Ohraničení nutné fixace sesuvu [3]

2.3.2 Geotechnické zhodnocení [3]:

Sesuv je stále v pohybu. [3]

2.3.3 Závěr z provedeného šetření [3]:

Díky provedenému šetření bylo zjištěno, že svahové pohyby v řešené lokalitě stále trvají a neuklidní se bez přiměřených sanačních opatření. Pokud problém nebude takto řešen, svahové pohyby se budou zrychlovat a při nadměrných atmosférických srážkách či abnormálním zimním období s mocnou sněhovou pokrývkou, která náhle roztaje, může dojít k náhlému sesutí části svahu.

Rozsah území, které se musí stabilizovat (ochránit cca 18 objektů), je vyznačen v situaci na obr. č. 2-13.

Sanační opatření viz. Posudek území náchylného k sesouvání se musí projektovat a provést až po uskutečnění II. etapy inženýrsko-geologického průzkumu (upřesnění výsledků geofyzikálního měření z roku 2011).

[3]



Obr. č. 2-14: Zapravení vozovky asfaltem [3]



Obr. č. 2-15: Zapravení vozovky asfaltem a svislý posun obrubníku [3]



Obr. č. 2-16: Zapravení vozovky asfaltem u obrubníku [3]

3. Geofyzikální a inženýrskogeologický průzkum sesuvného svahu [1] [4]

3.1 Geofyzikální průzkum v širším okolí sesuvu [4]

3.1.1 Úvod:

Geofyzikální měření v širším okolí sesuvu na lokalitě Horní Bojanovice bylo provedeno na základě objednávky doc. Ing. Antonína Paseky, CSc. Sesuv se vytvořil na místní komunikaci, která se nachází na pravé straně úzkého erozního údolí v severní části obce. V průběhu měření bylo na vnější straně vozovky několik viditelných zátrhů.

Měření bylo vykonáno za účelem ověření geologické stavby území postiženého sesouváním a zjištění polohy smykové plochy (musí být proveden návrh sanace).

Byl použit minimalizovaný komplex tří geofyzikálních metod – pulzní georadar, metoda dipólového elektromagnetického profilování (DEMP) a elektrická tomografie (MULTIKABEL). Geofyzikální měření se provedlo na ploše 150 x 90 m. Proměřen byl 150 m dlouhý úsek vozovky a parcela u domu č.p. 166 ve svahu nad komunikací.

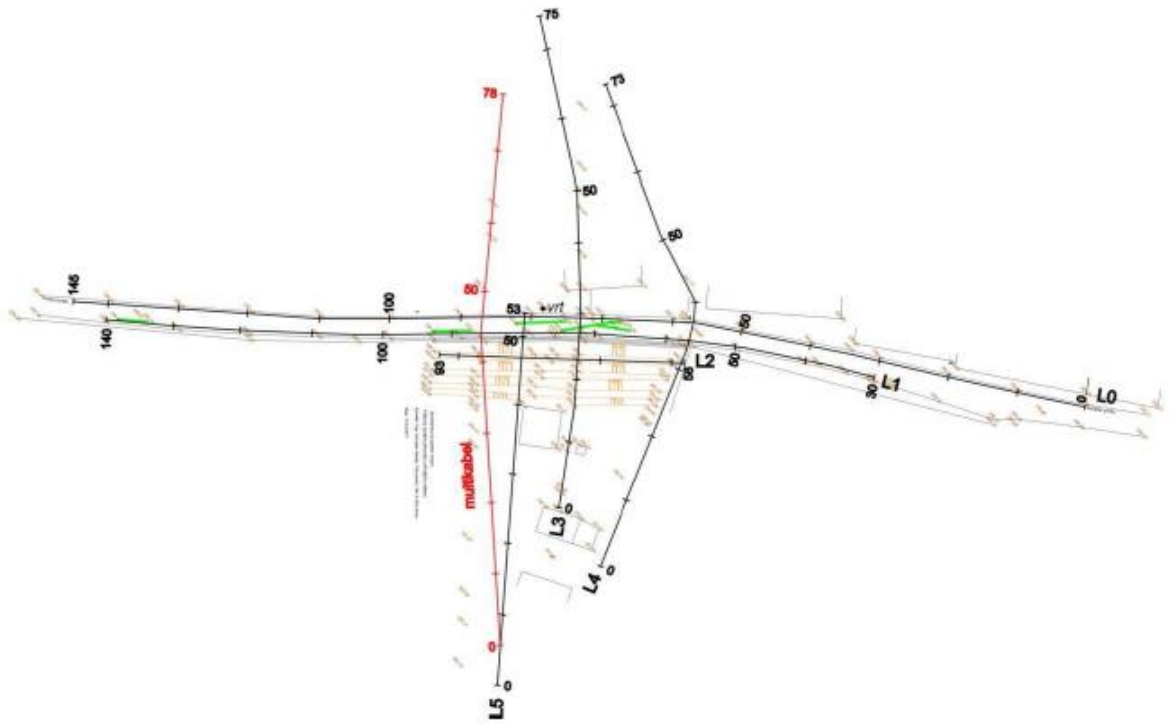
Měření bylo provedeno georadarem kanadské výroby PulseEKKO PRO s centrální vysílací frekvencí 100 MHz. Krok měření byl 0,5 m, rozestup antén 2 m. Bylo změřeno 6 radarových profilů L0-L5 (487 m profilů).

V metodě DEMP byl použit přístroj CM-031 české výroby, síť měření byla 4 x 2 m. Bylo změřeno 255 bodů DEMP.

Metodou MULTIKABEL byl změřen jeden profil přístrojem ARES firmy GfInstruments.

Měření proběhlo 12. května 2011. Mapový podklad byl plán geodetického zaměření vytvořený Ing. Jaroslavem Sáčkem, viz. obr. č. 3-1.

[4]



Obr. č. 3-1: Situace měření [4]

3.1.2 Popis metod:

3.1.2.1 Geofyzikální pulzní radar

- Po trase geofyzikálního profilu se pohybuje přijímač a vysílač signálu (jejich vzdálenost a krok měření po profilu závisí na povaze řešeného úkolu – očekávaná hloubka hledaných těles, jejich rozměr apod.)
- Vysílaný signál přijatý po odrazu od těles v zemi je aparaturou zpracován – sledování na obrazovce připojeného počítače – vykreslení celého geofyzikálního řezu po profilu (také zvýrazňování a potlačování struktur v řezu).
- Rozložení objektů hloubkově a jejich vzájemné vztahy (výše a níže uložené objekty, vzájemná poloha vrstev atd.). Převod časových radarových řezů na hloubkové pomocí přímého měření CMP/WARR – zjistí se rychlost šíření elektromagnetické vlny.

- Hloubkový dosah je částečně ovlivněn frekvencí (vlny o nižší frekvenci pronikají do větších hloubek). Ovlivněn je však geologickým složením řezu – koeficient útlumu elektromagnetických vln v jednotlivých horninách.
- Hloubkový dosah – několik metrů až několik desítek metrů.

[4]

3.1.2.2 Metoda dipólového elektromagnetického profilování (DEMP)

- Plošný snímek fyzikálního stavu přepovrchové části horninového masivu (rozložení hodnot zdánlivé měrné vodivosti σ_z a fázového posunu sekundárního pole IF).
- Používání aktivního zdroje elektromagnetických vln, který vysílá směrovaný signál do země a přijímá jeho odezvu.
- Rozdíly vodivosti – změny litologie hornin, změny vlhkosti, stupeň porušení, přítomnost cizích těles (dutiny, inženýrské sítě, atd.).
- Fázové změny odrážejí magnetické vlastnosti hornin – detailní rozčlenění, detekování kovových předmětů, cihelného zdiva a jiných umělých magneticky aktivních materiálů.
- Hloubkový dosah je kolem 6 m.

[4]

3.1.2.3 Metoda mnohaelektrodového kabelu – MULTIKABEL (geoelektrická 2-D tomografie)

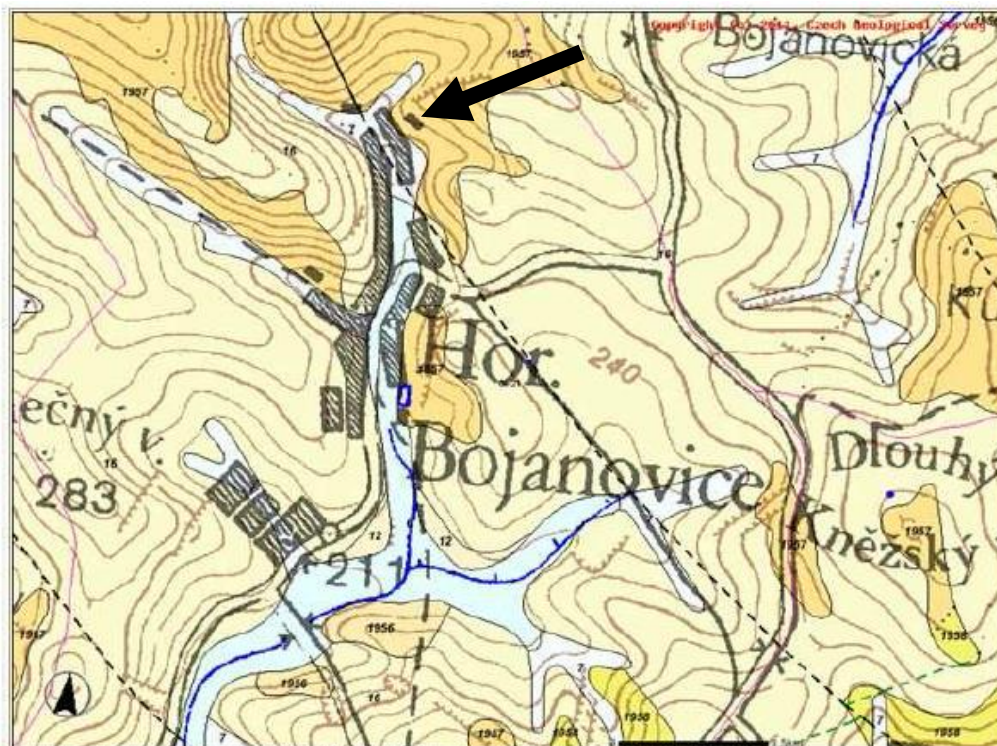
- Detailní rozložení měrných odporů do hloubky.
- Postupné proměření linie profilu po jednotlivých hloubkových úrovních odpovídajících násobkům rozestupu elektrod do požadované hloubky.
- Naměřená data – vstup do programu RES2DINV (světový standard) – přepočítání do odporového modelu prostředí se skutečnými hloubkami geoelektrických horizontů.

[4]

3.1.3 Geologická situace:

Dle geologické mapy serveru ČGS se lokalita nachází ve flyšových jednotkách zastoupených pískovci a jílovcí. Pokryvné útvary jsou spraše a písčito-hlinitý sediment.

[4]



Levý horní a pravý dolní roh (Křovák) : [-588438; -1188551][[-585124; -1191009], 1:9000

Sjednocená legenda GeoČR 50

kenozoikum		<i>pleistocén</i>
kvartér		16 spraš a sprašová hlína (eolická) (složení křemen + příměsí + CaCO ₂)
<i>holocén</i>		KARPATY
6	nivní sediment (fluviální nečlenené + sedimenty vodních nádrží)	paleogén, neogén
7	smíšený sediment (deluviofluviální)	<i>oligocén, miocén</i>
12	piščito-hlinitý až hlinito-piščitý sediment (deluviální) (složení pestré)	1956 pískovec, slepenec (marinní)
		1957 jílovec, pískovec (marinní)
		paleogén
		<i>oligocén</i>
		1956 jílovec, pískovec (marinní)

Obr. č. 3-2: Geologická situace [4]

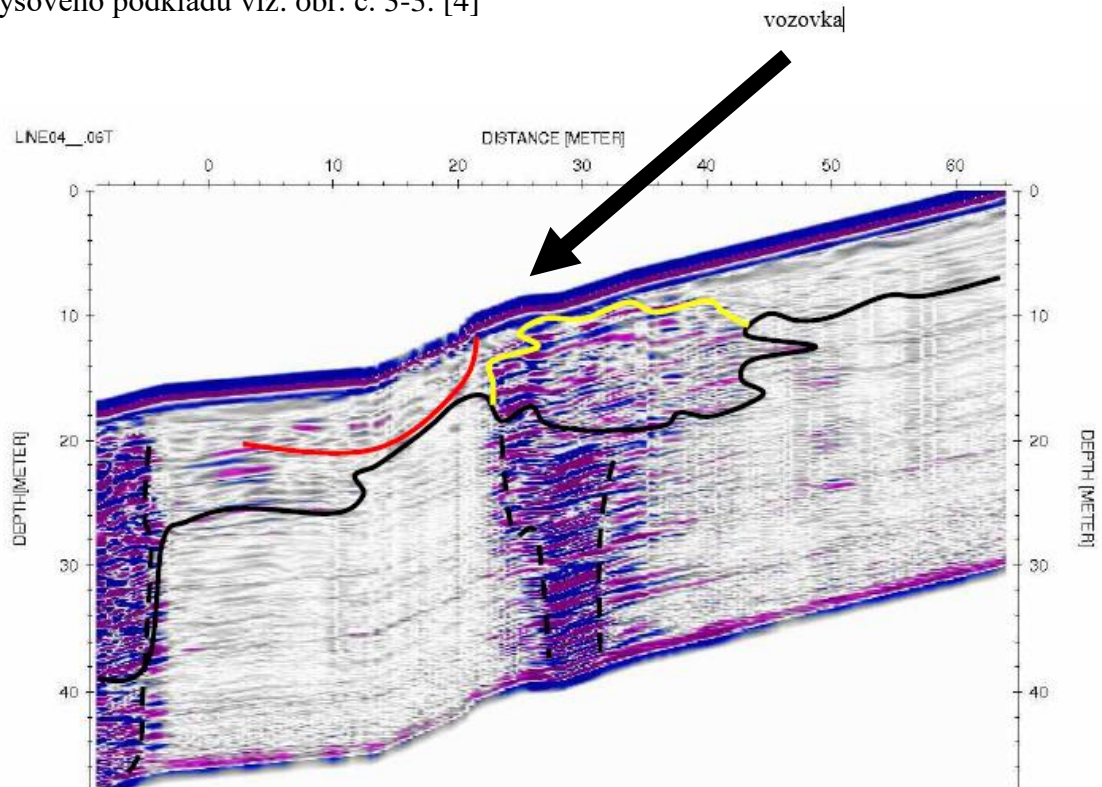
3.1.4 Výsledky měření:

Pomocí použití softwaru EKKO TOOLS 4.23, EKKO View Deluxe 1 (zesílení signálu, filtrace šumu, rušivých signálů a frekvencí) a REFLEX 6 (nadvstavbové zpracování). Pro převod časových řezů na hloubkové se použil 1D rychlostní model, vypočítaný na základě měření CMP/WARR na lokalitě. [4]

3.1.4.1 Georadar

Odráží stav horninového prostředí v průběhu měření.

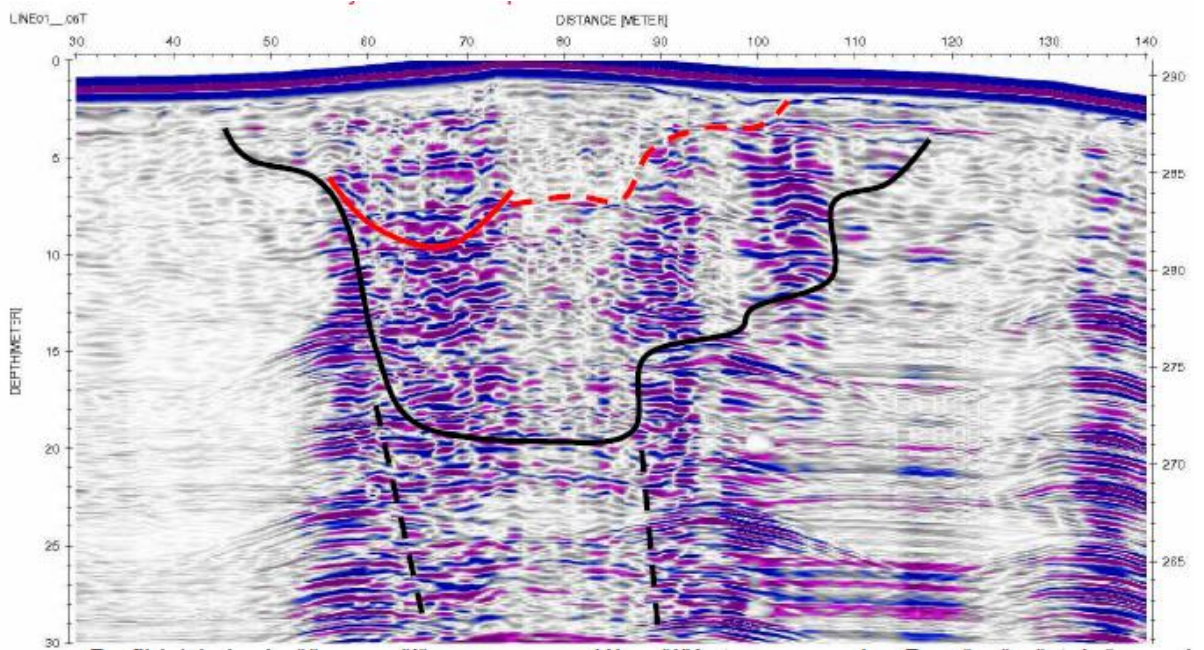
Ve vlnovém obrazu lze vidět průběh hlavních geologických rozhraní. Jako hlavní rozhraní je silnější červenou čarou korelována bazální smyková plocha zřetelně vymežující prostor rotačního sesuvu. Černou čarou je vymezen povrch neporušeného flyšového podkladu viz. obr. č. 3-3. [4]



Obr. č. 3-3: Georadarový záznam na profilu L4 [4]

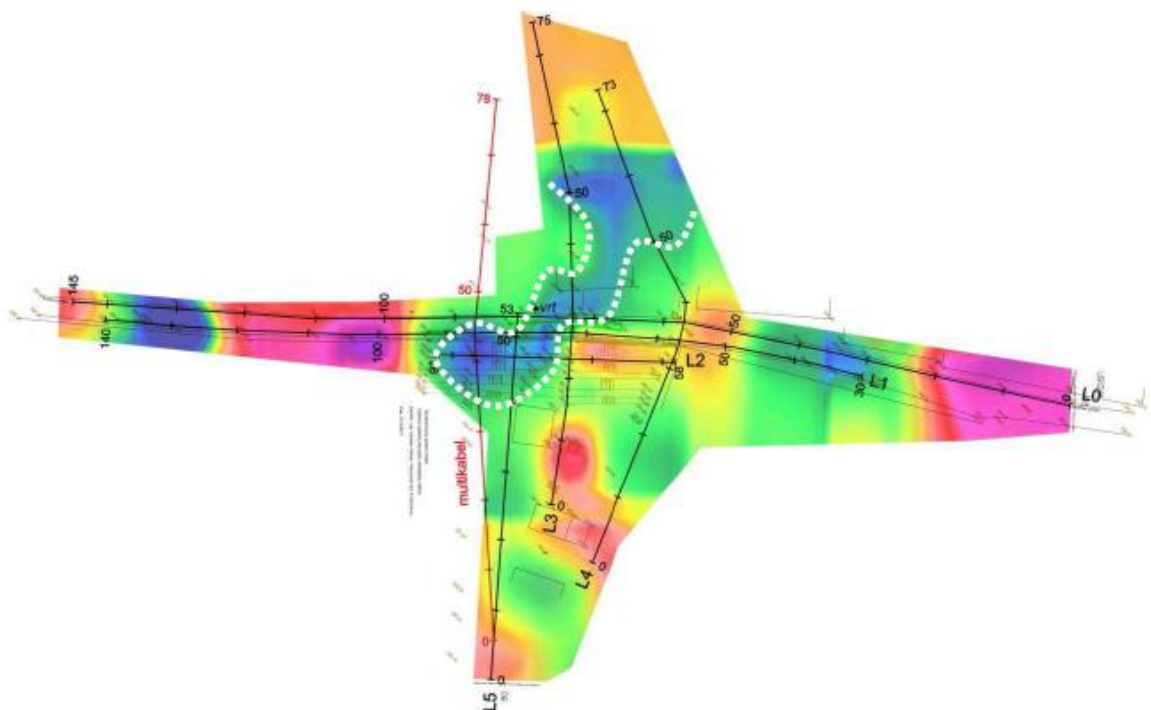
Profil L4 je typický profil, na kterém se díky frekvenčním a dynamickým změnám vlnového obrazu vymezuje sprašová kapsa v horní části svahu (ohraničená žlutou linkou). Sprašová kapsa je s velkou pravděpodobností způsobena tektonikou – důkaz je poměrně intenzivní narušení horninového prostředí v prostoru vozovky. [4]

Vlastní smyková plocha je válcovitého tvaru a ve svém vrcholu přiléhá k bázi pokryvu v dolní části svahu. [4]



Obr. č. 3-4: Georadarový záznam na profilu L1 [4]

Profil L1 je měřen napříč sesuvem podél vnější strany vozovky. Projevuje se zde poměrně zřetelně hluboce porušená tektonicky predisponovaná zóna, na kterou jsou vázány smykové plochy v nadloží. [4]



Obr. č. 3-5: Horizontální georadarový řez v hloubce $h = 4 - 6$ m [4]

Ze všech georadarových profilů jsou vypočteny horizontální řezy (z důvodu sledování rozložení kladných a záporných amplitud georadarového signálu v ploše). [4]

Na obr. č. 3-5 bílá tečkovaná křivka vymezuje pozici potencionálního přítoku vody do sesuvu. [4]

3.1.4.2 Dipólové elektromagnetické profilování (DEMP)

Tato metoda byla použita k orientačnímu určení změn vodivosti pomocí 255 bodů s krokem 4 x 2 m. Změřen byl prostor odlučné plochy a svah v zahradě nad silnicí.

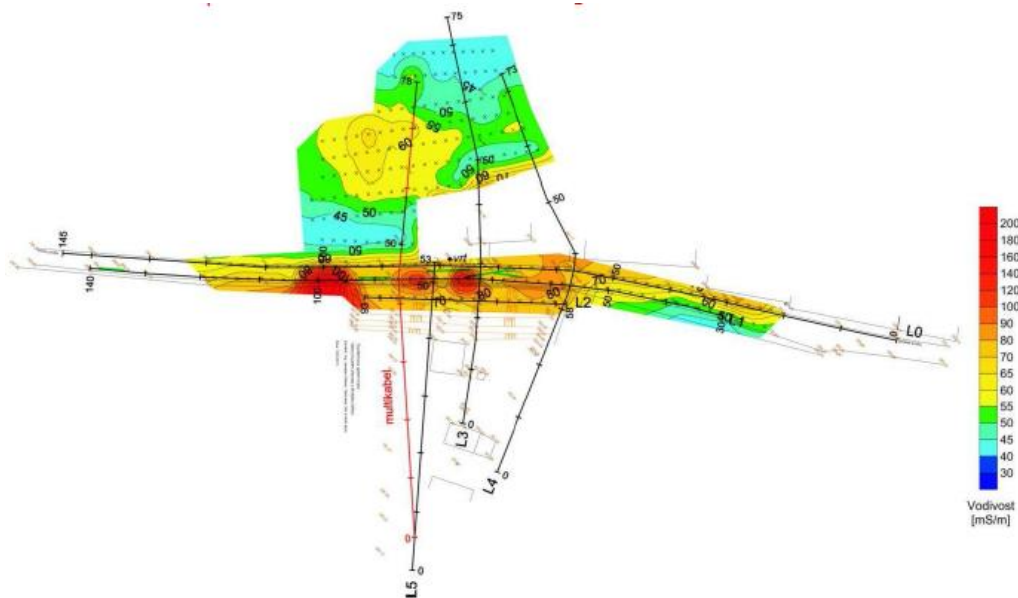
Změřená data byla zpracována programem Surfer 8.03 do map izolinií (jednotlivé měřené body vyznačeny malým křížkem, měřené hodnoty rozlišeny barevnou škálou).

V DEMF jsou měřeny dva základní parametry:

- zdánlivá měrná vodivost σ_z [mS/m]
- soufázová složka – Inphase [rel. jedn.]

Sledované veličiny reagují na změny geologické stavby zkoumaného prostředí a přítomnost rušivých kovových předmětů v určitém hloubkovém horizontu (cca do 5 m).

[4]



Obr. č. 3-6: Mapa izolinií zdánlivé měrné vodivosti σ_z [4]

Měrná vodivost σ_z se mění v rozmezí 30 – 200 mS/m. Nejvyšší vodivost je způsobena přívrchovými rušivými předměty ve vozovce (železa, pravděpodobně starší opravy vnější hrany vozovky). Jedná se o anomálie na metrážích 75 – 68, které mají odezvu i v parametru Inphase.

Obraz mapy vodivosti je ve výsledku poměrně složitý. Ukazuje na to, že zvýšená vodivost byla lokalizována hlavně pod vozovkou a ve svahu nad vozovkou, v levé části parcely za RD č.p. 166.

[4]

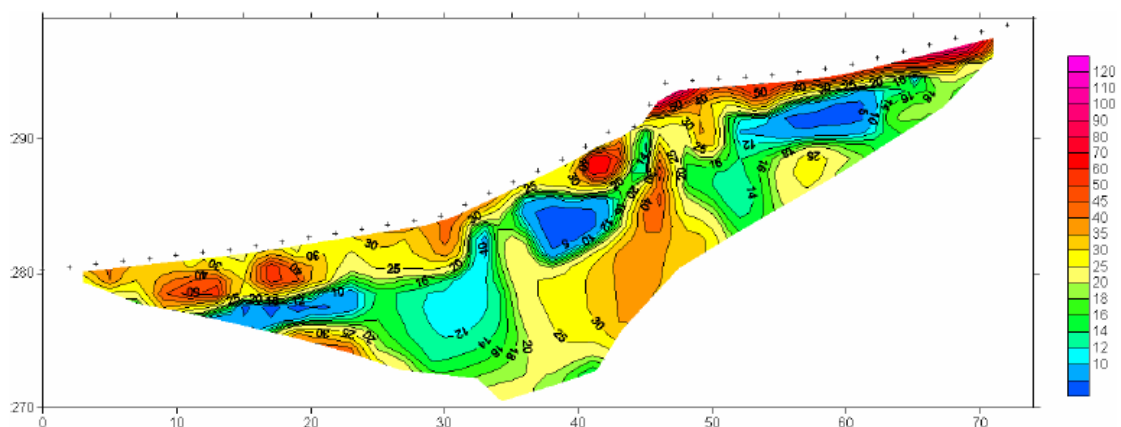
3.1.4.3 Multikabel

Geoelektrická 2D tomografie byla použita na jedné samostatné linii. K měření bylo použito 5 sekcí s osmi elektrodami se vzdáleností 2 m. K zaznamenání dat byla použita aparatura ARES v režimu Wenner – Schlumberger N6 a délkou pulzu 0,5 s.

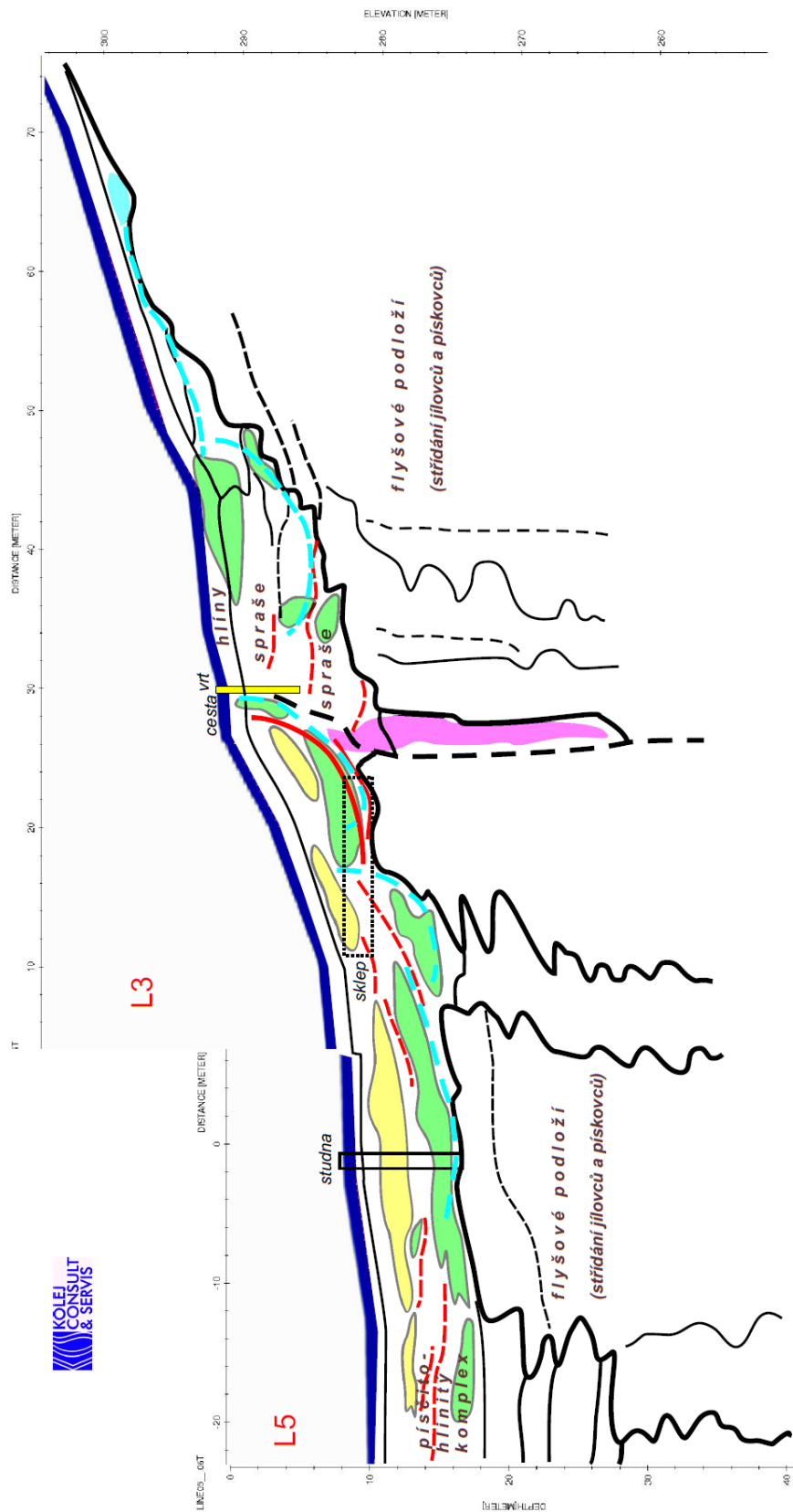
Zpracování dat provedl program Res2Dinv se zavedením reliéfu terénu (na prezentaci byla použita čtvrtá iterace).

Na obr. č. 3-7 je zobrazen výsledný tomografický řez – jeho výsledky jsou použité v geologicko – geofyzikálním řezu pro korelaci georadarového profilu a zpřesnění litologických poměrů viz. obr. č. 3-8.

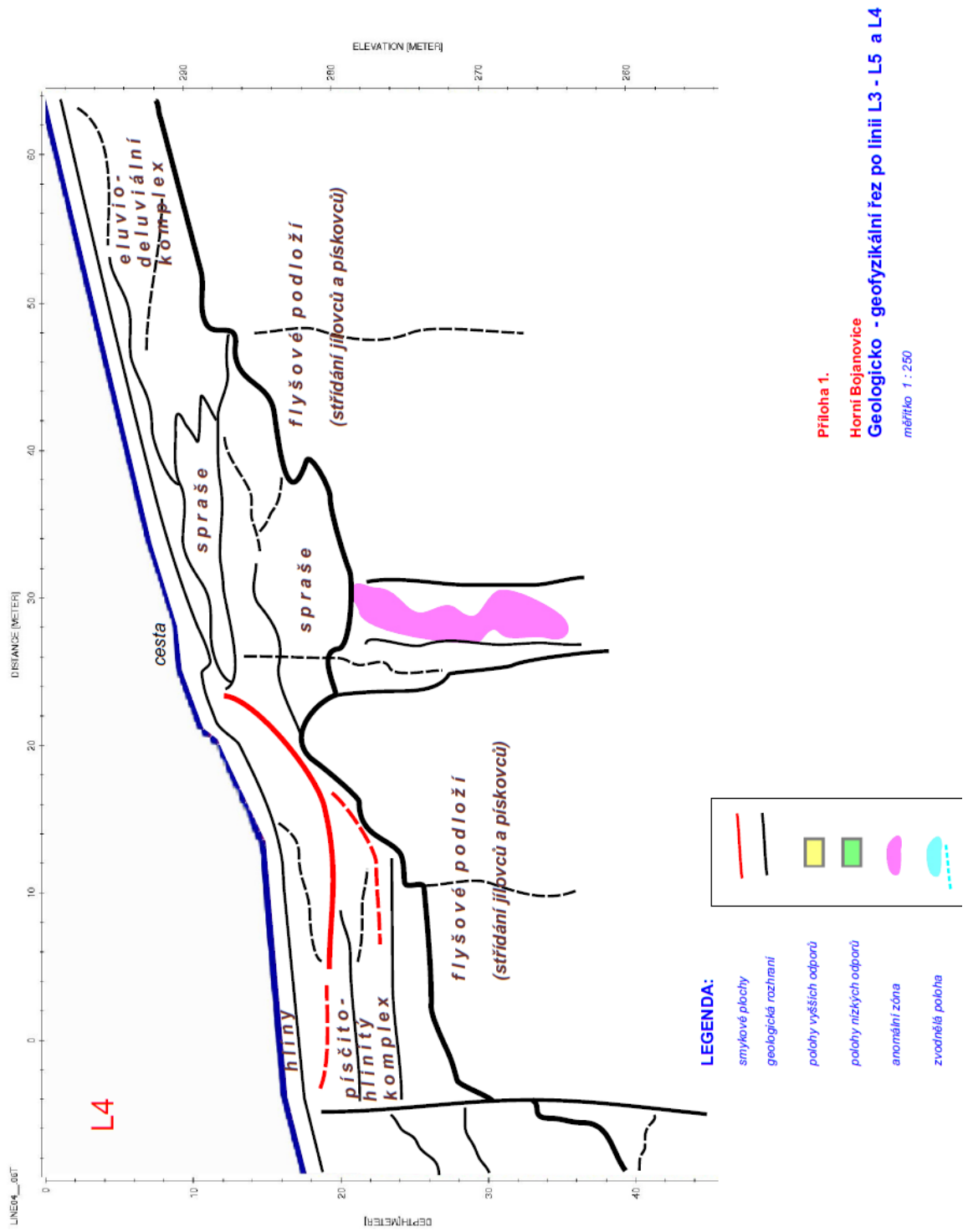
[4]



Obr. č. 3-7: Odporový řez [4]



Obr. č. 3-8: Geologicko-geofyzikální řez po linii L3 a L5 [4]



Obr. č. 3-9: Geologicko-geofyzikální řez po linii L4 [4]

Měrné odpory se pohybují v rozmezí 10 až 120 Ωm . Obraz odporového řezu je poměrně složitý a rozpadá se na řadu anomálií.

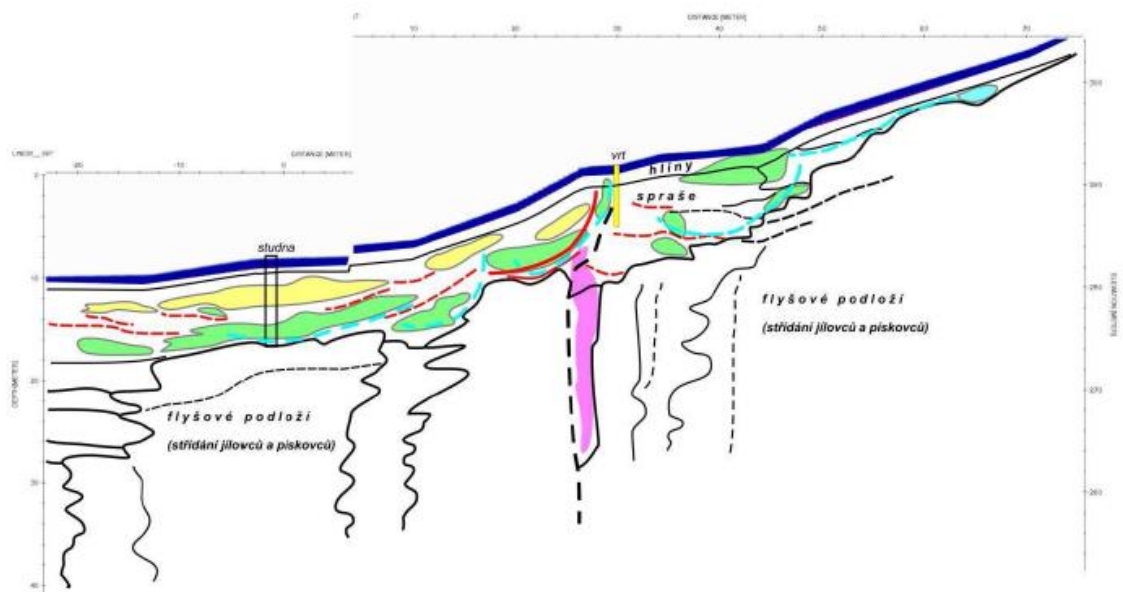
Snížené měrné odpory (ukazující na převážně jílovitá tělesa) se pohybují v intervalu 10 až 20 Ωm . V horní části svahu detekujeme rozsáhlejší nízkoodporovou polohu v hloubce 1 až 4 m (uložena subparalelně s povrchem terénu). Ve střední a spodní části svahu mají nízkoodporové polohy charakter sesuvných těles. Je zde předpoklad, že na jejich bázi se nachází hladina podzemní vody.

V polohách vyšších měrných odporů (nad 40 Ωm) se nachází převážně písčité tělesa, na povrchu svahoviny, v podkladu pískovce.

[4]

3.1.4.4 Geologicko – geofyzikální řezy

Po vzájemné korelaci jednoho vrtu a odporových a georadarových rozhraní byl sestaven geologicko-geofyzikální řez řešící litologické poměry na lokalitě viz. obr. č. 3-10. [4]



Obr. č. 3-10: Geologicko-geofyzikální řez [4]

Je patrné, že geologie lokality je poměrně komplikovaná, je daná nepravidelným průběhem neporušeného flyšového podkladu, pozicí strukturně tektonických indikací a kvartérním pokryvem, který se mění ve složení i mocnosti.

Mocnost kvartéru je od 5 do 10 m. V horní části svahu se jedná o deluviální komplex zvětralé části podloží. Ve střední části svahu (v prostoru komunikace) se nachází větší sprašová kapsa. V patě svahu se jedná o převažující písčito-hlinité komplexy.

Charakter a pozice jednotlivých sesuvných těles napovídá, že se v lokalitě nachází starší sesuvné území. Stávající aktivace je vázána pouze na vnější okraj komunikace. Pod komunikací je oslabená (s největší pravděpodobností tektonicky predisponovaná) poloha zabíhající až do hloubky 20 m.

[4]

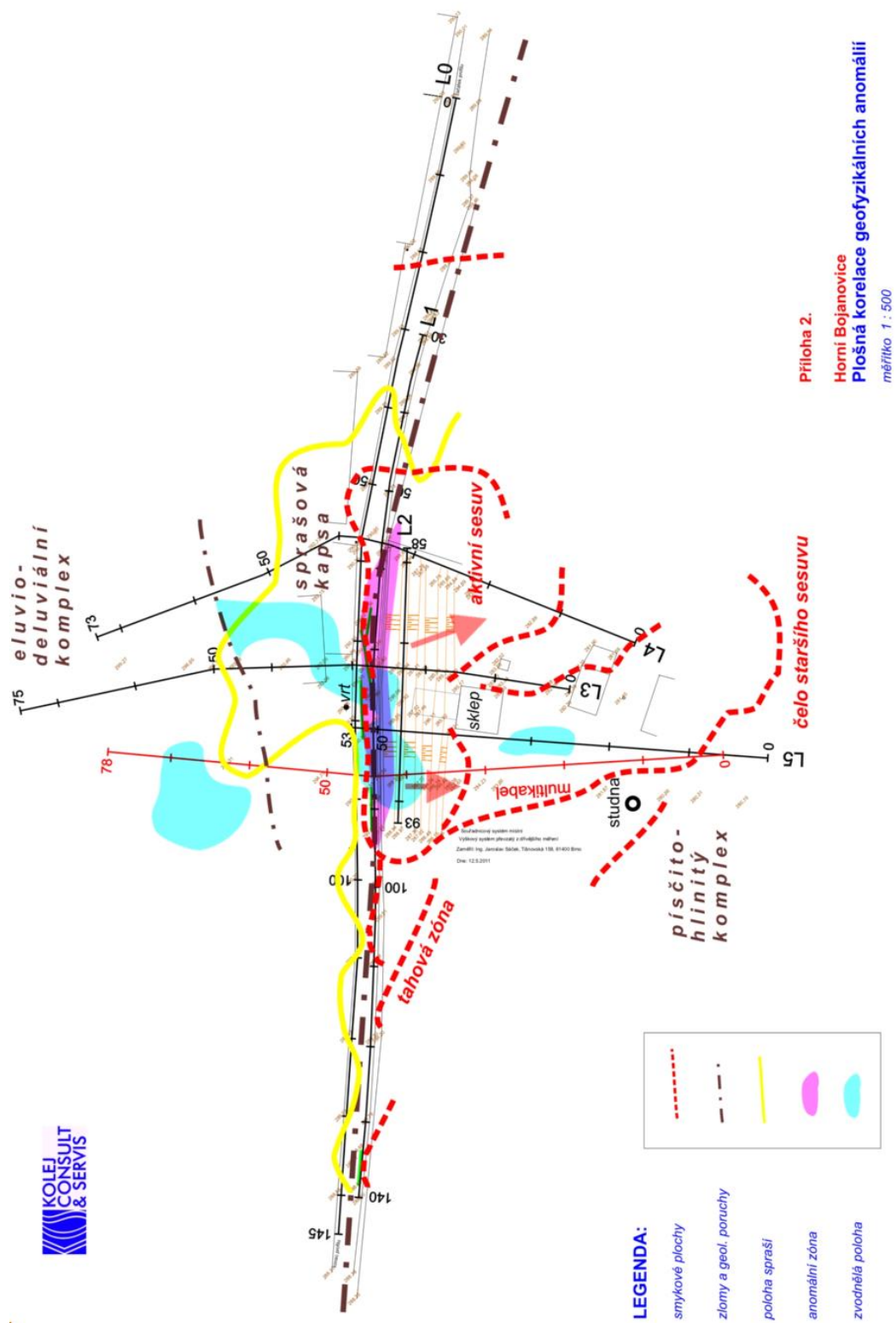
3.1.4.5 Plošná korelace

Z výsledků GEORADARu a DEMPu byla sestavena mapa detekovaných geologických rozhraní a sesuvných těles viz. obr. č. 3-11.

Červené linie představují prostor odlučné zóny, tahových zón a vymezují akumulární část sesuvu.

Žlutou linkou je vymezena poloha sprašové kapsy (místo se zvýšenou mocností pokryvu). Modře jsou vymezeny polohy zvýšené vodivosti DEMP a anomální zóna detekovaná v horizontálních georadarových řezech. Jsou to místa, ze kterých by sesuv mohl být dotován vodou.

[4]



Obr. č. 3-11: Plošná korelace [4]

3.1.5 Závěr geofyzikálního průzkumu:

Geofyzikální průzkum v širším okolí sesuvu na lokalitě Horní Bojanovice byl změřen metodami georadaru, elektrické tomografie (MULTIKABEL) a dipólového elektromagnetického profilování (DEMP). Hlavními výstupy jsou dva geologicko – geofyzikální řezy v podélném směru a mapa plošné korelace geofyzikálních anomálií – vymezené interpretované struktury sesuvu.

[4]

Shrnutí

- geologická mapa – zemní těleso v místě sesuvu tvořeno flyšovými horninami (pískovce a jílovce), vrt na vnitřní straně komunikace za odlučnou zónou – spraše do hloubky 6 m
- georadar – sprašová kapsa (mocnost až 10 m) v prostoru komunikace (střední část svahu – nejvyšší bod komunikace v místě lokální elevace – předpoklad horizontální pohybu), která je pravděpodobně způsobena tektonikou, vnější strana vozovky obsahuje úzkou anomální zónu ukazující na porušené horninové prostředí do hloubky 20 m, z profilu L1 je zjištěná 60 m široká zóna
- geologicko-geofyzikální řez středem sesuvu podél linie L3 – stávající sesuvné aktivity probíhají v rámci staršího sesuvného prostoru (dle multikabelu se rozpadá do řady dílčích těles), v patě svahu – několik starších sesuvných těles a smykové plochy do hloubky 6 až 7 m
- měrné odpory – sesuvná tělesa mají odlišný charakter - svrchní část pokryvu – převaha vysokoodporových poloh ukazujících na převahu písčité složky nebo suché zeminy, spodní část pokryvu – nízkoodporové polohy ukazující na převážně jílovitá a sedimentární tělesa
- stávající sesuv (resp. aktivní) – válcová smyková plocha vázána pouze na vnější hranu komunikace a prostor strmého svahu pod vozovkou, její délka je 10 až 18 m, hloubka 5 až 7 m, plošná korelace – hlavní sesuvné aktivity omezeny existujícím sklepem, větší dynamika vpravo od sklepa (z pohledu do svahu)

- dotace vodou z horních částí svahu přispívá k aktivaci sesuvu, odtud se zasakuje na bázi kvartéru (spraší) a proniká do jednotlivých sesuvných těles, korelace odporového měření + informace o hloubení studny v patě svahu – předpoklad vody (nejspíše tlakové) nacházející se v bazálních vrstvách pokryvu
- svah nad silnicí není nyní ohrožen, jeho aktivace by nastala po odjetí stávajícího sesuvu a obnažení sprašové kapsy

[4]

3.2 Vyhodnocení geologických a hydrogeologických poměrů [1]:

Jedná se o předkvartérní podklad tvořen paleogenními horninami – spodní oligocén – akvitán – ždánicko-hustopečského souvrství (v tomto území zastoupené střídáním vápnatých jílovců a pískovců).

Kvartérní sedimenty jsou tvořeny sprašemi (mocnosti od 5 do 10 m). V horní části svahu se nacházejí deluvia geologického podkladu. V patě svahu leží písčito-hlinité zeminy.

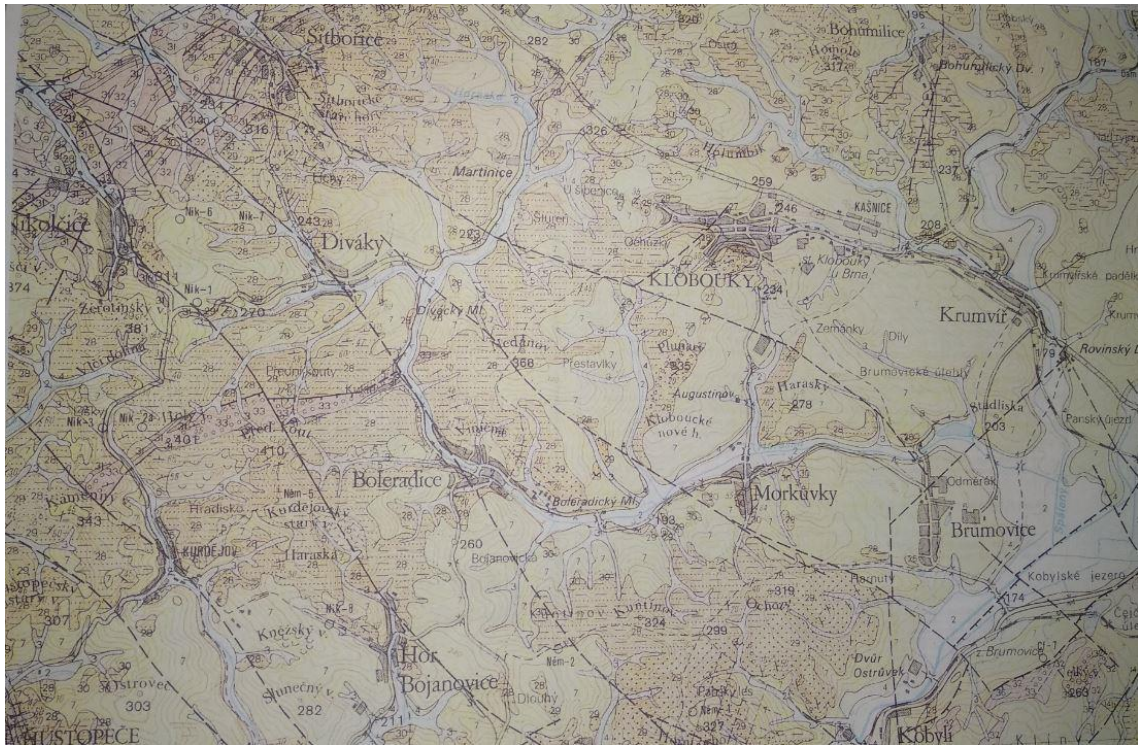
Podzemní voda se zdržuje při povrchu paleogenních hornin a je napjatá.

Díky průzkumným pracím je zřejmé, že zájmové území je náchylné k sesouvání a také, že bylo v minulosti svahovými pohyby postiženo.

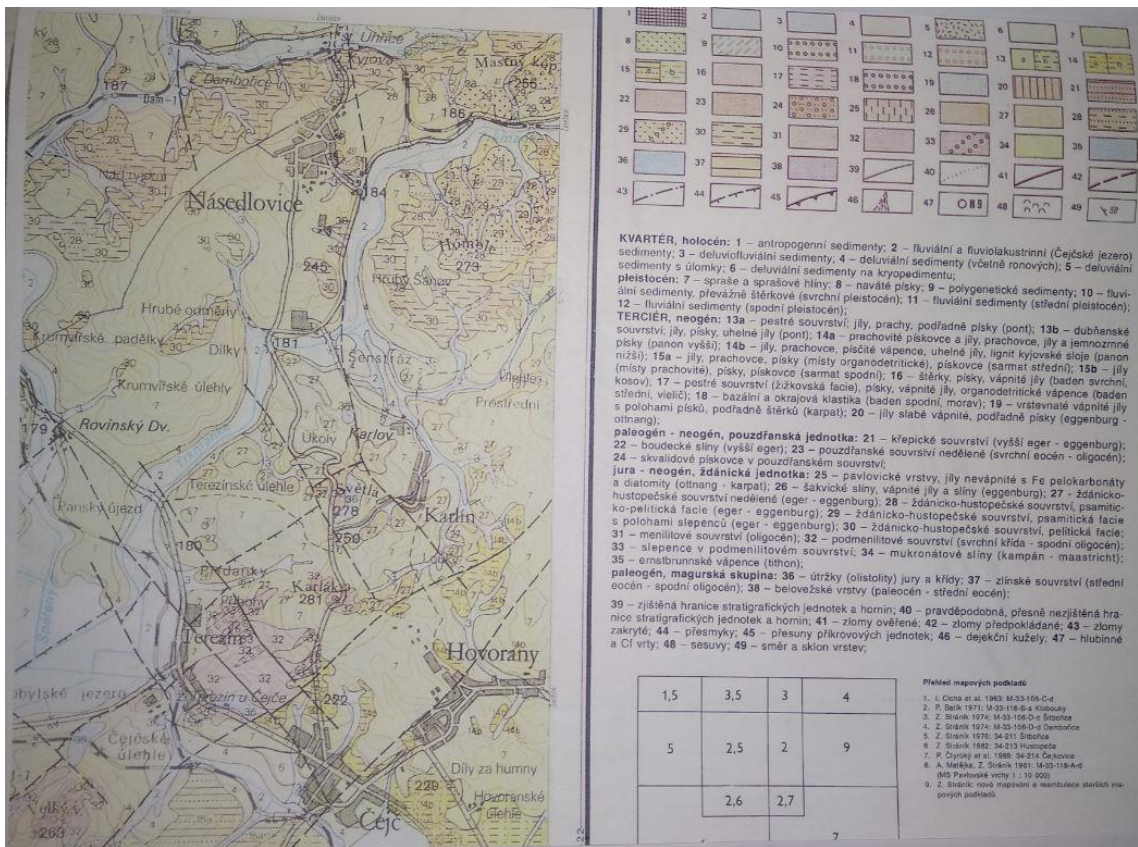
V horní části svahu byla ověřena tektonická linie směru JZ-SV.

Podrobně jsou uvedené údaje zpracované v kapitole 3.1.

[1]



Obr. č. 3-12: Geologický mapový podklad [1]



Obr. č. 3-13: Geologický mapový podklad [1]

3.3 Geotechnické zhodnocení [1]:

Dle geofyzikálního průzkumu studované území už bylo v minulosti postiženo několika svahovými pohyby (kapitola 3.1). Nyní se jedná o oživený sesuv dle staré smykové plochy v hloubce 6 až 7 m (viz. geologicko-fyzikální řez na obr. č. 3-8 po linii L3 a L5).

Na uvedené smykové ploše dle Petterssona (při stupni bezpečnosti $F = 1$) byla vypočtena pevnost $\phi_{\text{res}} = 11^\circ$. Objemová hmotnost zeminy byla uvažována $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$.

V kapitole 3.1 je plošná korelace geofyzikálních anomálií včetně vyznačení zvodnělých ploch, které výrazně snižují stabilitu svahu, dále tahové zóny vázané na odlučnou oblast aktivního sesuvu. V tahových zónách se nachází tahová napětí snižující stabilitu svahu.

[1]

3.4 Závěr – návrh sanace [1]:

Pro stabilizaci sesouvající se části svahu jsou doporučena tato opatření:

- Kotvená pilotová stěna ve vzdálenosti cca 9 až 10 m od hrany vozovky, po svahu.
- Piloty i kotvy musí být ukončeny v předkvartérním podkladu (flyšové střídání jílovců a pískovců).
- Délka pilotové stěny v první fázi cca 55 m – její střed leží pod RD č. 166 (viz. obr. č. 3-11).
- Pokud svahové pohyby budou pokračovat mimo vybudovanou pilotovou kotvenou stěnu, musí se zahájit druhá fáze sanace a stěnu prodloužit.
- Provést alespoň dva horizontální odvodňovací vrty situované z obou stran vinného sklepu ve svahu pod RD č. 166.

Délka vrtů zhruba 80 m, tj. celkem 160 bm vrtů. Cena bm horizontálního odvodňovacího vrtu je do 4 800,- Kč.

Vrty by byly instalovány až po vybudování kotvené pilotové stěny.

[1]

4. Původní projekt a statický výpočet sesuvu metodou závislých tlaků [5]

4.1 Technická zpráva [5]

4.1.1 Průvodní zpráva

4.1.1.1 Základní charakteristika stavby, údaje o dosavadním využití

Jedná se o vytvoření trvalých pažicích konstrukcí, které budou zajišťovat zemní těleso s komunikací. Trvalá pažicí konstrukce bude vytvořena jako záporová stěna se zajištěním předpínanými zemními kotvami s táhly z CKT tyčí. Maximální tonáž automobilů uvažovaných na vytvářených parkovacích stáních v celkové váze je 3.5t. Dopravní značka o maximální tonáži automobilů bude umístěna na vjezdech na inkriminovanou komunikaci, povolení těžších vozidel pouze na zvláštní výjimku obce (např. hasiči, technické služby – svoz odpadu, atd.). [5]

4.1.1.2 Údaje o provedených průzkumech

Byly provedeny obhlídky na místě stavby se zajištěním stávajícího stavu objektů.

Dále byl proveden jeden vrt hluboký 6 m v prostoru vozovky, zpracovatel Ing. Dan Balun. Také byl proveden geofyzikální průzkum viz. kap. 3.1.

[5]

4.1.2 Souhrnná technická zpráva

4.1.2.1 Zhodnocení staveniště, vyhodnocení současného stavu konstrukcí, SHP jen u stavby, jež je kulturní památkou

Zde se nejedná o kulturní památku. Základový masív je dostatečně únosný pro další používání po provedení jeho trvalého řádného zajištění.

V rámci předprojektové přípravy byl proveden IG průzkum zájmové lokality, který byl důležitou součástí výpočetního modelu Statického výpočtu. Dále byly provedeny

Geofyzikální průzkum v širším okolí sesuvu, Posudek území náchylného k sesouvání z roku 2011 a Doplněk posudku území náchylného k sesouvání z roku 2013.

Na místě samém byla učiněna obhlídka s fotodokumentací. [5]

4.1.2.2 Urbanistické a architektonické řešení stavby, popřípadě pozemků s ní souvisejících

Jedná se o pažící konstrukci vytvořenou z torkretových betonů, svislých zápor včleněných do tloušťky stěny, zemních kotev a přitěžující zeminy. [5]

4.1.2.3 Technické řešení s popisem pozemních staveb, inženýrských staveb a řešení vnějších ploch

Inženýrské stavby ani vnější plochy nejsou součástí této části projektu, jedná se pouze o vybudování trvalého pažení.

V rámci přípravy staveniště je bezpodmínečně nutné zaměření všech inženýrských sítí v oblasti stavby, zejména pak vodovodu, jedná se o zaměření polohové i výškové.

Během projekčního procesu nebylo možno provádět hluboké destruktivní sondy pro přesné určení polohy inženýrských sítí - zejména vodovodu. Tyto sondy budou tedy muset být provedeny v 1. fázi stavebních prací a na základě jejich výsledků bude případně upraven příslušný postup, sklony zemních hřebů atp.

Úpravy veškerých vnějších ploch podléhají návrhu architektonického řešení a návrhům pozemních objektů ve stavební části projektu. Je předpokládáno jejich uvedení do původního stavu, stěna je počítána na přitížení zeminou z jejího líce.

[5]

4.1.2.4 Členění stavby na jednotlivé stavební a inženýrské objekty a technologické provozní soubory

Trvalé pažení tvoří jeden nedělitelný objekt. [5]

4.1.2.5 Technologické podmínky postupů prací, které by mohly ovlivnit stabilitu vlastní konstrukce, případně sousední objekty

Provádění bude předcházet pasportizace a vytyčení inženýrských sítí.

Železobetonové konstrukce trvalého pažení mohou být zatěžovány až po jejich dostatečném vyzrání betonových směsí, tedy minimálně 28 dní od betonáže (nutno přizpůsobit počasí a ošetřování betonu). V průběhu stavby budou pravidelně prováděny kontroly a závěry budou na stavbě přizpůsobeny.

Drenážní systémy pažení musí být precizně provedeny tak, aby nemohlo dojít k akumulaci vody za rubem pažící konstrukce v paženém tělese. Za rubem pažící konstrukce bude dle možností umístěna drenážní trubice DN80 obalená geotextílií s odtoky skrz pažící stěnu pomocí PVC trubiček DN50mm a' 2.0 m. Hlavu pažení ve stavebním stádiu v případě silných nebo dlouhotrvajících lijáků překrýt pruhem fólie, s jejím uložením pod terén v horní části tak, aby nedovolilo vodě zatékat za rub ještě nevytvořené konstrukce.

[5]

4.1.2.6 Ochrana stavby před škodlivými vnějšími vlivy

Radon - zůstává beze změny. Agresivní podzemní vody - nebyly zjištěny. Seismicita, poddolování - oblast není seismicky aktivní ani poddolovaná, pod terénem se nachází vinný sklep. Ochranná a bezpečnostní pásma - stavba se nalézá v technickém bezpečnostním pásmu NN, vodovodů, kanalizace, plynového vedení. [5]

4.1.3 Technická zpráva

4.1.3.1 Popis IG poměrů staveniště dle Ing. Dana Baluna

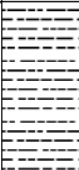
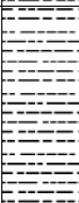
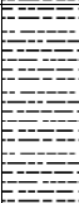
Geologický profil sondou V-1

Název akce: Horní Bojanovice - sanace sesuvu

Kóta terénu: -

Měřítko 1 : 50

Datum: 18. 11. 2010

Hloubka (m)	Grafická značka	Petrografický a geotechnický popis základových púd	Klasifikace ČSN 73 1001	R _d (kPa)	Těžitelnost ČSN 73 3050
1,8		Dm + Hlína sprašová, hnědá, tuhá	F6-CL	100	2
3,9		DTTO, tuhá až pevná	F6-CL	150	3
6,0		DTTO, pevná	F6-CL	200	3

Obr. č. 4-1: Geologický profil sondou V-1 [5]

Petrogr. popis	hlína sprašová
Třída zákl. půd	F6-CL
Konzistence	tuhá
Tab.výp.únosnost Rdt	100 kPa
Objemová tíha	21,0 kNm ⁻³
Úhel vnitřního tření	
- totální	1°
- efektivní	19°
Koheze	
- totální	50 kPa
- efektivní	10 kPa
Modul deformace Edef	5 MPa
Přev. součinitel β	0,47
Opr. souč.přítížení m	0,2
Petrogr. popis	hlína sprašová
Třída zákl. půd	F6-CL
Konzistence	tuhá až pevná
Tab.výp.únosnost Rdt	150 kPa
Objemová tíha	21,0 kNm ⁻³
Úhel vnitřního tření	
- totální	2°
- efektivní	20°
Koheze	
- totální	65 kPa
- efektivní	13 kPa
Modul deformace Edef	6 MPa
Přev. součinitel β	0,47
Opr. souč.přítížení m	0,2

Obr. č. 4-2: Mechanické vlastnosti zemin [5]

Petrogr. popis	hlína sprašová
Třída zákl. půd	F6-CL
Konzistence	pevná
Tab.výp.únosnost Rdt	200 kPa
Objemová tíha	21,0 kNm ⁻³
Úhel vnitřního tření	
- totální	4 °
- efektivní	21 °
Koheze	
- totální	80 kPa
- efektivní	16 kPa
Modul deformace Edef	7 MPa
Přev. součinitel β	0,47
Opr. souč.přítížení m	0,2

Obr. č. 4-3: Mechanické vlastnosti zemin [5]

4.1.3.2 Podrobný popis navrženého konstrukčního systému dočasného pažení

Před započítáním vrtných prací je nutné vytyčit veškeré stávající inženýrské sítě v prostoru staveniště a o tomto kroku učinit zápis ve stavebním deníku za přítomnosti zhotovitele a stavebního dozoru, sítě nesmazatelně po dobu stavby vyznačit na komunikaci i s hloubkami jejich uložení !!!

Při napojování KARI sítí musí být tyto přeloženy minimálně na tři oka, kotevní délky vázané výztuže jsou minimálně 45 profilů.

Tloušťky stěn musí být provedeny v zadaných tloušťkách (jakékoli změny geometrie je nutné předem odsouhlasit projektantem). Není počítáno s nadvýkony nebo nadvýlomy. Výkopové práce nejsou součástí této části PD.

Drenážní systém pažení musí být precizně proveden tak, aby nemohlo dojít k akumulaci vody za rubem pažící konstrukce v paženém tělese. Za rubem pažící konstrukce bude dle

možností po celé délce umístěna drenážní trubice DN80 obalená geotextílií s odtoky skrz pažící stěnu pomocí PVC trubiček DN50 mm a' 2.0 m.

[5]

4.1.3.2.1 Trvalé zajištění zemního tělesa

Veškeré prvky instalované do pažícího systému musejí odpovídat svou konstrukcí a použitými materiály trvalému použití s požadovanou dobou životnosti 50 let.

Konstrukce zajištění je rozdělena na horní úroveň, která zajišťuje samotné těleso komunikace. Spodní úroveň pak zvyšuje stabilitu na smykové ploše. Nedílnou součástí zajištění je i odvodnění samotného svahu pomocí odvodňovacích vystrojených vrtů.

Horní úroveň pažení bude vytvořena ze svislých zápor z trubek 60.3/6.3 mm osazených do vrtů průměru 140 mm a zalitých směsí Colcrete 100. Délky budou 3.0 m a rozteče svislých zápor byly určeny a' 2.0 m.

Spodní úroveň pažení bude vytvořena ze svislých zápor profilů HE100B osazených do vrtů průměru 160 mm a zalitých směsí Colcrete 1000. Délky budou provedeny dle PD a rozteče taktéž. Až po instalaci svislých zápor může dojít k postupnému odkopávání zemního masívu po kotevní etáž, a to vždy po lichých a sudých záběrech. Zemina mezi svislými záporami bude odkopávána do tvaru klenbiček dle možnosti na místě stavby. V zadaných umístěních budou vytvořeny zemní kotvy v úklonech 40°. Kotvy budou vrtány v průměru 140 mm, s výztužným táhlem z kotevní tyče CKT průměru 25 mm, s kořenem délky dle PD. Hlavy kotev budou vytvořeny dle typových podkladů zhotovitele po odsouhlasení projektantem.

Zemínu před konstrukcí uvést do původního stavu s ohledem na provedené práce a se zahutněním. Hlavu násypu je možné vytvořit až do hlavy pažící konstrukce a celou stěnu tak zakrýt shora zemním tělesem.

Trvalé pažící konstrukce budou vytvořeny ze stříkaného betonu C20/25 XC2, výztuže R 10 505 a KARI sítí. Krytí bude provedeno 30 mm, rohy a zalomení stěn mezi sebou provazovat pomocí zahnutých KARI sítí a vázané výztuže. Jedná se o trvalou pažící konstrukci, kde musí být zajištěna řádná ochrana všech konstrukčních prvků proti korozi, zejména pak výztužných táhel zemních hřebů.

[5]

4.1.3.3 Práce s HPV

Hladina podzemní vody byla průzkumnými pracemi identifikována jako zvodně v geofyzikálním průzkumu. V rámci provádění je navrženo odvodnění těchto anomálií pomocí vystrojených odvodňovacích vrtů. Všeobecně je možné říci, že vodě putující zemním masívem nesmí být bráněno v pohybu.

[5]

4.1.3.4 Údaje o uvažovaných zatíženích ve statickém výpočtu

V rámci výpočtu nosných prvků byla uvažována užitná zatížení v charakteristických hodnotách:

Proměnné na komunikaci... 5.0 kN/m² (s max. tíhou \leq 35kN)

Stavební výroba - proměnné ... 2.0 kN/m²

Sníh ... 1.0 kN/m²

[5]

4.1.3.5 Údaje o požadované jakosti navržených materiálů

Beton nosný pro trvalé konstrukce:

C 20/25 XC2

Výztužná ocel R 10 505, KARI

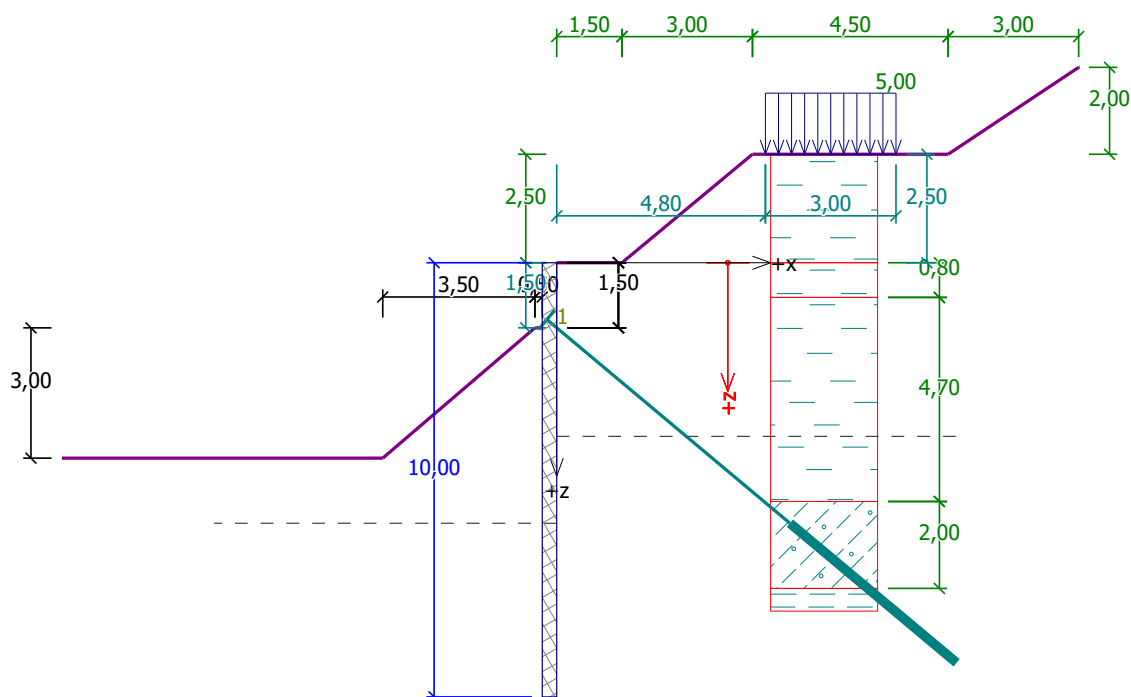
Odvodnění PVC trubičkami průměru 50 mm, drenážní trubky DN 80

[5]

4.2 Podrobné statické posouzení [5]

4.2.1 Posouzení pažící konstrukce

4.2.1.1 Vstupní data



Obr. č. 4-4: Model [6]

4.2.1.1.1 Geometrie konstrukce

Délka konstrukce = 10,00 m

Typ konstrukce : Obdélníková stěna

Norma : EN 1992 1-1 (EC2)

Materiál : C 20/25

Tloušťka průřezu $h = 0,14$ m

Koef.redukce tlaku před stěnou = 1,00

Plocha průřezu $A = 1,40E-01$ m²/m

Moment setrvačnosti $I = 2,29E-04$ m⁴/m

Modul pružnosti $E = 30000 \text{ MPa}$

Modul pružnosti ve smyku $G = 12500 \text{ MPa}$

Modul reakce podloží vypočten z přetvárných charakteristik zemin.

[6]

4.2.1.1.2 Parametry zemin

Třída F1, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 10,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 2,50 \text{ kPa}$

Třecí úhel aktivní : $\delta_{\text{act}} = 0,00^\circ$
Třecí úhel pasivní : $\delta_{\text{pas}} = 0,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 2,50 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,42$
Kof. strukturální pevnosti : $m = 0,10$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 20,50 \text{ kN/m}^3$

Třída F6, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 19,00^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 12,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel aktivní : $\delta_{\text{act}} = 4,00^\circ$
Třecí úhel pasivní : $\delta_{\text{pas}} = 4,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 4,50 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,40$
Kof. strukturální pevnosti : $m = 0,10$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Třída F3, konzistence tuhá

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost : efektivní
Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 26,50^\circ$
Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 12,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel aktivní : $\delta_{\text{act}} = 4,00^\circ$
Třecí úhel pasivní : $\delta_{\text{pas}} = 4,00^\circ$
Zemina : soudržná
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Modul přetvárnosti : $E_{\text{def}} = 6,50 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo : $\nu = 0,35$
Kof. strukturální pevnosti : $m = 0,10$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 21,50 \text{ kN/m}^3$

Obr. č. 4-5: Parametry zemin [6]

Flyšové podloží	
Objemová tíha :	$\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$
Napjatost :	efektivní
Úhel vnitřního tření :	$\varphi_{\text{ef}} = 40,00^\circ$
Soudržnost zeminy :	$c_{\text{ef}} = 20,00 \text{ kPa}$
Třecí úhel aktivní :	$\delta_{\text{act}} = 20,00^\circ$
Třecí úhel pasivní :	$\delta_{\text{pas}} = 20,00^\circ$
Zemina :	soudržná
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,25$
Modul přetvárnosti :	$E_{\text{def}} = 250,00 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo :	$\nu = 0,25$

Obr. č. 4-6: Parametry zemin [6]

4.2.1.1.3 Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 4,00 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 6,00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

[6]

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	5,00		4,80	3,00	-2,50
Číslo	Název							
1	Pojezd do 3.50t + sníh + pěší							

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	1,50	7,00	5,00	40,00	2,00

Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]
1	140,0		210000,00		180,00

Obr. č. 4-7: Parametry přitížení a kotev [6]

4.2.1.1.4 Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Počet dělení stěny na konečné prvky = 20

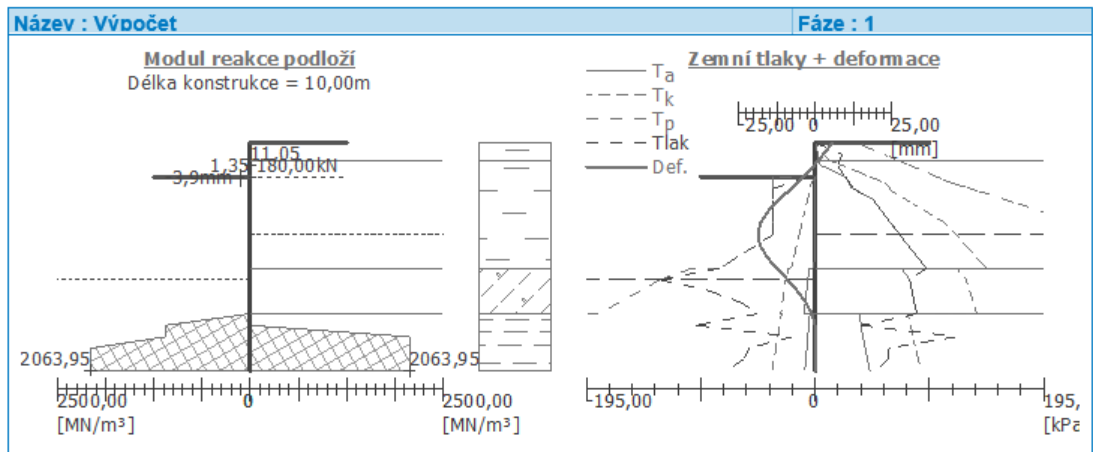
[6]

4.2.1.1.5 Nastavení výpočtu fáze

Výpočet proveden bez redukce vstupních dat.

Minimální dimenzační tlak je uvažován hodnotou $\sigma_{z,\min} = 0,20\sigma_z$.

Modul reakce podloží je redukován pro záporové pažení. [6]



Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 350,48 \text{ kN/m}$ $\delta = 3,99^\circ$

Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 5,53 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK _{MAX} [kN]
1	439,36	21,00	1061,66	87,61	-4,57		1083,66	651,01	1302,01

Posouzení vnitřní stability kotevního systému

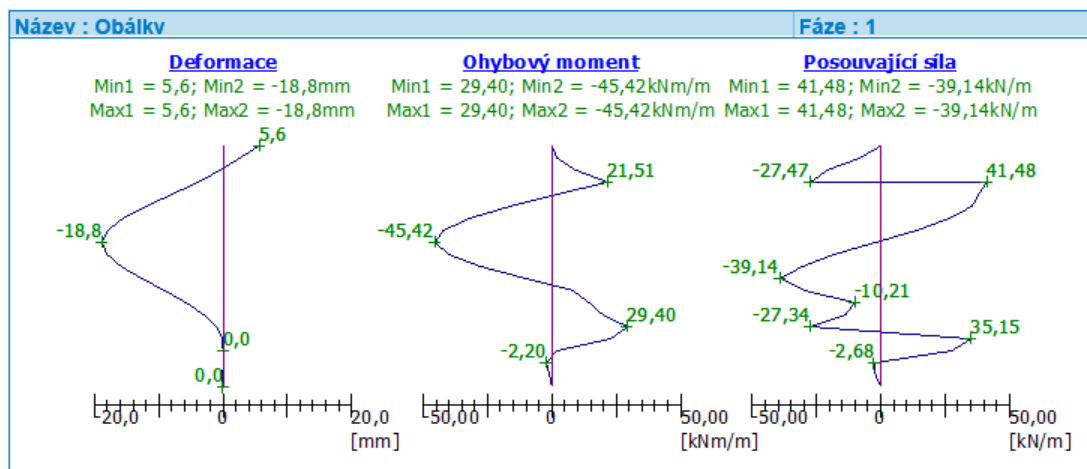
Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	180,00	1302,01	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1

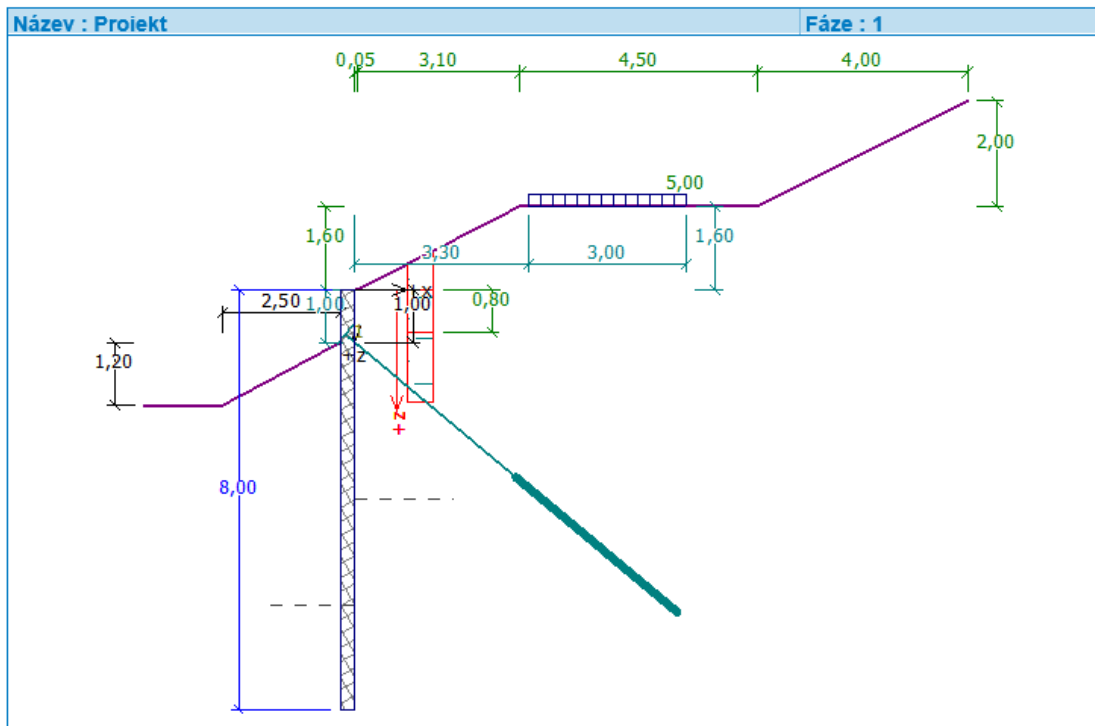
Max. dovolená síla $F_{\max} = 1302,01 \text{ kN} > 180,00 \text{ kN} = F_{\text{zad}}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Obr. č. 4-8: Výpočet [6]



Obr. č. 4-9: Obálky [6]



Obr. č. 4-10: Posouzení pažící konstrukce [6]

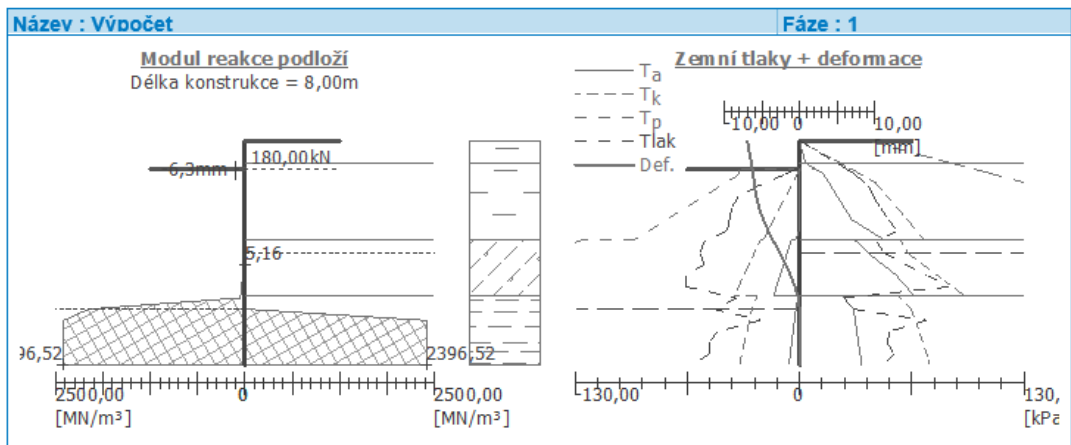
Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		stálé	5,00		3,30	3,00	-1,60
Číslo	Název							
1	Pojezd do 3.50t + sníh + pěší							

Zadané kotvy

Číslo	Nová kotva	Hloubka z [m]	Délka l [m]	Kořen l _k [m]	Sklon α [°]	Vzd. mezi b [m]
1	ANO	1,00	4,00	4,00	40,00	4,00
Číslo	Průměr d [mm]	Plocha A [mm ²]	Modul E [MPa]	Dopnutí	Síla F [kN]	
1	140,0		210000,00		180,00	

Obr. č. 4-11: Parametry přitížení a kotev [6]



Vnitřní stabilita kotevního systému - mezivýsledky

$E_A = 4,94 \text{ kN/m}$ $\delta = 3,76^\circ$
 Hloubka teoretické paty pod dnem jámy $H_0 = 0,14 \text{ m}$

Řada kotev	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Započítané řady kotev	Q [kN/m]	F [kN/m]	FK_{MAX} [kN]
1	179,80	20,98	385,54	70,93	-38,96		535,87	380,27	1521,08

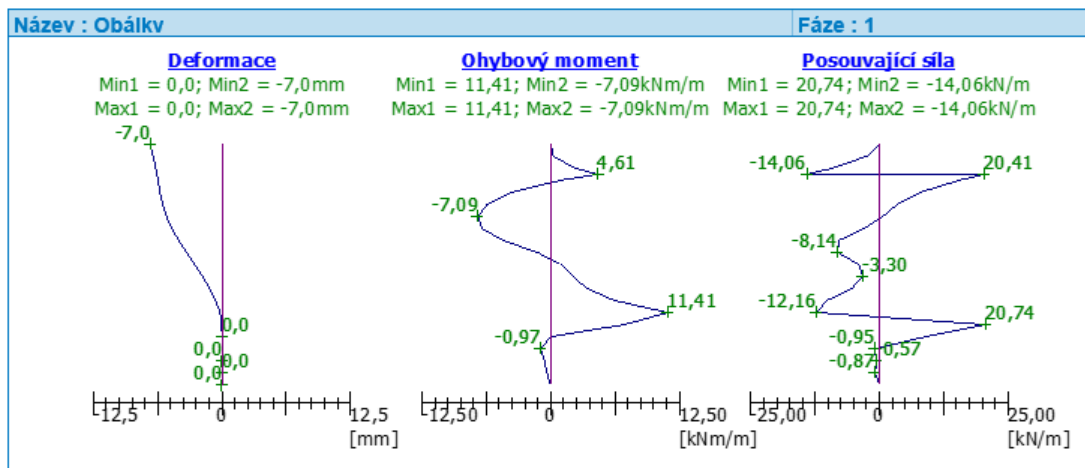
Posouzení vnitřní stability kotevního systému

Číslo	Síla v kotvě [kN]	Max.příp.síla v kotvě [kN]	Posouzení
1	180,00	1521,08	Vyhovuje

Rozhodující řada kotev : 1
 Max. dovolená síla $F_{max} = 1521,08 \text{ kN} > 180,00 \text{ kN} = F_{zad}$

Celkové posouzení vnitřní stability VYHOVUJE

Obr. č. 4-12: Výpočet [6]



Obr. č. 4-13: Obálky [6]

5. Provedení a fotodokumentace stavby (2015) [1] [2]



Obr. č. 5-1: Kompresor pro vrtací soupravu [2]



Obr. č. 5-2: Vrták [2]



Obr. č. 5-3: Zápora HEB100 [2]



Obr. č. 5-4: Osazení zápor [2]



Obr. č. 5-5: Montáž KARI sítě [1]



Obr. č. 5-6: Vrtací souprava [1]



Obr. č. 5-7: Vrtací šnek [1]



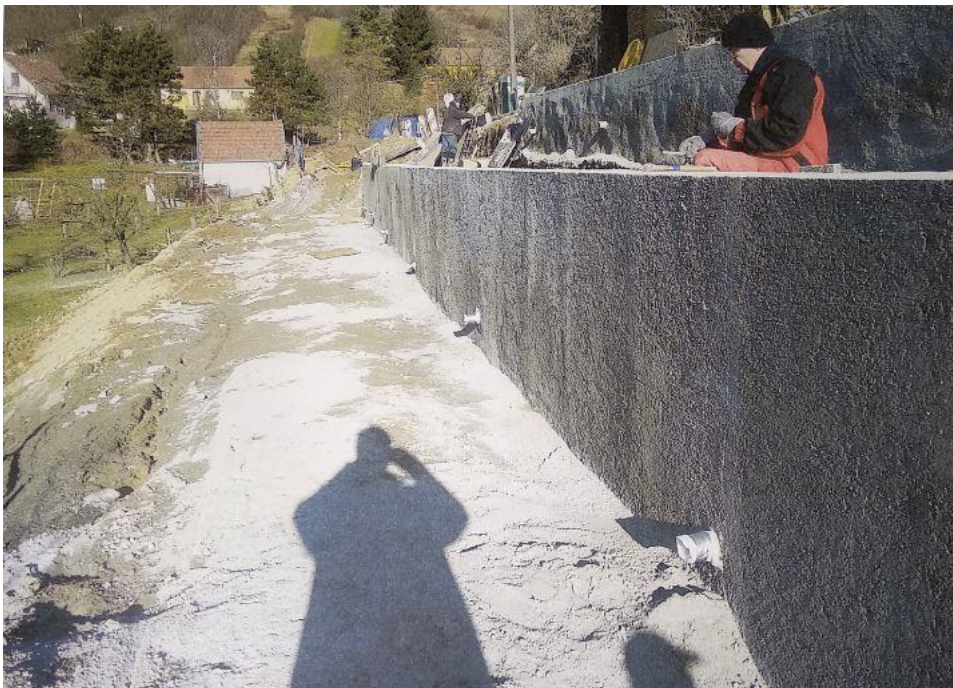
Obr. č. 5-8: Spodní záporová stěna [1]



Obr. č. 5-9: Vyztužení monolitické zdi se zakotvením a drenážními vývody a následné zastříkání betonem [1]



Obr. č. 5-10: Spodní záporová stěna[1]



Obr. č. 5-11: Obě stabilizační zdi [1]

6. Rekognoskace sanovaného sesuvu

Sesuvné pohyby jsou uklidněné, viz. fotodokumentace níže.



Obr. č. 6-1: Stavění malé zidky zajišťující svah v blízkosti sanovaného území a nenakloněné stromy (pouze ojedinele) značící klid svahu



Obr. č. 6-2: Postavená zeď patřící k rodinnému domu z důvodu uříznutí paty svahu



Obr. č. 6-3: Praskliny na rodinném domě z dřívějších sesuvných pohybů



Obr. č. 6-4: Počátek spodní stabilizující stěny



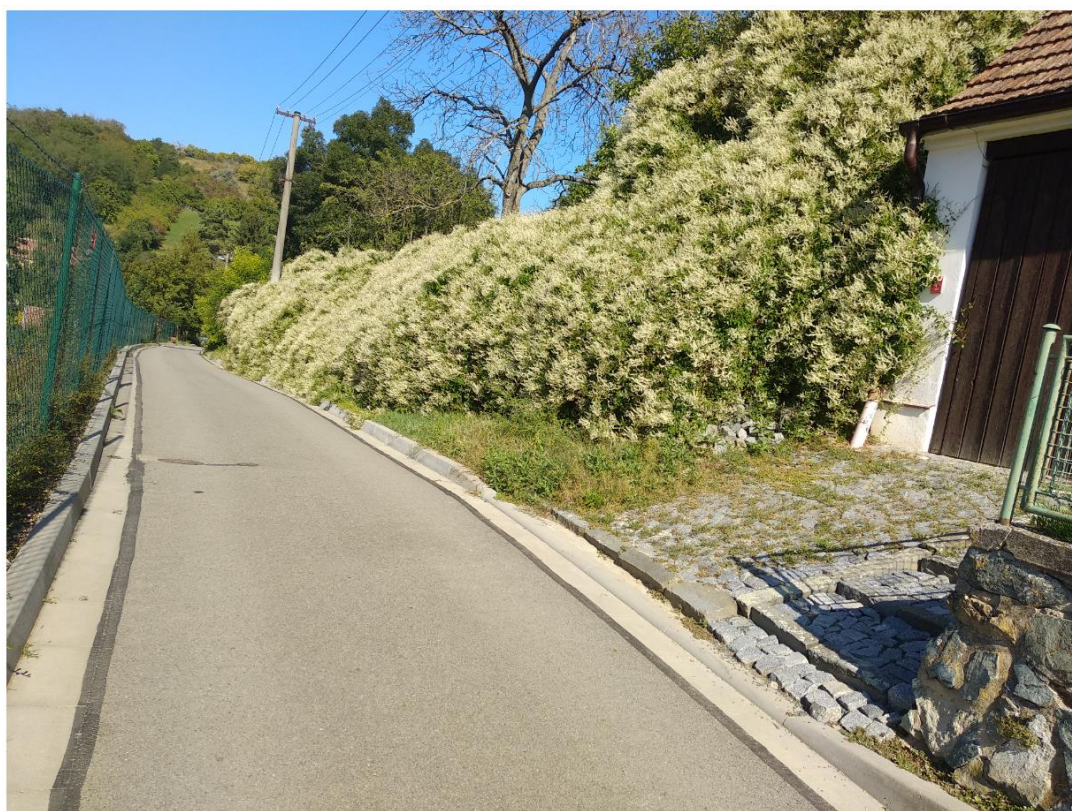
Obr. č. 6-5: Obě stabilizující stěny a rodinné domy přítěžující patu svahu



Obr. č. 6-6: Zakončení vrchní stabilizující zdi



Obr. č. 6-7: Rozevírání segmentů obrubníku (nedokončená práce)



Obr. č. 6-8: Vozovka bez trhlin před rodinným domem č. 166



Obr. č. 6-9: Autorka diplomové práce

7. Metoda matematického modelování

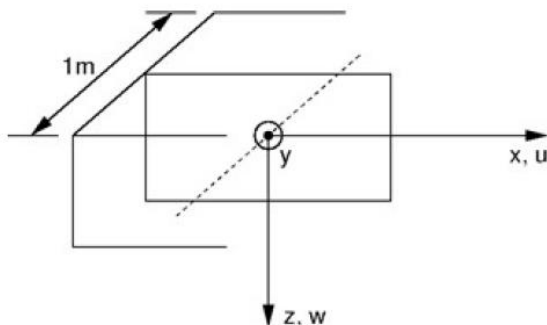
Použitá metoda posouzení je matematické modelování metodou konečných prvků s konstitutivními vztahy, kde je modelována stabilita zemin plošnými konečnými prvky při použití liniových konečných prvků pro simulování pažících konstrukcí monolitických konstrukcí, mikropilot pilot a kotev.

7.1 Metoda konečných prvků

7.1.1 Charakteristiky úlohy

7.1.1.1 Geometrie úlohy

Rovinná úloha: je vhodná pro řešení liniových konstrukcí (tunel, násep, zářez, přehrada atd.) - jejich podélný rozměr je řádově vyšší než příčné rozměry řešené oblasti. [7]



Obr. č. 7-1: Vztažení na 1 bm [7]

Předpoklad rovinné deformace:

Výpočet se vztáhne na 1 bm konstrukce viz. obr. č. 7-1 a řeší se za předpokladu rovinné deformace.

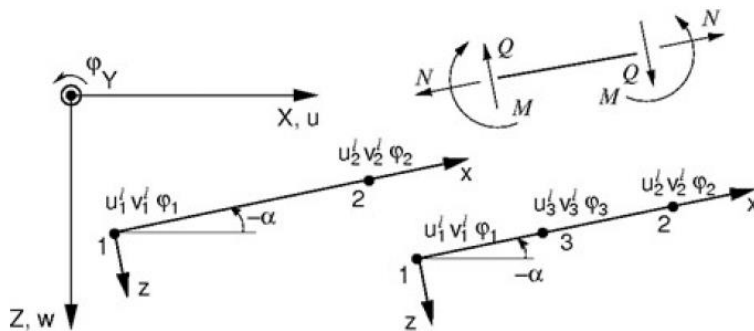
Deformace v rovinách rovnoběžných s podélnou osou konstrukce se zanedbávají. V masivu se tedy uvažuje pouze vznik deformací a napětí v rovině kolmé na podélnou osu a díky příčné kontrakci také normálové napětí ve směru podélné osy.

Příslušné nenulové složky napětí a deformace se sestaví do vektoru napětí a deformace tímto způsobem:

$$\sigma^T = \{\sigma_{xx} \sigma_{zz} \tau_{xz} \sigma_{yy}\}$$

$$\varepsilon^T = \{\varepsilon_{xx} \varepsilon_{zz} \gamma_{xz} \varepsilon_{yy} = 0\}$$

U nosníkových prvků se řeší deskový pás šířky 1 m. Na obr. č. 7-2 se nachází nenulové složky uzlových deformací pro dvou-uzlový nosníkový prvek kompatibilní s tří-uzlovým trojúhelníkovým plošným prvkem a pro tří-uzlový nosníkový prvek kompatibilní s šesti-uzlovým trojúhelníkovým plošným prvkem. [7]



Obr. č. 7-2: Dvou-uzlový a tří-uzlový nosníkový prvek [7]

Příslušné složky vnitřních sil (viz obr. č. 7-2), vztažené na 1 m šířky se sestaví do vektoru napětí tímto způsobem:

$$\sigma^T = \{N \equiv n_{x1}, M \equiv m_y, Q \equiv q_{z1}\}$$

osová symetrie: je vhodná pro řešení rotačně souměrných úloh, vyhovovat musí jak geometrické uspořádání konstrukce, tak i zatížení (svisle zatížené osamělé piloty, kruhový výkop, čerpání podzemní vody z kruhového vrtu).

Jako u rovinné deformace se jedná o obecně trojdimenzionální problém, který lze opět převést na řešení rovinné úlohy (řešení vztaženo na 1 rad délky oblouku o poloměru $x(r)$). Osa symetrie vždy představuje počátek souřadnice $x(r)$. Smykové složky deformace ve směru rotace lze zanedbat. Vznikají složky napětí a deformace v rovině řezu a také vznik obvodové normálové složky napětí a deformace. [7]

7.1.1.2 Typ výpočtu

Napjatost: Řeší základní geotechnické problémy v zemním prostředí a horninovém masivu (např. stanovení svislého geostatického napětí, resp. vodorovného napětí, pórového tlaku, určení deformací, objemových změn a přetvoření podloží, výpočet vnitřních sil po délce pažící konstrukce atd.).

- **ustálené proudění:** Předpoklad nulové změny stupně nasycení v čase, jednotlivé fáze budování jsou na sobě zcela nezávislé (oproti neustálenému proudění).
- **neustálené proudění:** Stanovení vývoje pórových tlaků (tlačné výšky) a aktuálního stupně nasycení v čase (výpočet obdobný analýze napjatosti).
- **stabilita svahu:** Redukce zadaných hodnot úhlu vnitřního tření ϕ_{ef} a soudržnosti zemin c_{ef} a hledání okamžiku zplastizování zemní konstrukce a její nestability. Výsledek je stupeň stability odpovídající klasickým metodám výpočtu stability svahu. Zadání a tvorba modelu je zcela shodná s režimem „Napjatost“.
- **tunely:** Zadávání a počítání např. exkavace (modelování 3D efektu čelby u nové rakouské metody), degradace nosníků, zatížení nosníků a oblastí teplotou, zatížení oblastí bobtnáním a monitoring výsledků.

U standardního nastavení se předpokládají odvozené okrajové podmínky. Potom výpočet předpokládá ustálené podmínky, kdy deformace skeletu nemá vliv na vývoj pórových tlaků. Pórové tlaky pak mají pouze charakter vnějšího zatížení a během výpočtu se nemění.

U neodvozených podmínek (celá hranice příslušné oblasti se chová jako plně nepropustná) se jedná o plně sdužený problém vývoje deformací skeletu a pórových tlaků za předpokladu, že veškeré změny jsou okamžité a vliv času se neuplatní.

[7]

7.1.1.2.1 Výpočet primární napjatosti (1. fáze):

Způsob výpočtu:

7.1.1.2.1.1 Geostatická napjatost

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \text{ [kPa]}$$

kde: γ_i – objemová tíha zeminy v i -té vrstvě,

h_i – mocnost i -té vrstvy

[7]

7.1.1.2.1.2 K_0 - procedura:

Jedná se o definování jiné počáteční boční napjatosti (překonsolidované zeminy mohou mít skutečné boční napětí výrazně vyšší, než normálně konsolidované zeminy). Součinitel bočního tlaku K_0 se zadává jako parametr zeminy. Pokud není zadán, dopočítá se dle vztahu:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

kde: ν – Poissonovo číslo

Vstupní parametry zemin jsou také závislé na zvoleném materiálovém modelu (materiálovém modelu proudění). Nejdůležitější vstupní parametry jsou modul pružnosti zeminy E a Poissonovo číslo ν (zadává se u všech modelů), dále pak úhel vnitřního tření ϕ_{ef} a soudržnost zeminy c_{ef} u nelineárních modelů. V programu se počítá s ustáleným stavem po redistribuci pórových tlaků a při výpočtu se tedy používají *efektivní parametry* smykové pevnosti zemin (hornin).

[7]

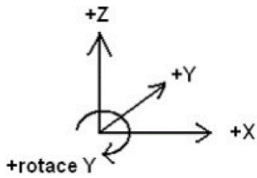
7.1.2 Souřadné systémy

7.1.2.1 Globální souřadný systém

- je pravotočivý

- kladná osa X jde zleva doprava

- kladná osa Z jde zdola nahoru
- kladná osa Y se "zapichuje" do roviny XZ
- kladný směr rotace kolem osy Y je ve směru otáčení hodinových ručiček

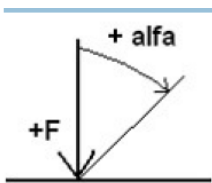


Obr. č. 7-3: Globální souřadný systém [7]

- GSS se uplatní pro souřadnice
- v obecné rovině řečeno kladné zatížení působí proti kladné ose, kladná rotace je v kladném smyslu globální rotace
- je třeba ve všech případech prostudovat specifikace kladného směru [7]

7.1.2.2 Přetížení

- je vždy na vodorovnou linii (nebo v bodě)
- zadává se počátek (bod) a délka
- kladné přetížení pod nulovým úhlem působí proti směru osy Z
- nulový úhel znamená svislé přetížení
- úhel roste ve směru otáčení hodinových ručiček
- úhel má rozsah $\langle -180^\circ, 180^\circ \rangle$

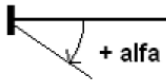


Obr. č. 7-4: Souřadný systém přetížení [7]

[7]

7.1.2.3 Kotvy

- kotva se mimo jiné zadává počátkem a úhlem
- nulový úhel je ve směru osy X
- úhel roste ve směru otáčení hodinových ručiček



Obr. č. 7-5: Souřadný systém kotev

- úhel má rozsah $\langle -180^\circ, 180^\circ \rangle$

[7]

7.1.2.4 Plošné výsledky

- kladné napětí σ znamená tlak, záporné tah
- kladné přetvoření ϵ znamená tlak, záporné tah

[7]

7.1.2.5 Vnitřní síly na nosnících

- kladná N znamená tah, záporná tlak
- kladné přetvoření ϵ znamená tlak, záporné tah

[7]

7.1.3 Rozměry modelu

Jedná se o velikost řešené oblasti (zásadní vstupní údaj pro numerické výpočty pomocí MKP), kde zejména pro stabilitní výpočty je zapotřebí zajistit dostatečné okolí (šířku rozhraní) pro nezkreslené výsledky.

Důležitá je i hloubka sítě konečných prvků. Konec sítě se dá představit jako nestlačitelné podloží (pokud není v geologickém profilu zadané konkrétní nestlačitelné podloží, pak v určité vzdálenosti od zatížení či kontaktu konstrukce s podložím vymizí vnitřní síly a nebude docházet ani k deformaci). V této vzdálenosti se následně definují hranice modelu řešené úlohy.

[7]

7.1.4 Volné body

V programu lze zadat libovolné množství volných uzlů kdekoli v konstrukci i mimo ni.

Volné uzly mají více hlavních funkcí:

- uzly pro definování konstrukce (výrubu, ostění, pažení, nosníku)
- pomocné body, kolem kterých se zahustí síť
- body, ve kterých bude definována okrajová podmínka, síly apod.

Pokud je volný uzel uvnitř nebo na kraji definované konstrukce, umístí generátor sítě automaticky uzel sítě do tohoto volného uzlu. Tímto způsobem lze ručně upravovat síť, případně namodelovat i síť vlastní.

[7]

7.1.5 Volné linie

Linie jsou definovány mezi jednotlivými body (úsečky, oblouky, kružnice) resp. kolem jednotlivých bodů (kružnice). Linie se dá zadat jak mezi volnými body, tak mezi body rozhraní (terénu).

Linie se mohou jakkoliv dotýkat i protínat - průsečíky zadaných linií najde program automaticky při korekci zadané geometrie. Na volné linie lze definovat nosníkové prvky.

[7]

7.1.6 Zahuštění linií

Zahuštění sítě konečných prvků okolo linií je důležité pro vytvoření správné sítě konečných prvků. Zahustit můžeme okolí volných linií i okolí linií rozhraní, resp. terénu.

[7]

7.1.7 Volná zahuštění

Používají se k zahuštění sítě konečných prvků k vytvoření vhodné sítě konečných prvků.

[7]

7.1.8 Generování sítě

Generace sítě ukončuje zadávání topologie konstrukce - dále se modelují a počítají jednotlivé fáze budování. U generování sítě program automaticky vygeneruje i standardní okrajové podmínky. Jsou zde zobrazeny i informace o vygenerované síti, které jsou varováním o problémových místech.

Správné výsledky výpočtu získáme správně vygenerovanou sítí konečných prvků. Program GEO MKP má automatický generátor sítě, který značně usnadňuje tuto úlohu, ovšem musí se dodržet určitá pravidla:

- Čím je větší základní hustota sítě (hustší síť), tím jsou přesnější výsledky. Výpočet a vykreslování úlohy se ovšem značně zpomaluje. Cíl je najít optimální hustotu sítě - závisí především na zkušenosti uživatele.

- Síť prvků by měla být dostatečně hustá především v místech řešené oblasti, kde se můžou očekávat velké gradienty napětí (bodové podepření, ostré rohy, výruby atd.). Zahuštění sítě můžeme zadat okolo jednotlivých bodů nebo linií. Dosah zahuštění by měl být alespoň 3-5 násobek hustoty ve středu zahuštění a obě hodnoty v bodech (hustota, dosah) v rozumném poměru k hustotě sítě předepsané pro okolní oblast. Tímto způsobem se zaručí hladký přechod mezi oblastmi s rozdílnou hustotou. Podobně je nutné pracovat se singulárními liniemi.

V programu lze zvolit standardně šestiuzlové trojúhelníkové prvky s automatickým vyhlazováním sítě. Díky tomuto obdržíme přesnost výsledků odpovídající přibližně jednou tak husté síti složené z klasických tříuzlových trojúhelníků. Kvůli studijním a ladícím účelům je možné v programu počítat s klasickým tříuzlovým trojúhelníkem (víceuzlové prvky).

V programu můžeme také nastavit generování smíšené sítě (trojúhelníky a čtyřúhelníky).

[7]

7.1.9 Korektor zadané geometrie

Jedná se o automatické zabudování – před generací sítě konečných prvků program sám najde průniky linií a veškeré uzavřené oblasti a potom vytvoří adekvátní model.

Nově vytvořené oblasti můžeme z výpočtu smazat, nebo do nich můžeme přiřadit novou zeminu (výhodné u tunelů a pažených konstrukcí). [7]

7.1.10 Aktivace

V programu je možné odebírat (deaktivovat) zeminu z jednotlivých oblastí. (násep musíme ho v topologii zadat, ale v první fázi ho označíme za neaktivní, taktéž u pobírání tunelu nebo pažicích konstrukcí). [7]

7.1.11 Přiřazení

Ve fázích výpočtu se již zeminy nepřirazuji k jednotlivým rozhraním, ale do oblasti, které automaticky vzniknou po korekci geometrie.

Pokud provedeme změnu přiřazení zeminy v topologii, přenesse se tato změna automaticky do všech oblastí, které leží v dané geologické vrstvě.

[7]

7.1.12 Voda

Na výběr jsou tři možnosti zadání podzemní vody:

- Hladina podzemní vody se zadává jako průběžné rozhraní pod i nad terén a objemová tíha zeminy pod hladinou se automaticky dopočítává.
- Hodnoty pórového napětí se zadávají v izoliniích a toto zadávání je shodné jako zadávání rozhraní. Hodnoty mezi izoliniemi se ve výpočtu lineárně interpolují.
- Koeficient pórového tlaku r_u udává poměr mezi pórovým napětím a geostatickým napětím v zemině. Tyto hodnoty koeficientu r_u se zadávají v izoliniích. První izolinie bývá vždy stejná s terénem. Zbytek izolinií se zadává stejně jako rozhraní terénu. Hodnoty mezi izoliniemi se ve výpočtu lineárně interpolují.

Objemová tíha v celém masivu se uvažuje zadanou hodnotou objemové tíhy γ bez ohledu na velikost zadaných r_u , nebo pórového napětí.

[7]

7.1.13 Nosníky

Při zadávání se musí definovat umístění nosníku (volná linie, linie sítě, úsek terénu), linie představuje střednici nosníku.

Nosníkové prvky se používají k modelování ostění a pažících konstrukcí. U těchto prvků můžeme získat průběhy vnitřních sil (moment, normálová síla a posouvající síla).

V programu je k dispozici několik základních typů tvaru průřezu, ale uživatel má možnost si zadat i vlastní průřezové charakteristiky.

U modelování nosníků je důležité zadání kontaktních prvků – charakterizují chování kontaktu mezi nosníkem a okolní zeminou (důležité u pažících konstrukcí). Kontakty se můžou zadat po obou stranách nosníku. Na koncích nosníku se definuje uložení konců nosníků. Program automaticky počítá se zatížením vlastní tíhou nosníku. Nosníky jsou modelovány pomocí nosníkových prvků se třemi stupni volnosti v každém uzlu prvku.

Nosníkové prvky zabudované v programu jsou postaveny na Mindlinově teorii, která předpokládá, že průřez zůstává po deformaci rovinný, není však kolmý k deformované střednici prutu. Ohybové momenty a osově síly se počítají v uzlech sítě.

[7]

7.1.14 Kotvy

Kotvy se modelují elastickým tyčovým prvkem s konstantní normálovou tuhostí. Porušení kotevního prvku se zadává maximální silou. U kotvy lze nastavit uchycení do zeminy ve dvou bodech – na začátku a na konci.

7.1.15 Tuhá tělesa

Vstupním parametrem je pouze objemová tíha tuhého tělesa. Materiál tělesa je považován za nekonečně tuhý. Tuhá tělesa slouží zejména k modelování masivních betonových konstrukcí a zdí (pro klasické i stabilitní problémy).

Pomocí tuhých těles můžeme modelovat oblasti s vysokou pevností - např. opěrné konstrukce nebo skalní podloží.

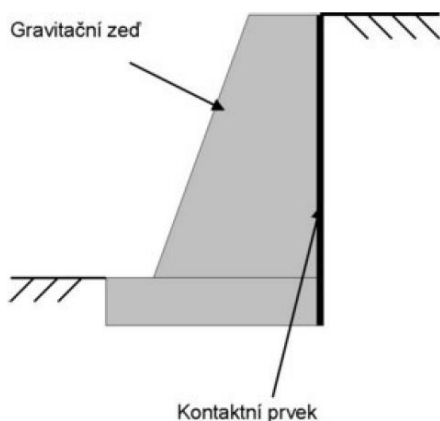
[7]

7.1.16 Kontaktní prvky

Vhodným prostředkem pro modelování diskontinuit nebo rozhraní dvou zcela odlišných materiálů (zemina - horninový masiv) jsou kontaktní prvky konstrukce a okolního prostředí.

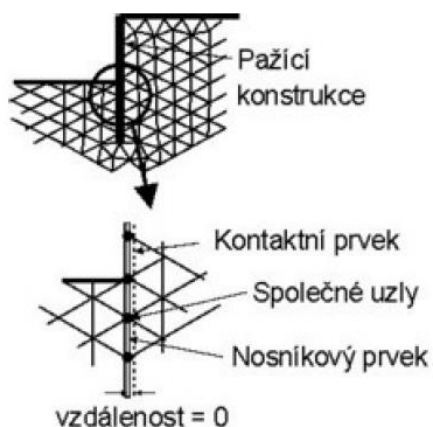
Typický příklad užití kontaktních prvků je modelování pažících konstrukcí, opěrných zdí či tunelových ostění - kontaktním prvkem simulujeme tenkou oblast zeminy či horniny, v níž dochází k intenzivnímu namáhání převážně smykem.

Kontakty se můžou zadávat i samostatně mezi jednotlivými rozhraními zemin. [7]



Obr. č. 7-6: Umístění kontaktních prvků při modelování gravitační zdi [7]

Kontaktní prvek je prvek s nulovou tloušťkou vyjadřující vztah mezi kontaktními napětími a relativní změnou posunů podél kontaktu. [7]



Obr. č. 7-7: Generování pažící konstrukce modelované nosníkovým a kontaktním prvkem zdi [7]

Kontaktní prvky mohou mít elastický materiálový model (možnost zobrazení kontaktních napětí v případě elastického chování kontaktu), nebo plastický materiálový model vycházející z Mohr-Coulombovy podmínky plasticity s vyloučením tahové pevnosti.

Plastický model je vhodný pro modelování separace konstrukce v případě tahového namáhání.

S plastickým modelem kontaktu je nutné počítat pro výpočty pažících konstrukcí.

Základní parametry plastického modelu jsou koheze c , koeficient tření μ , a úhel dilatance ψ . Parametry c a μ můžeme zadat také nepřímo, redukcí parametrů c a $\tan(\varphi)$ zeminy na kontaktu. Pro kontakt mezi dvěma zeminami platí, že rozhodující pro redukcii jsou menší z hodnot c a φ obou zemin (hornin).

Parametry kontaktu jsou pak definovány vztahy:

$$c = \sigma_z \cdot c_{zem}$$
$$\mu = \sigma_\mu \cdot \tan(\varphi_{zem})$$

Pokud nemůžeme přesně určit redukční parametry (nedostatek informací), můžeme u ocelových konstrukcí v písčitých zeminách uvažovat $2/3$, u ocelových konstrukcí v jílovitých zeminách $1/3$. U betonových konstrukcí se obvykle zadávají hodnoty vyšší. Redukční součinitel by měl být obvykle menší než 1 . Úhel dilatance má podobný význam jako v případě standardních modelů zemin. Díky zavedení $\psi = 0$ je předpoklad elastického chování kontaktu v tahu/tlaku. Plastická deformace se tedy omezuje pouze na smyk.

Další parametry modelu kontaktu jsou normálová tuhost k_s a smyková tuhost k_n kontaktního prvku vztažené na jednotku délky. Tyto veličiny si lze představit jako tuhost pružin v daném rozhraní. Vhodně zvolit tyto parametry není jednoduché a je zřejmá závislost této volby na řešeném problému. Určitou nápovědou při volbě hodnot veličin k_s a k_n může být vazba těchto parametrů na materiálové charakteristiky zeminy na kontaktu. Pokud je po obou stranách kontaktu stejný materiál, můžeme použít následující vztahy:

$$K_n = \frac{E}{t}$$
$$K_s = \frac{G}{t}$$

kde: t -předpokládaná (fiktivní) tloušťka kontaktní vrstvy

G -modul pružnosti zeminy ve smyku

E -modul pružnosti

V případě různých materiálů (E_1, E_2, G_1, G_2) se uvažuje menší hodnota k_s a k_n .

[7]

7.2 *Materiálové modely*

Zvolení materiálového modelu je velmi nutné pro vystižení reálného chování konstrukce. Pro většinu konstrukcí se hodí nelineární modely (např. u výpočtu pažící konstrukce s lineárním modelem zeminy vyjdou zcela nereálné výsledky), ale v určitých případech je využití lineárních modelů vhodné a výpočet je jednodušší.

Hranice mezi lineární (elastickou) a nelineární (plastickou) odezvou materiálu je plocha plasticity. Matematické vyjádření plochy plasticity pak představuje určitou podmínku porušení (funkci plasticity). Pokud nastane překročení této podmínky, nastává vývoj trvalých (nevratných) plastických deformací.

Výběr vhodného materiálového modelu pro výpočet geotechnických konstrukcí záleží především na charakteru zemního (horninového prostředí). U komplexního modelování složitějších úloh pomocí metody konečných prvků představuje volba numerického modelu zcela zásadní vliv na zadávání vstupních údajů a také vyhodnocení výsledků výpočtu.

[7]

7.2.1 *Lineární modely*

Urychlují výpočet, ale výsledky neodpovídají příliš přesnému odhadu skutečného chování materiálu. Využívají se pouze při výpočtu napjatosti (příp. deformace) masivu, a ne při výpočtu oblasti a způsobu možného porušení. Používají se také, když dochází pouze k lokálnímu porušení, nemající zásadní vliv na vývoj globální poruchy, ale které může vést k předčasnému ukončení výpočtu v programu. [7]

7.2.1.1 Elastický model:

Nachází se zde převodní vztahy mezi napětím a přetvořením dané Hookeovým zákonem (v oboru lineární pružnosti).

Program vyžaduje následující údaje o materiálu:

γ - objemová tíha zeminy

ν - Poissonovo číslo

E - modul pružnosti

V případě jednoosé napjatosti vyjadřuje Hookeův zákon vztah mezi napětím σ a přetvořením ε pomocí Youngova modulu pružnosti E . Lineární model uvažuje lineární závislost mezi přitížením a deformací (také Hookeův zákon).

[7]

7.2.1.2 Modifikovaný elastický model:

Umožňuje do výpočtu zahrnout vliv přitížení, resp. odtížení pomocí sečnového modulu E_{def} a modulu odtížení (přitížení) E_{ur} . [7]

7.2.2 *Nelineární modely*

Poskytují věrohodný popis chování zemního masivu a rozložení možných oblastí porušení. Musí se zde zavést určité pevnostní charakteristiky zemin nutné k formulaci podmínek plasticity. Úhel vnitřního tření ϕ a soudržnost c určují mez vzniku plastické deformace. Úhel dilatance Ψ značí velikost plastické objemové expanze. [7]

7.2.2.1 Drucker-Prager, Mohr-Coulomb a Modifikovaný Mohr- Coulomb

Vycházejí z klasické Coulombovy podmínky porušení. S těmito modely je možné modelovat i zpevnění a změkčení. Nastává zde neomezené elastické přetváření za předpokladu geostatické napjatosti. [7]

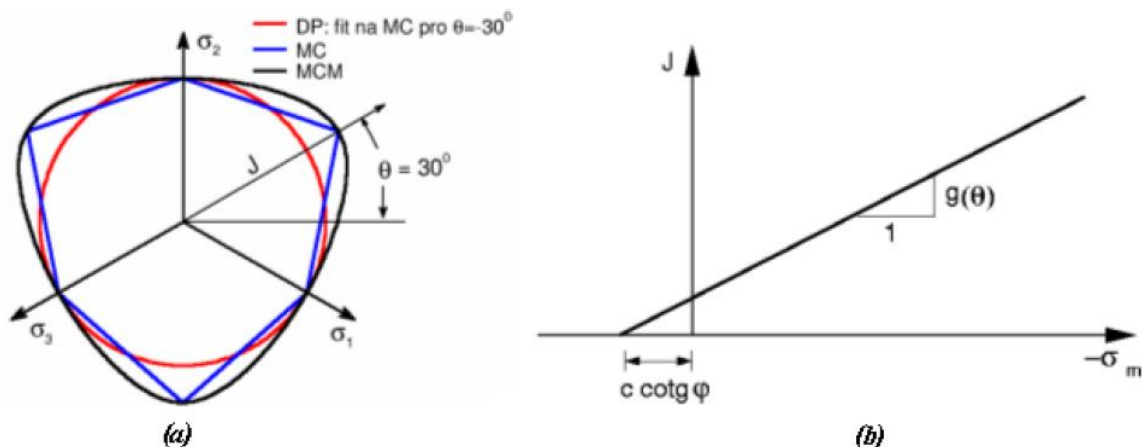
7.2.2.2 Modifikovaný Cam-clay, Zobecněný Cam-Clay a Hypoplastický jíl

Vycházejí z představy kritického stavu zeminy. Podstatně lépe vystihují nelineární odezvu zemin na vnější zatížení. Tyto materiálové modely se od sebe liší svými parametry i předpoklady. [7]

7.2.2.3 Mohr-Coulomb (MC)

Vstupními parametry jsou modul pružnosti zeminy E a Poissonovo číslo ν , úhel vnitřního tření a soudržnost zeminy, které určují hranici plasticity. Program modeluje ustálený stav po redistribuci pórových tlaků a používá efektivní parametry úhlu vnitřního tření ϕ_{ef} , a soudržnosti c_{ef} . Jako vstup se určuje také úhel dilatance.

Mohr-Coulombova podmínka plasticity se definuje pomocí třech mezních funkcí (jejich zobrazení v hlavních napětích představuje nepravidelný šestiboký kužel). Průměty této plochy plasticity do deviatorové a meridiální roviny jsou zobrazeny na obr. č. 7-8. V části a) se vyznačuje MC podmínka plasticity ostrými vrcholy přinášejícími určitou komplikaci při implementaci této podmínky v rámci metody konečných prvků. Výhoda je, že tradiční mechanika zemin a částečně i mechanika hornin jsou založené na tomto modelu. [7]



Obr. č. 7-8: Průmět ploch plasticity do: (a) deviatorové, (b) meridiální roviny [7]

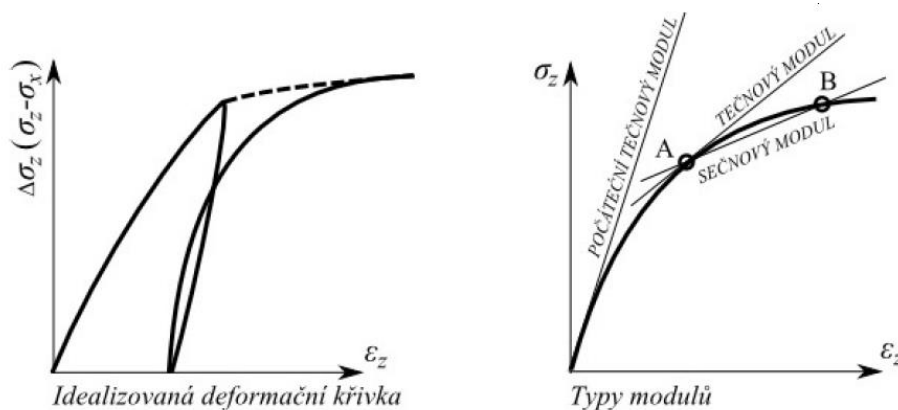
7.2.3 Modul pružnosti E

Popisuje tuhost materiálu (je v celém oboru zatěžování konstantní). U zemin tento předpoklad platí jen v oboru malých deformací (pružných přetvoření).

U nelineárních modelů po splnění podmínky plasticity (zplastizování zeminy) nemá na chování zeminy modul pružnosti E podstatný vliv.

Jaký modul je vhodný pro daný materiálový model (počáteční, tečnový, sečnový) a jaká je jeho hodnota, na to neexistuje jednoznačná odpověď. Pro zvolení typu modulu musíme znát chování zeminy v geomechanické úloze a pro hodnotu modulu výsledky z triaxiálové zkoušky pro odpovídající dráhy napětí. Hrubá doporučení ale lze stanovit.

[7]



Obr. č. 7-9: Průběh idealizované deformační křivky zeminy a odvození jednotlivých typů modulů [7]

Modul pružnosti E můžeme v materiálových modelech dosadit jako:

- okamžitý modul E_0 - výpočty malých zatížení (předpoklad lineární závislosti přetvoření/napětí) nebo okamžitého sedání
- sečnový modul E_{50} - referenční napětí rovné 50 % napětí při porušení (používá se např. pro výpočet plošných základů a sedání pilotových základů)
- deformační modul E_{def} - ze zatěžovací křivky zatěžovací zkoušky
 - je vyžadován u modifikovaného lineárního modelu, který

rozlišuje jiné chování zeminy při zatížení a odlehčení

Pokud tento modul použijeme u výpočtu odlehčení zeminy (např. podzemní stavby, zvednutí dna stavební jámy), získáme vyšší deformace, než při použití modulu pružnosti E_{ur} získaného z odlehčovací křivky r . Pro deformační modul platí přibližný vztah:

$$E_{ur} = 3E_{def}$$

- edometrický modul E_{oed} - je závislý na napětí v zemině
 - dosazuje se dle očekávaného rozsahu napětí v zemině
 - převod mezi modulem deformace E_{def} a modulem edometrickým E_{oed} je dle tohoto vztahu:

$$E_{oed} = \frac{E_{def}}{\beta}$$

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$$

kde: ν - Poissonovo číslo
 E_{def} - modul přetvárnosti

- modul pružnosti E_{ur} - z odlehčovací větve deformační křivky
 - pro výpočet při odlehčení zeminy (výkopy)
 - v případě modifikovaného elastického modelu

Triaxiální smyková zkouška nejlépe stanoví hodnoty modulů pružnosti. Pokud se použijí např. penetrační zkoušky, presiometrické zkoušky atd., pak se musí použít korelační koeficienty popsané v odborné literatuře. [7]

7.2.4 *Poissonovo číslo ν*

- resp. koeficient příčné kontrakce je u pružné homogenní látky namáhané normálovým zatížením v jednom směru určeno vztahem:

$$\nu = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x}$$

kde: ε_y - vertikální poměrné přetvoření
 ε_x - horizontální poměrné přetvoření

Poissonovo číslo se dá poměrně přesně zjistit. Lze využít i zabudovanou databázi zemin v programu. Pokud počítáme s malými zatíženími a do výpočtu budeme dosazovat počáteční modul pružnosti E_0 , pak musíme také uvažovat Poissonovo číslo ν_0 zjištěné pro počáteční zatížení. [7]

7.2.5 Biotův parametr

Speciální parametr ovlivňující materiálový model. Je pro drtivou většinu výpočtů nepodstatný (užívá se u konsolidace) a je určen spíše pro vědecké účely. [7]

7.2.6 Geostatické napětí, výpočet vztlaku

Výpočet napětí v zemině je založen na existenci vrstev zemin, které zadává uživatel. Program poté vloží fiktivní vrstvy do míst, ve kterých dochází ke změně napětí, resp. bočních tlaků (HPV, body konstrukce atd.). Normálové napětí v i-té vrstvě se zjistí dle vztahu:

$$\sigma_i = \sum h_i \gamma_i$$

kde: h_i - mocnost i-té vrstvy

γ_i - objemová tíha zeminy v i-té vrstvě

Pokud je vrstva pod hladinou podzemní vody, potom se objemová tíha zeminy pod vodou určí v závislosti na zadaných parametrech zeminy takto:

- pro volbu "Standardně" podle vzorce:

$$\gamma_{su} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

kde: γ_{sat} - objemová tíha plně nasycené zeminy

γ_w - objemová tíha vody

- pro volbu "Počítat z pórovitosti" podle vzorce:

$$\gamma_{su} = (1 - n)(\gamma_s - \gamma_w)$$

kde: n - pórovitost

γ_s - měrná tíha pevných částic (skeletu) zeminy

γ_w - objemová tíha vody

$$\gamma_s = \frac{G_d}{V - V_p}$$

kde: V - objem zeminy

V_p - objem pórů

G_d - tíha vysušené zeminy

Objemová tíha vody se v programu uvažuje jako hodnota 10 kN/m^3 ($0,0625 \text{ kcf}$).

U výpočtu zemních tlaků v případě skloněného terénu za konstrukcí ($\beta \neq 0$) a vrstevnatého prostředí je úhel β při výpočtu součinitele zemního tlaku K v i -té vrstvě redukován dle vztahu:

$$\text{tg}\beta_i = \frac{\gamma}{\gamma_i} \text{tg}\beta$$

kde: γ - objemová tíha zeminy první vrstvy od povrchu terénu

γ_i - objemová tíha zeminy i -té vrstvy od povrchu terénu

β - sklon povrchu terénu za konstrukcí

[7]

7.2.7 Úhel vnitřního tření zeminy, soudržnost zeminy, objemová tíha zeminy

Zjišťují se z geotechnického či inženýrsko-geologického průzkumu nebo z laboratorních zkoušek. Pokud nejsou takové podklady k dispozici, může se využít zabudovaná databáze zemín (obsahuje orientační hodnoty vybraných základních charakteristik zemín). Charakteristiky hornin v zabudované databázi nejsou uvedeny, tyto parametry je třeba zadat ručně.

Úhel vnitřního tření a soudržnost se zadávají efektivní nebo totální, to záleží především na typu zeminy, charakteru zatížení, délce trvání konstrukce a na vodním režimu. [7]

7.2.8 Úhel dilatance

Značí velikost plastické objemové expanze (dilatance) a během plastického tečení je konstantní. Pokud $\psi = 0$, předpokládá se, že materiál při smyku nemění svůj objem.

Jíly se vyznačují (bez ohledu na překonsolidované vrstvy) určitou malou mírou dilatance ($\psi \approx 0$). U písků je úhel dilatance závislý na ulehlosti a úhlu vnitřního tření. Orientační hodnota pro písky a šterky s úhlem vnitřního tření $\varphi > 30^\circ$ je $\psi = \varphi - 30$. Zápornou hodnotu úhlu dilatance je možné použít pouze u extrémně kyprých písků. Ve většině případů je však úhel dilatance nulový.

8. Zpětná analýza matematického modelu sesuvu

Před zahájením posouzení bylo velmi důležité ověřit, jestli matematický model a v něm použité pevnostní parametry, při mezních vodních poměrech a zjištěné geologii pro sesuv v charakteristickém profilu, odpovídá smykové ploše dokumentovaného sesuvu.

8.1 Použitá metoda matematického modelování

Výpočet byl proveden v programu GEO5 2020.12 (1.0). Jedná se o geotechnický software – soubor samostatných programů, který poskytuje řešení pro většinu geotechnických úloh. Pro řešení byl zvolen podprogram MKP, který slouží k výpočtu deformací, vnitřních sil v konstrukčních prvcích a také napětí, přetvoření a plastických oblastí v zemině.

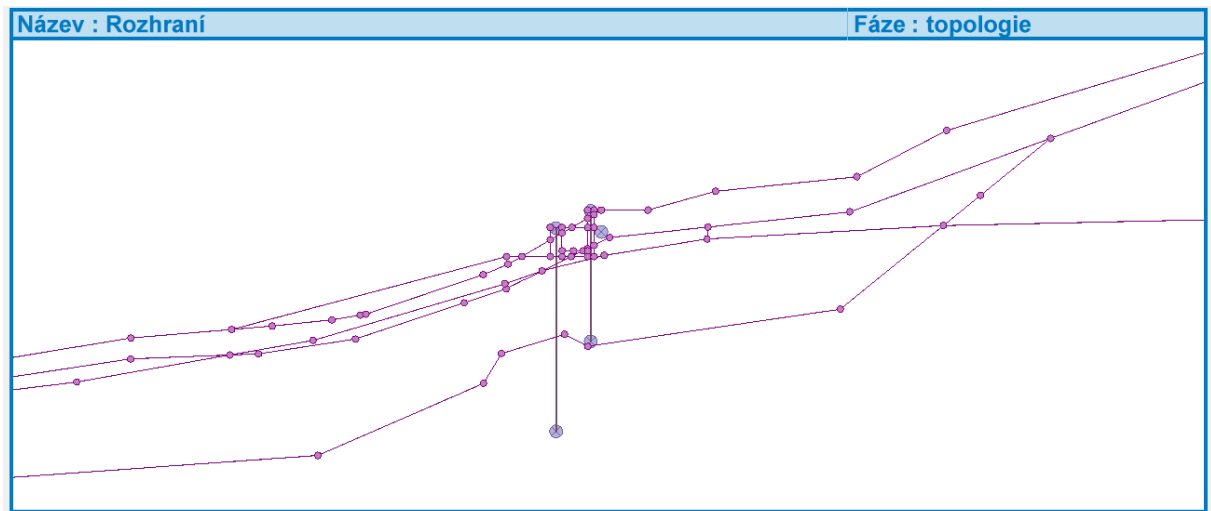
8.2 Nastavení výpočtu

8.2.1 Charakteristiky výpočtu napjatosti

- geometrie úlohy je rovinná
- typ výpočtu byl zvolen jako napjatost
- výpočtové normy u betonových konstrukcí – EN 1992-1-1 (EC2)
- výpočet primární napjatosti (1. fáze) – způsob výpočtu – geostatická napjatost

8.2.2 Rozhraní

- nastavení rozhraní zemin, stanovení budoucí polohy HPV (hladiny podzemní vody), pilotové, mikropilotové stěny, železobetonových zdí a budoucích výkopů a přísypů
- rozměry modelu jsou:
 - min. hodnota ve vodorovném směru -30 m
 - max. hodnota ve vodorovném směru 140 m
 - hloubka od nejnižšího bodu rozhraní 60 m



Obr. č. 8-1: Rozhraní v topologii

8.2.3 Zeminy

Přiřazení zemin je na obr. č. 8-2.

F5 MI – hlína se střední plasticitou – konzistence tuhá až pevná pod vodou (barva světle fialová)

Materiálový model: Mohr-Coulomb – ideálně pružný s perfektní plasticitou

Objemová tíha: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Poissonovo číslo: $\nu = 0,4$

Modul pružnosti: $E = 5 \text{ MPa}$

Biotův parametr: $\alpha = 1$

Modul odtížení/přetížení: $E_{ur} = 6 \text{ MPa}$

Úhel vnitřního tření: $\varphi_{ef} = 19^\circ$

Soudržnost zeminy: $c_{ef} = 10 \text{ kPa}$

Úhel dilatance: $\psi = 1^\circ$

Pevnost zeminy v tahu: $R_t = 0 \text{ kPa}$

Objemová tíha saturované zeminy: $\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$

F6 CI – jíl se střední plasticitou pod vodou (barva růžová)

Materiálový model: Mohr-Coulomb – ideálně pružný s perfektní plasticitou

Objemová tíha: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Poissonovo číslo: $\nu = 0,4$

Modul pružnosti: $E = 8 \text{ MPa}$

Biotův parametr: $\alpha = 1$

Modul odtížení/přetížení: $E_{ur} = 9 \text{ MPa}$

Úhel vnitřního tření: $\varphi_{ef} = 17^\circ$

Soudržnost zeminy: $c_{ef} = 5 \text{ kPa}$

Úhel dilatance: $\psi = 0^\circ$

Pevnost zeminy v tahu: $R_t = 0 \text{ kPa}$

Objemová tíha saturované zeminy: $\gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$

F8 CH – jílovec (flyš) s charakterem tvrdých jííl s vysokou plasticitou pod vodou (barva žlutá)

Materiálový model: Mohr-Coulomb – ideálně pružný s perfektní plasticitou

Objemová tíha: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Poissonovo číslo: $\nu = 0,42$

Modul pružnosti: $E = 10 \text{ MPa}$

Biotův parametr: $\alpha = 1$

Modul odtížení/přetížení: $E_{ur} = 10 \text{ MPa}$

Úhel vnitřního tření: $\varphi_{ef} = 20^\circ$

Soudržnost zeminy: $c_{ef} = 22 \text{ kPa}$

Úhel dilatance: $\psi = 3^\circ$

Pevnost zeminy v tahu: $R_t = 0 \text{ kPa}$

Objemová tíha saturované zeminy: $\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$

F5 MI – hlína se střední plasticitou – konzistence tuhá až pevná nad vodou (barva modrá)

Materiálový model: Mohr-Coulomb – ideálně pružný s perfektní plasticitou

Objemová tíha: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Poissonovo číslo: $\nu = 0,4$

Modul pružnosti: $E = 5 \text{ MPa}$

Biotův parametr: $\alpha = 1$

Modul odtížení/přítížení: $E_{ur} = 6 \text{ MPa}$

Úhel vnitřního tření: $\varphi_{ef} = 19^\circ$

Soudržnost zeminy: $c_{ef} = 10 \text{ kPa}$

Úhel dilatance: $\psi = 1^\circ$

Pevnost zeminy v tahu: $R_t = 0 \text{ kPa}$

Objemová tíha saturované zeminy: $\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$

F6 CI – jíl se střední plasticitou nad vodou (barva tmavě růžová)

Materiálový model: Mohr-Coulomb – ideálně pružný s perfektní plasticitou

Objemová tíha: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Poissonovo číslo: $\nu = 0,4$

Modul pružnosti: $E = 8 \text{ MPa}$

Biotův parametr: $\alpha = 1$

Modul odtížení/přítížení: $E_{ur} = 9 \text{ MPa}$

Úhel vnitřního tření: $\varphi_{ef} = 17^\circ$

Soudržnost zeminy: $c_{ef} = 5 \text{ kPa}$

Úhel dilatance: $\psi = 0^\circ$

Pevnost zeminy v tahu: $R_t = 0 \text{ kPa}$

Objemová tíha saturované zeminy: $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$

**F8 CH – jílovec (flyš) s charakterem tvrdých jílu s vysokou plasticitou nad vodou
(barva tmavě fialová)**

Materiálový model: Mohr-Coulomb – ideálně pružný s perfektní plasticitou

Objemová tíha: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Poissonovo číslo: $\nu = 0,42$

Modul pružnosti: $E = 10 \text{ MPa}$

Biotův parametr: $\alpha = 1$

Modul odtížení/přítížení: $E_{ur} = 10 \text{ MPa}$

Úhel vnitřního tření: $\varphi_{ef} = 20^\circ$

Soudržnost zeminy: $c_{ef} = 22 \text{ kPa}$

Úhel dilatance: $\psi = 3^\circ$

Pevnost zeminy v tahu: $R_t = 0 \text{ kPa}$

Objemová tíha saturované zeminy: $\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$

U všech zemin dále platí:

Tuhost je s hloubkou konstantní.

Typ je odvodněný.

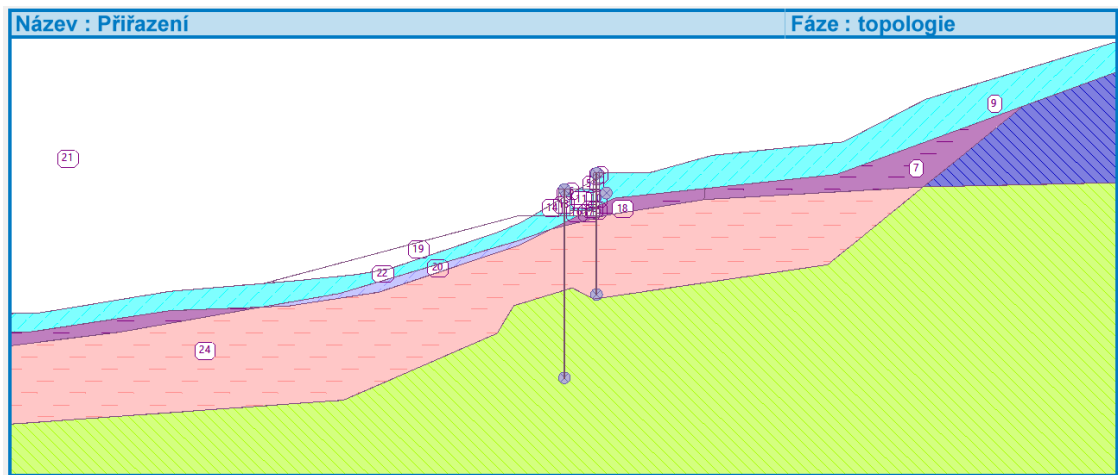
Způsob výpočtu vztlaku je standardní.

Omezení v tahu uvažujeme.

8.2.4 Tuhá tělesa

- Opěrná zeď – objemová tíha: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

8.2.5 Přiřazení



Obr. č. 8-2: Přiřazení v topologii

8.2.6 Typy kontaktů

8.2.6.1 Opěrná stěna – hlína nad vodou

Materiálový model: Mohr-Coulomb

Soudržnost: $c = 10 \text{ kPa}$

Koeficient tření: $\mu = 0,344$

Úhel dilatance: $\psi = 0^\circ$

Pevnost v tahu: $R_t = 0 \text{ kPa}$

8.2.6.2 Opěrná stěna – jííl nad vodou

Materiálový model: Mohr-Coulomb

Soudržnost: $c = 5 \text{ kPa}$

Koeficient tření: $\mu = 0,306$

Úhel dilatance: $\psi = 0^\circ$

Pevnost v tahu: $R_t = 0 \text{ kPa}$

8.2.6.3 Pilota – jíl pod vodou

Materiálový model: Mohr-Coulomb

Soudržnost: $c = 5$ kPa

Koeficient tření: $\mu = 0,306$

Úhel dilatance: $\psi = 0^\circ$

Pevnost v tahu: $R_t = 0$ kPa

8.2.7 *Volné body, volné linie*

Volné body a linie tvoří pomocné prvky pro namodelování nosníků (mikropilotové a pilotové stěny).

8.2.8 *Zahuštění linií*

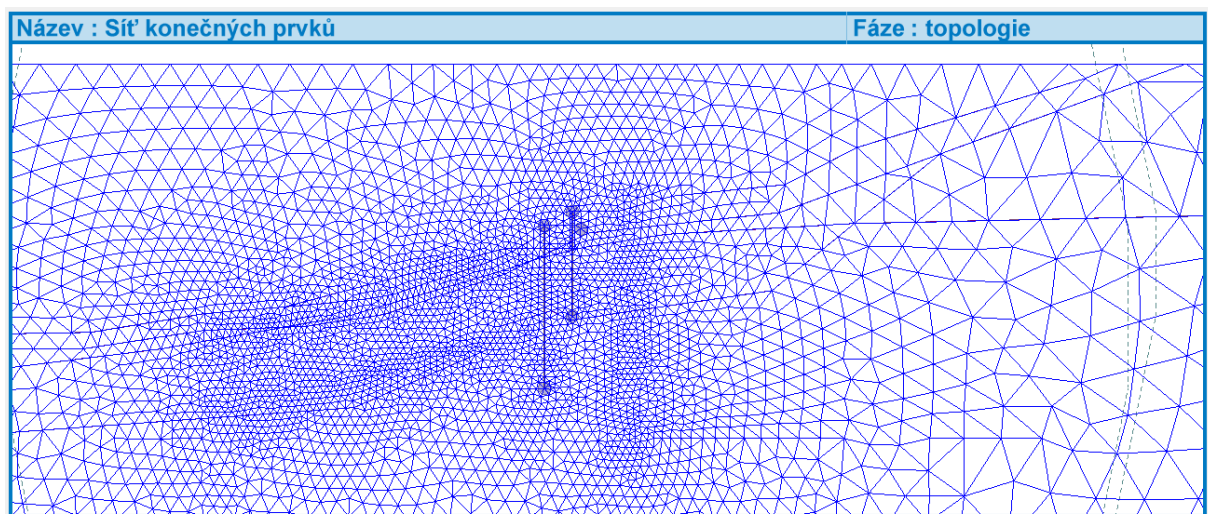
Bylo provedeno v dosahu poloměru 50 m a délce prvku 0,5 m.

8.2.9 *Volná zahuštění*

Byla provedena v dosahu poloměru 50 m a délce prvku 0,5 m.

8.2.10 *Generování sítě*

Délka hrany prvku je 5 m. Bylo použito vyhlazení sítě a generovaly se 6-uzlové trojúhelníkové prvky.



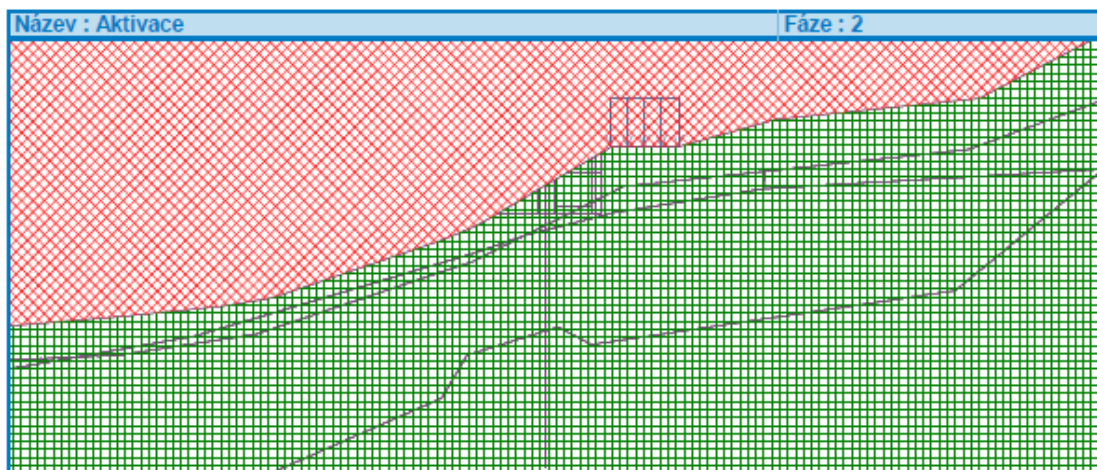
Obr. č. 8-3: Síť konečných prvků

8.3 *Fáze 1*

V této fázi byl pro zpřesnění výpočtů namodelován vodorovný povrch terénu a spočítána napjatost. Zde byly aktivovány jednotlivé oblasti modelu.

8.4 *Fáze 2*

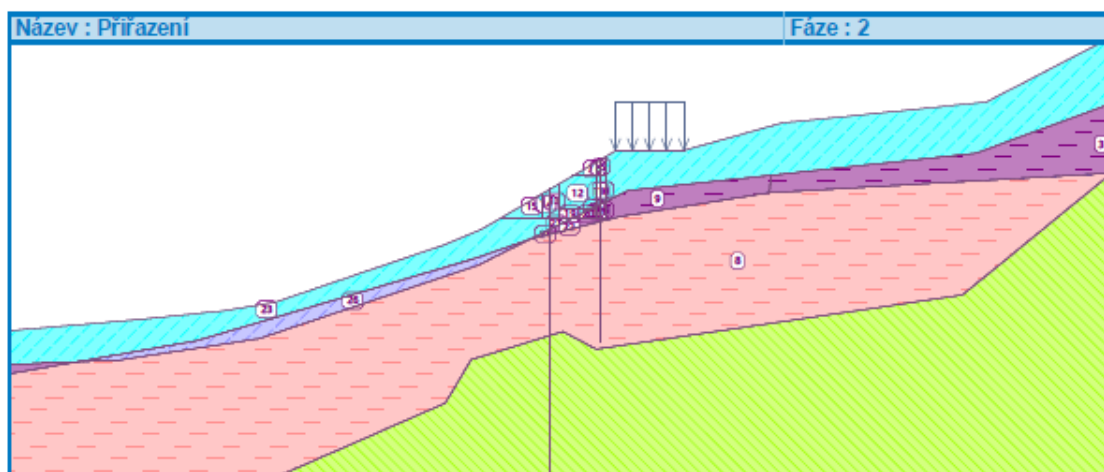
Byl vytvořen svah sesuvu se zatížením místní komunikace.



Obr. č. 8-4: Aktivace

Přiřazení

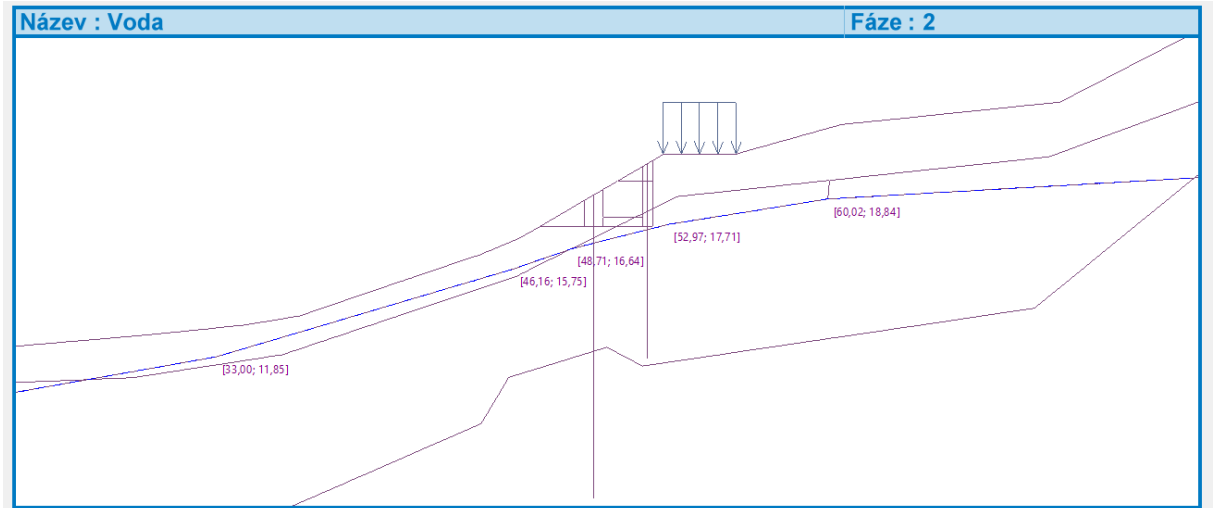
Zde byly přiřazeny jednotlivé zeminy.



Obr. č. 8-5: Přiřazení

Voda

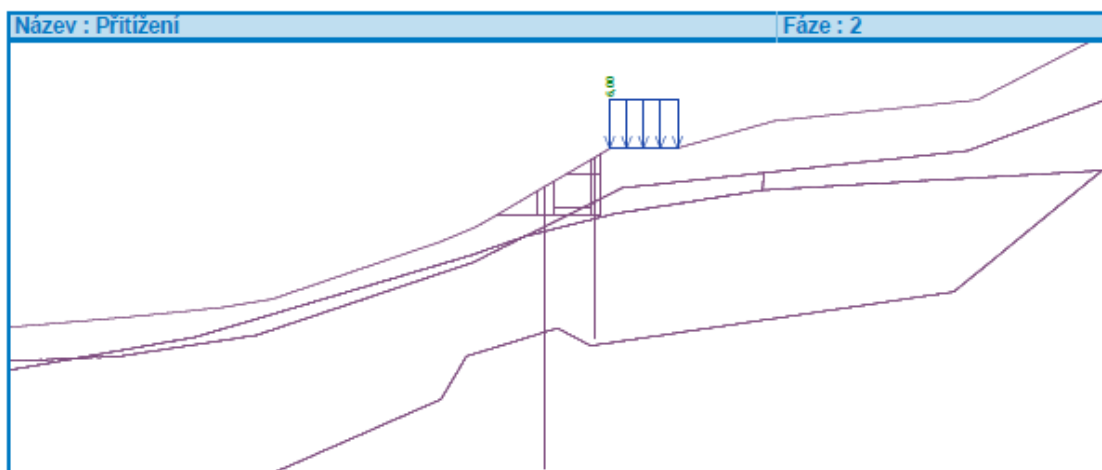
Byla zvolena vysoká hladina vody předpokládaná při aktivaci sesuvu. V matematickém modelu byl zvolen typ vody HPV.



Obr. č. 8-6: Poloha HPV

Přítížení

Namodelování přítížení silnice 6 kN/m^2 (charakteristická hodnota), které se skládá z užitečného zatížení 5 kN/m^2 (proměnné na silnici odpovídající tíže $35 \text{ kN} - 3,5 \text{ t}$ vozidlo) a užitečného zatížení 1 kN/m^2 (sníh).



Obr. č. 8-7: Přítížení

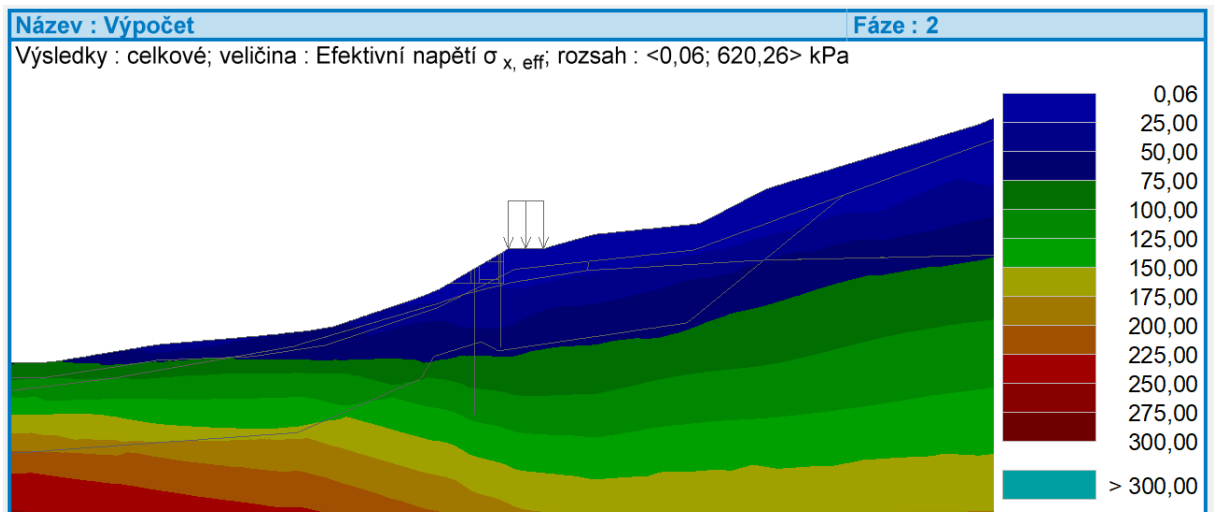
8.4.1 Výsledky

Byl spočítán napjatostní stav.

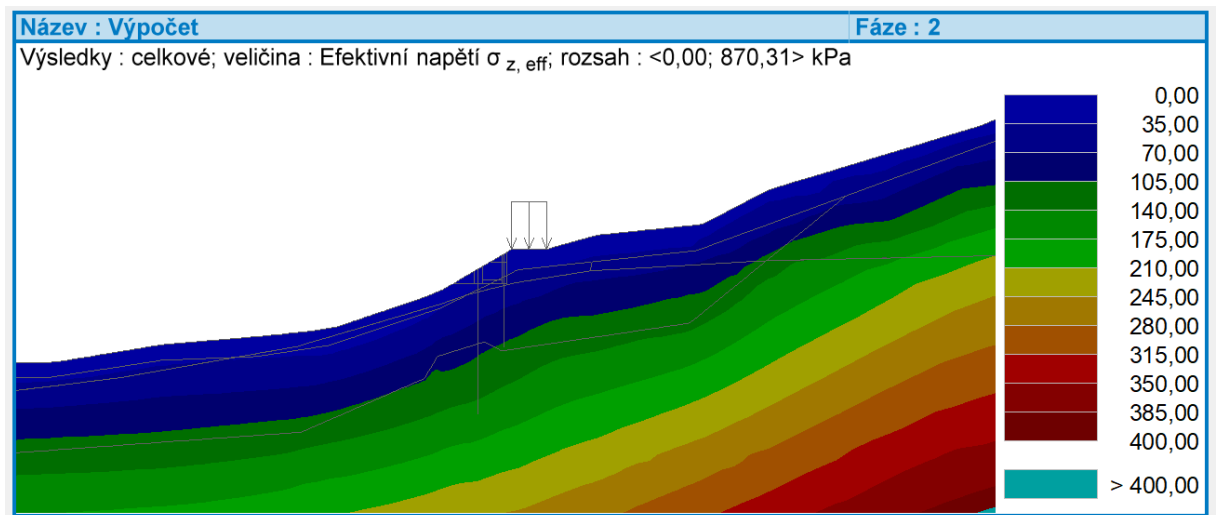
Nastavení výpočtu

Napjatost	
— Obecné	
Metoda :	Newton - Raphson <input checked="" type="checkbox"/> Line search
Změna matice tuhosti :	po každé iteraci
Maximální počet iterací pro jeden výp. krok :	100
Počáteční výpočtový krok :	0,25 [-]
Tolerance chyby posunutí :	0,0100 [-]
Tolerance chyby nevyrovnaných sil :	0,0100 [-]
Tolerance chyby energie :	0,0100 [-]
<input type="checkbox"/> Respektovat materiálová rozhraní	
— Newton - Raphson	
Relaxační faktor výpočtového kroku :	2
Maximální počet relaxací výpočtového kroku :	10
Minimální počet iterací pro jeden výp. krok :	10
— Plasticita	
Tolerance chyby návratu na plochu plasticity :	0,00100 [-]
Maximální počet iterací pro jeden plastický krok :	20
— Line search	
Způsob řešení :	neiterovat
Line search limit - minimum :	0,100 [-]
Line search limit - maximum :	1,000 [-]

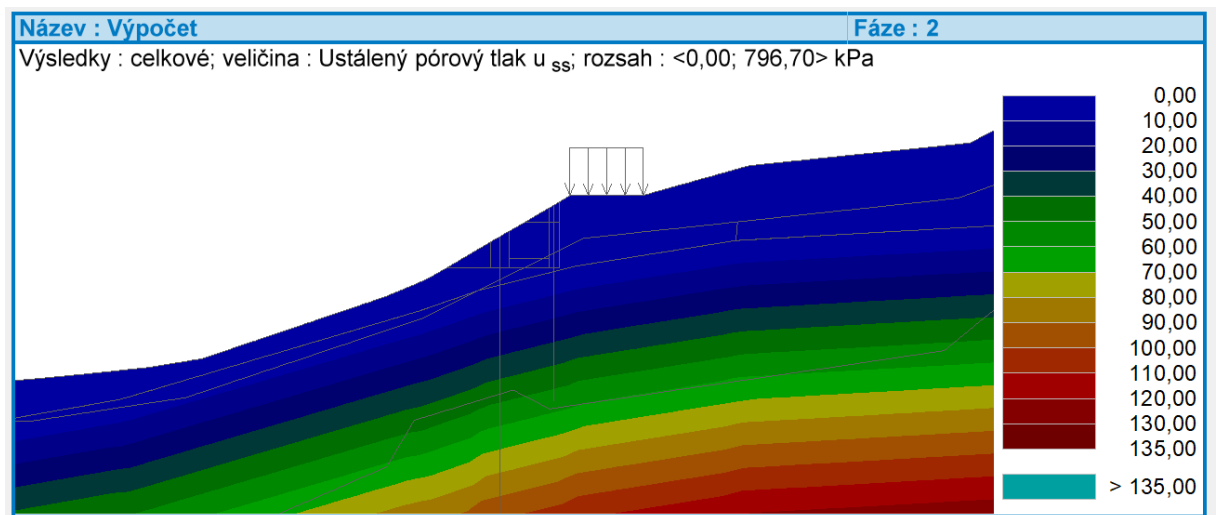
Obr. č. 8-8: Nastavení výpočtu



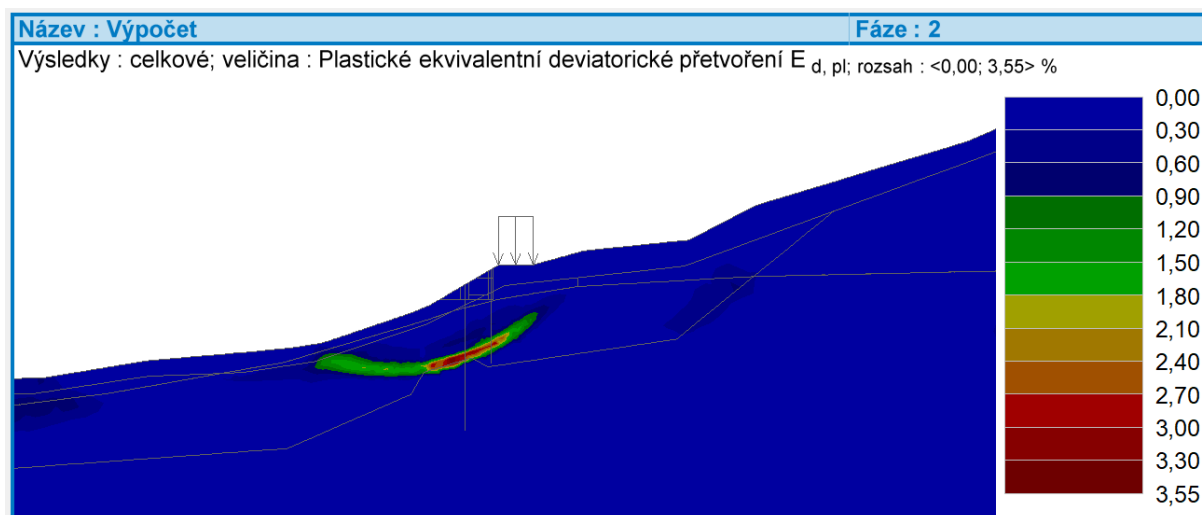
Obr. č. 8-9: 2.fáze – efektivní napětí $\sigma_{x, \text{eff}}$



Obr. č. 8-10: 2.fáze – efektivní napětí $\sigma_{z, \text{eff}}$



Obr. č. 8-11: 2.fáze – ustálený pórový tlak u_{ss}



Obr. č. 8-12: 2.fáze – plastické ekvivalentní deviátorické přetvoření $E_{d, pl}$

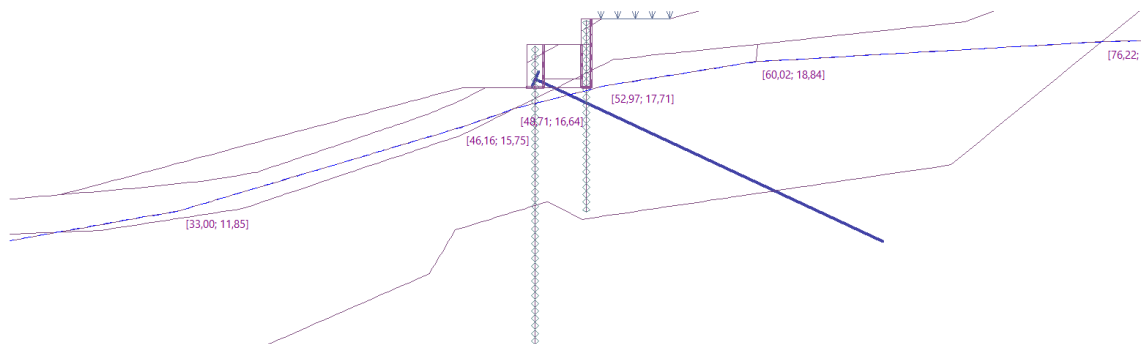
Tvořící se smyková plocha odpovídá smykové ploše zjištěné geofyzikálním průzkumem na obr. č. 3-8 (L3-L5 linie). K dosažení tohoto výsledku byl matematický model kalibrován. Takto získané mechanické vlastnosti, smykové pevnosti a výška hladiny podzemní vody je tedy optimální použít do dalších výpočtů.

9. Návrh svah zpevňujících konstrukcí a zemních úprav sesuvu

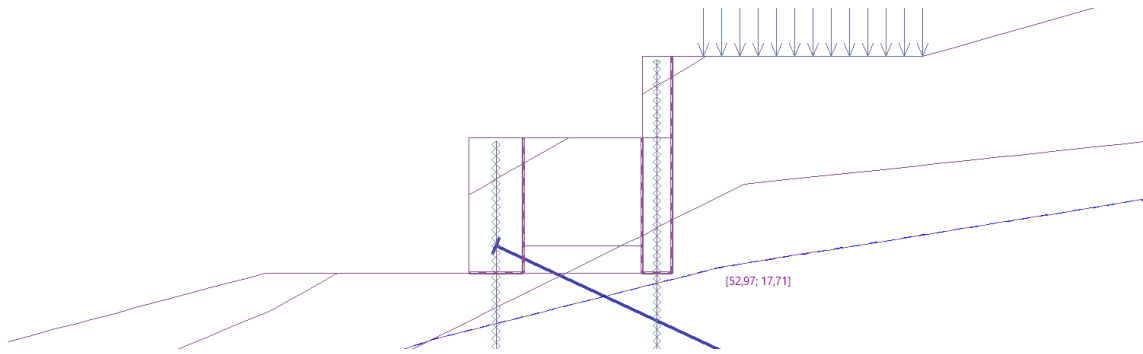
Návrh svah zpevňujících konstrukcí a zemních úprav byl prováděn pomocí simulace různých stavebních postupů v matematickém modelu. Velký problém při návrhu činila úzká místní komunikace se zástavbou naštěstí jen směrem do svahu, pod kterou bylo třeba stabilizační opatření zrealizovat. Značnou komplikaci též vytvořily inženýrské sítě, které byly při výstavbě stále v provozu a bylo třeba je zachovat.

Jako nejvhodnější řešení bylo nalezeno provést dvě opěrné konstrukce:

horní armovanou stěnu ze stříkaného betonu umístěnou na mikropilotách, která je pomocnou konstrukcí pro zajištění místní komunikace a inženýrských sítí pod komunikací a která umožňuje vybudovat spodní pilotovou stěnu
spodní kotvenou monolitickou armovanou stěnu umístěnou na železobetonových pilotách, která je hlavní nosnou konstrukcí pro zajištění sesuvu.



Obr. č. 9-1: Zpevňující konstrukce



Obr. č. 9-2: Detail zpevňujících konstrukcí

9.1 Technologie

9.1.1 Horní armovaná stěna ze stříkaného betonu umístěná na mikropilotách

Víceúčelovou maloprofilovou vrtací soupravou MORATH (viz. obr. č. 9-3 a 9-4) se z vozovky (šířky 3,23 m v daném výpočetním řezu) vyvrtají vrty průměru 145 mm po osové vzdálenosti 1 m (ve vzdálenosti 0,72 m od hrany vozovky). Do vrtů budou osazeny **trubkové mikropiloty** (trubky bezešvé Chinese) průměru 140 mm a tloušťky 10 mm, které budou ošetřeny katodovou ochranou (je zde možnost agresivního vodního prostředí). Celková délka trubkových mikropilot je 9 m (délka kořene je max. 5,6 m). Vrty jsou opatřeny směsí Colcrete 100.

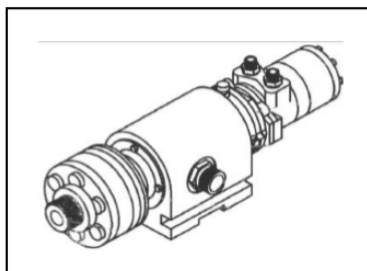


Obr. č. 9-3: Maloprofilová vrtací souprava MORATH [9]



Obr. č. 9-4: Maloprofilová vrtací souprava MORATH [9]

Vrt se uskuteční pomocí hydraulického rotačního motoru HD 52 viz. obr. č. 9-5.



HD 52

Výkonný kompaktní rotační motor používaný v kombinaci s ponornými kladivy. Hydraulický pohon umožňuje plynulou regulaci výkonu a stálý krouticí moment.

Rozsah vrtání:

Vrtání ve skalních horninách (Ø korunky 90 – 130 mm) cca do 80 m. *

Vrtání v zeminách (Ø korunky 90 – 150 mm) cca do 30 m. *

(* v závislosti na geologii, při max. požadovaném množství a tlaku oleje a použití vhodného typu ponorného kladiva)

Hmotnost rotačního motoru	kg	64	Závit na výstupu	M75x1,5
Rotace				
Max. požadované množství oleje	l/min	60	Max. počet otáček	-/min 50
Pracovní tlak oleje	bar	175	Max. krouticí moment	N.m 2700

Technický list Víceúčelová vrtací souprava MORATH | 02/2015
Strana 5 / 7



Obr. č. 9-5: Kompaktní rotační motor HD 52 [9]

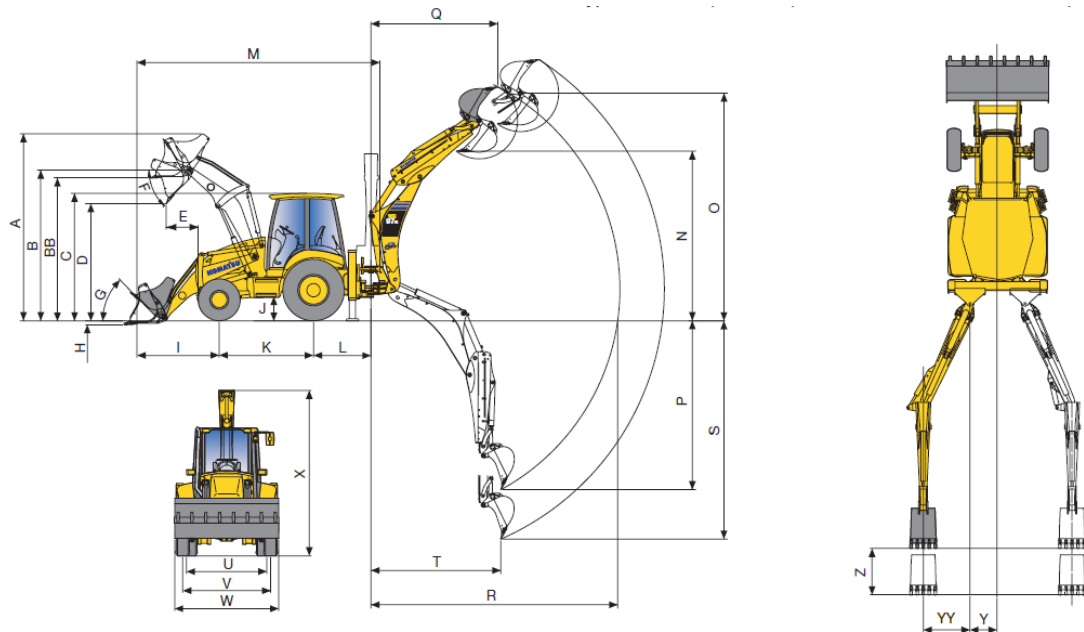
Souprava MORATH má vysoké výkonové parametry při zachování nízké hmotnosti a nízkých provozních nákladů. Její součástí je volitelná délka lafety a hydraulický agregát typové řady HA viz. .obr. č. 9-6.



Obr. č. 9-6: Hydraulický agregát HA [9]

Souprava je možná použít i pod hladinou podzemní vody. Použije se zde technologie vrtání se současně zatahovanou výpažnicí – trubkové mikropiloty.

Souprava byla nainstalována na stavební mechanizaci – rýpadlo-nakladač KOMATSU WB97R-5 viz. obr. č. 9-7 (tento stroj bude použit i na odkop pracovní plošiny pro velkopřůměrovou vrtací soupravu pilot).



A. max.výška	4.290 mm	P. rypná hloubka SAE	4.840 mm
B. výška otočného bodu	3.375 mm	- s výsuvným výložníkem	6.080 mm
BB.max.dosah s paletizačními vidlemi	3.175 mm	Q. dosah v max. výšce	3.045 mm
C. výška kabiny	2.750 mm	- s výsuvným výložníkem	4.235 mm
D. max.výsypná výška.....	2.720 mm	R. max.vodorovný dosah	6.035 mm
E. max. výsypný dosah (45°).....	750 mm	- s výsuvným výložníkem	7.175 mm
F. výsypný úhel	45°	S. max.vodorovný dosah	5.290 mm
G. úhel zaklopení lopaty	45°	- s výsuvným výložníkem	6.465 mm
H. rypná hloubka lopaty	130 mm	T. rypný dosah	2.320 mm
I. dosah lopaty (v transportní poloze).....	1.930 mm	U. zadní rozchod	1.800 mm
J. světlost nad zemí	400 mm	V. přední rozchod.....	1.934 mm
K. rozvor	2.175 mm	W. celková šířka (s lopatou)	2.320 mm
L. přesazení otočného čepu podkopového zařízení	1.320 mm	X. transportní výška s podkopem	3.710 mm
M. transportní délka	5.895 mm	- s výsuvným výložníkem	3.780 mm
N. výsypná výška SAE.....	4.000 mm	Y. boční posuv	605 mm
max.výsypná výška.....	4.385 mm	YY boční posuv s offsetovým výložníkem	1.080 mm
- s výsuvným výložníkem SAE	4.675 mm	Z. zdvih výsuvného výložníku.....	1.240 mm
- max. s výsuvným výložníkem	5.148 mm		
O. max.rypná výška	6.015 mm		
- s výsuvným výložníkem	6.675 mm		

Celková hmotnost 8.610 kg

Obr. č. 9-7: Rozměry a hmotnost rýpadlo-nakladače KOMATSU WB97R-5 [8]

Po zajištění svahu mikropilotovou stěnou se provede výkop zeminy pro vytvoření pracovní plošiny (široký 4,65 – až k mikropilotám, šířka pracovní plošiny po vybetonování horní opěrné zdi je 4,5 m) pro vrtací soupravu pilot.

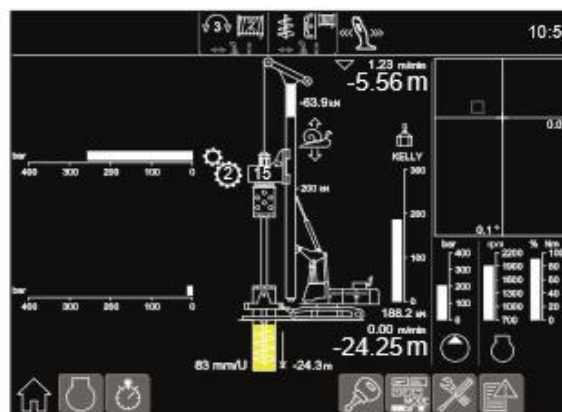
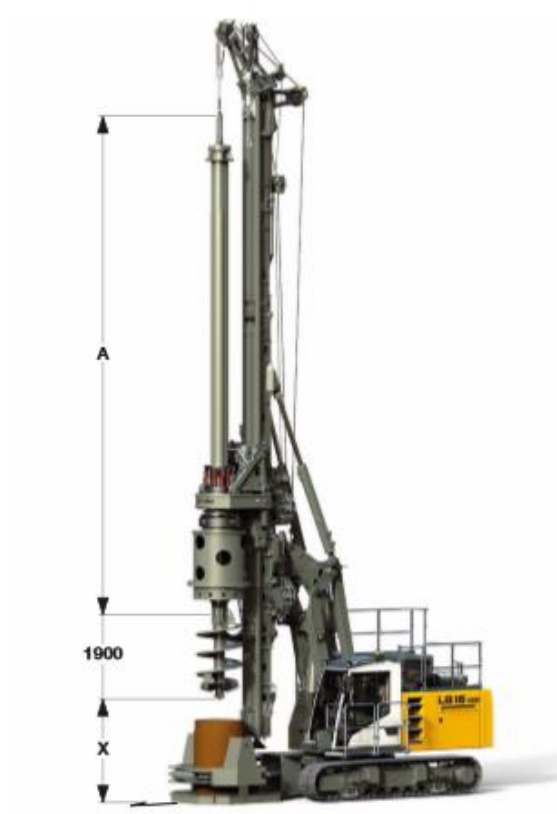
Horní opěrná zeď bude osazena „KARI“ síťovou výztuží z obou stran mikropilot, která se zastříká betonem C 20/25 XC2, stříkaný beton lépe dosedne na zeminu ve svahu a nezanechá žádné mezery. Vytváření mezer za zdí by byl problém jednak u vozovky, ale i u inženýrských sítí. Pro zachování stability stěn výkopu bude zastavena doprava na místní komunikaci. Odkrývání výkopu, ukládání sítí a jejich zastříkávání bude voleno po úsecích max 2,5 m jako při tunelování. Stěna bude ve finální podobě šířky 440 mm (krytí ocelových trubkových mikropilot bude 150 mm). Vzdálenost rubu stěny je 0,5 m od místního vodovodu ležícího pod hranou vozovky. Výška odhalené zdi bude v prvotní fázi 3,2 m, po přísypu zeminou 1,2 m. Za rubem této stěny se umístí drenážní trubka DN80, která bude obalená geotextilií s odtoky skrze stěnu, které budou provedeny PVC trubkami DN50 a' 2 m. Hlava monolitické stěny se v případě dlouhotrvajících dešťů musí překrýt fólií, voda nesmí zatékat za rub doposud nevytvořené konstrukce.

9.1.2 Spodní kotvená monolitická armovaná stěna umístěná na železobetonových pilotách

Pro zbudování pilot bude vytvořena pracovní plošina (šíroká 4,65 – až k mikropilotám, šířka pracovní plošiny po vybetonování horní opěrné zdi je 4,5 m). Piloty se provedou velkoprofilovou vrtací soupravou LB 16-180 – Liebherr (viz. obr. č. 9-8 a 9-9). Vrty se vyvrtají za pomoci pažnice (ve vzdálenosti 3,1 m od hrany vozovky) po osové vzdálenosti 2 m. Do vyčištěného a zapaženého vrtu bude osazen armokoš a dále bude následovat betonáž piloty průměru 900 mm. Celková délka železobetonových pilot je 14 m. Armokoš piloty je vytažen 1 m nad úroveň terénu, aby byl součástí následně budované monolitické železobetonové opěrné zdi. Bude umístěno bednění a „KARI“ síťová výztuž a poté provedeno nastříkání betonem C 20/25 XC2. Železobetonová zeď bude mít šířku 900 mm a výšku 2 m. Za rubem této stěny se umístí drenážní trubka DN80, která bude obalená geotextilií s odtoky skrze stěnu, které budou provedeny PVC trubkami DN50 a' 2 m. Do monolitické stěny budou provedeny armované průchodky pro kotvy.

Kelly drilling

LB 16-180



Display for Kelly drilling

Technical data

Rotary drive - torque _____ 0 – 180 kNm

Rotary drive - speed _____ 0 – 52 rpm

Performance data

Max. drilling diameter* _____ 1500 mm uncased

Max. drilling diameter* _____ 1200 mm cased

*) Other drilling diameters available on request

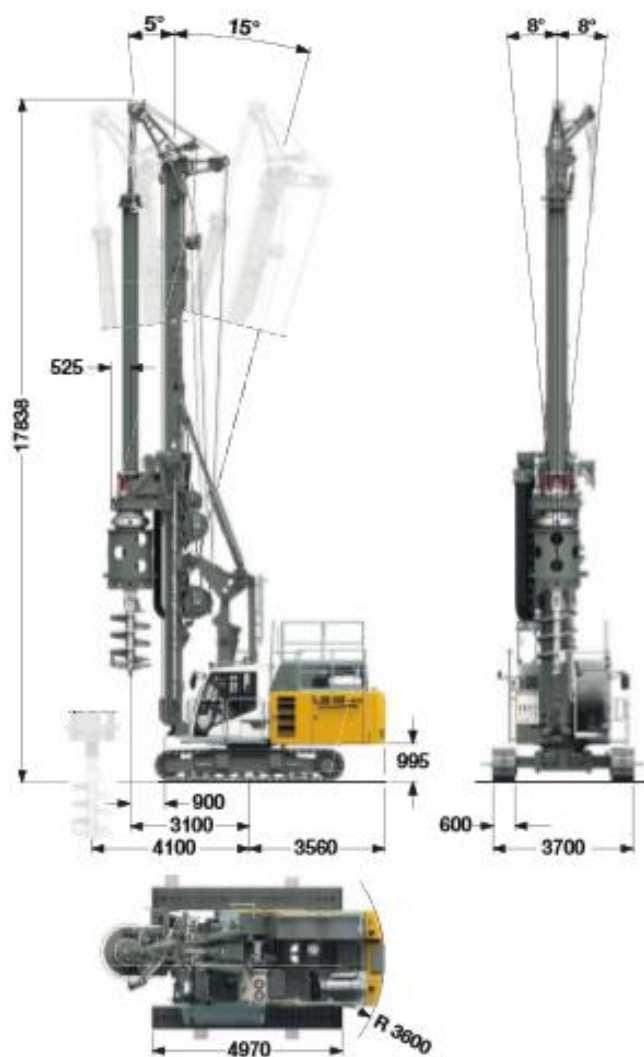
Other Kelly bars available on request

When using a casing oscillator, value X has to be reduced by 1200 mm.

Kelly bars

	A	X	Drilling depth	Weight	Kelly Ø
	(mm)	(mm)	(m)	(t)	(mm)
MD 20/2/18	10700	2700	16.5	3.4	368
MD 20/3/18	7800	5600	16.5	3.4	368
MD 20/3/21	8800	4600	19.5	3.7	368
MD 20/3/24	9800	3600	22.5	4.1	368
MD 20/3/27	10800	2600	25.5	4.5	368
MD 20/3/30	11800	1600	28.5	4.8	368
MD 20/4/36	11360	2100	34.5	6.3	368

Obr. č. 9-8: Rozměry a maximální možný průměr vrtu velkoprofilové vrtací soupravy LB 16-180 [10]



Technical data LB 16-180

Total height	17.83 m
Max. pull, leader on ground	200 kN
Continuous rig inclination adjustment	
Lateral inclination	± 8°
Forward inclination	5°
Backward inclination	15°

Operating weight LB 16-180

Total weight with 600 mm 3-web shoes	52.8 t
--------------------------------------	--------

The operating weight includes the basic machine LB 16-180 (with rotary and Kelly bar MD 20/3/24) and 6.0 t counterweight, without equipment for casing oscillator.

Obr. č. 9-9: Rozměry a hmotnost velkoprofilové vrtací soupravy LB 16-180 [10]

9.1.3 Trvalé zakotvení pilotové stěny

Pilotová stěna bude trvale zakotvena pětiramencovými kotvami (ve výšce 0,4 m nad úrovní terénu) přes monolitickou armovanou betonovou opěrnou zeď, která bude vyztužena jako železobetonová převážka s průchodkami pro kotvy. Celková délka trvalých kotev je 18 m (délka kořene 8 m), sklon 25 ° od vodorovné osy a vzdálenost jednotlivých kotev je 2 m. Na vrt kotev se použije stejná vrtací maloprofilová souprava jako pro výše uvedené mikropiloty (souprava MORATH). Pracovní plošina pro tuto soupravu bude vytvořena odtěžením zeminy, která se přemístí na svah až po patu svahu a její celková šíře po vybetonování spodní zdi bude 3 m. Po osazení kotvy do vrtu, který se vyplní cementovou zálivkou, se provede injektáž kořene kotvy cementovou injekční směsí (případně i opakovaně ve více fázích). Následně nastane napínání kotvy napínacím zařízením.

9.1.4 Přísypy

Při odkopu se zároveň část zeminy nasype do údolí na svah. Šířka koruny tohoto přísypu bude 1,05 m a šířka přísypu ve vodorovném směru je 19,9 m.

Po realizaci monolitické železobetonové opěrné stěny nad pilotami se dosype a zahutní přísyp propustné zeminy mezi oběma stěnami. V první fázi 0,4 m vysoký, aby bylo možné bezpečně provést kotvy. Po zhotovení a napnutí kotev se dohutní zbytek přísypu až po úroveň koruny spodní zdi. Přísyp bude zároveň dlouhodobě podpírat horní zeď. Hutnění bude provedeno vibrační deskou HP 3000 Scheppach viz. obr. č. 9-10.

Po provedení horní a spodní zdi včetně zahutnění jejich meziprostoru bude vytvořen zásyp propustné zeminy od kraje vozovky k rubu horní zdi. Zhutnění bude provedeno obousměrnou vibrační deskou nebo tzv. žábou.



Obr. č. 9-10: Obousměrná vibrační deska HP 3000 Scheppach [11]

10. Matematické modelování postupných etap výstavby

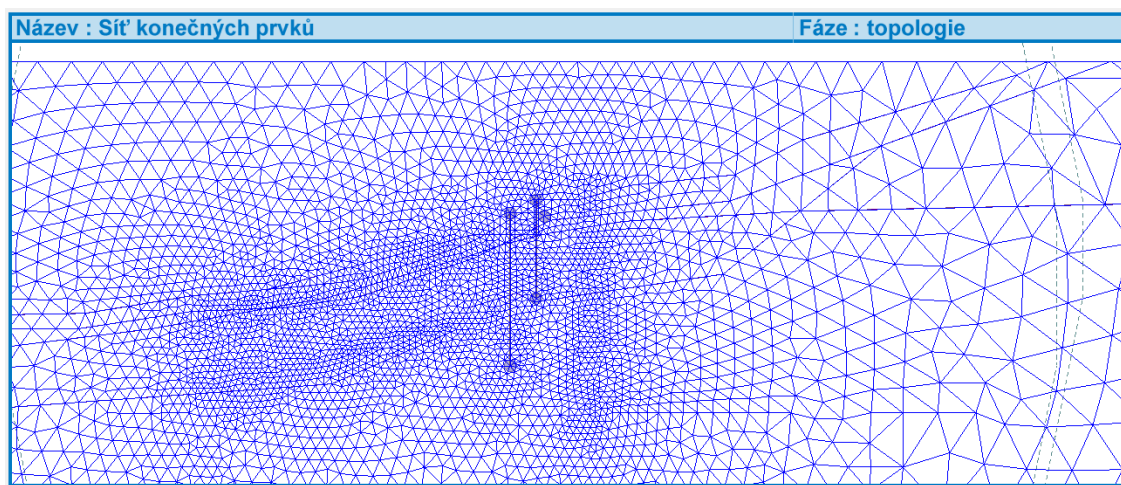
Obě opěrné konstrukce a svah sesuvu byly v matematickém modelu nasimulovány v postupných etapách reálné výstavby, aby bylo možné prokázat, že navrhovaná opatření je možné provést a jsou dimenzovatelné.

Výpočty postupných etap výstavby jsou pokračováním výpočtů původní napjatosti ze zpětné analýzy modelu sesuvu z kapitoly 8.

10.1.1.1 Popis matematického modelu

Matematický model vychází z příčného řezu komunikace a k ní přilehlého svahu z geofyzikálních podkladů. Mechanické vlastnosti zemin byly do modelu zadány dle kapitoly 8.2.3.

Matematický model byl proveden jako rovinná úloha ve stavu rovinné deformace. Síť modelu je znázorněna na obr. č. 10-1. Dělení sítě v okolí pilotové a mikropilotové stěny, oblasti s budoucí smykovou plochou a oblasti umístění rozhraní zemin příliš blízko je cca po 0,5 m. Zbytek modelu má délku hran prvků 5 m. Síť je tvořena 6-uzlovými trojúhelníkovými prvky a je vyhlazena. Na spodním okraji modelu bylo zabráněno svislým a vodorovným posuvům, na pravém i levém okraji vodorovným posuvům. Rozměry modelu jsou jako minimální hodnota ve vodorovném směru -30 m, maximální hodnota ve vodorovném směru 140 m a hloubka od nejnižšího bodu rozhraní 60 m. V modelu byla zadána hladina podzemní vody.



Obr. č. 10-1: Síť modelu

10.1.1.1.1 *Zpevňující konstrukce*

Byla modelována trvale kotvená pilotová stěna, piloty jsou průměru 0,9 m po osové vzdálenosti 2 m z betonu 25/30. Modul pružnosti v tlaku betonu je 31 000 MPa a modul pružnosti ve smyku 12 917 MPa. Nalevo a napravo modelované piloty (nosníku) byly použity kontakty pilota-zemina. Uložení vrchního konce piloty je vetknutí a spodního konce je patička. Charakteristiky (moment setrvačnosti a plocha) byly rozpočteny na šířku rovinného modelu 1 m a výstupy vnitřních sil charakterizují také šířku stěny na 1 m. Dále byla modelována mikropilotová stěna, mikropiloty jsou průměru 140 mm, tloušťky 10 mm a po osové vzdálenosti 1 m z oceli S 235 dle EN 10210-1. Modul pružnosti v tahu oceli je 210 000 MPa a modul pružnosti ve smyku 81 000 MPa. Nalevo a napravo modelované mikropiloty (nosníku) byly použity kontakty pilota-zemina. Uložení vrchního konce piloty je vetknutí a spodního konce je patička. Charakteristiky (moment setrvačnosti a plocha) byly rozpočteny na šířku rovinného modelu 1 m a výstupy vnitřních sil charakterizují také šířku stěny na 1 m.

Prvkem zpevňujícím konstrukci pilotové stěny jsou pětiramencové trvalé kotvy (zakotvení pilot). Délka jejich kořene je 8 m, celková délka 18 m, sklon 25 ° od vodorovné osy. Plocha průřezu kotvy je 560 mm² a modul pružnosti v tahu 95 000 MPa. Síla na mezi přetržení je 1570 kN. V rovinném matematickém modelu byly kotvy předpokládány ve vzdálenosti 2 m a tomu byla přizpůsobena počáteční kotevní síla velikosti 450 kN. Ve výpočtech byly totožné kotvy umístěovány do železobetonové převázky 0,4 m nad úroveň terénu.

Bylo dbáno na takt pilot, mikropilot a kotev – aby kotvy byly umístěny uprostřed osové vzdálenosti pilot a procházeli středem osové vzdálenosti mikropilot.

Zpevňující konstrukce jsou železobetonové opěrné zdi. Jejich objemová tíha je 25 kN/m³. Zdi na styku se zeminou mají kontakty. Horní zeď výšky 3,2 m a šířky 0,44 m je umístěna v místě mikropilotové stěny – ocelové trubkové mikropiloty jsou vytaženy až do jejího prostoru. Spodní monolitická armovaná stěna výšky 2 m a šířky 0,9 m je umístěna v místě pilotové stěny – výztuž piloty je vytažena až do jejího prostoru.

10.2 Simulace postupných etap výstavby

10.2.1 Postup posouzení a výsledky výpočtů

V rámci přípravných výpočtů byly testovány stabilizační opatření svahu – průměr a délka pilot a mikropilot a jejich osová vzdálenost; délka, úklon, osová vzdálenost a síla kotvy. Jednotlivé fáze výpočtů byly označeny číslicemi 1 až 9. Zobrazovaná veličina je popsána v legendě každého obrázku.

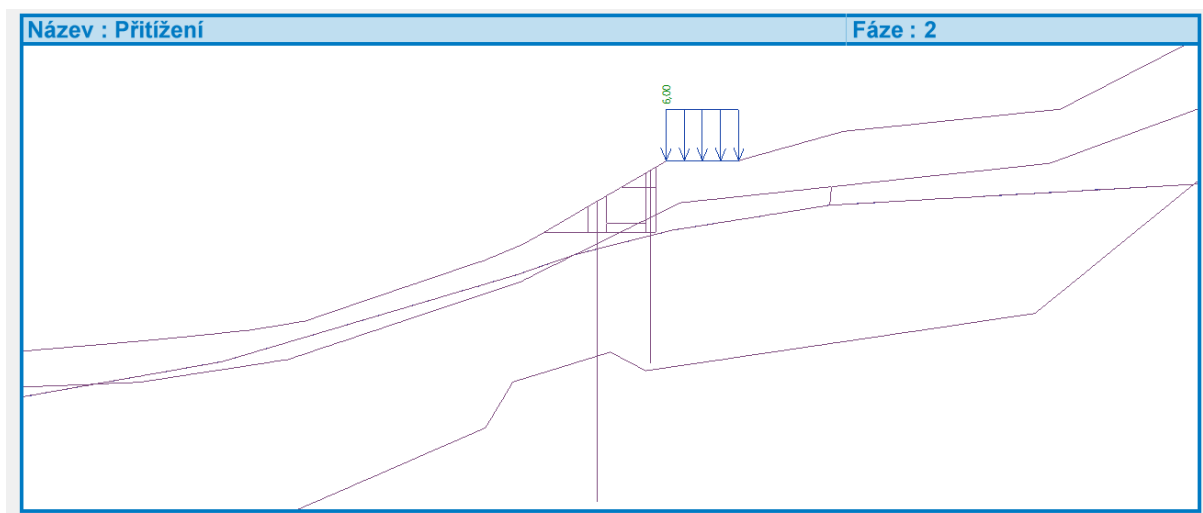
10.2.1.1 Postup výpočtů a popis fází výpočtů

Fáze 1

V této fázi byl pro zpřesnění výpočtů namodelován vodorovný povrch terénu a spočítána napjatost.

Fáze 2

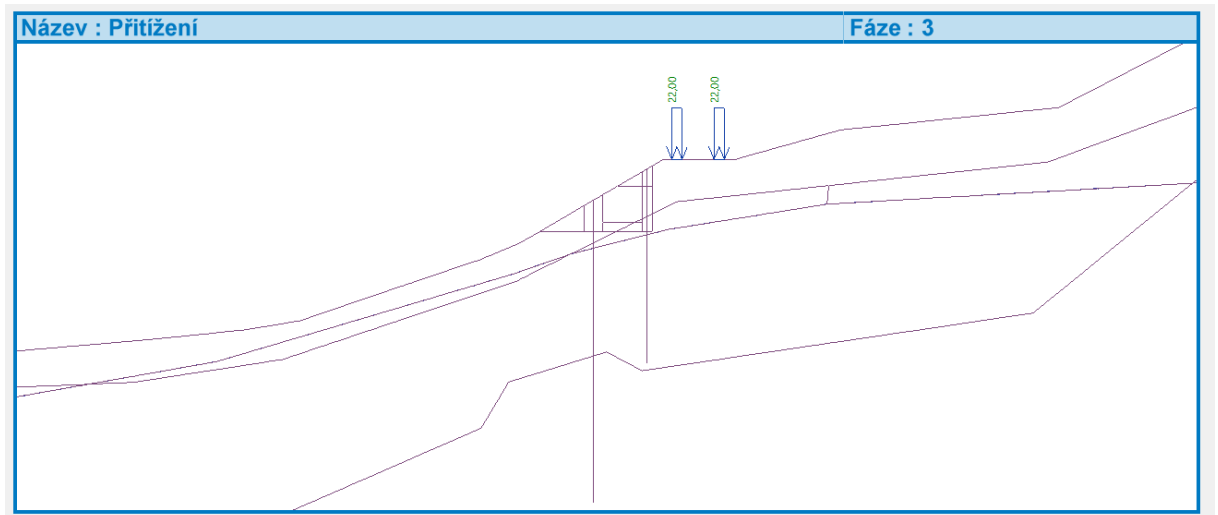
Nejdříve byl vytvořen model, zavedena výška hladiny podzemní vody a proměnné zatížení silnice a spočítána původní napjatost svahu a stabilita konstrukce se stupněm stability, viz. kapitola 8.



Obr. č. 10-2: Model 2. fáze

Fáze 3

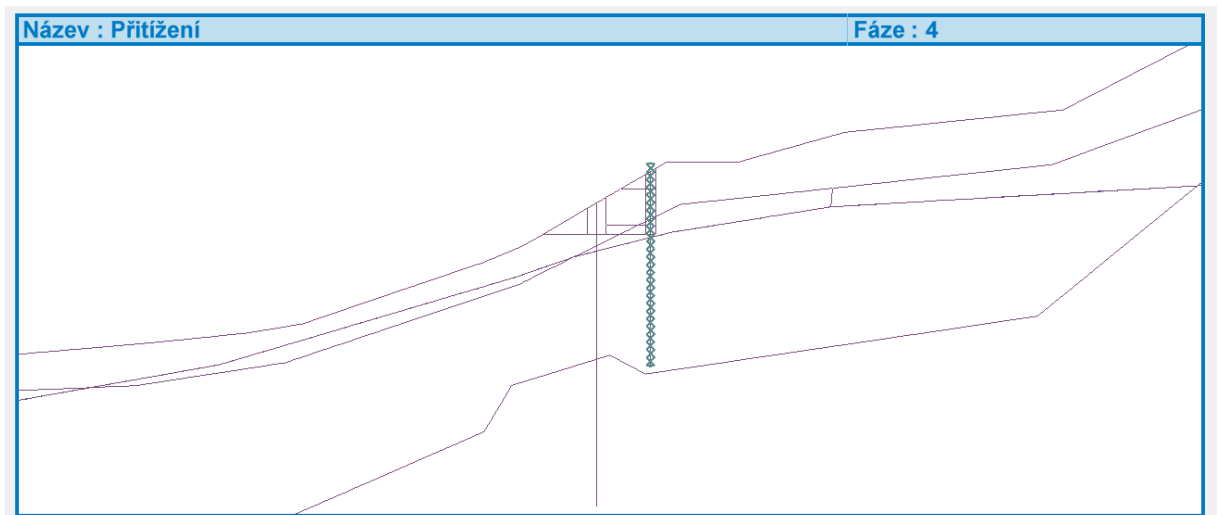
Poté bylo v modelu zavedeno zatížení od maloprofilové vrtací soupravy na mikropiloty a spočítána geostatická napjatost svahu a stabilita konstrukce se stupněm stability.



Obr. č. 10-3: Model 3. fáze

Fáze 4

V modelu bylo odstraněno zatížení na silnici a byla namodelována mikropilotová stěna, dále spočítána geostatická napjatost svahu a stabilita konstrukce se stupněm stability.



Obr. č. 10-4: Model 4. fáze

Úprava vlastností nosníku ×

— Topologie

Umístění : ▾

Volná linie : ▾

— Parametry

Uvažovat vlastní tíhu

— Průřez a materiál

Typ průřezu : ▾

Typ materiálu : ▾

Plocha průřezu : A = [m²/m]

Název :

Moment setrvačnosti : I_y = [m⁴/m]

$I_y = 8,68E-06 \text{ m}^4/\text{m}; A = 4,08E-03 \text{ m}^2/\text{m}; E = 210000,00 \text{ MPa}; G = 81000,00 \text{ MPa}$

— Kontakty

Uvažovat kontakt vlevo Uvažovat kontakt vpravo

Typ kontaktu : ▾ Typ kontaktu : ▾

— Název

Název :

— Uložení

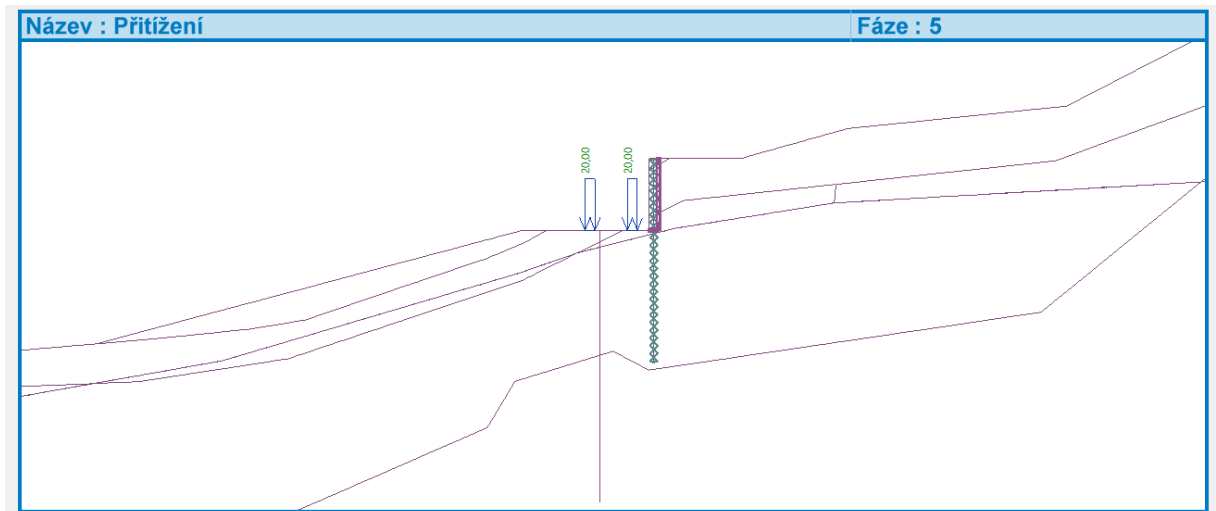
Začátek : ▾ Velikost : ▾ [m]

Konec : ▾

Obr. č. 10-5: Parametry mikropilotové stěny

Fáze 5

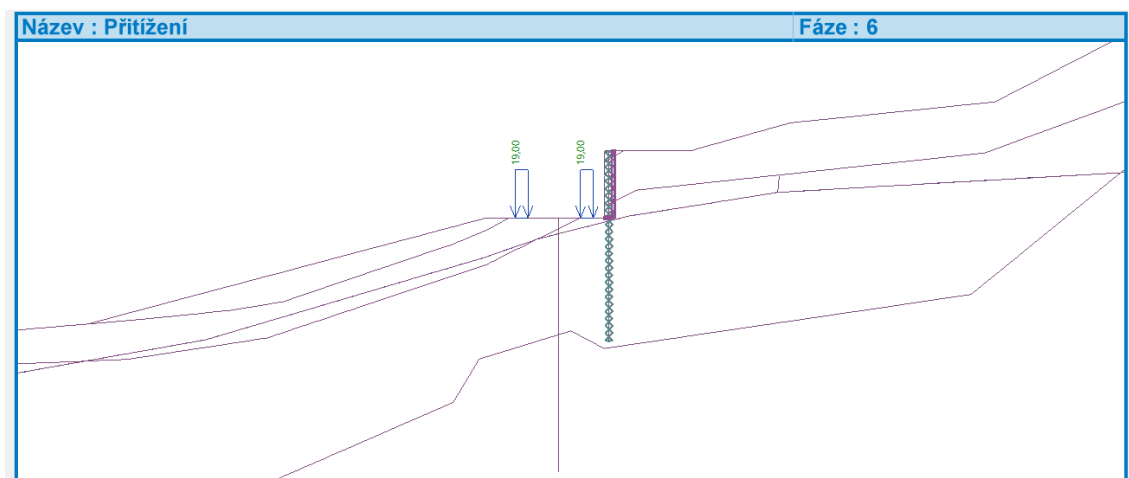
V této fázi byl proveden odkop zeminy, dále přísyp do údolí, namodelována železobetonová opěrná zeď i s kontakty na styku se zeminou (v místě mikropilotové stěny), dosypání zeminy mezi hranou vozovky a opěrnou zdí a postaveno zatížení od rýpadlo-nakladače na pracovní plošinu. Dále byla spočítána geostatická napjatost svahu a stabilita konstrukce se stupněm stability.



Obr. č. 10-6: Model 5. fáze

Fáze 6

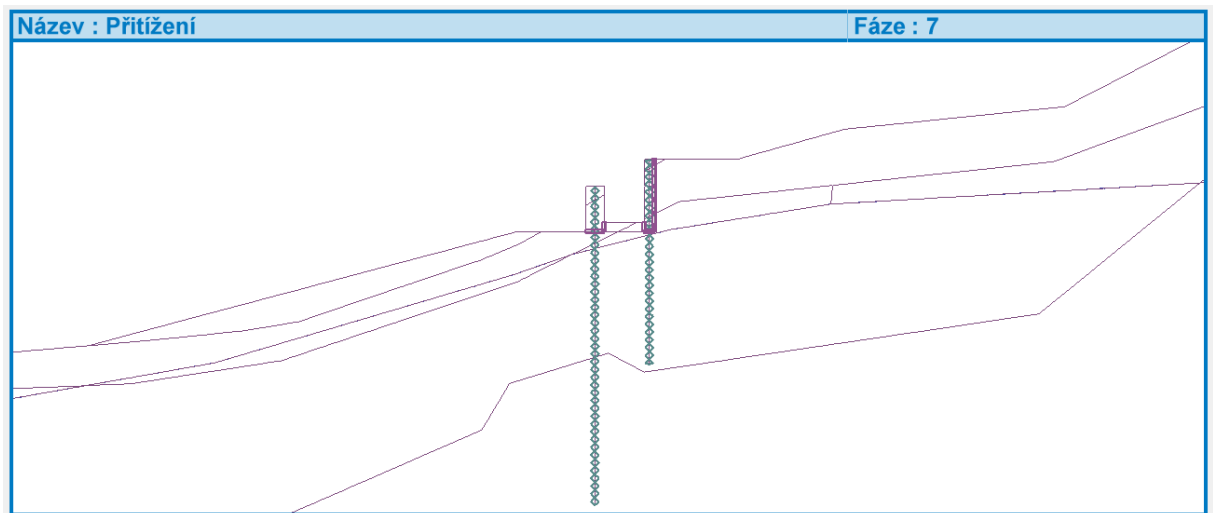
Zde bylo odstraněno zatížení od rýpadlo-nakladače a bylo přidáno k předešlým konstrukcím zatížení od velkoprofilové vrtací soupravy. Dále byla spočítána geostatická napjatost svahu a stabilita konstrukce se stupněm stability.



Obr. č. 10-7: Model 6. fáze

Fáze 7

Nastává zde odstranění zatížení od velkoprofilové vrtací soupravy a domodelování pilotové stěny a jejich kontaktů na styku se zeminou, opěrné zdi s kontakty na styku se zeminou (v místě pilotové stěny), přísyp zeminy mezi opěrnými stěnami do výšky průchodu kotvy železobetonovou převázkou a vytvoření kontaktů mezi tímto přísypem a opěrnými stěnami. Dále byla spočítána geostatická napjatost svahu a stabilita konstrukce se stupněm stability.



Obr. č. 10-8: Model 7. fáze

Úprava vlastností nosníku

— Topologie

Umístění : volná linie

Volná linie : Volná linie č. 2

— Parametry

Uvažovat vlastní tíhu

— Průřez a materiál

Typ průřezu : pilotová stěna

Průměr piloty : D = 0,90 [m]

Osová vzdálenost pilot : L = 2,00 [m]

Typ materiálu : beton

Název : C 25/30

$I_y = 1,61E-02 \text{ m}^4/\text{m}$; $A = 3,18E-01 \text{ m}^2/\text{m}$; $E = 31000,00 \text{ MPa}$; $G = 12917,00 \text{ MPa}$

— Kontakty

Uvažovat kontakt vlevo

Uvažovat kontakt vpravo

Typ kontaktu : pilota-jil pod vodou

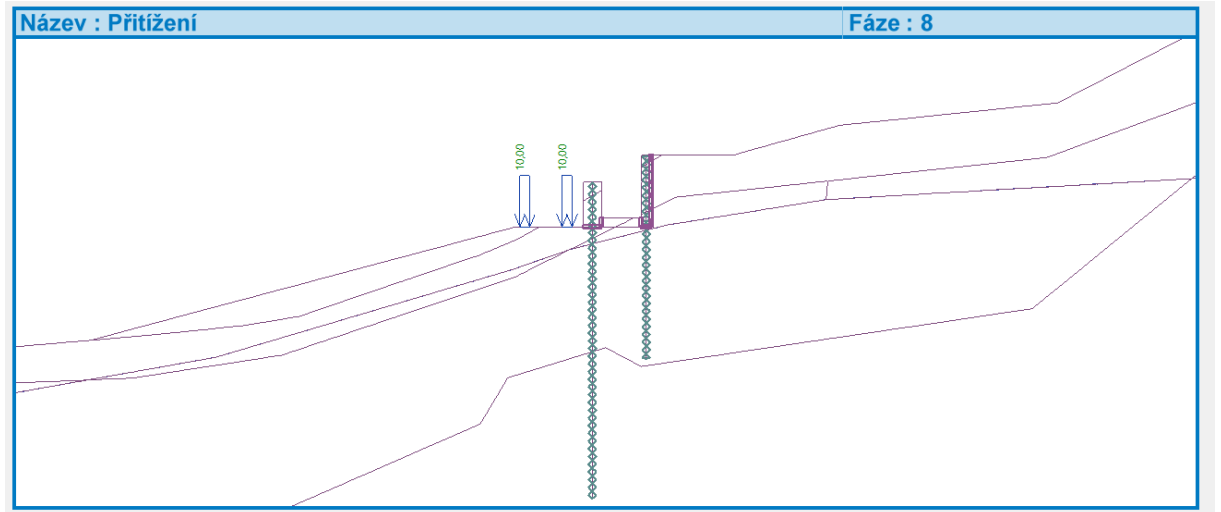
Typ kontaktu : pilota-jil pod vodou

Katalog Vlastní

Obr. č. 10-9: Parametry pilotové stěny

Fáze 8

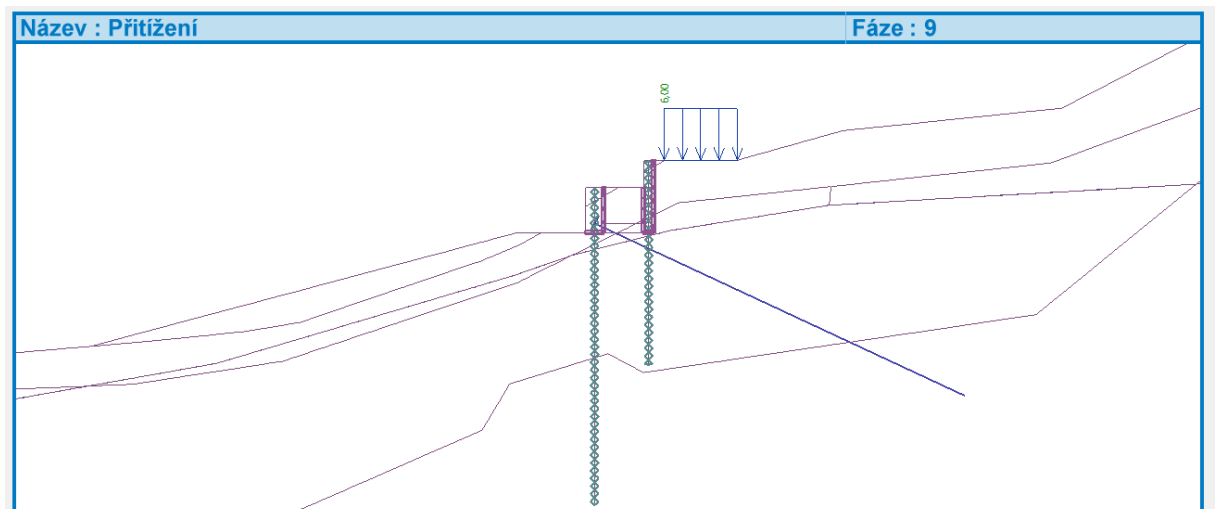
K předešlému modelování je doplněno zatížení od maloprofilové vrtací soupravy. Dále byla spočítána geostatická napjatost svahu a stabilita konstrukce se stupněm stability.



Obr. č. 10-10: Model 8. fáze

Fáze 9

V poslední fázi byly instalovány trvalé kotvy (zakotvení pilot), dále přidán přísyp po výšce opěrné zdi v oblasti pilotové stěny a jeho kontakty s opěrnými zdmi a provozní zatížení silnice. Dále byla spočítána geostatická napjatost svahu a stabilita konstrukce se stupněm stability.



Obr. č. 10-11: Model 9. fáze

Úprava vlastností kotvy ×

— Umístění kotvy

Počátek : absolutní pozice

x = [m]

z = [m]

Konec : zadat délku a sklon kotvy

Délka : l = [m]

Sklon : α = [°]

Vzdálenost mezi kotvami : b = [m]

— Tuhost kotvy

Způsob zadání : plocha průřezu kotvy

Plocha : A = [mm²]

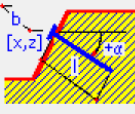
Modul pružnosti : E = [MPa]

Síla na mezi přetržení : F_c = [kN]

Uvažovat působení v tlaku

— Síla v kotvě

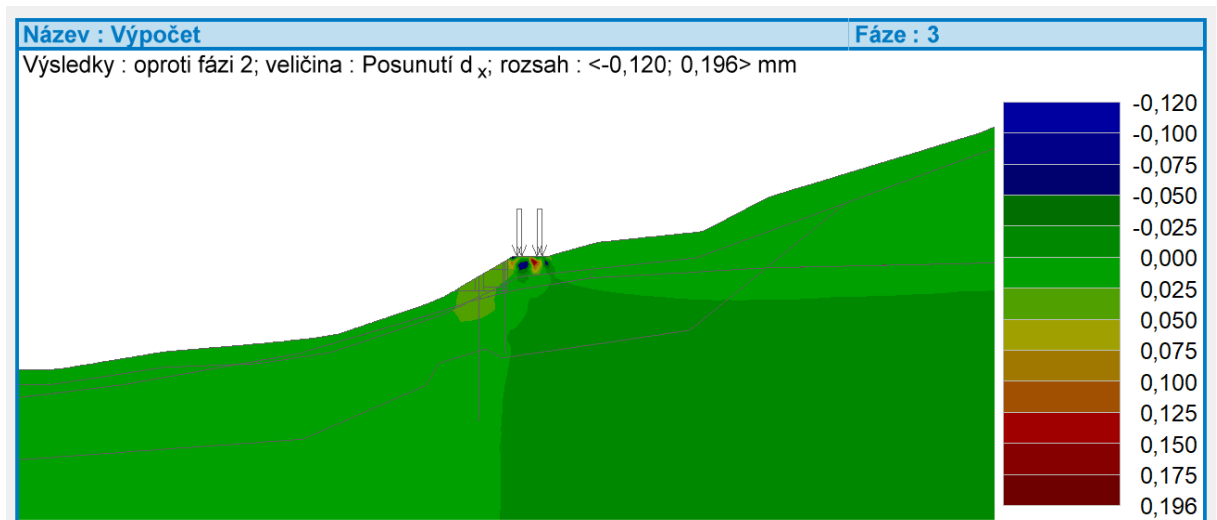
Síla : F = [kN]



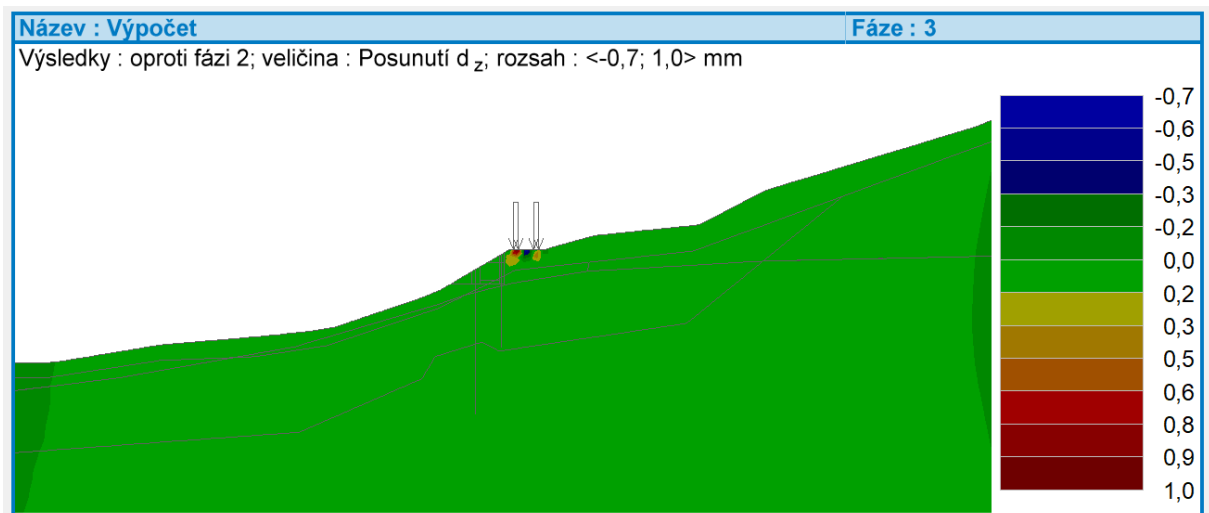
Obr. č. 10-12: Parametry kotvy

10.3 Napjatostní výpočty - výsledky

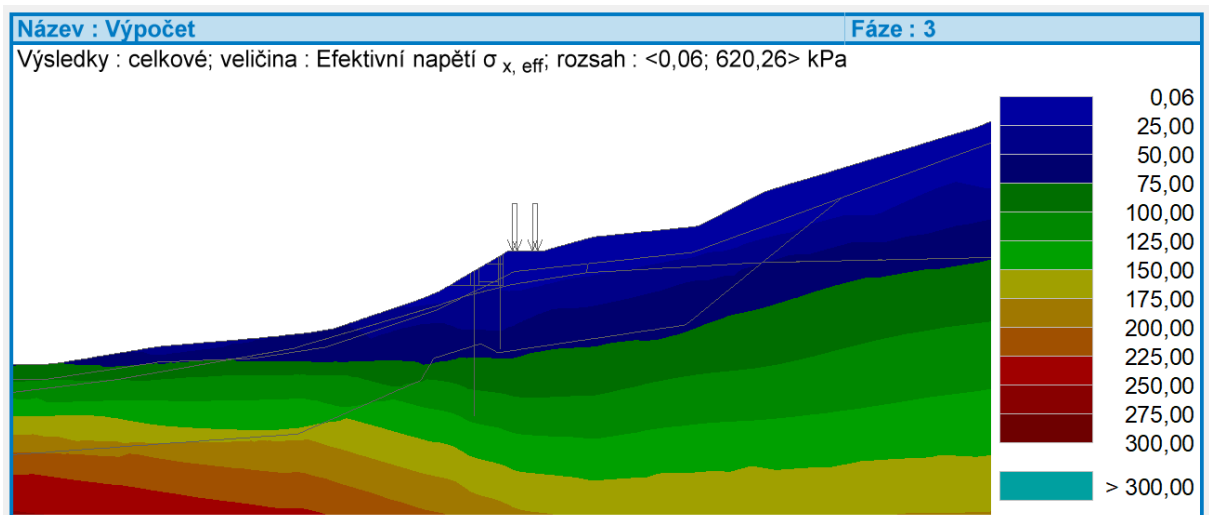
Fáze 3



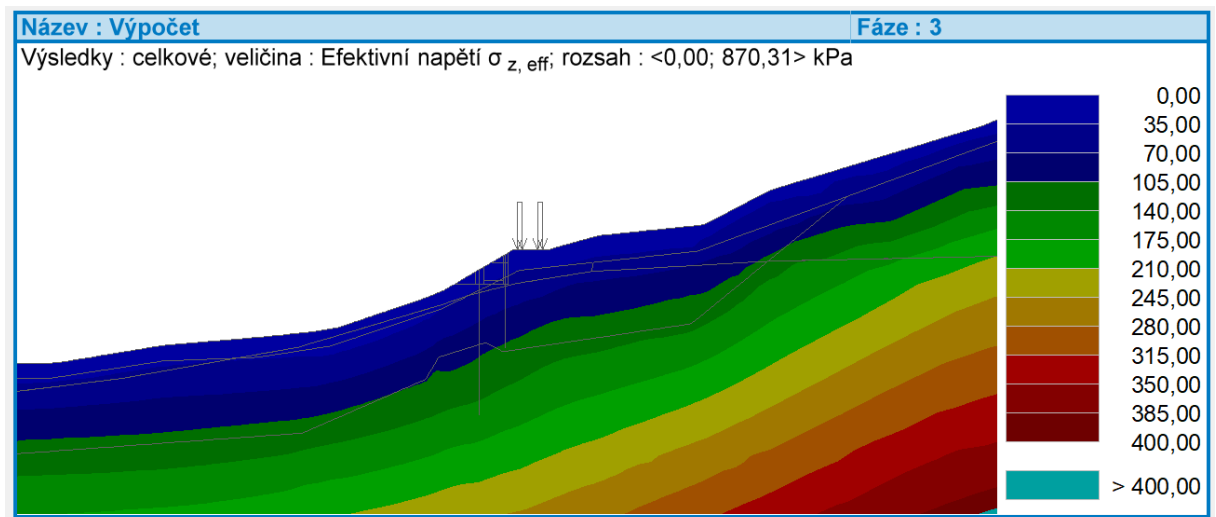
Obr. č. 10-13: 3.fáze – posunutí d_x oproti 2. fázi



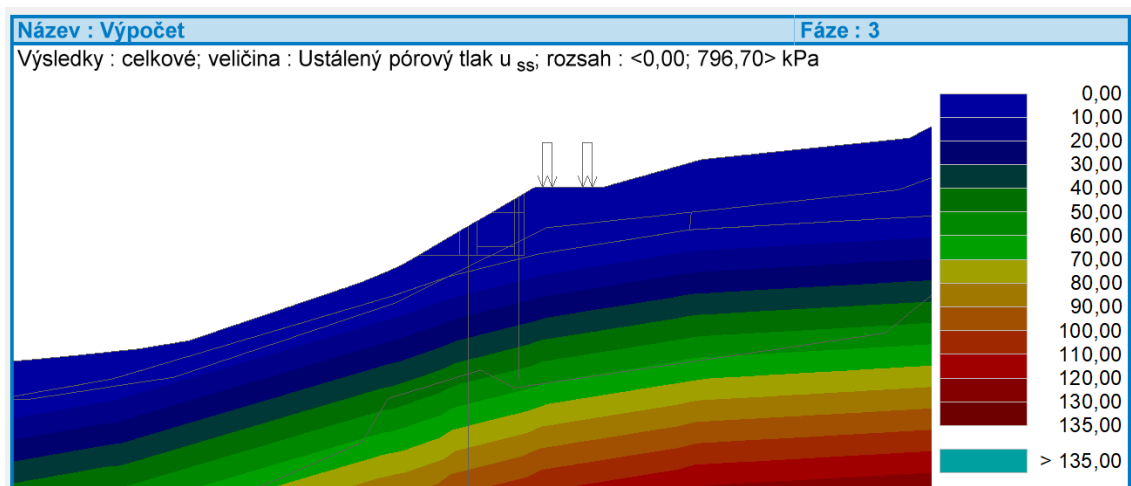
Obr. č. 10-14: 3.fáze – posunutí d_z oproti 2. fázi



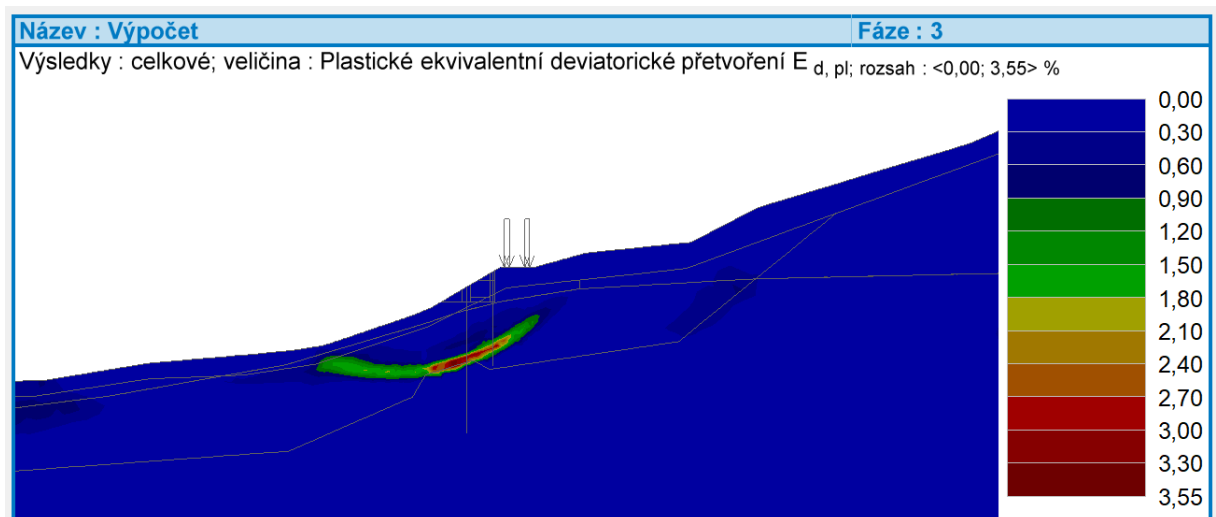
Obr. č. 10-15: 3.fáze – efektivní napětí $\sigma_{x, \text{eff}}$



Obr. č. 10-16: 3.fáze – efektivní napětí $\sigma_{z, \text{eff}}$

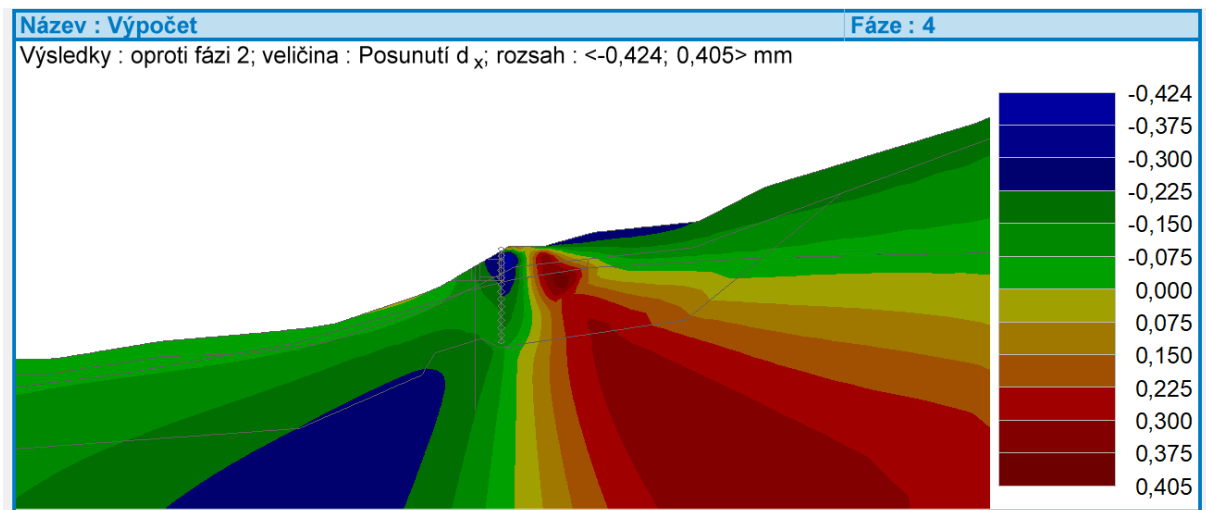


Obr. č. 10-17: 3.fáze – ustálený pórový tlak u_{ss}

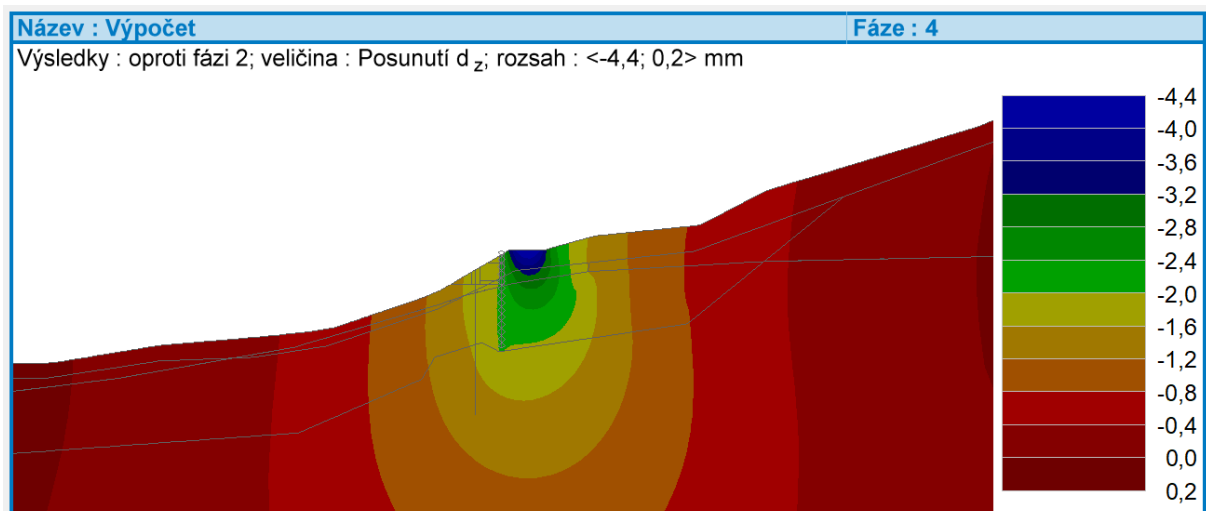


Obr. č. 10-18: 3.fáze – plastické ekvivalentní deviátorické přetvoření $E_{d, pl}$

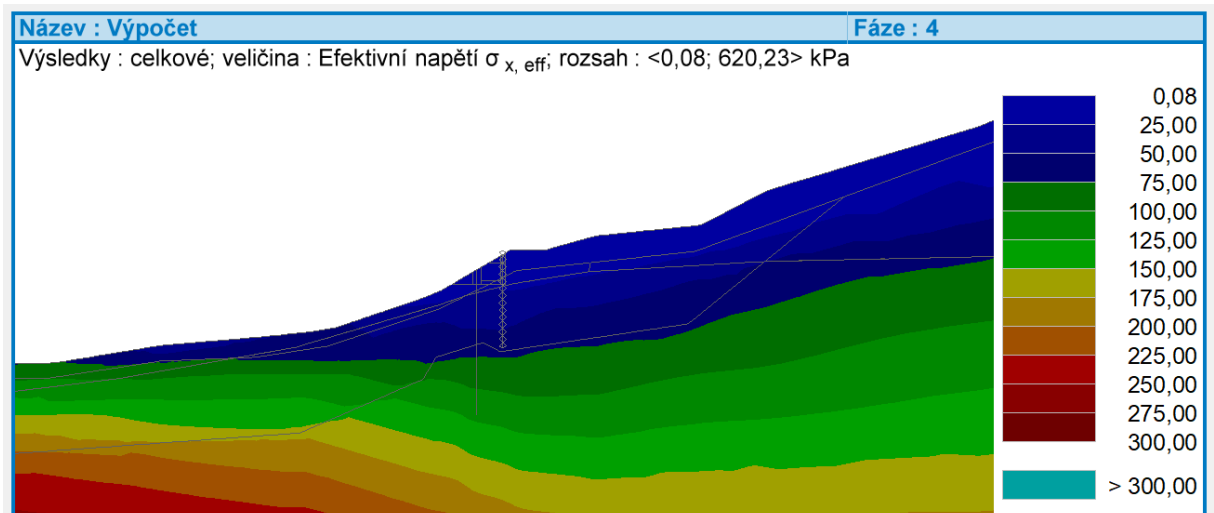
Fáze 4



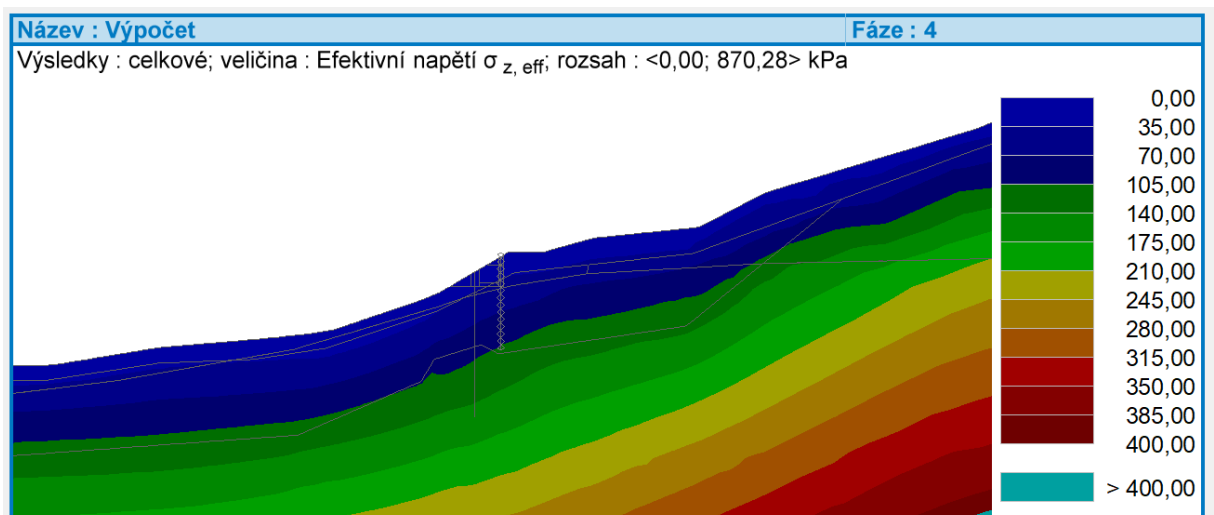
Obr. č. 10-19: 4.fáze – posunutí d_x oproti 2. fázi



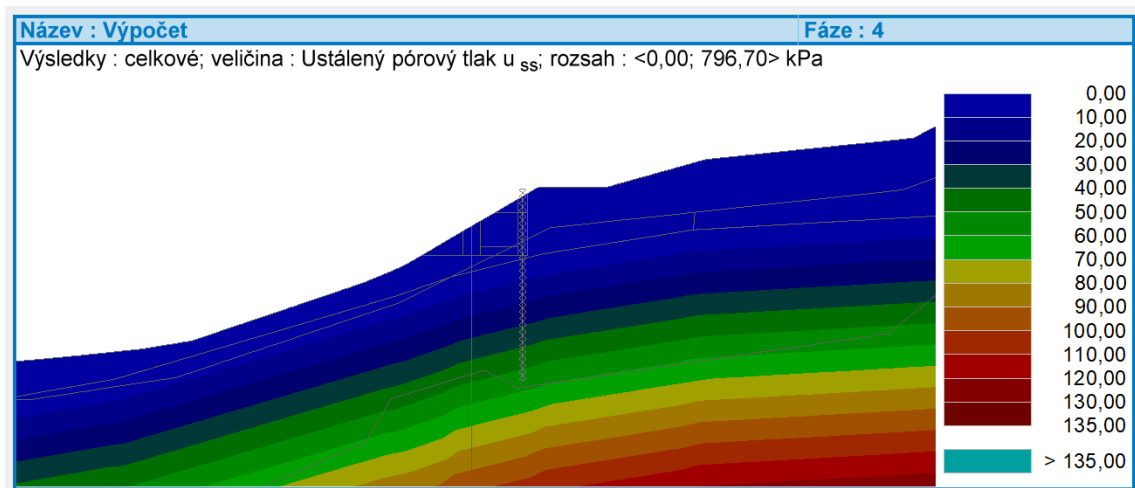
Obr. č. 10-20: 4.fáze – posunutí d_z oproti 2. fázi



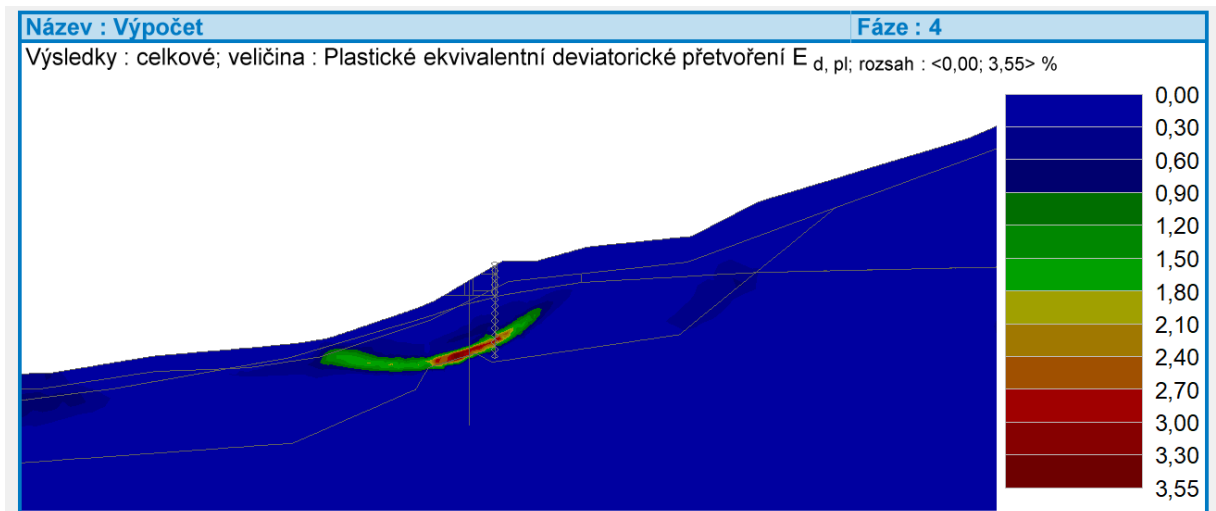
Obr. č. 10-21: 4.fáze – efektivní napětí $\sigma_{x, \text{eff}}$



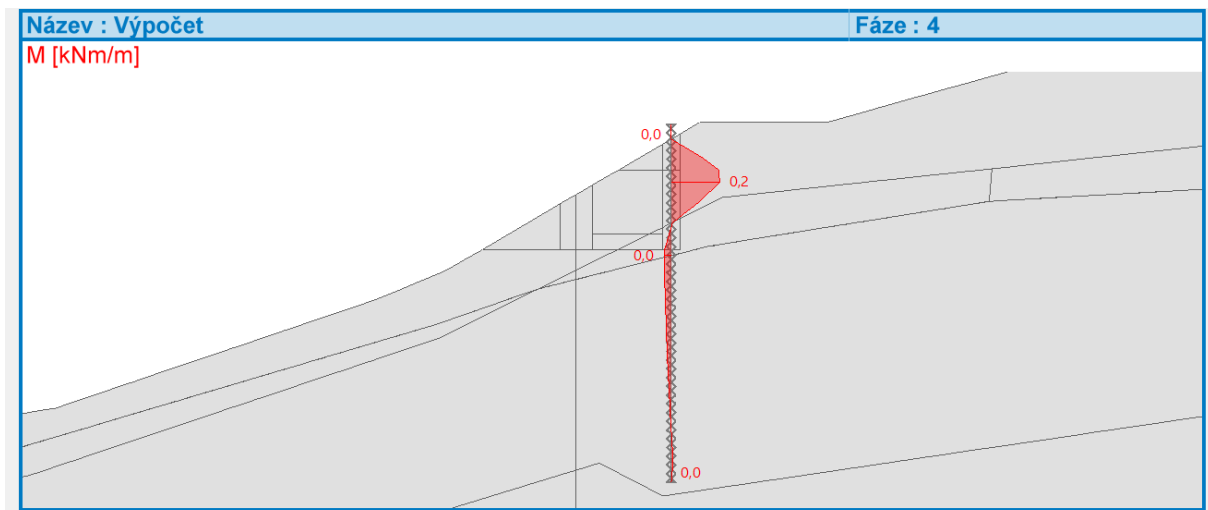
Obr. č. 10-22: 4.fáze – efektivní napětí $\sigma_{z, \text{eff}}$



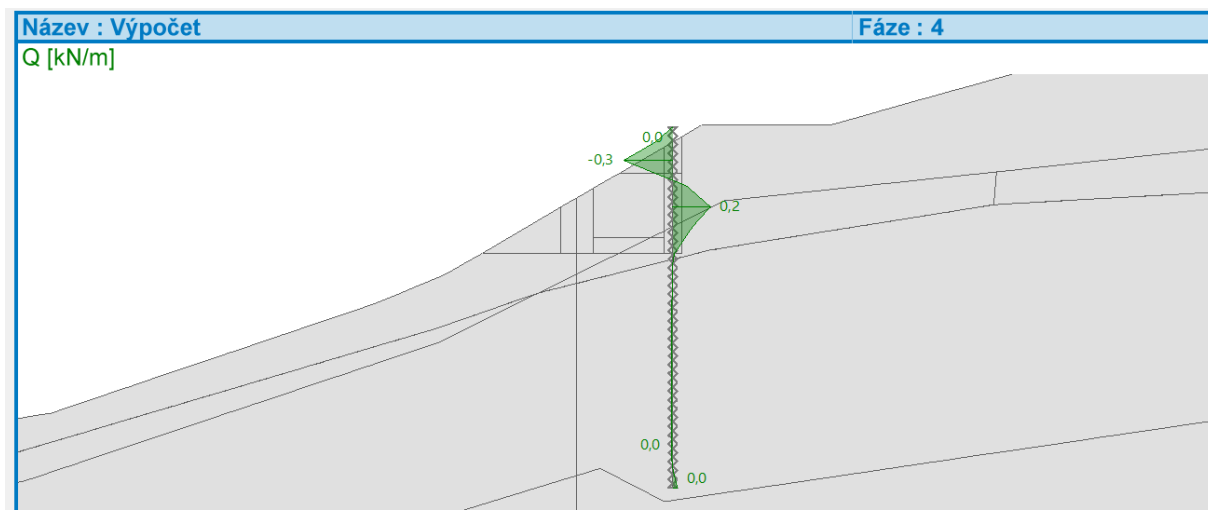
Obr. č. 10-23: 4.fáze – ustálený pórový tlak u_{ss}



Obr. č. 10-24: 4.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$

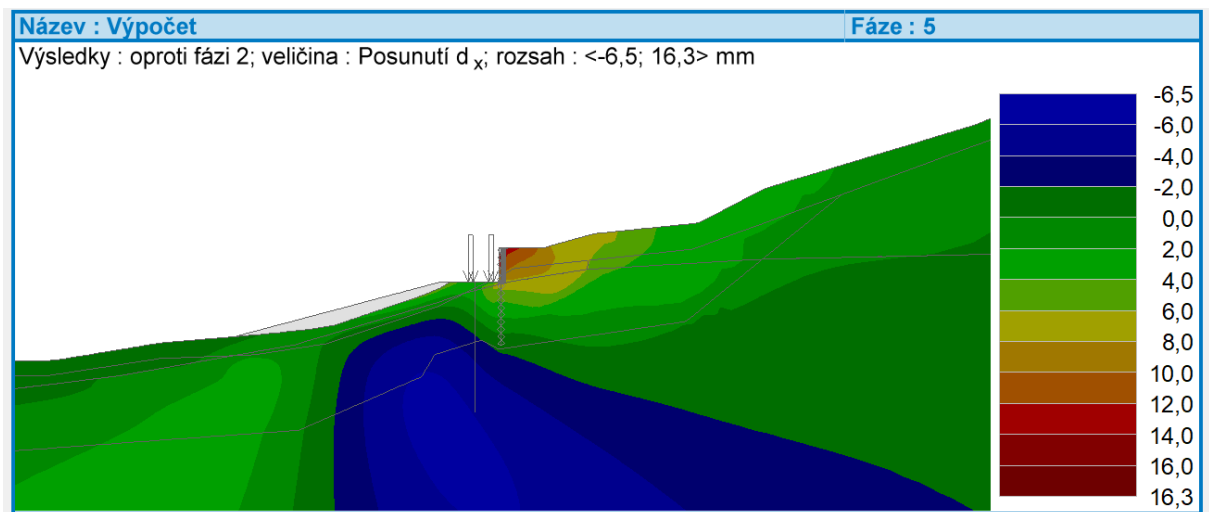


Obr. č. 10-25: 4.fáze – moment M

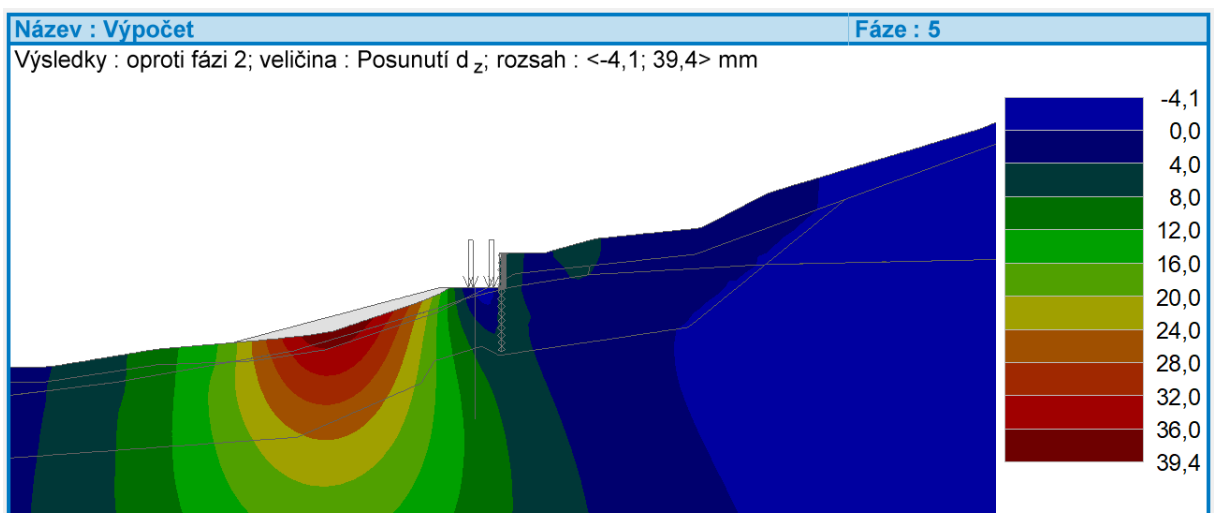


Obr. č. 10-26: 4.fáze – posouvající síla Q

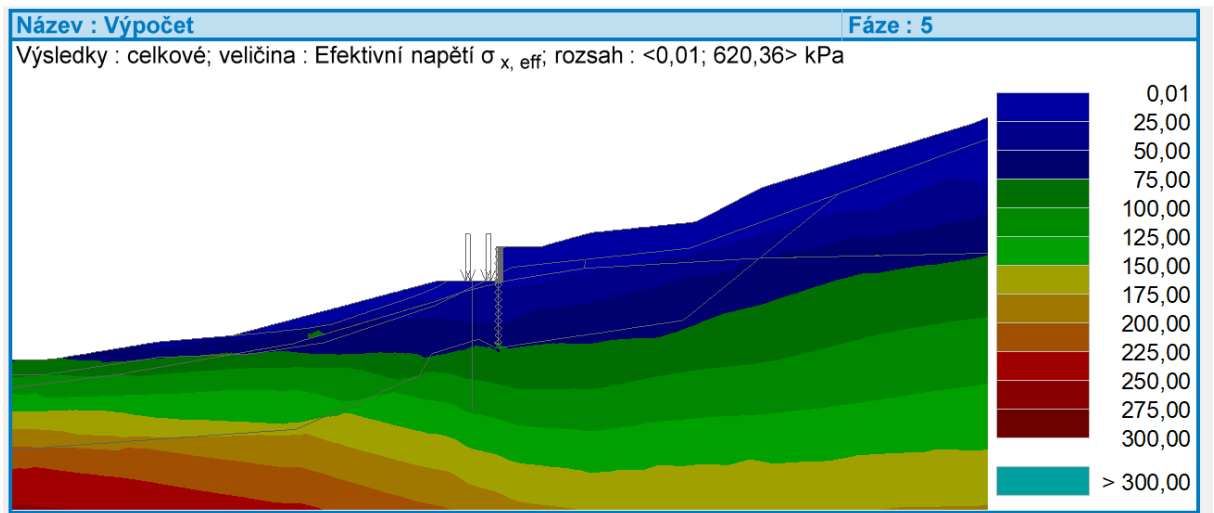
Fáze 5



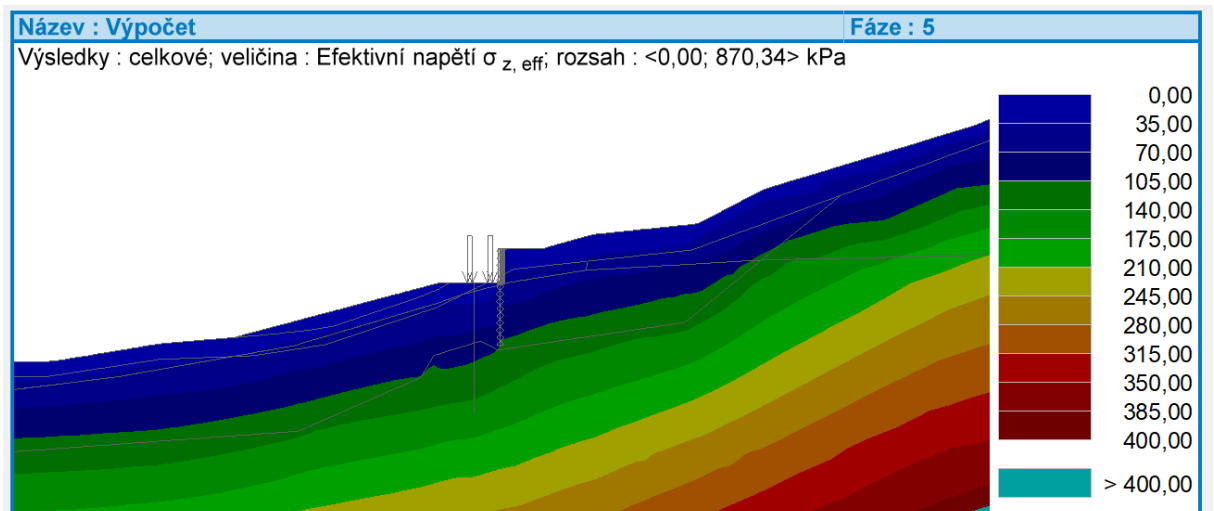
Obr. č. 10-27: 5.fáze – posunutí d_x oproti 2. fázi



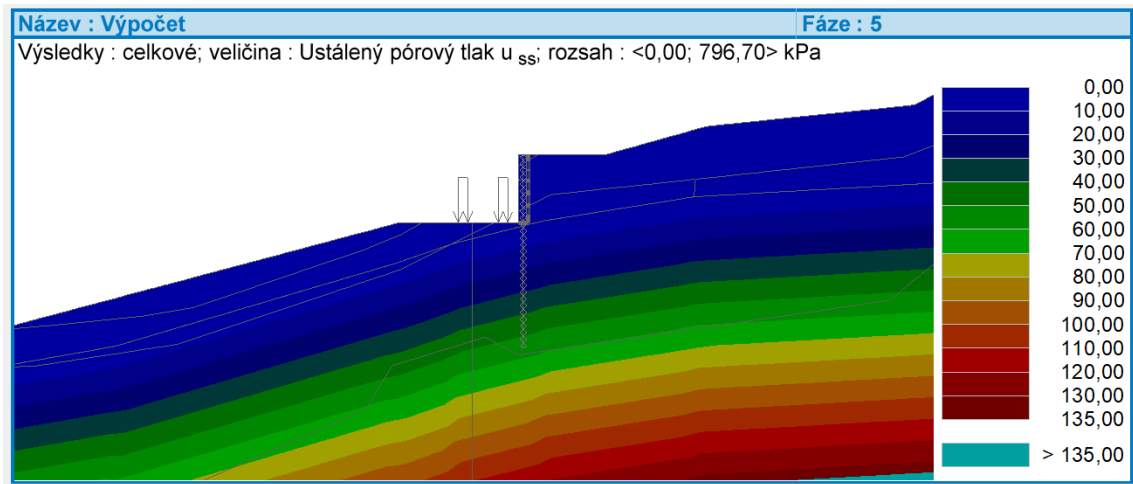
Obr. č. 10-28: 5.fáze – posunutí d_z oproti 2. fázi



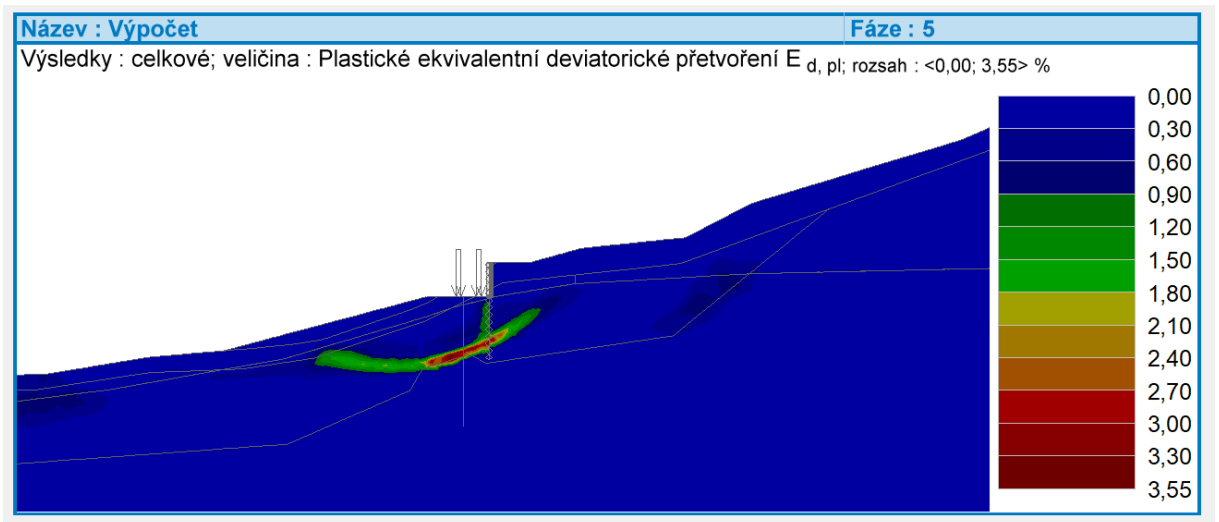
Obr. č. 10-29: 5.fáze – efektivní napětí $\sigma_{x, \text{eff}}$



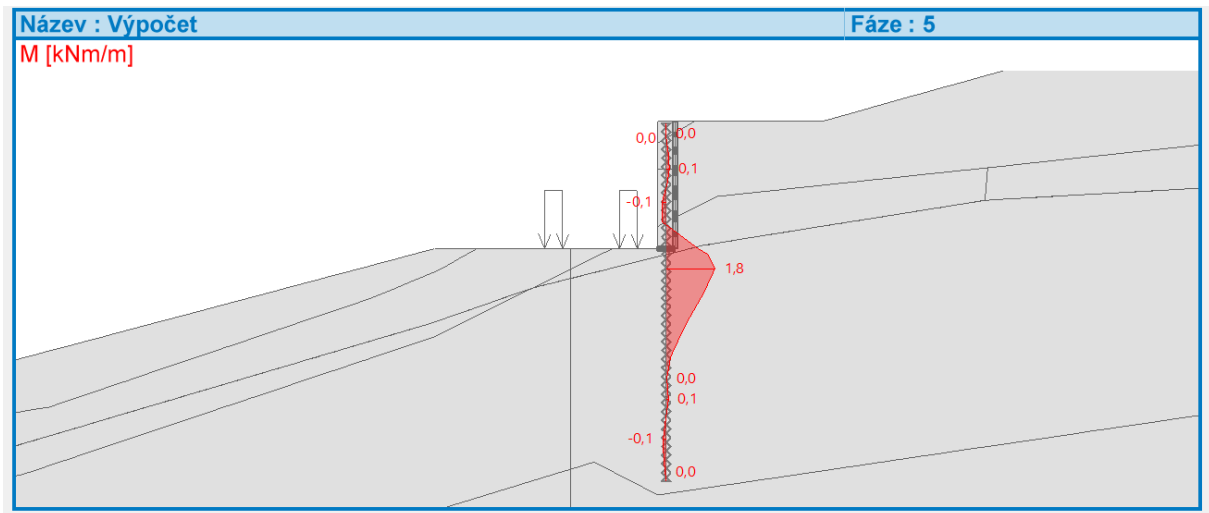
Obr. č. 10-30: 5.fáze – efektivní napětí $\sigma_{z, \text{eff}}$



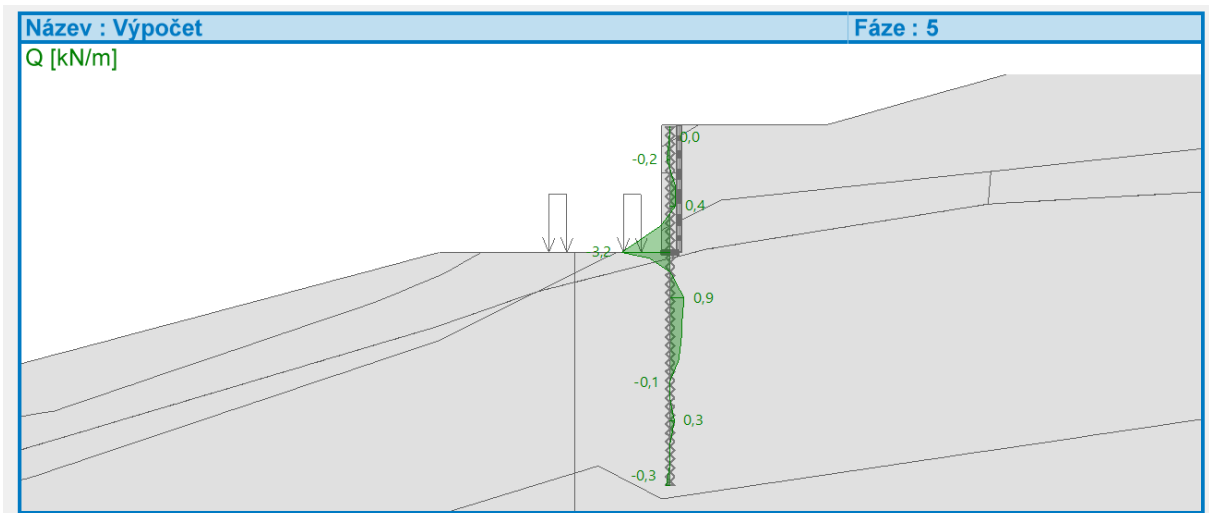
Obr. č. 10-31: 5.fáze – ustálený pórový tlak u_{ss}



Obr. č. 10-32: 5.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$

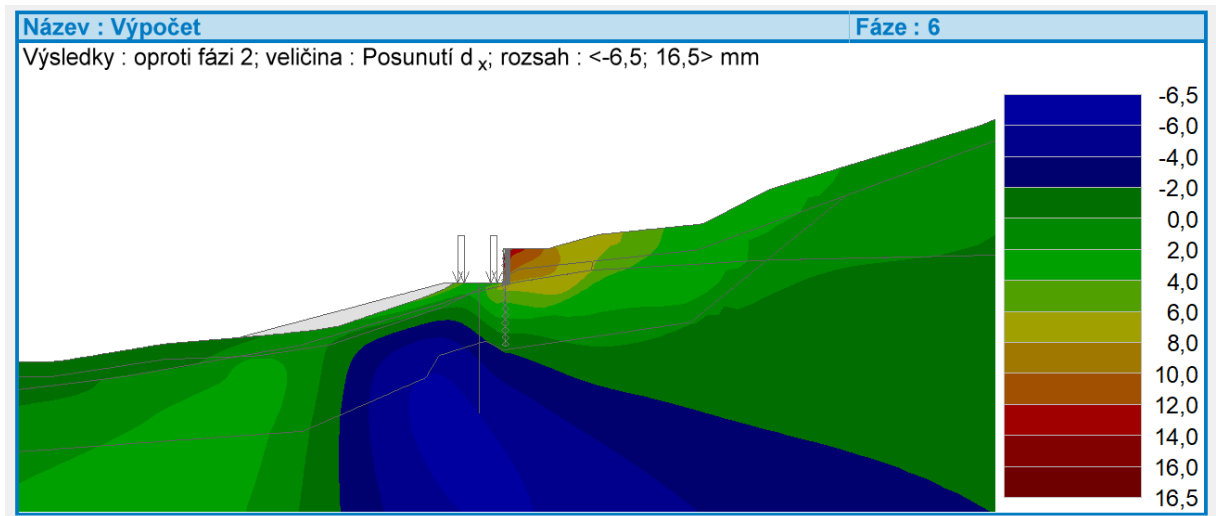


Obr. č. 10-33: 5.fáze – moment M

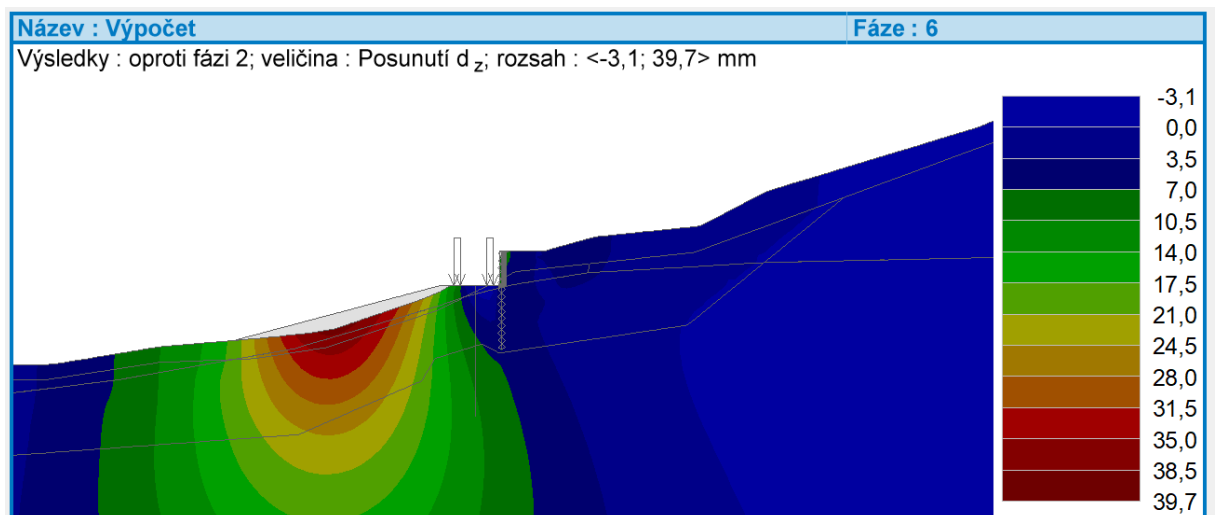


Obr. č. 10-34: 5.fáze – posouvající síla Q

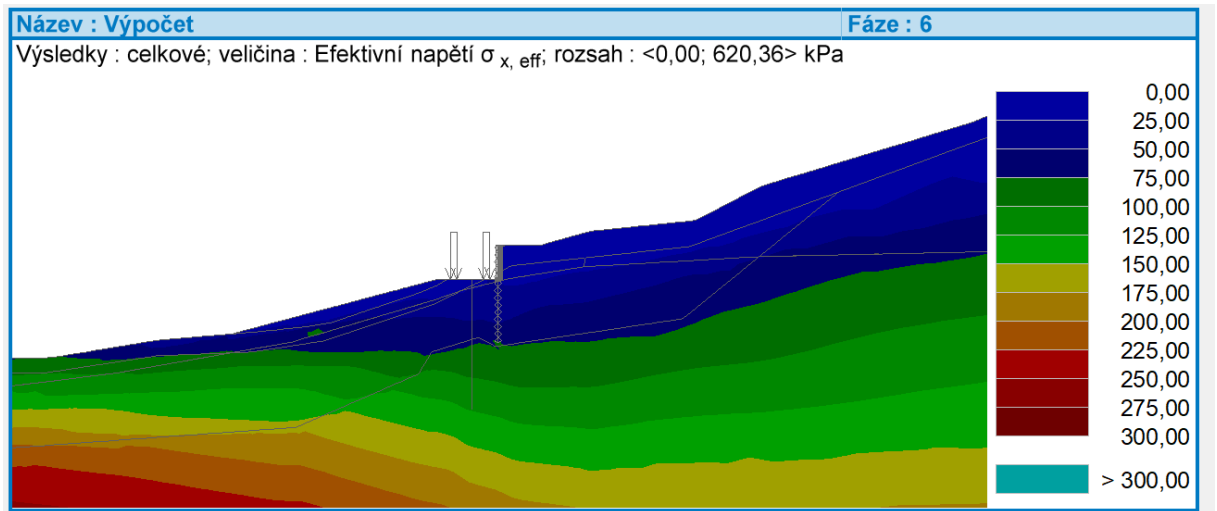
Fáze 6



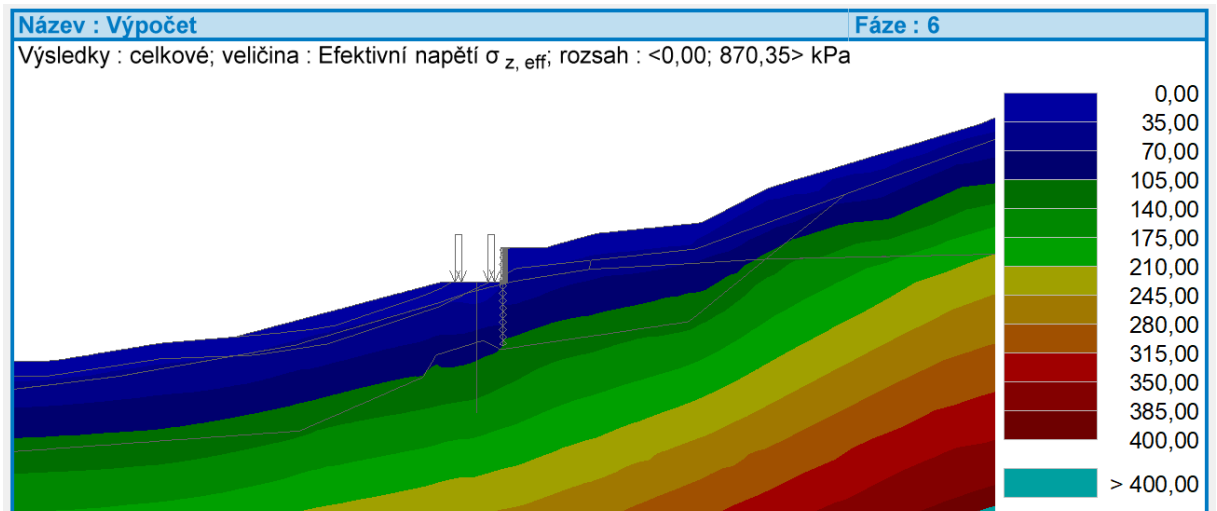
Obr. č. 10-35: 6.fáze – posunutí d_x oproti 2. fázi



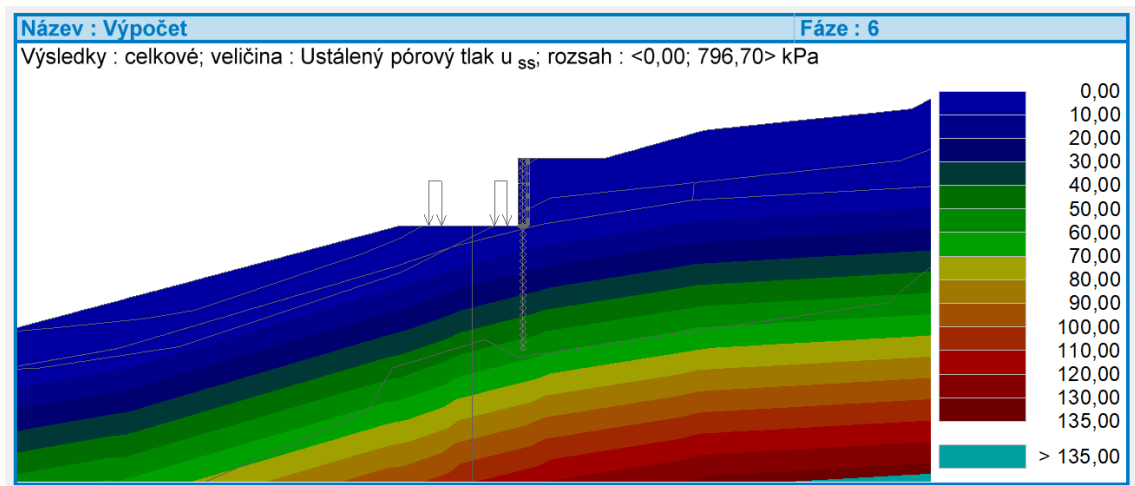
Obr. č. 10-36: 6.fáze – posunutí d_z oproti 2. fázi



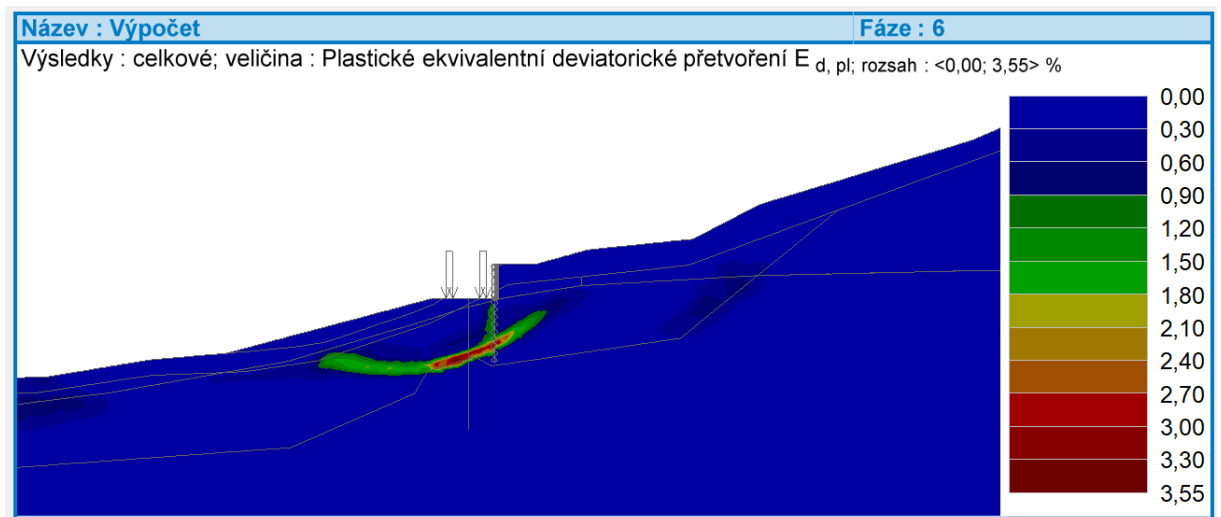
Obr. č. 10-37: 6.fáze – efektivní napětí $\sigma_{x, \text{eff}}$



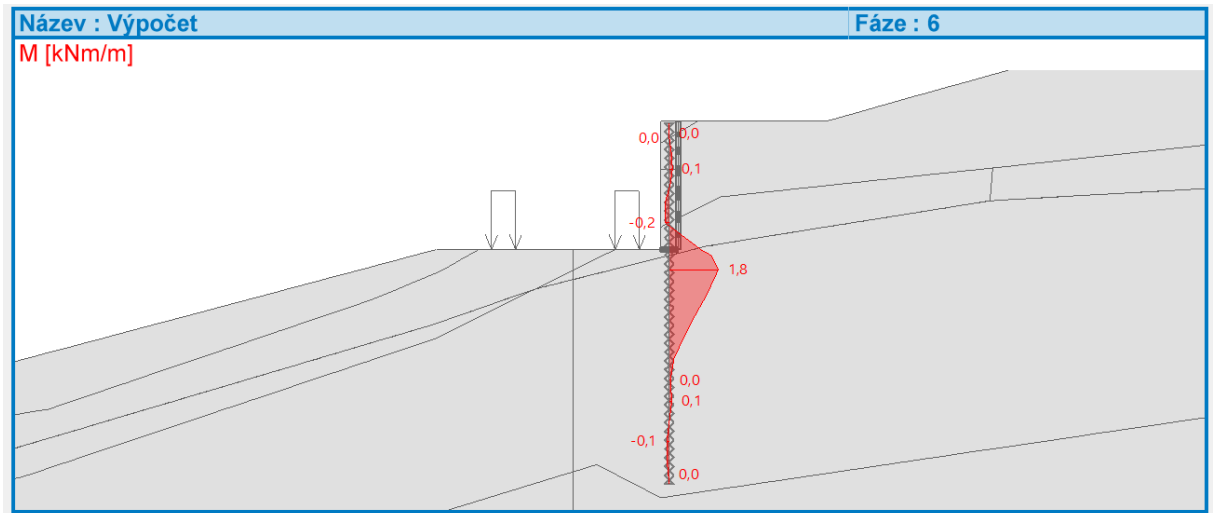
Obr. č. 10-38: 6.fáze – efektivní napětí $\sigma_{z, \text{eff}}$



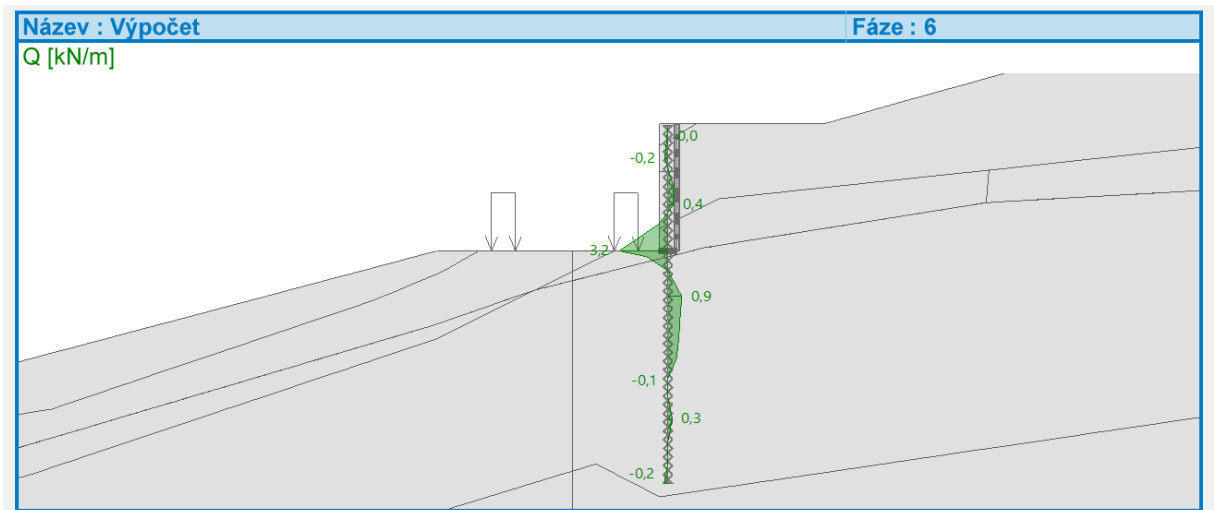
Obr. č. 10-39: 6.fáze – ustálený pórový tlak u_{ss}



Obr. č. 10-40: 6.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$

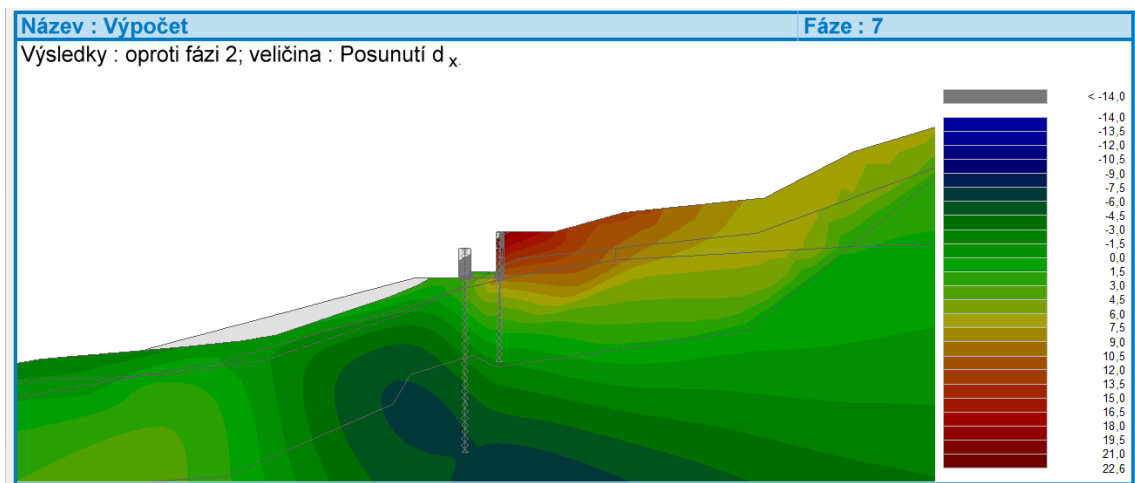


Obr. č. 10-41: 6.fáze – moment M

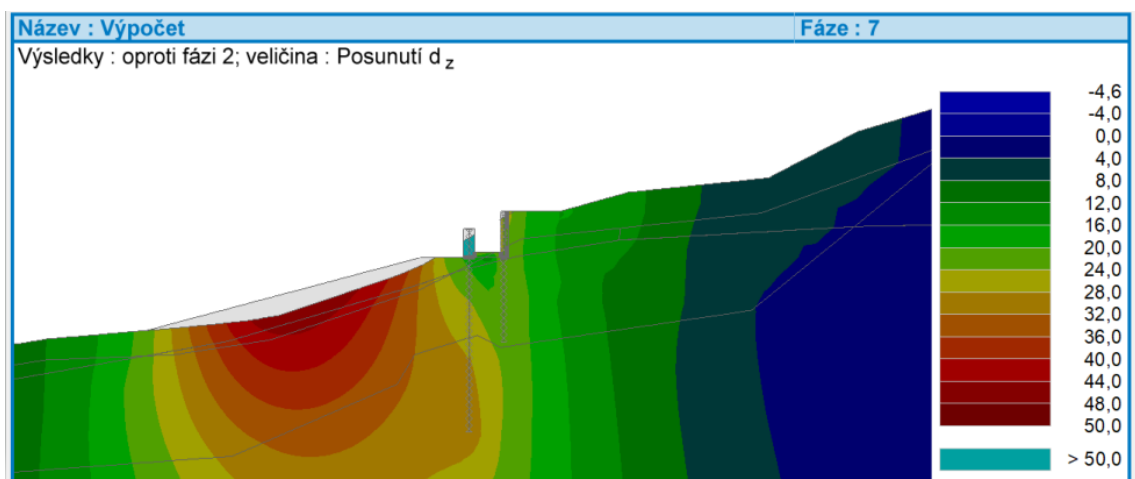


Obr. č. 10-42: 6.fáze – posouvající síla Q

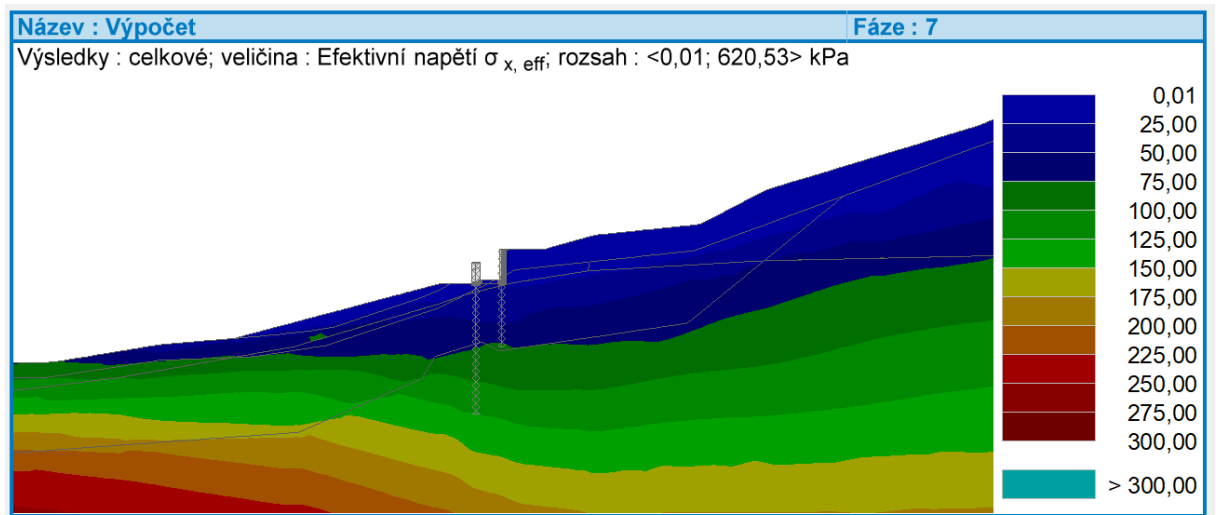
Fáze 7



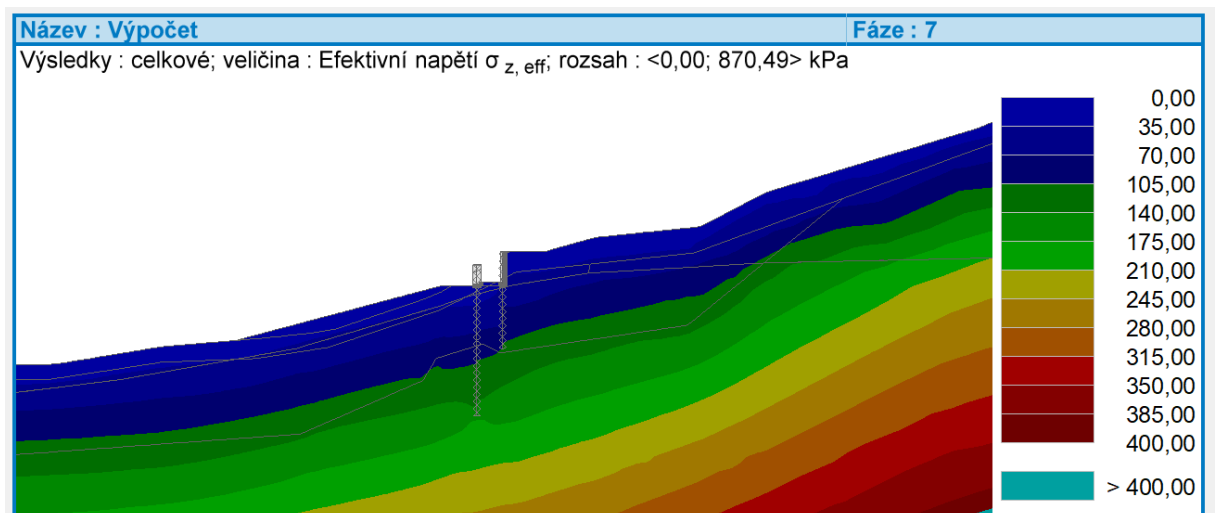
Obr. č. 10-43: 7.fáze – posunutí d_x oproti 2. fázi



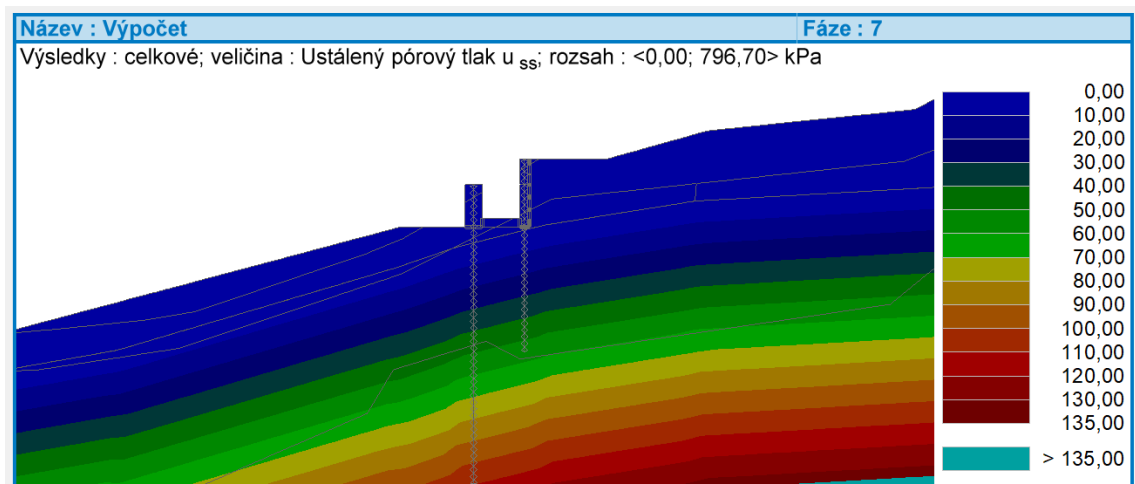
Obr. č. 10-44: 7.fáze – posunutí d_z oproti 2. fázi



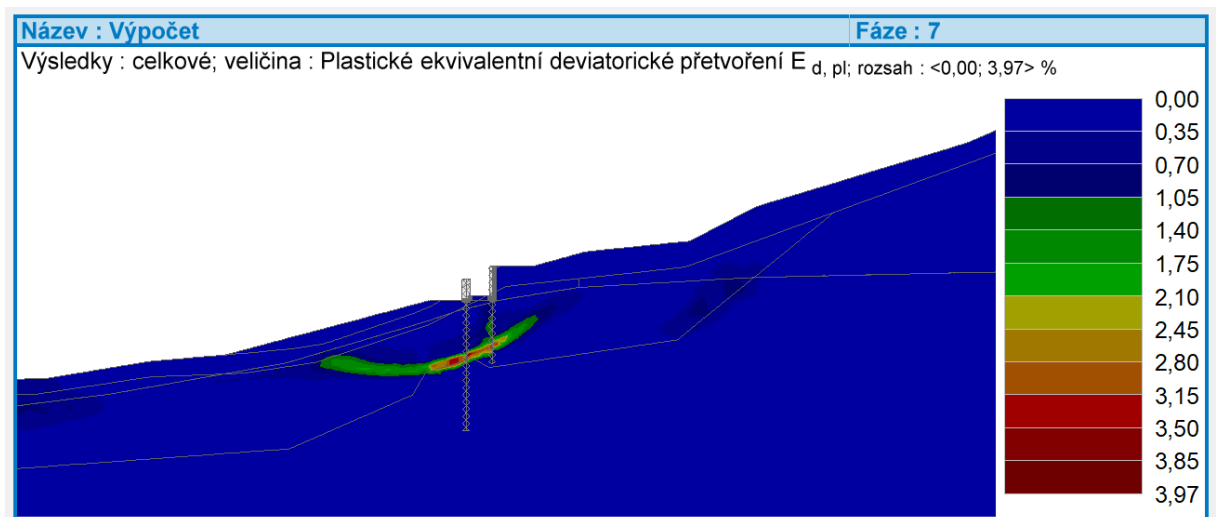
Obr. č. 10-45: 7.fáze – efektivní napětí $\sigma_{x, \text{eff}}$



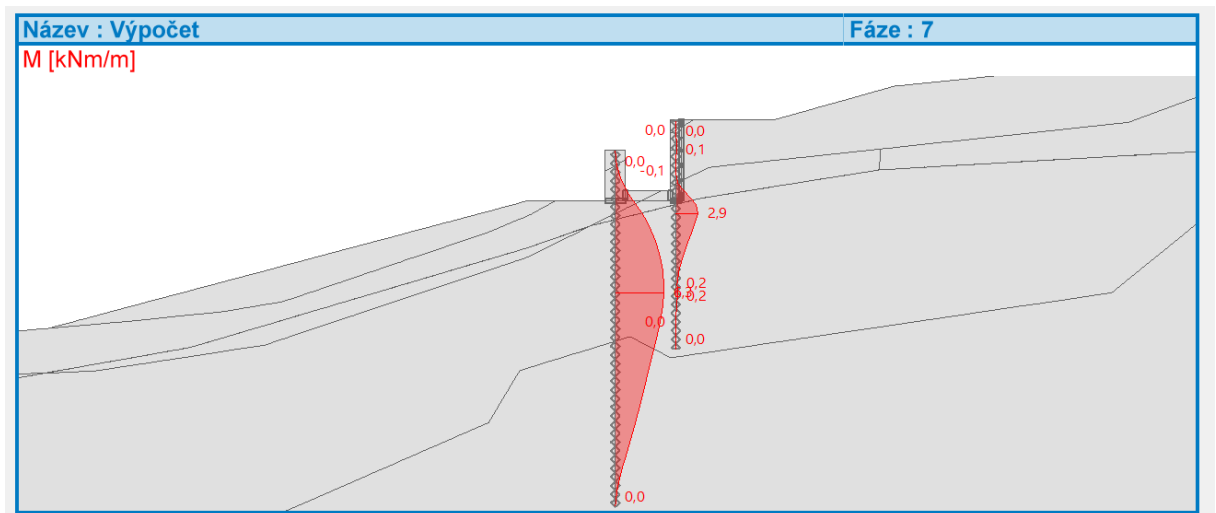
Obr. č. 10-46: 7.fáze – efektivní napětí $\sigma_{z, \text{eff}}$



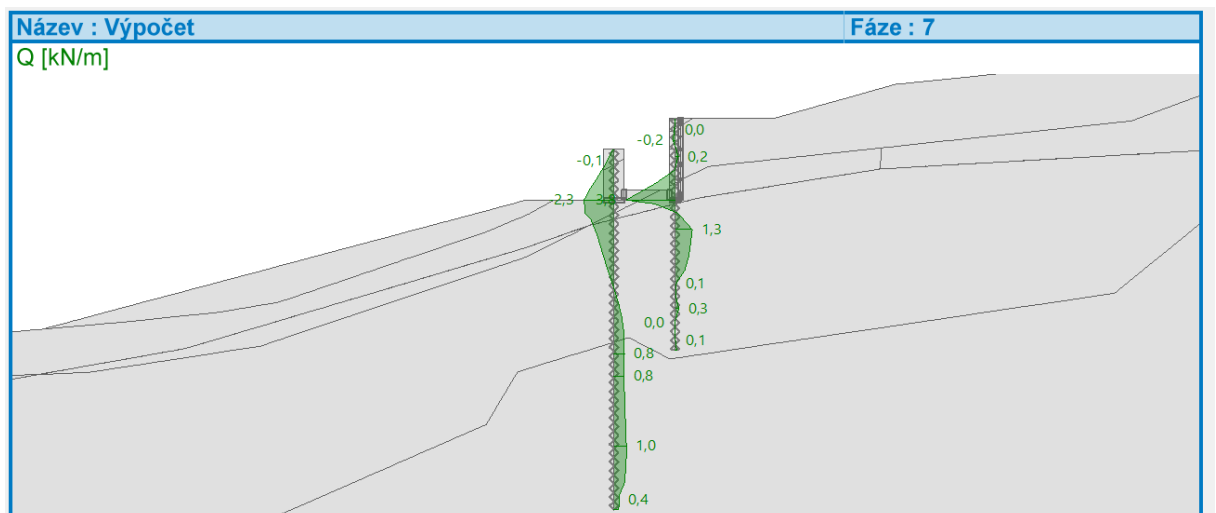
Obr. č. 10-47: 7.fáze – ustálený pórový tlak u_{ss}



Obr. č. 10-48: 7.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$

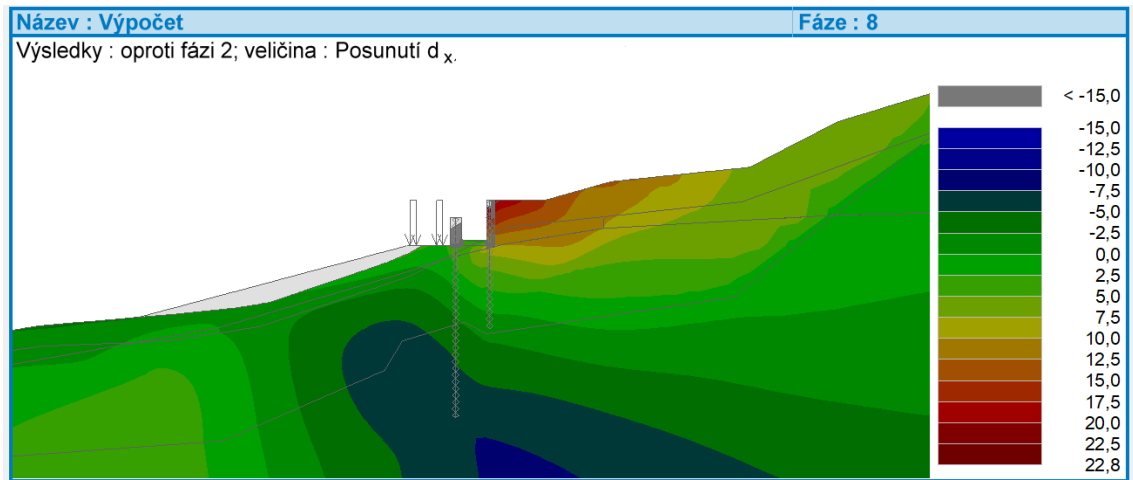


Obr. č. 10-49: 7.fáze – moment M

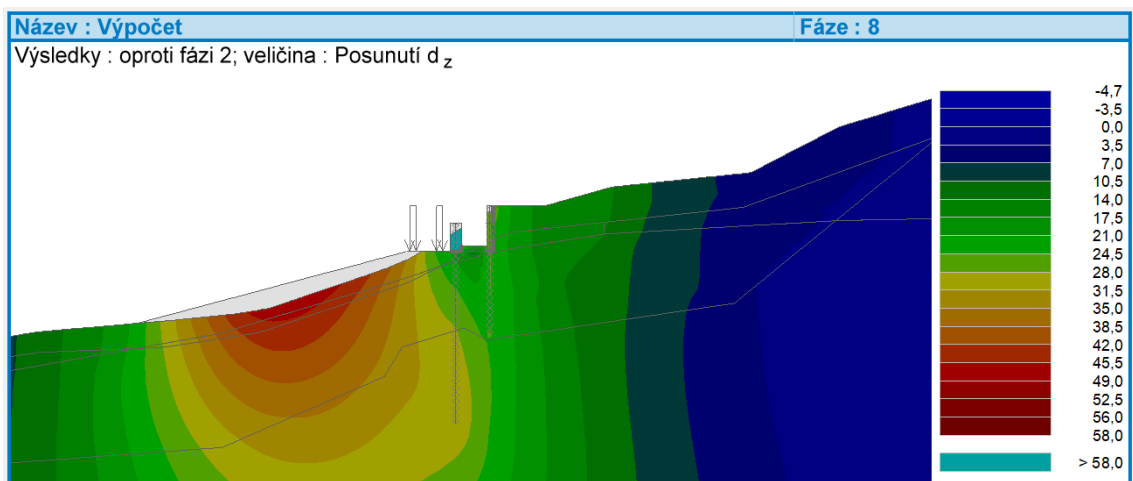


Obr. č. 10-50: 7.fáze – posouvající síla Q

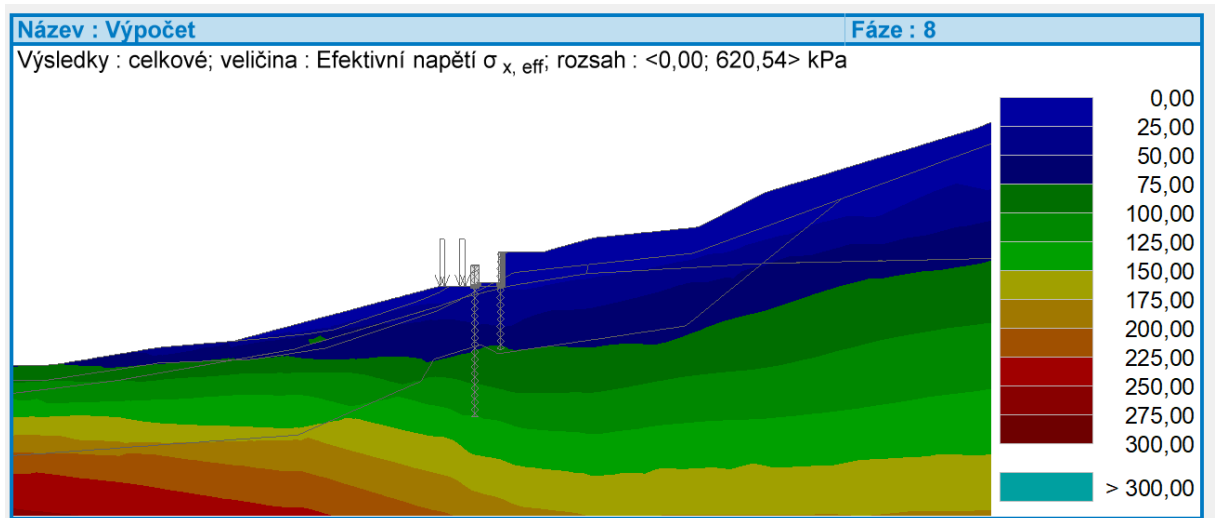
Fáze 8



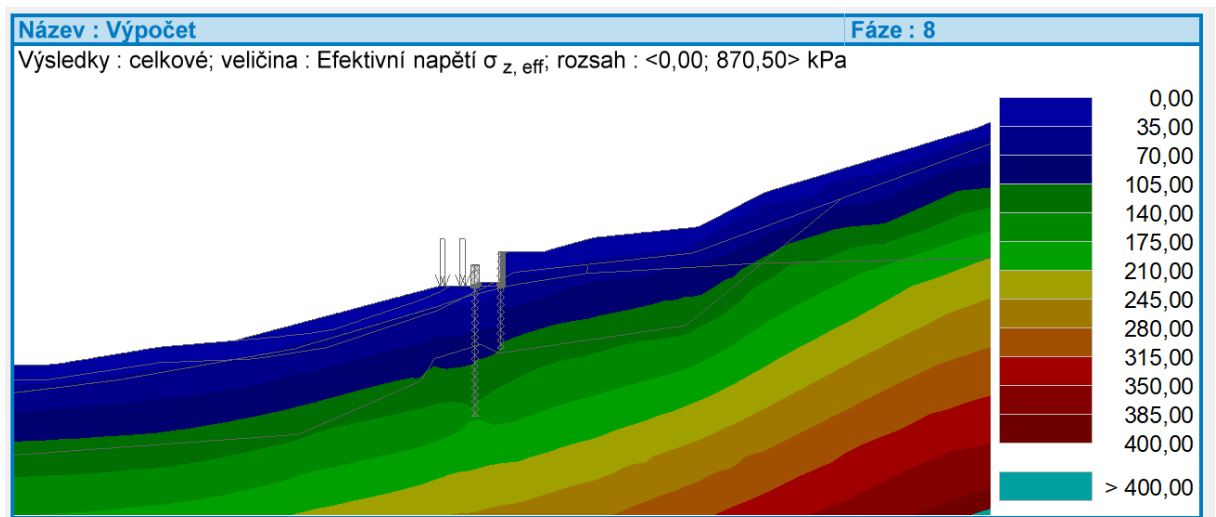
Obr. č. 10-51: 8.fáze – posunutí d_x oproti 2. fázi



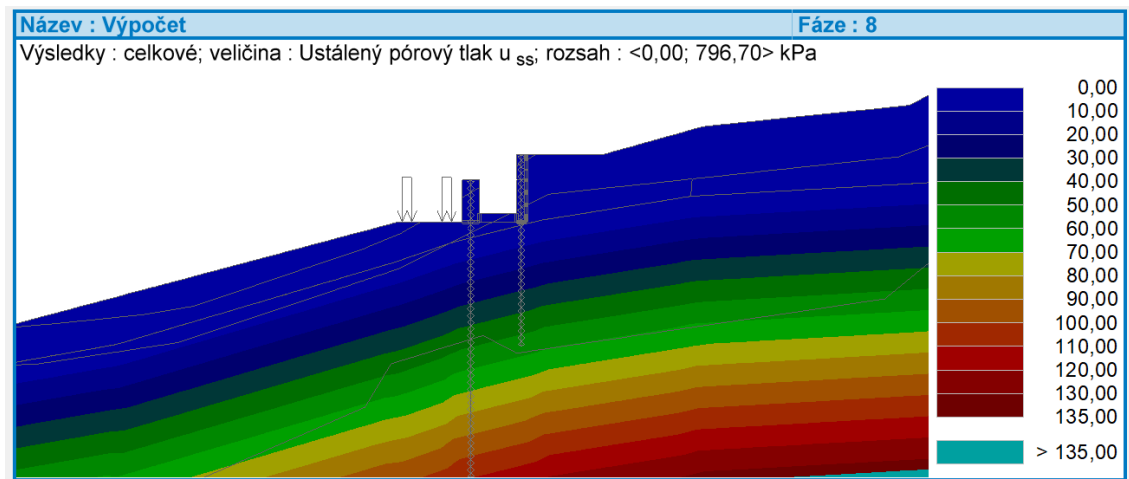
Obr. č. 10-52: 8.fáze – posunutí d_z oproti 2. fázi



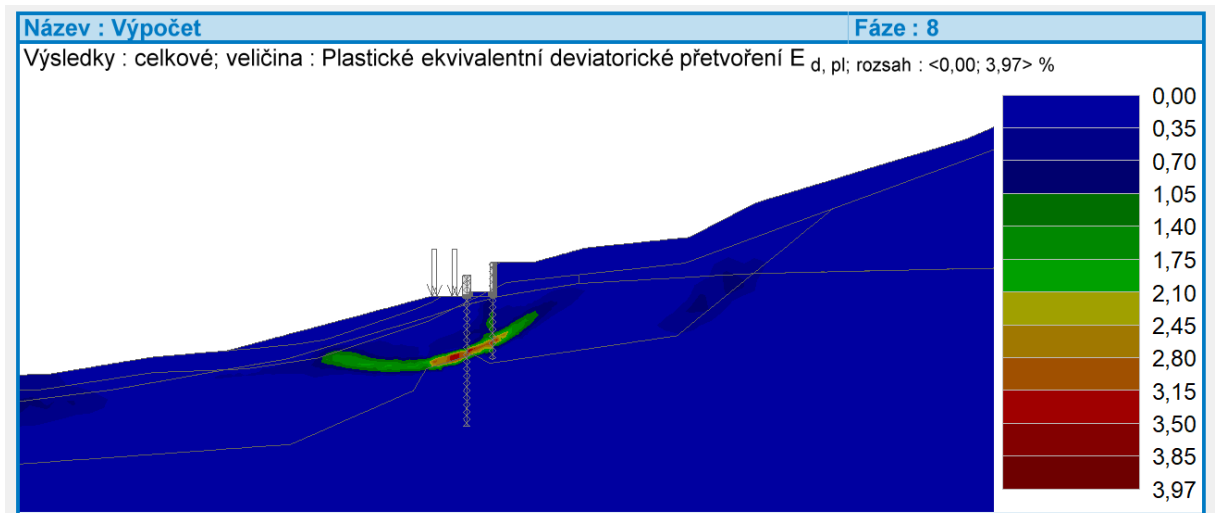
Obr. č. 10-53: 8.fáze – efektivní napětí $\sigma_{x, \text{eff}}$



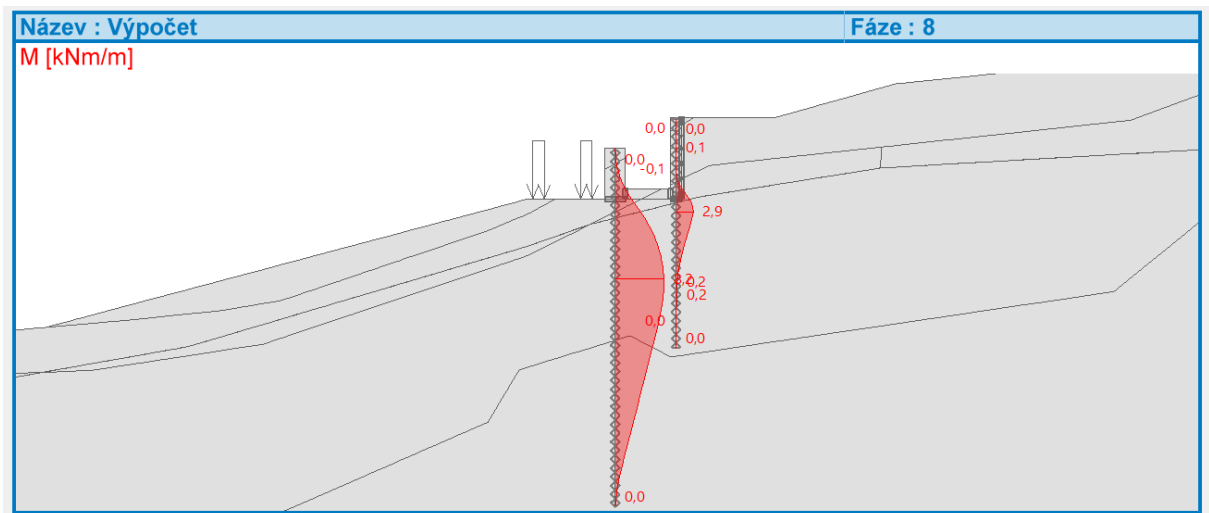
Obr. č. 10-54: 8.fáze – efektivní napětí $\sigma_{z, \text{eff}}$



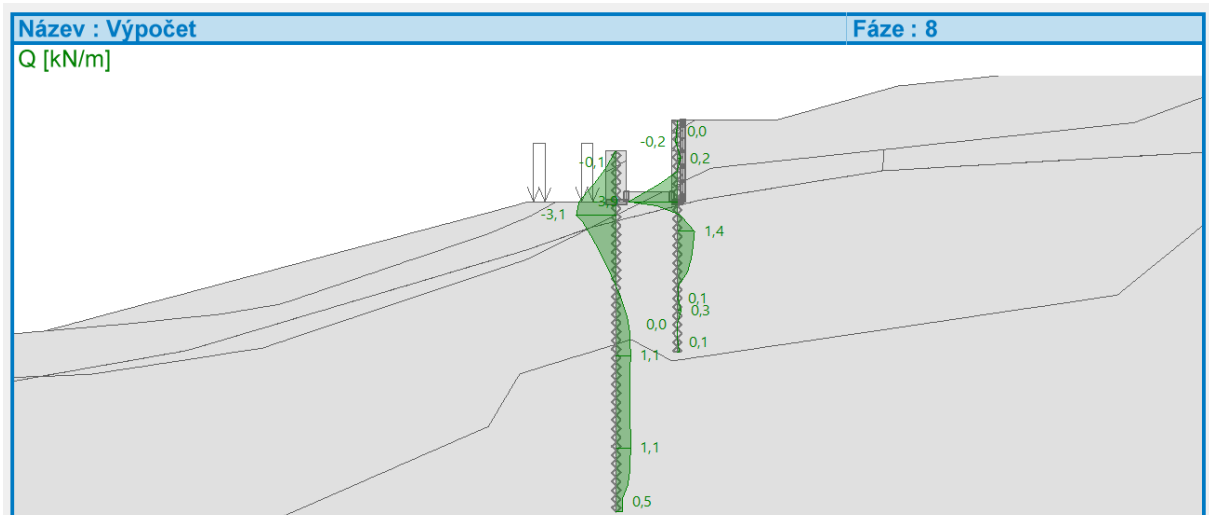
Obr. č. 10-55: 8.fáze – ustálený pórový tlak u_{ss}



Obr. č. 10-56: 8.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$

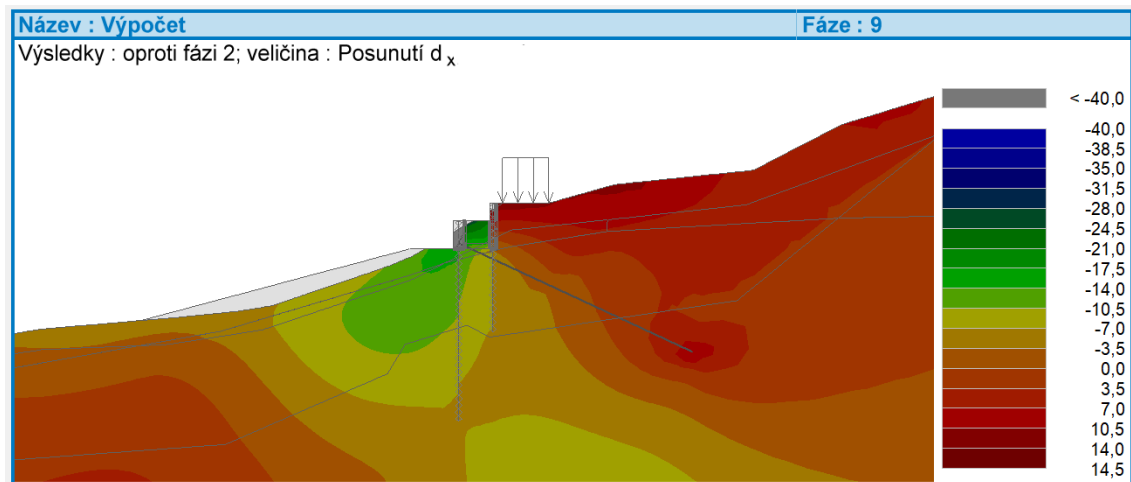


Obr. č. 10-57: 8.fáze – moment M

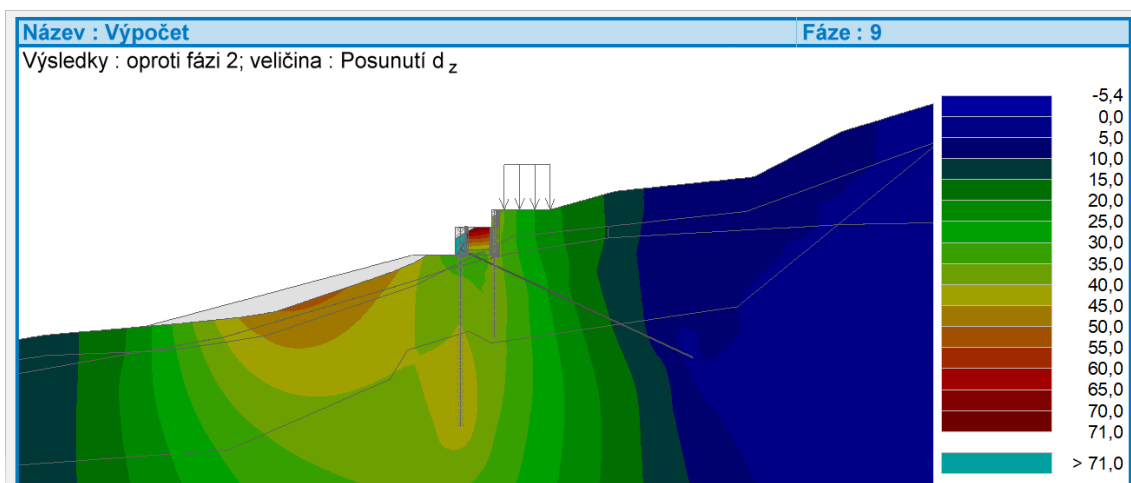


Obr. č. 10-58: 8.fáze – posouvající síla Q

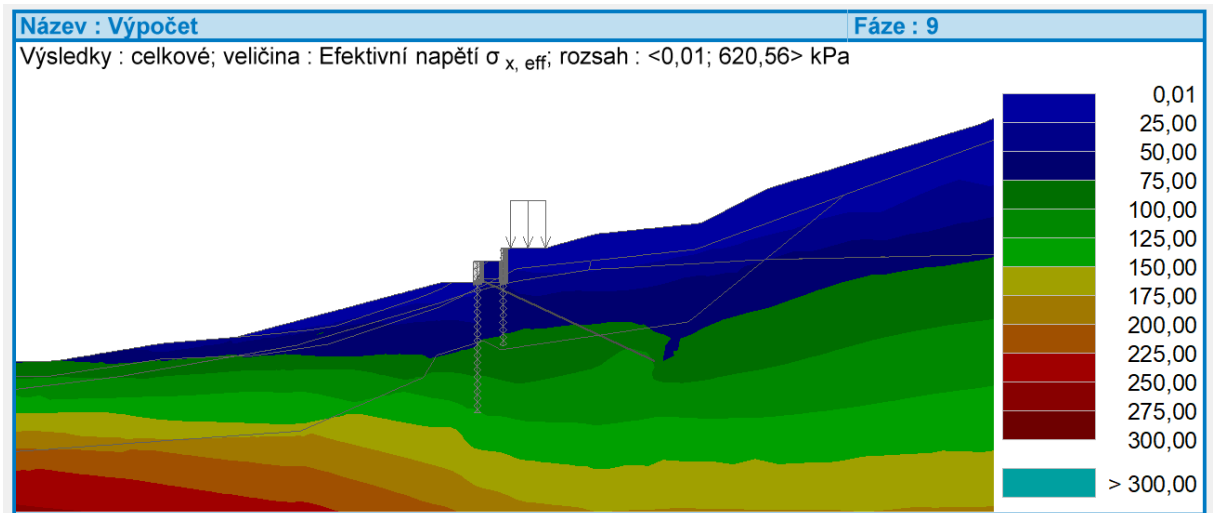
Fáze 9



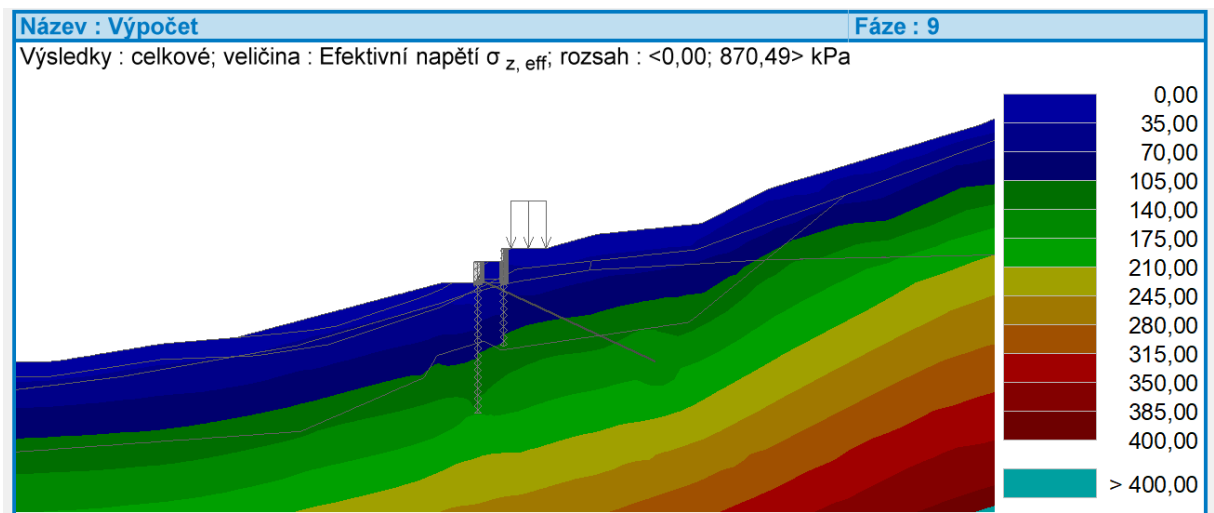
Obr. č. 10-59: 9.fáze – posunutí d_x oproti 2. fázi



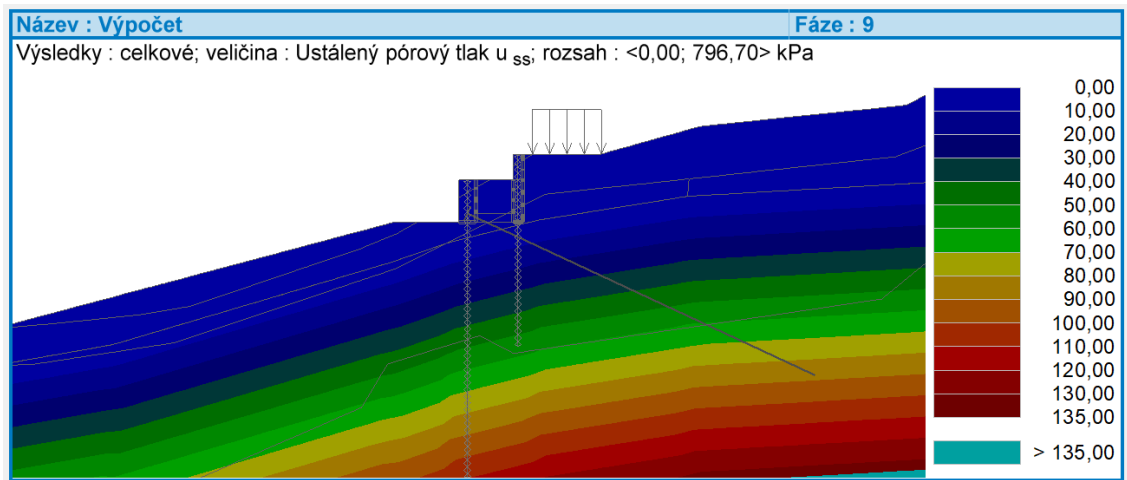
Obr. č. 10-60: 9.fáze – posunutí d_z oproti 2. fázi



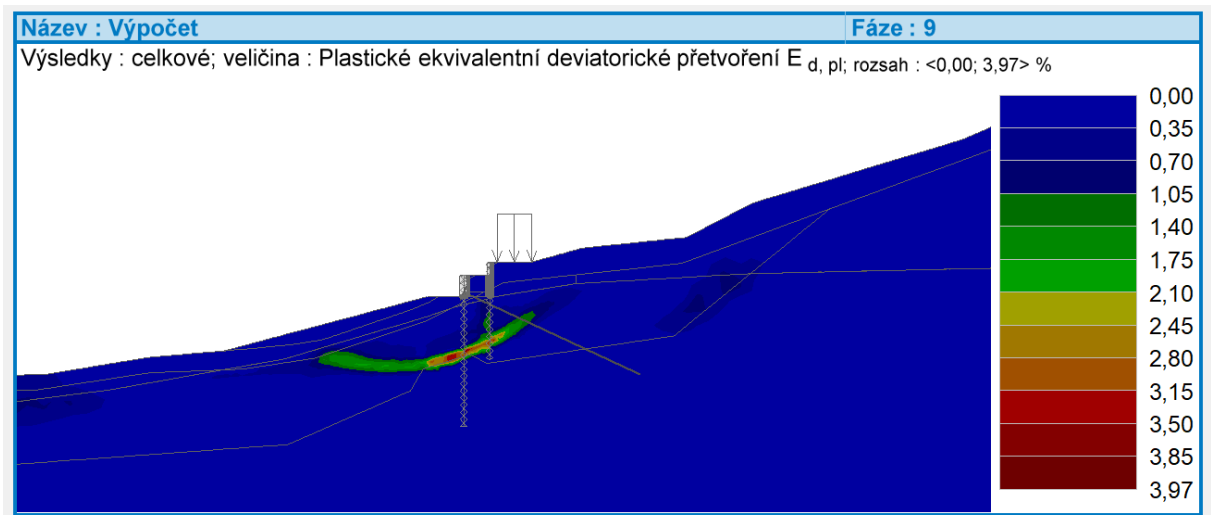
Obr. č. 10-61: 9.fáze – efektivní napětí $\sigma_{x, \text{eff}}$



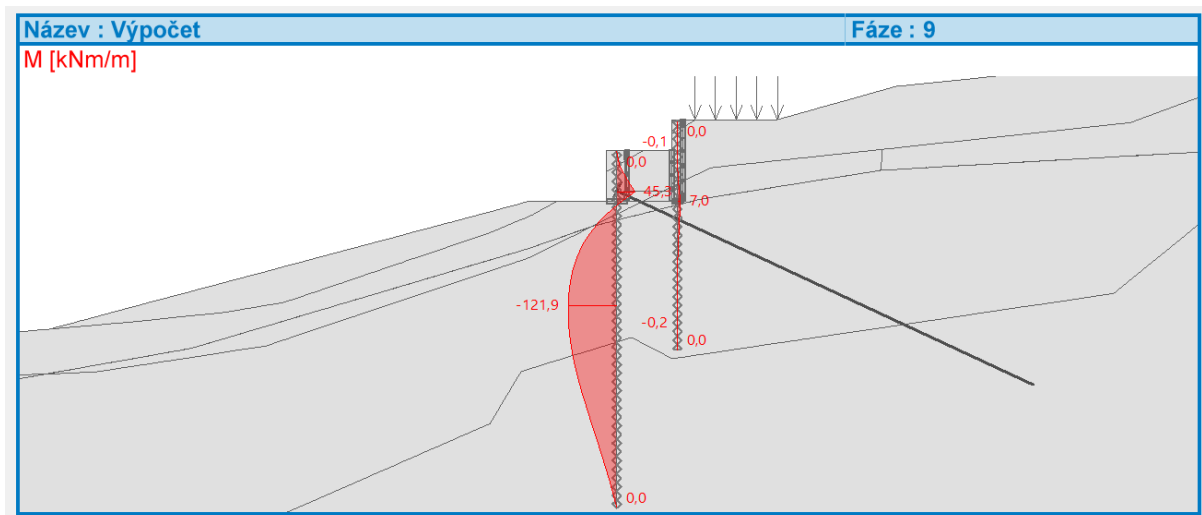
Obr. č. 10-62: 9.fáze – efektivní napětí $\sigma_{z, \text{eff}}$



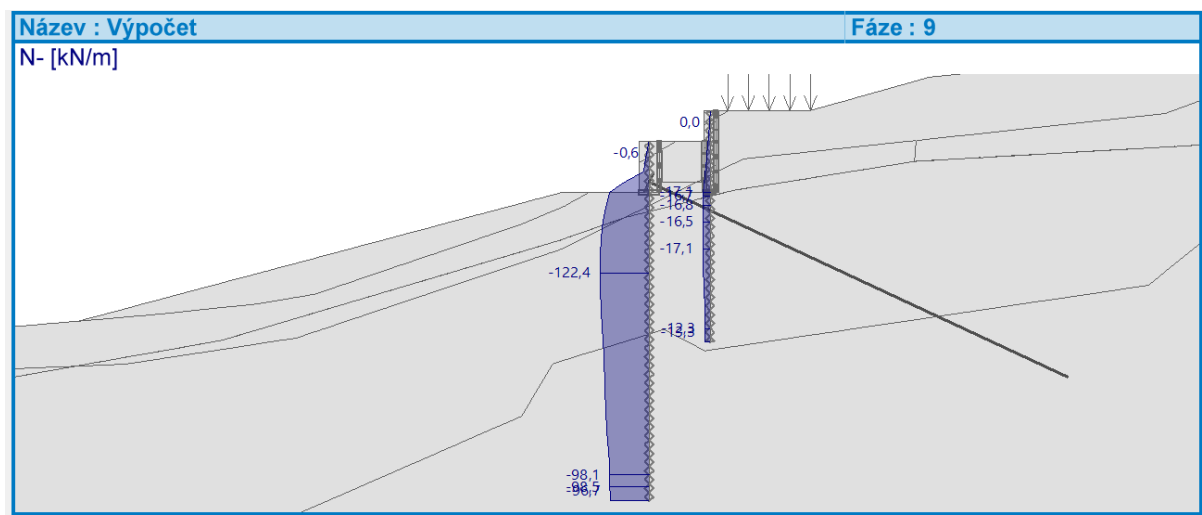
Obr. č. 10-63: 9.fáze – ustálený pórový tlak u_{ss}



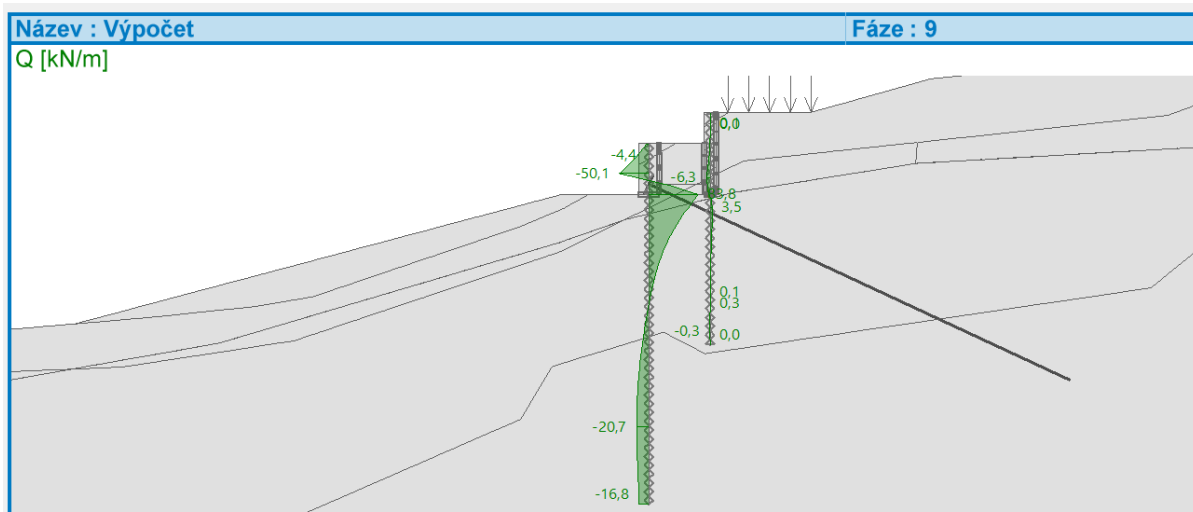
Obr. č. 10-64: 9.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$



Obr. č. 10-65: 9.fáze – moment M



Obr. č. 10-66: 4.fáze – normálová tlaková síla N-



Obr. č. 10-67: 9.fáze – posouvající síla Q

10.4 Stabilitní výpočty

Nastavení výpočtu

Stabilita svahu

— Obecné

Metoda : Line search

Změna matice tuhosti :

Maximální počet iterací pro jeden výp. krok :

Počáteční výpočtový krok : [-]

Redukce parametrů zeminy :

Počáteční redukční krok : [-]

Tolerance chyby posunutí : [-]

Tolerance chyby nevyrovnaných sil : [-]

Tolerance chyby energie : [-]

Respektovat materiálová rozhraní

— Plasticita

Tolerance chyby návratu na plochu plasticity : [-]

Maximální počet iterací pro jeden plastický krok :

— Newton - Raphson

Relaxační faktor výpočtového kroku :

Maximální počet relaxací výpočtového kroku :

Relaxační faktor redukčního kroku :

Maximální počet relaxací redukčního kroku :

Minimální redukční krok : [-]

— Line search

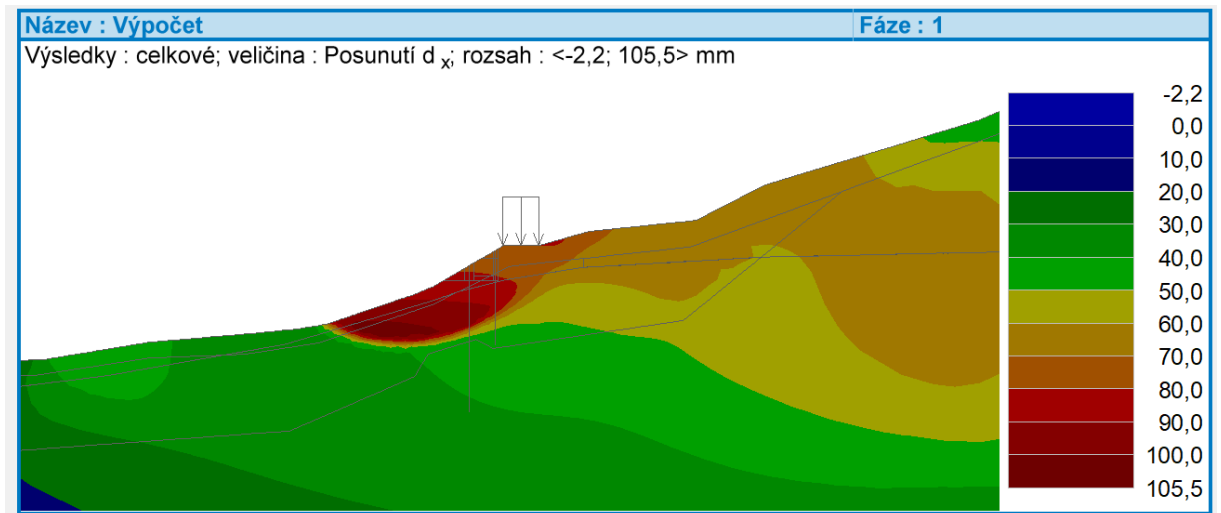
Způsob řešení :

Line search limit - minimum : [-]

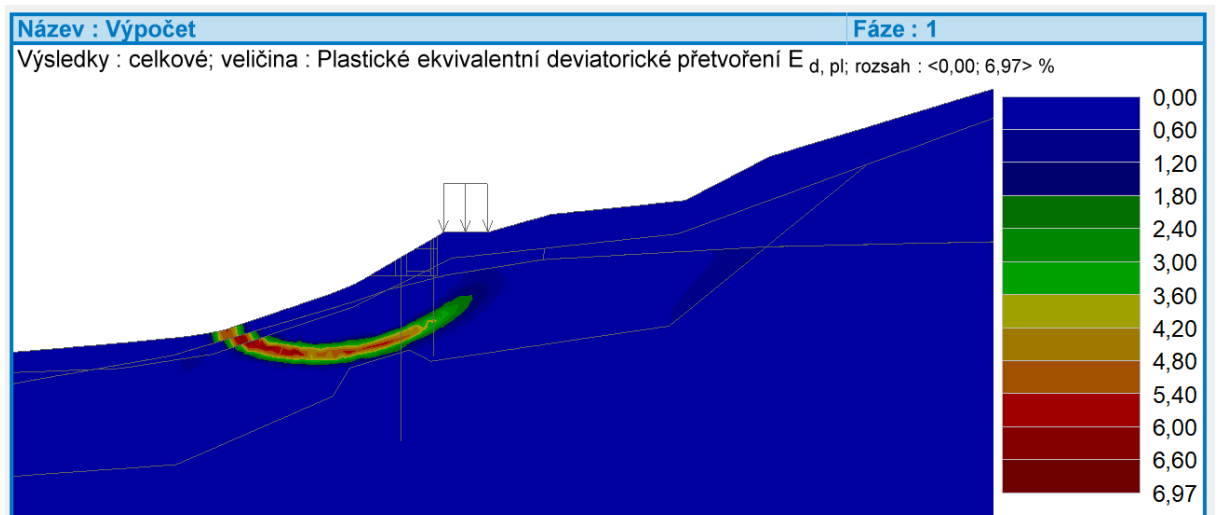
Line search limit - maximum : [-]

Obr. č. 10-68: Nastavení výpočtu

Fáze 2



Obr. č. 10-69: 2.fáze – posunutí d_x



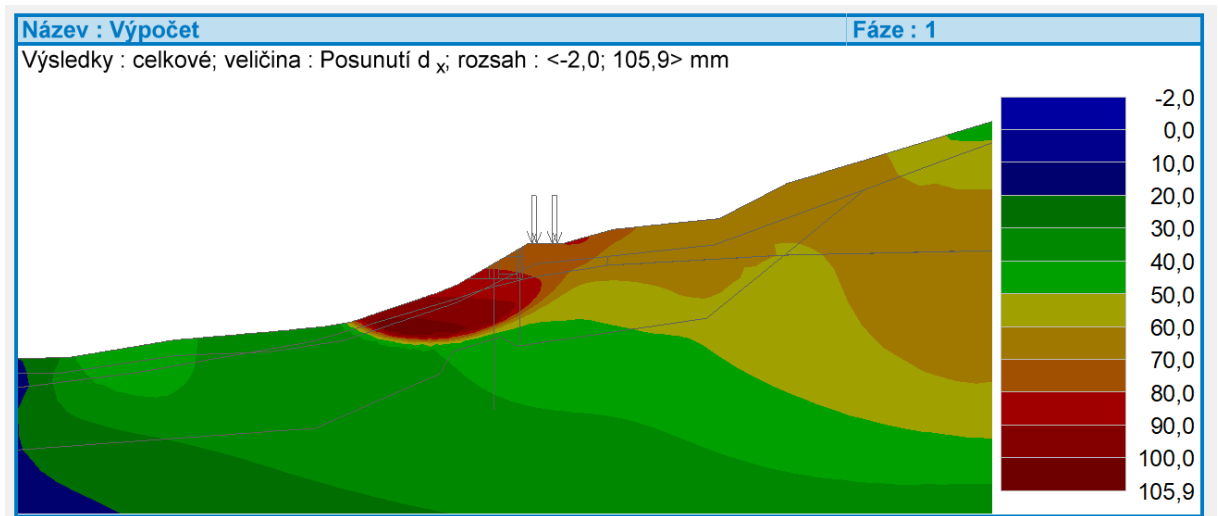
Obr. č. 10-70: 2.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$

Výpočet stability skončil úspěšně.

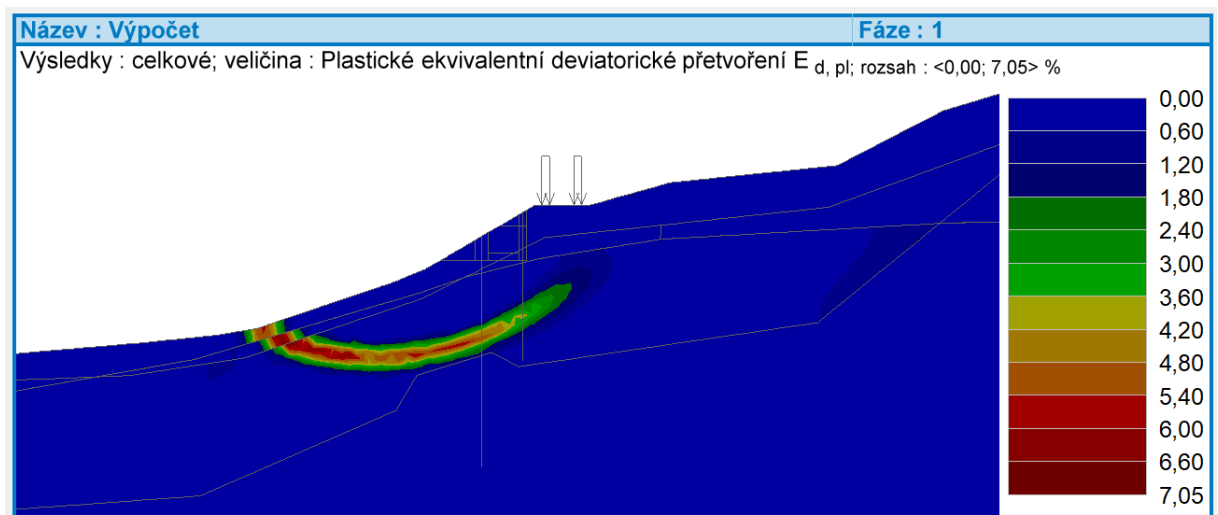
Nastavení výpočtu : **standardní**

Stupeň stability FS = 1,03

Fáze 3



Obr. č. 10-71: 3.fáze – posunutí d_x



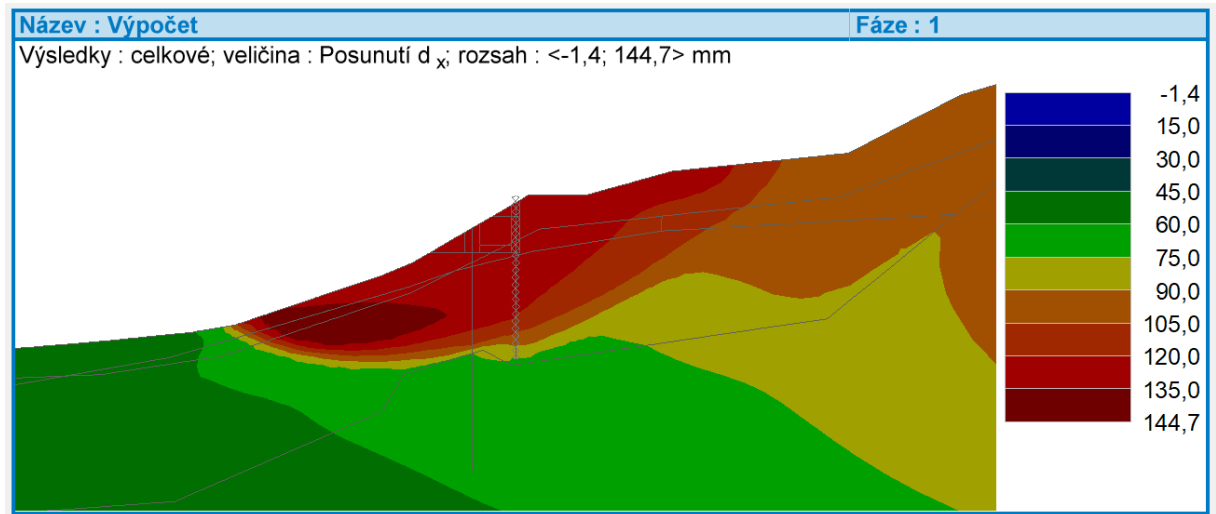
Obr. č. 10-72: 3.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$

Výpočet stability skončil úspěšně.

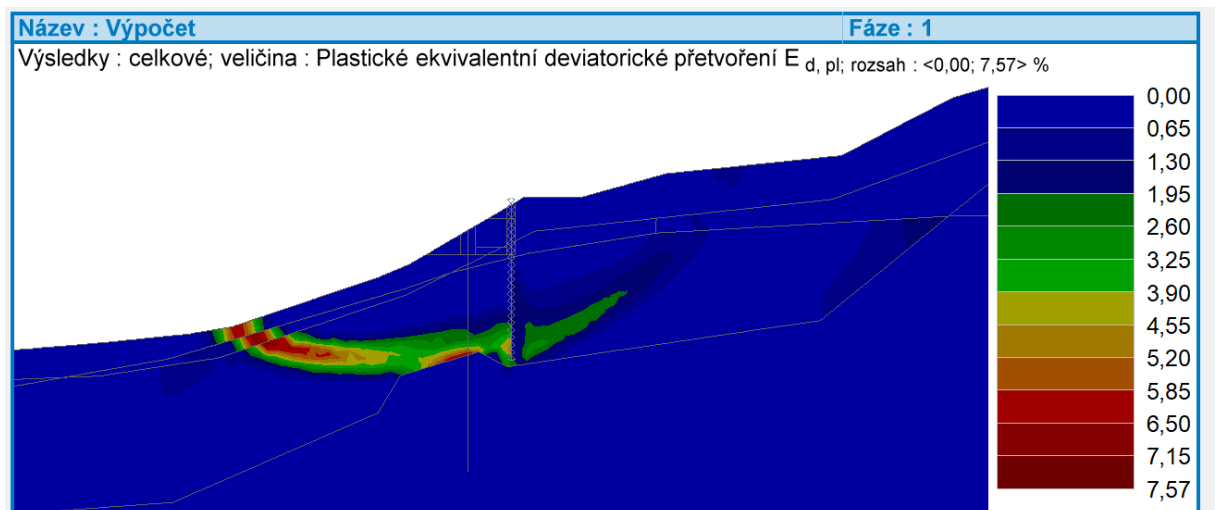
Nastavení výpočtu : **standardní**

Stupeň stability FS = 1,03

Fáze 4



Obr. č. 10-73: 4.fáze – posunutí d_x



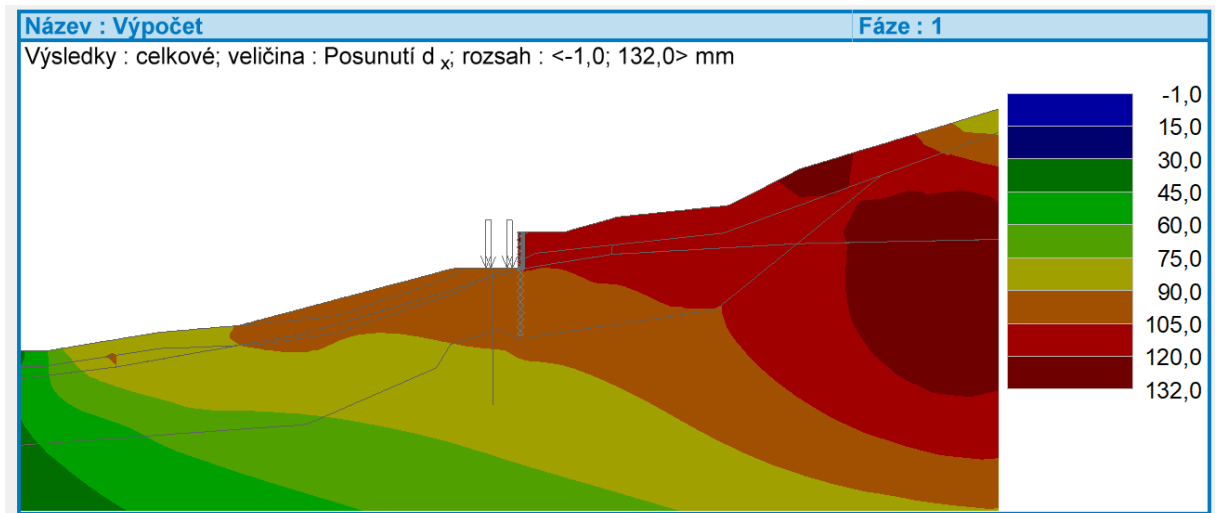
Obr. č. 10-74: 4.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d,pl}$

Výpočet stability skončil úspěšně.

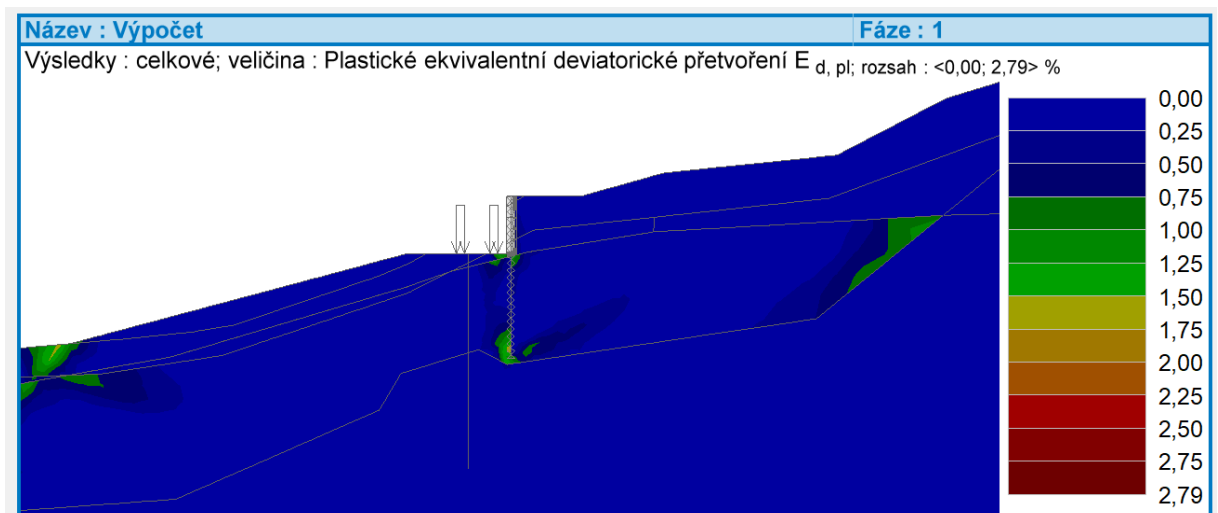
Nastavení výpočtu : **standardní**

Stupeň stability FS = 1,08

Fáze 5



Obr. č. 10-75: 5.fáze – posunutí d_x



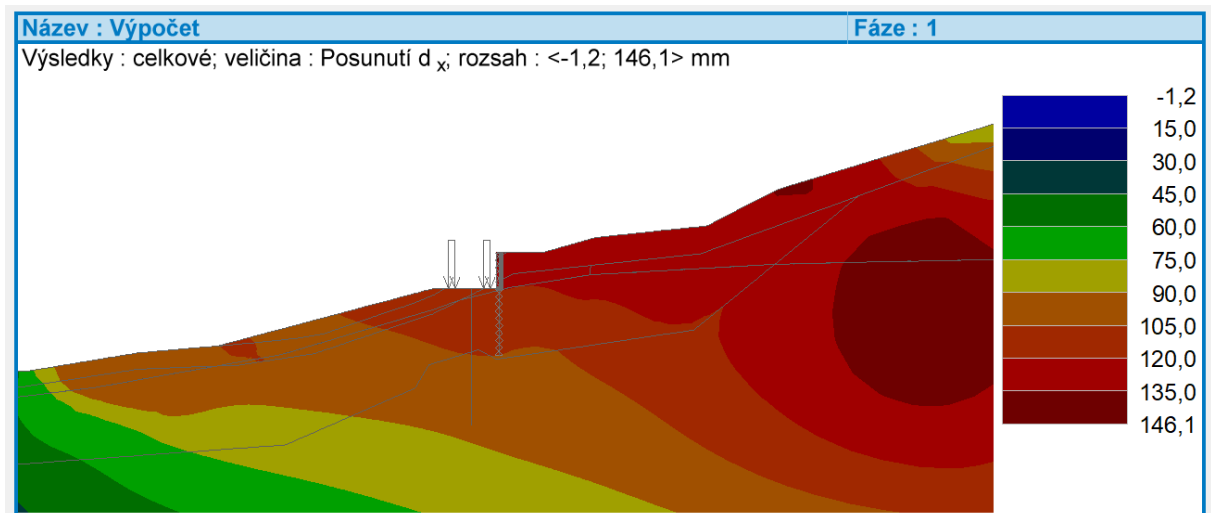
Obr. č. 10-76: 5.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$

Výpočet stability skončil úspěšně.

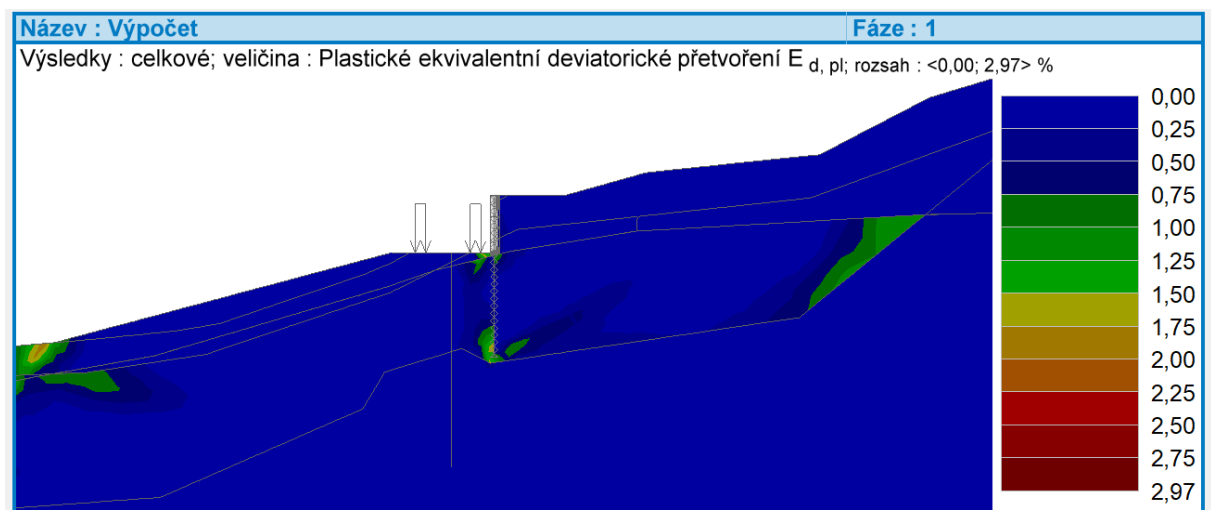
Nastavení výpočtu : **standardní**

Stupeň stability FS = 1,12

Fáze 6



Obr. č. 10-77: 6.fáze – posunutí d_x



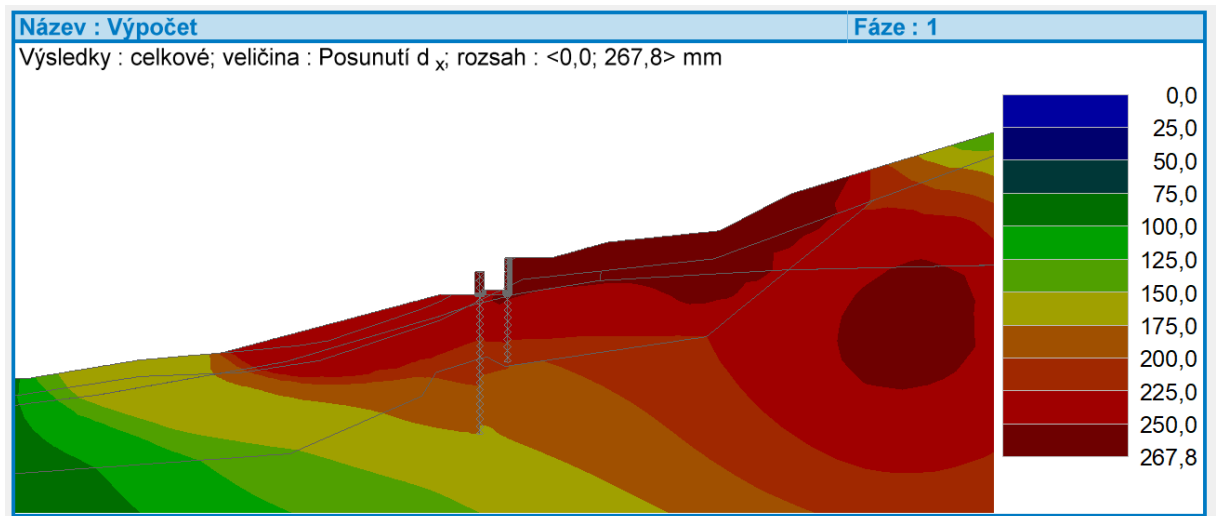
Obr. č. 10-78: 6.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$

Výpočet stability skončil úspěšně.

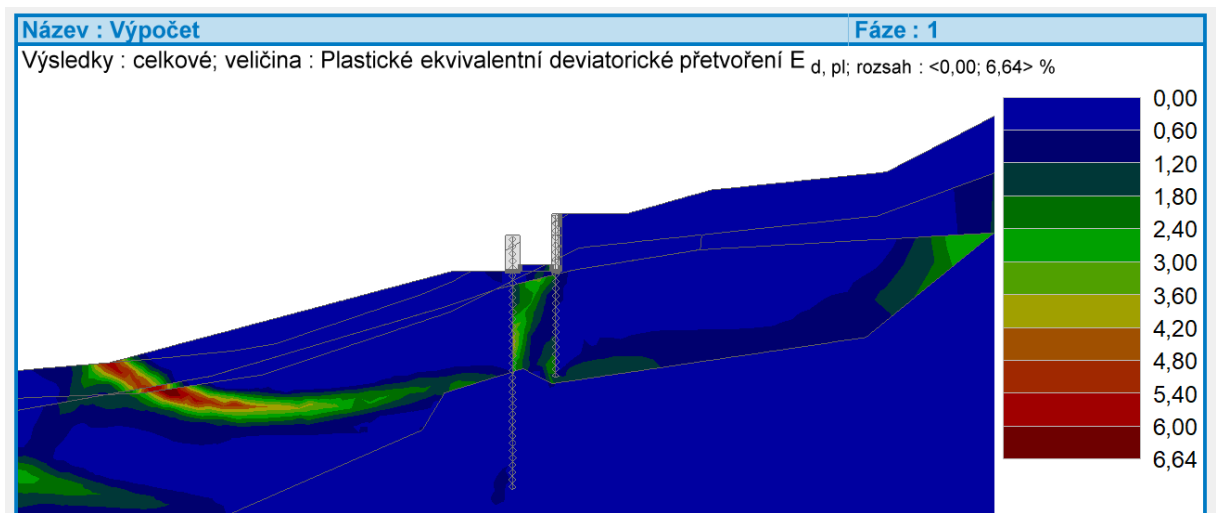
Nastavení výpočtu : **standardní**

Stupeň stability FS = 1,14

Fáze 7



Obr. č. 10-79: 7.fáze – posunutí d_x



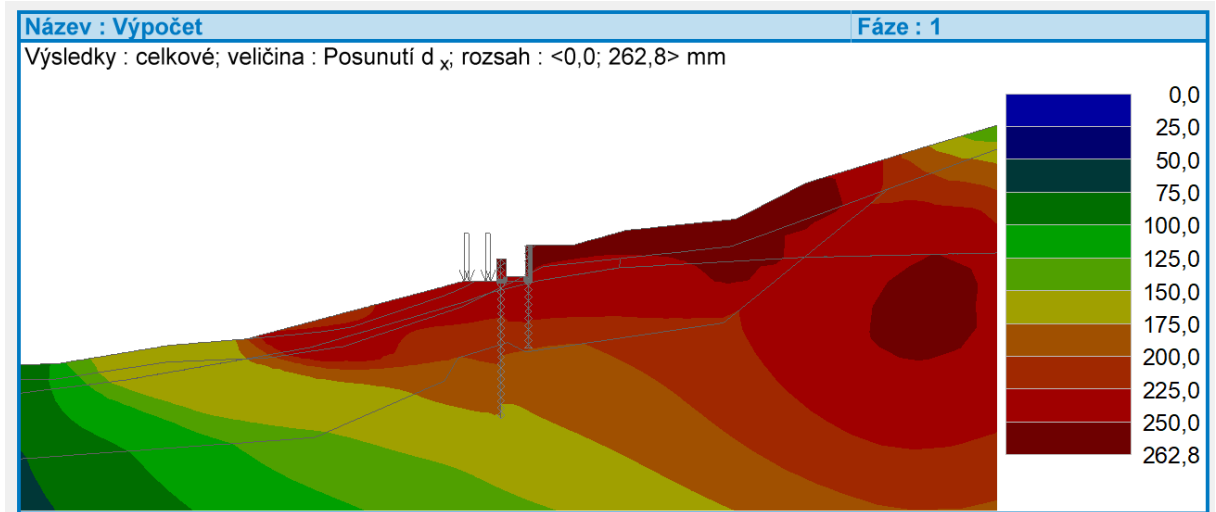
Obr. č. 10-80: 7.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$

Výpočet stability skončil úspěšně.

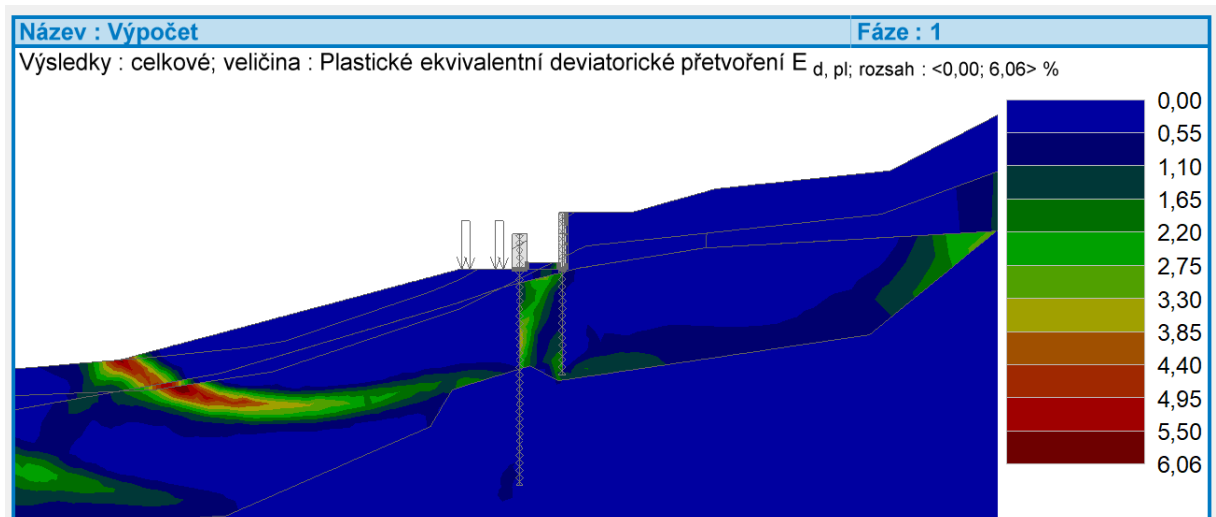
Nastavení výpočtu : **standardní**

Stupeň stability FS = 1,27

Fáze 8



Obr. č. 10-81: 8.fáze – posunutí d_x



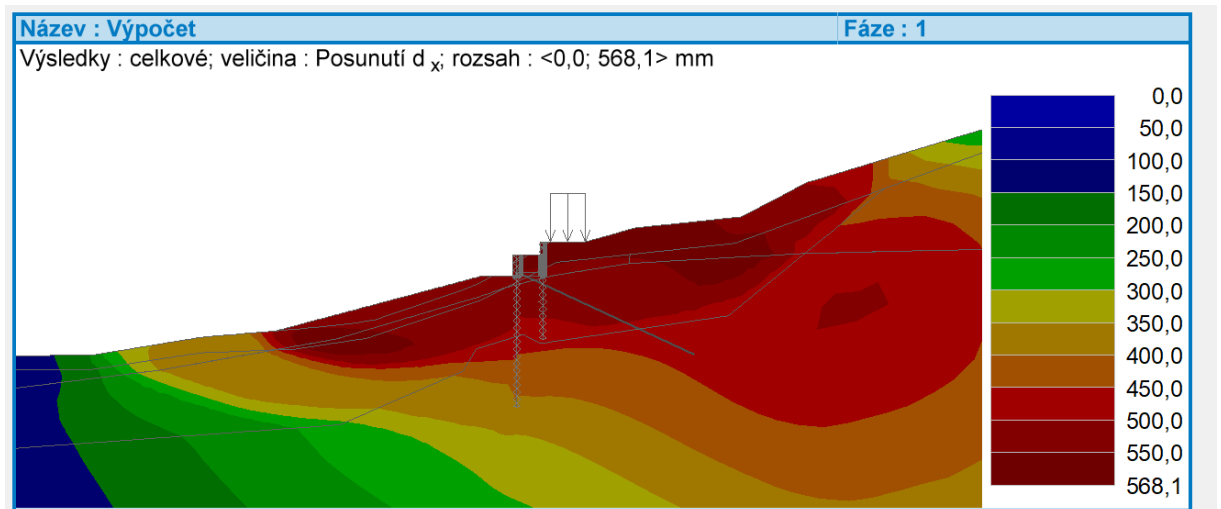
Obr. č. 10-82: 8.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$

Výpočet stability skončil úspěšně.

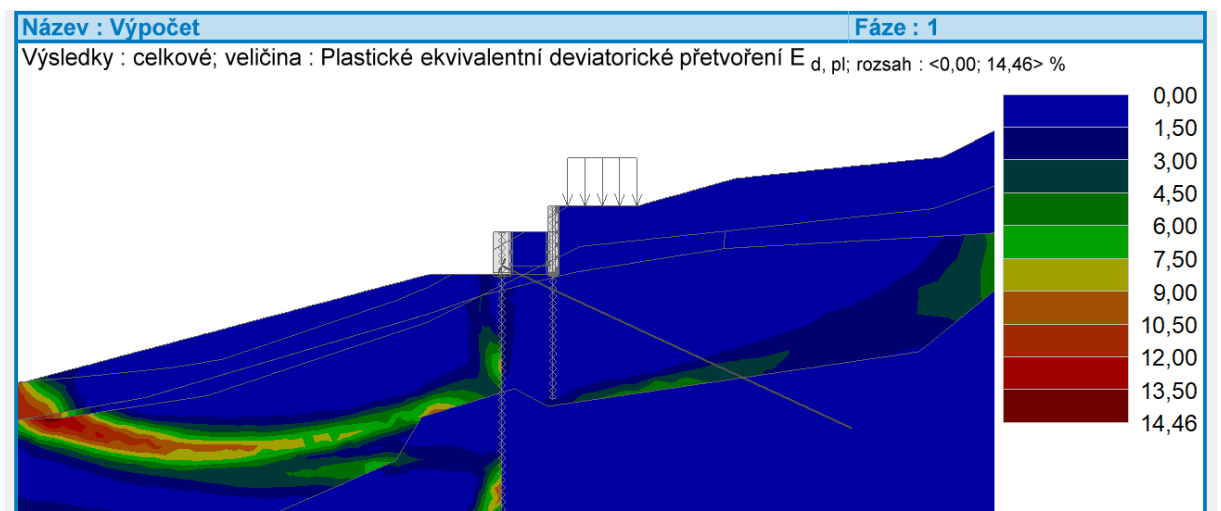
Nastavení výpočtu : **standardní**

Stupeň stability FS = 1,26

Fáze 9



Obr. č. 10-83: 9.fáze – posunutí d_x



Obr. č. 10-84: 9.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$

Výpočet stability skončil úspěšně.

Nastavení výpočtu : **standardní**

Stupeň stability FS = 1,52

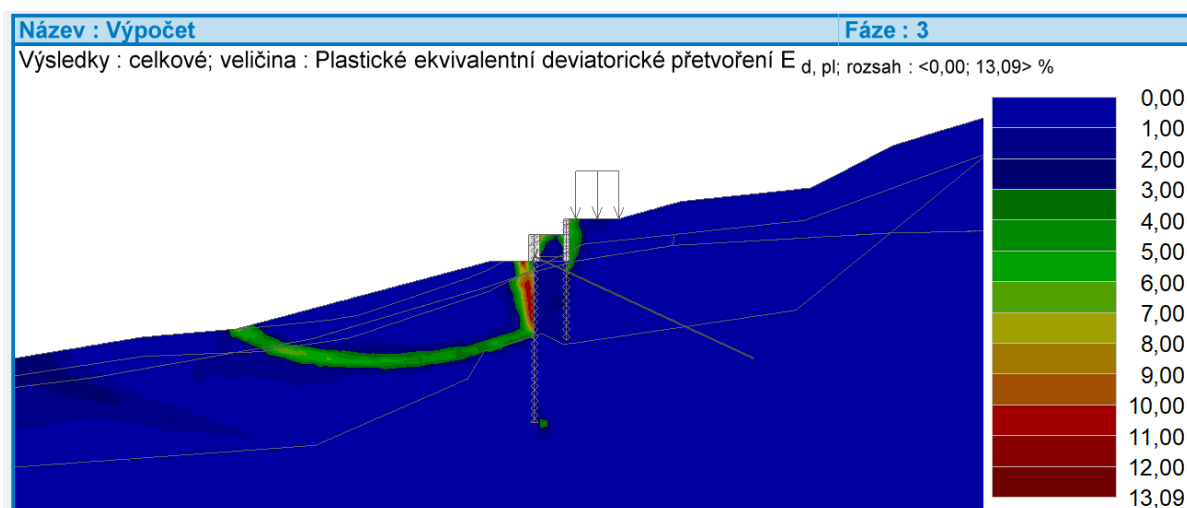
10.5 Napjatostní výpočet pro získání maximálních momentů pilot a mikropilot

Program GEO5 MKP neumožňuje vykreslit veličiny na nosnících ve stabilitních výpočtech, tudíž bylo zapotřebí spočítat tyto veličiny pomocí napjatostních výpočtů.

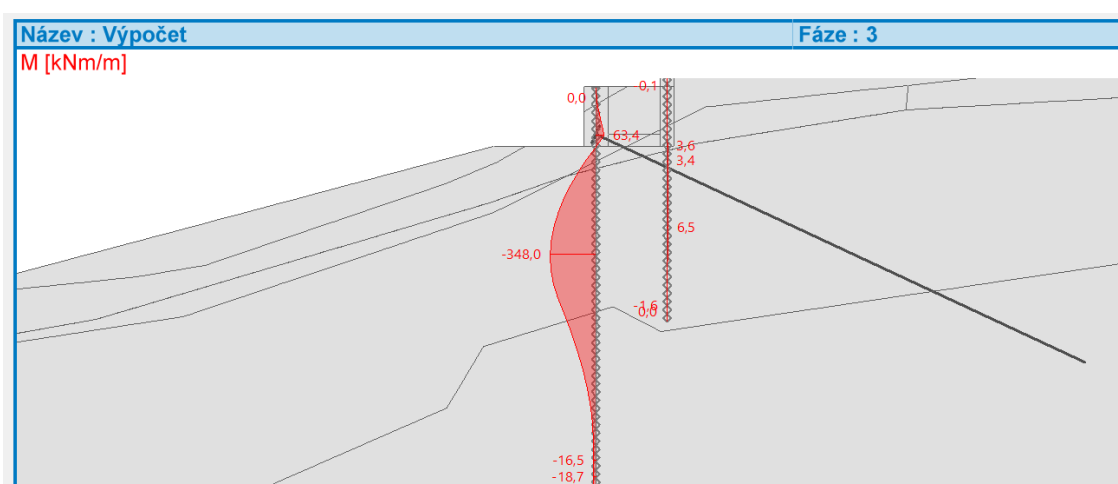
Dle ČSN EN 1997-1 (Eurokód 7) – návrhový přístup 3 byla koheze a tangens vnitřního úhlu tření zemin zadané geofyzikálním a geologickým průzkumem podělena koeficientem 1,25.

Konečná fáze

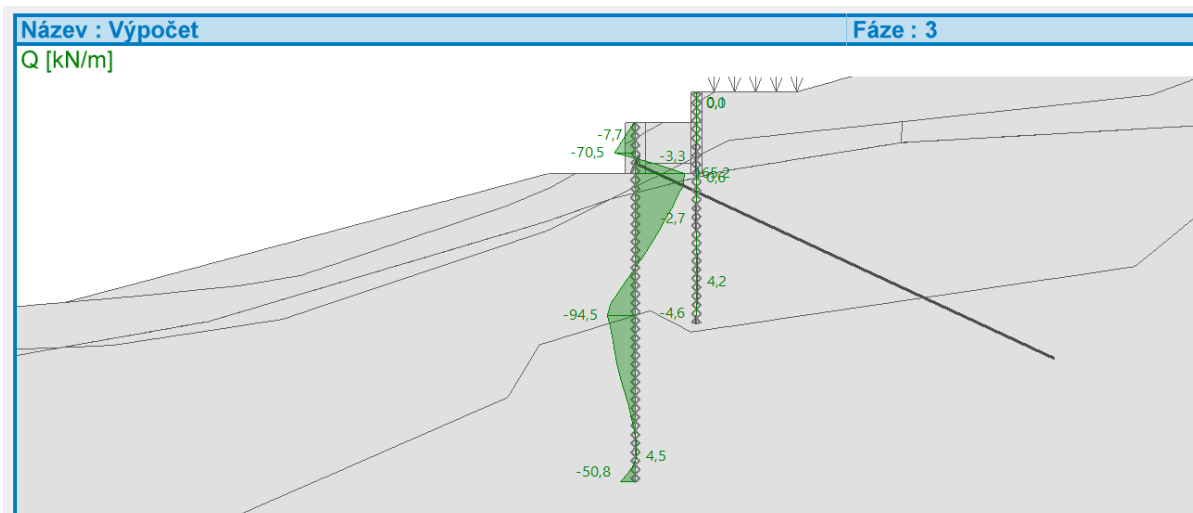
Zde byly namodelovány dva menší odkopy zeminy k dotvoření konečné konstrukce.



Obr. č. 10-85: 3.fáze – plastické ekvivalentní deviatorické přetvoření $E_{d, pl}$



Obr. č. 10-86:3. fáze – momenty M

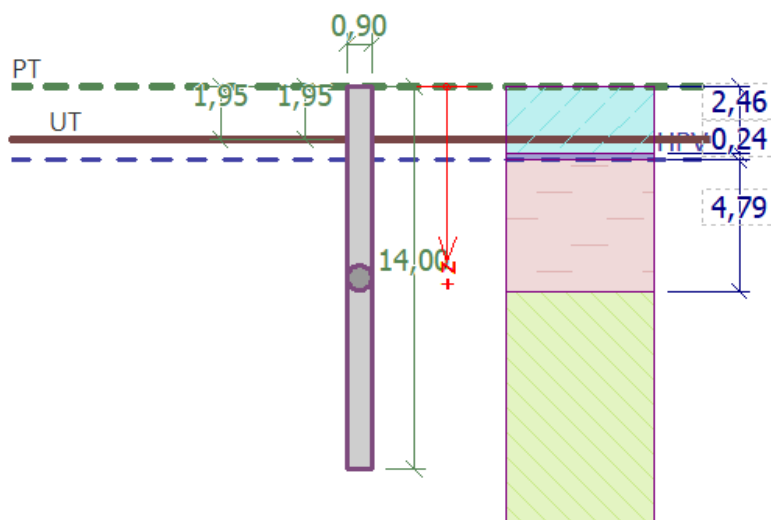


Obr. č. 10-87:3. fáze – posouvající síly Q

10.6 Kontrola možnosti dimenzování hlavních nosných prvků opěrných stěn

10.6.1 Posouzení pilot

Bylo provedeno v programu GEO5 Pilota.



Obr. č. 10-88:Profil

Betonové konstrukce : EN 1992-1-1 (EC2)
 Součinitele EN 1992-1-1 : standardní
 Ocelové konstrukce : EN 1993-1-1 (EC3)
 Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu : $\gamma_{M0} = 1,00$
 Dřevěné konstrukce : EN 1995-1-1 (EC5)
 Dílčí součinitel vlastností dřeva : $\gamma_M = 1,30$
 Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) : $k_{mod} = 0,50$
 Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) : $k_{cr} = 0,67$
 Výpočet pro odvodněné podmínky : ČSN 73 1002
 Zatěžovací křivka : nelineární (Masopust)
 Vodorovná únosnost : pružný poloprostor
 Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
 Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Modul reakce podloží : podle ČSN 73 1004 ▼

Obr. č. 10-89:Nastavení výpočtu

Zeminy byly použity shodné jako v předchozích výpočtech.

Číslo	Zatížení		Název	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	Typ
	nové	změna							
1	Ano		Zatížení č. 1	261,00	0,00	696,00	330,40	0,00	Návrhové


Obr. č. 10-90:Zatížení

— Základní rozměry

Průřez piloty : kruhová ▼

Průměr piloty : d = 0,90 [m]

Délka piloty : l = 14,00 [m]



Materiál piloty : beton ▼

— Technologie

Typ technologie : Vrtané piloty ▼

— Umístění

Vysazení piloty : h = 1,95 [m]

Hloubka upr. terénu : h_z = 1,95 [m]

Obr. č. 10-91:Geometrie

Objemová tíha kce : $\gamma =$ [kN/m³]

— Beton — Výztuž podélná — Výztuž příčná

Beton		Výztuž podélná		Výztuž příčná	
Katalog	Vlastní	Katalog	Vlastní	Katalog	Vlastní
C 25/30 $f_{ck} = 25,00$ MPa $f_{ctm} = 2,60$ MPa $E_{cm} = 31000,00$ MPa $G = 12917,00$ MPa		B500 $f_{yk} = 500,00$ MPa		B500 $f_{yk} = 500,00$ MPa	

Obr. č. 10-92: Materiál

Návrhová situace : ▼

Obr. č. 10-93: Nastavení fáze

Posouzení na tlak a ohyb

Vyztužení - 25 ks profil 30,0 mm; krytí 100,0 mm

Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota

Stupeň vyztužení $\rho = 2,778 \% > 0,393 \% = \rho_{min}$

Zatížení : $N_{Ed} = -261,00$ kN (tlak) ; $M_{Ed} = 696,00$ kNm

Únosnost : $N_{Rd} = -800,32$ kN; $M_{Rd} = 2134,17$ kNm

Navržená výztuž piloty **VYHOVUJE**

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - 2 ks profil 12,0 mm; vzdálenost 150,0 mm

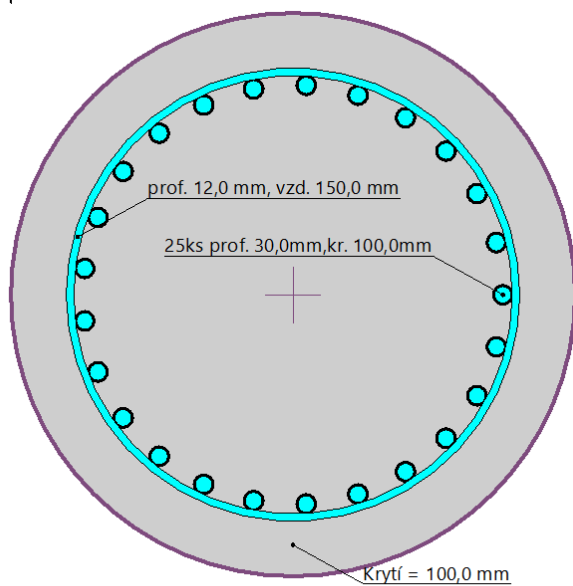
$A_{sw} = 1508,0$ mm²

Posouvající síla na mezi únosnosti: $V_{Rd} = 1062,13$ kN $> 330,40$ kN = V_{Ed}

Průřez **VYHOVUJE**.

pouze konstrukční smyková výztuž

Obr. č. 10-94: Posouzení



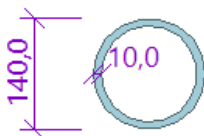
Obr. č. 10-94:Schéma vyztužení

10.6.2 Posouzení mikropilot

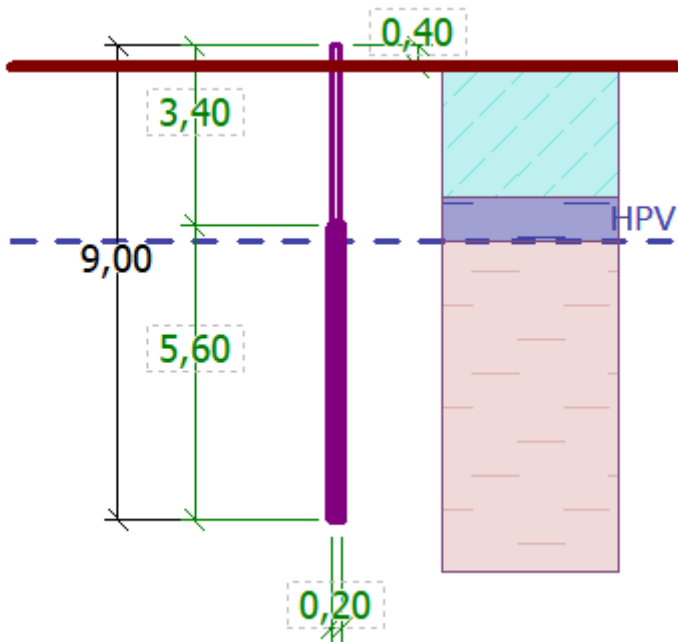
Bylo provedeno v programu GEO5 Mikropilota.

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	standardní
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	$\gamma_{M0} = 1,00$
Výpočet únosnosti dříku :	geometrická (Eulerova) metoda
Výpočet únosnosti kořene :	metoda Lizziho
Metodika posouzení :	mezní stavy

Obr. č. 10-95:Nastavení výpočtu



Obr. č. 10-96:Profil mikropiloty



Obr. č. 10-97: Profil

Geometrie	
Volná délka mikropiloty :	$l = 3,40$ [m]
Délka kořene :	$l_r = 5,60$ [m]
Průměr kořene :	$d_r = 0,20$ [m]
Sklon mikropiloty :	$\alpha = 0,00$ [°]
Vysazení :	$l_a = 0,40$ [m]

Obr. č. 10-98: Geometrie

Beton		Konstrukční ocel	
Katalog	Vlastní	Katalog	Vlastní
C 20/25 $f_{ck} = 20,00$ MPa $E_{cm} = 30000,00$ MPa		EN 10210-1 : S 235 $f_y = 235,00$ MPa $E = 210000,00$ MPa	

Obr. č. 10-99: Materiál

Zeminy byly použity shodné jako v předchozích výpočtech.

Číslo	Zatížení		Název	N [kN]	M [kNm]
	nové	změna			
1	Ano		Zatížení č. 1	17,70	-6,50

Obr. č. 10-100:Zatížení

Návrhová situace : ▼

Obr. č. 10-101:Nastavení fáze

Posouzení vnitřní stability průřezu: geometrická (Eulerova) metoda

Výpočet vzpěrné délky průřezu - uložení (kloub-kloub).

Modul reakce podloží $E_p = 10,00 \text{ MN/m}^3$

Spočtený počet půlvln $n = 1,78$

Vzpěrná délka $l_{cr} = 2,43 \text{ m}$

Kritická normálová síla $N_{crd} = 3548,54 \text{ kN}$

Maximální normálová síla $N_{max} = 17,70 \text{ kN}$

Vnitřní stabilita průřezu mikropiloty VYHOVUJE

Posouzení únosnosti spřaženého průřezu:

Plocha ideálního průřezu $A_i = 5,70E+03 \text{ mm}^2$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu $J_i = 1,01E+07 \text{ mm}^4$

Štíhlost prutu $\lambda = 57,698$

Součinitel vzpěrnosti $\kappa = 0,908$

Úroveň neutrálné osy $= 1,3 \text{ mm}$

Napětí v oceli $= 35,80 \text{ MPa}$

Výpočtová pevnost oceli $= 156,67 \text{ MPa}$

Spřažený průřez mikropiloty VYHOVUJE

Obr. č. 10-102:Posouzení

10.7 Závěr matematického modelování

Smyková plocha byla výpočtem zobrazena ve stejné oblasti, jako je znázorněna v řezu geofyzikálního průzkumu, což verifikovalo matematický model. Matematický model ukázal, že svah byl blízko kolapsu.

Hladina podzemní vody v modelu byla umístěna tak, aby simulovala zavodnění během dešťů a byla ověřena při modelování kolapsu matematickým modelem. Při simulaci výstavby byla hladina vody ponechána v této vyšší úrovni. Při výstavbě opěrných stěn je třeba přerušit výkopové práce při velkých deštích. Při běžné nižší úrovni hladiny vody v sesuvu bude stupeň bezpečnosti konstrukcí a výkopů dosahovat ještě vyšších hodnot.

Vrchní betonová stříkaná zeď s „KARI“ síťovou výztuží a mikropilotová (ocelové trubky) stěna byla instalována z důvodu vytvoření trhlin ve vozovce (aby nedošlo k pohybu vozovky), neporušení inženýrských sítí a na zajištění odkopu pro vytvoření pracovní plošiny na velkopřifilovou vrtací soupravu, což bylo v matematickém modelu potvrzeno.

Trvale kotvená železobetonová pilotová stěna je hlavní stabilizační prvek sesuvu ve svahu. Spodní železobetonová monolitická opěrná zeď nad pilotami byla navrhnutá (spolu s dvoumetrovým přísypem propustné zeminy) pro podepření horní opěrné zdi ze stříkaného betonu, která je založena pouze na mikropilotách. Stupeň stability byl zvýšen z 1,03 na 1,52, což převyšuje požadovaný stupeň stability 1,5 (pro zářez u jemnozrnné zeminy a její vrcholové smykové parametry – efektivní) dle normy ČSN 73 6133. Pro posouzení vnitřních sil mikropilot a pilot byla použita v separátním výpočtu i česká technická norma ČSN EN 1997-1 73 1000

Ohybový moment pilot a mikropilot nepřekročil mezní ohybový moment, tudíž nedojde k popraskání pilot a mikropilot.

10.8 Doporučení pro výstavbu

Pokud nastanou dlouhodobé deště, musí se stavební práce přerušit – jedná se o sesuv svahu, a ne o běžnou stavbu.

Po celou dobu výstavby je nutné počítat s umístěním inženýrských sítí.

Přísyp propustné zeminy mezi opěrnými stěnami do výšky průchodu kotvy železobetonovou převázkou by měl být zhutněn před provedením zakotvení. Důvod je ten, aby budoucí trvalé kotvy měly krytí zeminou před hutněním dalších vrstev. Hutnění by mělo být provedeno, aby nedošlo k sedání při hutnění dalších vrstev a k poškození kotev.

U pilotové stěny se doporučuje ji v rámci nutných technologických přestávek co nejdříve zakotvit, aby se zvýšila stabilita svahu.

Železobetonová vrchní a spodní zeď by měla mít funkční vodorovnou drenáž (PVC trubka procházející zdí): Za rubem této stěny se umístí drenážní trubka DN80, která bude obalena geotextilií s odtoky skrze stěnu, které budou provedeny PVC trubkami DN50 a 2 m. Hlava vrchní monolitické stěny se v případě dlouhotrvajících dešťů musí překrýt fólií (voda nesmí zatékat za rub doposud nevytvořené konstrukce) s jejím uložením pod terén ve vrchní části.

V sesuvném území byla jedna z podmínek budovaných konstrukcí, aby se neprovádělo odtěžování příliš velkého množství zeminy oproti původnímu stavu. Takto navržený způsob stabilizace sesuvu tomuto požadavku vyhovuje.

Je třeba uskutečnit alespoň dva horizontální odvodňovací vystrojené vrty vedoucí z jílovce (flyše), které budou situované z levé i pravé strany vinného sklepa ve svahu pod RD č. 166.

Nepříznivý chemismus vody vůči konstrukcím se nedá vyloučit, proto doporučujeme odebrat vzorky vody. Musí být provedena katodová ochrana ocelových trubkových mikropilot a kotev.

Vodovodní a kanalizační řady je třeba pravidelně kontrolovat, aby nevznikaly jejich poruchy, které by způsobily zamokření území

11. ZÁVĚR DIPLOMOVÉ PRÁCE

Pro návrh stabilizace sesuvu se ukázala jako velká komplikace úzká místní komunikace v místě sesuvu, pod kterou byly umístěny inženýrské sítě, které byly v provozu.

Po zvážení mnoha možností způsobů stabilizace byly navrženy dvě opěrné konstrukce: horní monolitická armoovaná stěna ze stříkaného betonu umístěná na

mikropilotách, která je pomocnou konstrukcí pro zajištění místní komunikace a inženýrských sítí pod komunikací a která umožňuje vybudovat spodní pilotovou stěnu

spodní trvale kotvená monolitická železobetonová armoovaná stěna umístěná na

železobetonových pilotách, která je hlavní nosnou konstrukcí pro zajištění sesuvu.

Použití přesnější metody posouzení stability svahu pro návrh stabilizačních opatření svahu pomocí matematického modelování metodou konečných prvků, kde je modelována stabilita zemin plošnými konečnými prvky při použití liniových konečných prvků pro simulování pažicích konstrukcí monolitických konstrukcí, mikropilot, pilot a trvalých kotev se ukázalo jako velmi výhodný postup, pro návrh a optimalizaci dimenzí tak složité podpůrné konstrukce. Výpočet podrobně charakterizoval jednotlivé fáze výstavby.

Vlastní posouzení bylo provedeno tak, že nejdříve byly pomocí zpětné analýzy kalibrovány pevnostní parametry, úroveň hladiny podzemní vody a byla ověřena geologie získaná geofyzikálním řezem pro sesuv v charakteristickém profilu. Po provedené kalibraci byla v matematickém modelu prokázána smyková plocha, která byla blízká smykové ploše posuzovaného sesuvu, při mezních vodních poměrech, které vedly k jeho vytvoření. Po tomto ověření bylo možné přistoupit k návrhu stabilizace svahu, což značně zvyšuje věrohodnost matematického modelu.

V kapitole 9.1 byly dokumentovány dimenze a zatížení stavebních strojů pro vytvoření obou opěrných konstrukcí, v kapitole 9.1 a 10.8 bylo dáno doporučení pro výstavbu a postup prací opěrných konstrukcí a zemních prací.

12. POUŽITÁ LITERATURA

- [1] **doc. Ing. Antonín PASEKA, CSc., inženýrská geologie a geotechnika, zakládání staveb:** Horní Bojanovice. Posudek území náchylného k sesouvání. Brno 2011
- [2] **PROXIMA projekt s.r.o.:** Ing. Martin Špička. Fotodokumentace
- [3] **doc. Ing. Antonín PASEKA, CSc., inženýrská geologie a geotechnika, zakládání staveb:** Horní Bojanovice. Doplněk posudku území náchylného k sesouvání. Brno 2013
- [4] **KOLEJ CONSULT & servis spol.s.r.o., středisko geofyziky 2000:** Ing. Ladislav Minář, CSc. Horní Bojanovice, Geofyzikální průzkum v širším okolí sesuvu
- [5] **PROXIMA projekt s.r.o.:** Ing. Martin Špička. Technická zpráva. Komunikace v obci Horní Bojanovice. Trvalé zajištění zemního tělesa. Stavebně konstrukční část. Brno 2013
- [6] **PROXIMA projekt s.r.o.:** Ing. Martin Špička. Podrobné statické posouzení. Komunikace v obci Horní Bojanovice. Trvalé zajištění zemního tělesa. Stavebně konstrukční část. Brno 2013
- [7] **GEO 5:** Uživatelská příručka, Edice 2019. Fine spol. s r. o. 2018. Inženýrský manuál č. 20
- [8] **Šikovní bagr.** Šikovní bagr [online]. Dostupné z: <http://www.sikovnybagr.cz/>
- [9] **Minova Bohemia s.r.o..** Minova Bohemia s.r.o. [online]. Dostupné z: <https://www.minova.cz>
- [10] **Liebherr.** Liebherr [online]. Dostupné z: <https://www.liebherr.com/>
- [11] **HP 3000 S Obousměrná vibrační deska Scheppach | NAMIR.** NAMIR | Specialista na zahradní techniku, krby, kamna a elektrokola [online]. Copyright Všechna práva vyhrazena NAMIR s.r.o. [cit. 05.01.2020]. Dostupné z: <https://www.namir.cz/hp-3000-s-obousmerna-vibracni-deska-scheppach-18040.html>