



ZPRÁVA č. UK-RSD-16-01-Rev. 1

Posouzení stability svahů širšího okolí dálnice D8 (stavba 0805, staničení km 57,200-57,500)

Název zakázky:	Posouzení stability svahů širšího okolí dálnice D8
Zpracovatel:	Přírodovědecká Fakulta Univerzity Karlovy v Praze Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užité geofyziky Albertov 6, 128 43, Praha 2
Zpracoval:	doc. RNDr. David Mašín, M.Phil., Ph.D.
Zadavatel:	Ředitelství silnic a dálnic ČR Na Pankráci 56 140 00 Praha 4 – Nusle
Číslo objednávky zadavatele:	02PA-000077
Kontaktní osoba zadavatele:	ing. Petr Brenkus
Datum vystavení objednávky:	8. 7. 2016
Datum zpracování:	1. 8. 2016

Obsah

1	Úvod.....	4
2	Podklady a literatura.....	4
3	Popis řešeného problému.....	5
4	Geologie zájmové oblasti a výpočtové parametry jednotlivých vrstev	6
4.1	Kvazihomogenní celek II: deluviální sutě přirozené	6
4.2	Kvazihomogenní celek III: sutě výsypek kamenolomu	7
4.3	Kvazihomogenní celek IV: slínovec zvětralý v reziduálních parametrech, smyková plocha7	
4.4	Kvazihomogenní celek VI: čedič.....	7
4.5	Kvazihomogenní celek VII: slínovec	8
4.6	Kvazihomogenní celek VIII: kontakt sutí s tělesem bazaltu.....	8
4.7	Kvazihomogenní celky IX (materiál tělesa dálničního násypu) až XV (tuf).....	8
5	Použité výpočetní metody a způsob vyhodnocení výsledků	9
5.1	Stabilitní analýzy	9
5.1.1	Postup podle ČSN EN 1997-1	9
5.1.2	Postup podle ČSN 736133	10
5.2	Hydraulické analýzy	10
6	Matematické modely – výpočtový profil 1	11
6.1	Výpočtový profil 1 - úvod	11
6.2	Stanovení hladiny podzemní vody – stacionární model metodou konečných prvků – popis modelu	13
6.3	Stanovení hladiny podzemní vody – stacionární model metodou konečných prvků – výsledky modelu	18
6.4	Stanovení hladiny podzemní vody – nestacionární model metodou konečných prvků	23
6.5	Analýza stability svahu, profil 1 – popis modelů.....	27
6.5.1	Vliv přetížení násypem	29
6.5.2	Vliv průběhu smykové plochy	30
6.5.3	Vliv hladiny podzemní vody a šterkových stěn	32
6.6	Analýza stability svahu pro profil 1 – výsledky	35
6.6.1	Vliv průběhu smykové plochy pro různá přetížení násypem	35
	Vzhledem k tomu, že základní smyková plocha vykazuje výrazně nižší stupně stability než ostatní smykové plochy, byl vliv hladiny podzemní vody analyzován pouze pro tuto smykovou plochu.	35
6.6.2	Vliv hladiny podzemní vody pro různá přetížení násypem	36
6.7	Analýza stability svahu pro profil 1 – diskuse a doporučení	36
7	Matematické modely – výpočtový profil 2	37
7.1	Výpočtový profil 2 - úvod	37
7.2	Stanovení hladiny podzemní vody – stacionární model metodou konečných prvků – popis modelu	39

7.3	Stanovení hladiny podzemní vody – stacionární model metodou konečných prvků – výsledky modelu	43
7.4	Analýza stability svahu, profil 2 – popis modelů.....	48
7.4.1	Vliv průběhu smykové plochy	50
7.4.2	Vliv rozsahu výsypky kamenolomu	52
7.4.3	Vliv přetížení od výsypky kamenolomu	53
7.4.4	Vliv průběhu hladiny podzemní vody a štěrkových drenážních stěn	53
7.4.5	Vliv lehčeného násypu	56
7.5	Analýza stability svahu pro profil 2 – výsledky	56
7.5.1	Vliv průběhu smykové plochy pro různá přetížení násypem	56
	Vzhledem k tomu, že základní smyková plocha vykazuje výrazně nižší stupně stability než ostatní smykové plochy, byly ostatní vlivy analyzovány pouze pro tuto smykovou plochu.	57
7.5.2	Vliv hladiny podzemní vody pro různá přetížení násypem	57
7.6	Analýza stability svahu pro profil 2 – diskuse a doporučení	57
8	Varovné stavy	58
9	Závěry	60

1 Úvod

Tato zpráva shrnuje výsledky analýz provedených na základě objednávky Ředitelství silnic a dálnic ČR číslo 02PA-000077 vystavené dne 8. 7. 2016. Účelem analýz bylo posouzení stability širšího okolí dálnice D8, stavby 0805, ve staničení 57,200 - 57,500. Stabilita byla posouzena v souladu s objednávkou s využitím 2D numerických modelů založených na metodě mezní rovnováhy Morgenstern-Price v software SVSlope Professional firmy Soil Vision, Inc. Posouzení se zejména soustředilo na ovlivnění stability projektovanými drenážními podzemními stěnami a sutěmi (přírozenými i antropogenními), které jsou přítomny na svahu pod kamenolomem Dobkovičky. Studován byl též vliv výšky hladiny podzemní vody a byl vytvořen rámec pro stanovení varovných stavů odpovídajících změně této výšky při mimořádné srážkové události.

2 Podklady a literatura

Následující body shrnují podklady, které byly přímo využity k sestavení této zprávy a jsou citovány v textu. Nepřímo se v přípravě promítly i další podklady, které utvářely povědomí zpracovatele o posuzované oblasti a historii geologických průzkumů. Tyto podklady jsou shrnuty například v referenci [5].

- [1] Arcadis (červen 2016), předběžné výsledky doplňujícího geotechnického průzkumu, sestavení geologických řezů (osobní komunikace).
- [2] Arcadis (květen 2016) „ZPRÁVA D8-0805 Lovosice-Řehlovice Okolí mostu SO 210 a násypu před pražskou opěrou“. Zpracovali: Plšková, Záruba, Starý, Suchý.
- [3] Arcadis a AZ Consult, s.r.o., „Předběžná zpráva D8-0805 Lovosice – Řehlovice, odstranění sesuvu v km 56,300-56,500 + stabilizace oblasti kolem stavby D8 0805 – doplňující inženýrskogeologický průzkum v km 55,500-58,280“
- [4] AZ Consult (2014): D8 – odstranění sesuvu v km 56,300 – 56,500 + stabilizace oblasti kolem stavby D8 0805, Podrobný GTP/IGP - závěrečná zpráva.
- [5] Ústav struktury a mechaniky hornin AVČR v.v.i (květen 2016). Analýza příčin vzniku sesuvu na dálnici D8 u Dobkoviček.
- [6] Aquatest (2014): Geofyzikální a karotážní měření s vyhodnocením násypu Prackovické estakády SO 2010 v km 57,000-57,800.
- [7] Herle, V. (2014): Zpráva o vypracování havarijního plánu pro sanaci sesuvu. Arcadis CZ a.s.

3 Popis řešeného problému

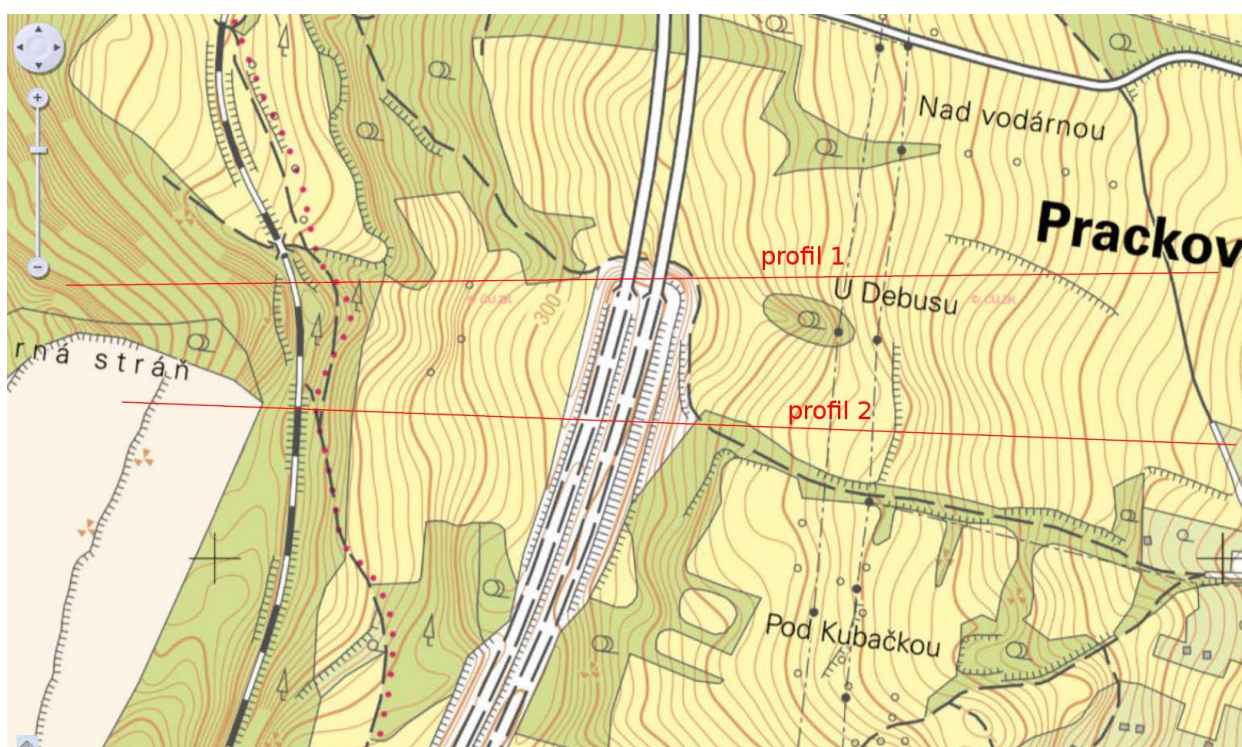
Důvody pro obavy o stabilitě širšího okolí stavby 0805 jsou zejména následující:

- Geologická i morfologická stavba úseku dálnice D8 v kilometrůžce 57,200 - 57,500 je obdobná geologické stavbě této dálnice v kilometrůžce 56,300 – 56,500, kde v roce 2013 došlo ke vzniku sesuvu mimořádných rozměrů.
- Inklinometrická měření (např. [6]) ukazují na soustavný pohyb creepového charakteru na rozhraní dálničního násypu a estakády Prackovice (SO 210). Smyková plocha v inklinometru IN2 má hloubku 12-13 m, velikost posunů je v řádu do 1 cm/rok a jsou úzce korelovány se stavem hladiny podzemní vody v přilehlých vrtech monitorujících piezometrickou úroveň (zejména vrt MPT2).
- Přítomnost štěrkové sutě (přirozené i antropogenní) na svazích kamenolomu Dobkovičky dává důvodnou obavu k tomu, že zhoršuje stabilitní poměry.
- Stabilita širšího okolí stavby 0805 v 57,200 - 57,500 nebyla prozatím posuzována s využitím znalostí získaných při inženýrskogeologickém posouzení vzniku sesuvu Dobkovičky a s využitím dat získaných při doplňujícím geotechnickém průzkumu oblasti.

Vedení výpočtových profilů bylo rozhodnuto na společné schůzce se zpracovateli doplňujícího geotechnického průzkumu (Arcadis CZ a.s.) [1] dne 7. 6. 2016. Řezy byly vedeny tak, aby postihovaly oblast, které byla na základě dosavadních informací z geotechnických průzkumů vytipoována jako stabilně nejproblematictější. Vedení jednotlivých řezů je zobrazeno na obrázku „Obrázek 1“.

Profil 1 je veden na rozhraní dálničního násypu a estakády Prackovice (při pražské opěře). V tomto profilu byly zaznamenány největší pohyby na smykové ploše v hloubce 12-13 m. Profil je veden západním směrem mírně šikmo svahem tak, aby procházel lokálním údolíčkem na sever od hřebínku vrchu Kubačky. V tomto údolíčku může potenciálně docházet ke kumulaci srážkových vod snižujících stabilitu.

Profil 2 protíná dálnici přibližně 130 m jižně od profilu 1 a je veden západním směrem vzhůru svahem tak, aby proťal suť (přirozenou deluviální i antropogenní) pod hranou kamenolomu Dobkovičky. Tento profil je též veden v blízkosti monitorovacího HG-vrtu MPT3, který zastihl artézskou zvědeň, jež má potenciálně negativní vliv na stabilitní poměry násypu.



Obrázek 1: Vedení výpočtových profilů.

4 Geologie zájmové oblasti a výpočtové parametry jednotlivých vrstev

Při stanovování výpočtových parametrů jednotlivých kvazihomogenních celků se s výhodou využilo faktu, že se základní geotechnické typy vyskytují jak v nově studované oblasti o staničení 57,200 - 57,500, tak v oblasti postižené sesuvem Dobkovičky. Oblast postižená sesuvem Dobkovičky byla podrobena důkladnému průzkumu, na rozdíl od toho z oblasti studované v této zprávě existuje jen omezené množství laboratorně zjištěných výpočtových parametrů. V dalším textu jsou popsány jednotlivé geotechnické typy a parametry použité ve výpočtech. Výsledný souhrn parametrů pak je v tabulce „Tabulka 1“.

4.1 Kvazihomogenní celek II: deluviální sutě přirozené

Tento kvazihomogenní celek je charakterizován kritickými pevnostními parametry. Laboratorní zkoušky na tomto materiálu jsou problematické z důvodu velikosti kamenů hrubozrnné frakce. Podrobný geotechnický průzkum v oblasti sesuvu Dobkovičky [4] udává hodnoty úhlu vnitřního tření v kritickém stavu v rozmezí 24° a 32°, v analýzách se použila průměrná hodnota 28°. Soudržnost byla uvažována nulová konzistentně s faktem, že se jedná o kritickou smykovou pevnost (resp. byla uvažována zanedbatelná hodnota 1 kPa z numerických důvodů). Totální tíha zeminy nad a pod hladinou podzemní vody byla převzata z podrobného geotechnického průzkumu [4] jako $\gamma_{\text{unsat}}=19 \text{ kN/m}^3$ a $\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$. Parametry jsou v souladu s parametry využitými při analýze

sesuvu Dobkovičky [5]. Propustnost byla stanovena na základě hydrodynamických zkoušek v [3] jako $k=6 \cdot 10^{-7}$ m/s.

4.2 Kvazihomogenní celek III: sutě výsypek kamenolomu

Tento kvazihomogenní celek je charakterizován kritickými pevnostními parametry. Úhel vnitřního tření v kritickém stavu byl stanoven v [5] měřením úhlu přirozené sklonitosti výsypek kamenolomu pomocí pozemní fotogrammetrie jako 34° . Soudržnost byla uvažována nulová konzistentně s faktem, že se jedná o kritickou smykovou pevnost (resp. byla uvažována zanedbatelná hodnota 1 kPa z numerických důvodů). Totální tíha zeminy nad a pod hladinou podzemní vody byla převzata z podrobného geotechnického průzkumu [4] jako $\gamma_{\text{unsat}}=19 \text{ kN/m}^3$ a $\gamma_{\text{sat}}=20 \text{ kN/m}^3$. Parametry jsou v souladu s parametry využitými při analýze sesuvu Dobkovičky [5]. Zkoušky propustnosti na tomto materiálu nejsou k dispozici, ale pro analýzu nejsou relevantní, neboť se tento typ materiálu vždy vyskytuje nad hladinou podzemní vody (pro úplnost vstupu do software se stanovila hodnota $k=1 \cdot 10^{-5}$ m/s kvalifikovaným odhadem).

4.3 Kvazihomogenní celek IV: slínovec zvětralý v reziduálních parametrech, smyková plocha

Tento kvazihomogenní celek je charakterizován reziduálními pevnostními parametry a je zásadní pro posouzení stability širší sesuvné oblasti. Pevnost v reziduálním stavu byla testována v laboratoři Přírodovědecké fakulty UK v rotačním smykovém přístroji typu Bromhead [5] a v laboratoři mechaniky zemin Arcadis CZ, a.s. [7] v krabicovém smykové přístroji s využitím metody několika násobného smyku. Zkoušky v rotačním přístroji ukázaly $\varphi_{\text{res}}=14,2^\circ$, zkoušky ve smykové krabici pro tři různé vzorky ukázaly vcelku variabilní výsledky o hodnotách reziduálního úhlu vnitřního tření $8,5^\circ$, 15° a $12,5^\circ$. Hodnota úhlu vnitřního tření na smykové ploše závisí na velikosti posunu, který nelze metodami geologického mapování ani dalšími metodami s přesností specifikovat. Lze pouze konstatovat, že pevnost bude mít hodnotu v rozmezí kritického a reziduálního úhlu vnitřního tření. Pro analýzy se využila hodnota $\varphi_{\text{res}}=12,3^\circ$. Ta vzešla ze zpětné analýzy sesuvu Dobkovičky v [5] a je také dobrou aproximací střední hodnoty vzešlé z laboratorních zkoušek. Soudržnost byla uvažována nulová konzistentně s faktem, že se jedná o reziduální smykovou pevnost (resp. byla uvažována zanedbatelná hodnota 1 kPa, z numerických důvodů). Totální tíha zeminy nad a pod hladinou podzemní vody byla převzata z podrobného geotechnického průzkumu [4] jako $\gamma_{\text{unsat}}=21 \text{ kN/m}^3$ a $\gamma_{\text{sat}}=21,5 \text{ kN/m}^3$. Propustnost rozloženého slínovce byla stanovena na základě hydrodynamických zkoušek v [3] jako $k=1 \cdot 10^{-7}$ m/s.

4.4 Kvazihomogenní celek VI: čedič

Tento kvazihomogenní celek v modelu představuje skalní podloží. Je charakterizován pevnostními parametry z [4] jako $c=200 \text{ kPa}$ a $\varphi=45^\circ$, skutečná hodnota ovšem není pro analýzy důležitá (materiál má výrazně vyšší pevnost než okolní zeminy a proto nedochází k jeho porušování svaňovými pohyby). Totální tíha horniny nad a pod hladinou podzemní vody byla převzata z podrobného geotechnického průzkumu [4] jako $\gamma_{\text{unsat}}=23 \text{ kN/m}^3$ a $\gamma_{\text{sat}}=23,5 \text{ kN/m}^3$. Propustnost byla stanovena jako $k=1 \cdot 10^{-5}$ m/s kvalifikovaným odhadem, který zohledňuje fakt, že je tento materiál poškození sítí puklin a je proto relativně propustný.

4.5 Kvazihomogenní celek VII: slínovec

Tento kvazihomogenní celek v modelu představuje skalní podloží. Je charakterizován pevnostními parametry z [4] jako $c=50$ kPa a $\varphi=41,5^\circ$, skutečná hodnota ovšem není pro analýzy důležitá (materiál má výrazně vyšší pevnost než okolní zeminy, zejména pak slínovec na smykové ploše o reziduálních parametrech, a nedochází tak k jeho porušování svahovými pohyby). Totální tíha horniny nad a pod hladinou podzemní vody byla převzata z podrobného geotechnického průzkumu [4] jako $\gamma_{\text{unsat}}=19,5$ kN/m³ a $\gamma_{\text{sat}}=20,5$ kN/m³. Propustnost byla stanovena na základě hydrodynamických zkoušek v [3] jako $k=2 \cdot 10^{-7}$ m/s.

4.6 Kvazihomogenní celek VIII: kontakt sutí s tělesem bazaltu

Smykové parametry pro tento celek není možné odhadnout na základě laboratorních zkoušek. Vzhledem k tomu, že se očekává, že je povrch bazaltu pokryt produkty erozních pochodů, které mají charakter zemin, využila se v modelu odhadnutá hodnota úhlu vnitřního tření tohoto celku 24° , která byla podložena zpětnou analýzou sesuvu Dobkovičky z [5]. Hodnoty totální tíhy zeminy nad a pod hladinou podzemní vody byly převzaty z celků II a III, tedy $\gamma_{\text{unsat}}=19$ kN/m³ a $\gamma_{\text{sat}}=20$ kN/m³. Propustnosti tohoto celku má zanedbatelný efekt na analýzu a hodnota $k=6 \cdot 10^{-7}$ m/s se stanovila kvalifikovaným odhadem.

4.7 Kvazihomogenní celky IX (materiál tělesa dálničního násypu) až XV (tuf)

Kvazihomogenní celky IX až XV (viz Tabulka 1) mají pouze zanedbatelný vliv na výsledky stabilitních analýz a hydraulických modelů, a to z následujících důvodů. Těmito celky neprochází smyková plocha (nebo prochází svým pouze zanedbatelně dlouhým úsekem), proto nemají pevnostní parametry těchto celků výrazný vliv na výsledky analýz. Výsledky jsou ovlivňovány tíhou těchto materiálů, která ovšem nevykazuje výraznou fluktuaci. Stejná situace nastává v případě hydraulické vodivosti: propustnost těchto materiálů lze relativně přesně stanovit kvalifikovaným odhadem a přitom vzhledem ke svému rozsahu bude ovlivnění výsledků těmito parametry nevýrazné. Mechanické parametry těchto celků byly převzaty z [4], hydraulické parametry byly stanoveny kvalifikovaným odhadem s výjimkou celku XII, pro nějž jsou k dispozici výsledky na základě hydrodynamických zkoušek [3].

Tabulka 1. Parametry numerických modelů používaných ve výpočtech.

zkratka	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_{unsat} [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]	k [m/s]	Zdroj
II Deluv sute	20	19	1	28	6,00E-07	[5]
III Sute lomove	20	19	1	34	1,00E-05	[4]
IV slinovec resid	21,5	21	1	12,3	1,00E-07	[3]
VI cedíc	23,5	23	200	45	1,00E-05	odhad
VII slinovec	21,5	21	50	41,5	2,00E-07	
VIII kontakt sut bazalt	20	19	1	24	6,00E-07	
IX nasyp	20	19,5	1	28	6,00E-07	
X cedíc blokový rozp	23,5	23	200	45	1,00E-06	
XI tercierní jílovec	21	20,5	10	15	3,00E-08	
XII slinovec premíst	21,5	21	50	41,5	1,00E-07	
XIII splach	20	19	1	26	3,00E-08	
XIV spras	20	19	1	32	3,00E-08	
XV tuf	19	18	8	22	-	

5 Použité výpočetní metody a způsob vyhodnocení výsledků

5.1 Stabilitní analýzy

Posouzení stability bylo provedeno v software SVSlope Professional firmy SoilVision Systems Ltd. Využilo se metody mezní rovnováhy Morgenstern-Price ve 2D. Vzhledem k tomu, že se jedná o predisponovanou smykovou plochu o reziduálních parametrech, využilo se výpočetní metody s předdefinovanou smykovou plochou pomocí lineárních segmentů. V rámci řešení se pak uvažoval vliv průběhu smykové plochy variantně.

Stabilitní výpočty byly posouzeny dvěma způsoby, a to pomocí tzv. třetího návrhového přístupu z „Eurokódu 7“ (ČSN EN 1997-1) a pomocí stanovení stability násypů zemních komunikací podle ČSN 736133. ČSN 736133 není na rozdíl od ČSN EN 1997-1 evropsky platnou normou, ČSN EN 1997-1 ovšem neumožňuje zohlednit fakt, že se pro výpočet používají reziduální (a tedy konzervativní) smykové parametry. Popis těchto dvou postupů je následující:

5.1.1 Postup podle ČSN EN 1997-1

Pro výpočty dle normy ČSN EN 1997-1 „Eurokód 7“: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla“ se využil tzv. třetí návrhový přístup. Ten v první řadě vyžaduje „obezřetný odhad charakteristických hodnot materiálových parametrů“. Tento odhad byl popsán v kapitole 4. Dále se pro analýzu svahu využijí hodnoty koeficientů A (pro zatížení a jeho účinky), M (pro materiálové parametry) a R (pro únosnosti). Pro třetí návrhový přístup a řešení stability svahu jsou hodnoty A a R rovny jedné. Hodnota M závisí na materiálovém parametru, přičemž jsou tangent úhlu vnitřního tření a soudržnost redukovány hodnotou 1,25 a objemová tíha není redukována.

Při analýze je vyžadováno dosažení minimálního stupně stability rovného jedné. Téměř ekvivalentní (s odchylkou maximálně několika prvních procent) je užití přímo charakteristických hodnot parametrů a požadavek stupně stability $FS=1,25$.

5.1.2 Postup podle ČSN 736133

Norma ČSN 736133 „Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací“ vyžaduje výběr charakteristických hodnot materiálových vlastností v souladu s ČSN EN 1997-1. Pro výpočet stability se využijí přímo charakteristické hodnoty, přičemž hodnota požadovaného stupně stability závisí na geotechnické konstrukci, typu materiálu, typu podloží a typu smykových parametrů (vrcholové, kritické nebo reziduální). Pro danou situaci lze uvažovat podloží jako únosné. Materiál je uvažován jako jemnozrnný (smyková plocha probíhá křídovými slínovci). Pro tuto kombinaci vyžaduje norma ČSN 736133 minimální stupeň stability rovný $FS=1,1$.

Pro vyhodnocení výsledků byla zvolena následující barevná škála:

- (1) **Zelená**: $FS > 1,25$. Stupeň stability vyhovuje jak podle ČSN EN 1997-1, tak podle ČSN 736133. Svah je možno považovat za stabilní.
- (2) **Oranžová**: $1,1 < FS < 1,25$. Stupeň stability vyhovuje podle ČSN 736133, ale nevyhovuje podle ČSN EN 1997-1. Svah je podmíněčně stabilní.
- (3) **Červená**: $1,0 < FS < 1,1$. Stupeň stability nevyhovuje podle ČSN 736133 ani podle ČSN EN 1997-1, ale stupeň stability je vyšší než 1. Svah je nestabilní (dle okolností ovšem nemusí dojít ke kolapsu vzhledem k nejistotám v numerickém modelu).
- (4) **Fialová**: $FS < 1,0$. Stupeň stability nevyhovuje podle ČSN 736133 ani podle ČSN EN 1997-1 a stupeň stability je nižší než 1. Svah je vysoce nestabilní (pravděpodobnost kolapsu je vysoká).

5.2 Hydraulické analýzy

Model byl řešen pomocí metody konečných prvků ve 2D v softwarovém systému Plaxis 2D, modul PlaxFlow. Řešilo se:

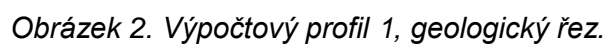
- (1) Stacionární proudění podzemní vody pro dané okrajové podmínky, jimiž byla výška hladiny podzemní vody na okrajích studované oblasti.
- (2) Nestacionární proudění podzemní vody, pomocí něhož byla studována změna průběhu hladiny podzemní vody v čase po aktivaci drenážních stěn.

6 Matematické modely – výpočtový profil 1

6.1 Výpočtový profil 1 - úvod

Výpočtový profil 1 byl veden rozhraním mostu SO 210 a násypu před pražskou opěrou mostu. Jedná se o oblast vytipovanou geologickým průzkumem, která se ukazovala jako potenciálně nejméně stabilní. Řez byl veden výše do potenciálně sesuvného svahu a nad železniční tratí proťal boční hřeben svahu Kubačky přiléhající ke kamenolomu Dobkovičky (viz Obrázek 1). Vzhledem k morfologii terénu je pro daný 2D řez potenciálně sesuvná část od železniční tratě níže.

Geologický řez vedený výpočtovým profilem 1 sestavený v rámci doplňujícího geologického průzkumu firmou Arcadis CZ, a.s. [1] je na obrázku „Obrázek 2“.



12

Z geologického řezu a z provedených inklinometrických měření je zřejmé, že potenciální smyková plocha prochází pod násypem v hloubce přibližně 10-15 m pod terénem, přičemž probíhá pod velkým blokem přemístěného bazaltu nacházejícího se pod násypem. Výše po svahu pak probíhá na rozhraní přemístěných a nepřemístěných (olivově šedých a modrošedých) křídových slínovců: v tomto je profil odlišný od profilu sesuvu Dobkovičky, kde smyková plocha probíhala po bázi deluviálních sedimentů. V analýze se proto uvažovaly dvě varianty: se smykovou plochou procházející na bázi přemístěných slínovců a na bázi deluviálních sedimentů. Výše po svahu je patrný příkrov přemístěného bazaltu, který se v řezu zdá jednolitý, nicméně dle zpracovatelů geologického průzkumu se jedná o izolované bloky, které jsou postiženy historickými svahovými pohyby a pro popis smykové plochy jimi procházející jsou relevantní nižší smykové parametry, než jaké by odpovídaly bazaltu jako takovému.

Z geologického řezu je též zřejmý průběh hladiny podzemní vody. Pro stabilitní výpočty je relevantní hladina ustálená pro zvodeň nacházející se v hloubce smykové zóny. V prostoru násypu se jedná o hladinu v hloubce přibližně 5 m pod povrchem terénu, výše po svahu se hladina dostává do vyšších hloubek okolo 15 m. Podzemní voda je ovšem v profilu přítomna i ve vyšších částech svahu, na rozdíl od profilu 2, kde se ve vyšších částech svahu voda nachází v hloubkách převyšujících 30 m. Je to způsobeno vedením řezů, kdy profil 1 zasahuje do lokálního údolí vedoucí z východních svahů vrchu Kubačka, kdežto profil 2 vede svahem směrem k odvalu kamenolomu, kde je lokální údolí pouze nevýrazné a nedochází tak k výraznější akumulaci podzemní vody.

Hladina podzemní vody byla do modelů zanesena variantně: prvním průběhem byla hladina ve výšce měřené při geologickém průzkumu, druhý průběh byl zjištěn hydraulickým modelováním pomocí metody konečných prvků. Hydraulickým modelováním byl též zjištěn tvar depresních křivek způsobených drenážními podzemními stěnami. Depresní křivky byly studovány pro současnou ustálenou hladinu podzemní vody a pro extrémní hladinu podzemní vody, ke které může dojít v případě dlouhotrvajících srážek.

6.2 Stanovení hladiny podzemní vody – stacionární model metodou konečných prvků – popis modelu

Průběh hladiny podzemní vody byl stanoven dvěma způsoby: odhadem na základě geologického průzkumu a modelování stacionárního proudění podzemní vody pomocí metody konečných prvků. Druhý způsob vedl pro situaci bez podzemních stěn k obdobnému výsledku, jako geologický průzkum, čímž byla do jisté míry potvrzena správnost modelu. Modelování pak bylo zejména důležité pro stanovení průběhu hladiny podzemní vody po vytvoření štěrkových drenážních stěn.

Model byl vytvořen v softwarovém systému Plaxis 2D, modul PlaxFlow. Řešilo se stacionární proudění podzemní vody pro dané okrajové podmínky, jimiž byla výška hladiny podzemní vody

při vertikálních okrajích studované oblasti. Použité parametry pro jednotlivé materiálové celky byly shrnuty v tabulce „Tabulka 1“. Geometrie studované oblasti odpovídala geologickému řezu z obrázku „Obrázek 2“. Profil byl mírně zjednodušen a celky nevelkého rozsahu, které budou mít zanedbatelný vliv na regionální režim podzemní vody, byly z modelu eliminovány. Geometrie pro výpočtový profil 1 je na obrázku „Obrázek 3“, přičemž barevná škála odpovídá barvám použitých v geologickém profilu i v modelech analýzy stability metodou mezní rovnováhy (barevná škála je též udána v legendě). V geometrii je též zřejmá pozice a hloubka podzemních stěn dle projektu (podzemní stěna nad násypem má hloubku 17,8 m, podzemní stěna pod násypem má hloubku 15,8 m). Obrázek 4 ukazuje použitou síť metody konečných prvků, která sestávala z 4508 elementů a 36465 uzlů.

Okrajové podmínky výpočtu, které určují hladinu podzemní vody, byly určeny následujícím způsobem. Hydraulická výška na pravé vertikální hranici oblasti (pod násypem) odpovídala hladině podzemní vody odhadované z geologického průzkumu. Hydraulická výška na levé vertikální hranici (nad násypem) byla optimalizací stanovena tak, aby stacionární hladina podzemní vody pod násypem odpovídala měření z geologického průzkumu (což znamená, že se hladina pohybuje přibližně 5 m pod úrovní násypu). Stejně okrajové podmínky pak byly použity pro modely s aktivovanými podzemními stěnami.

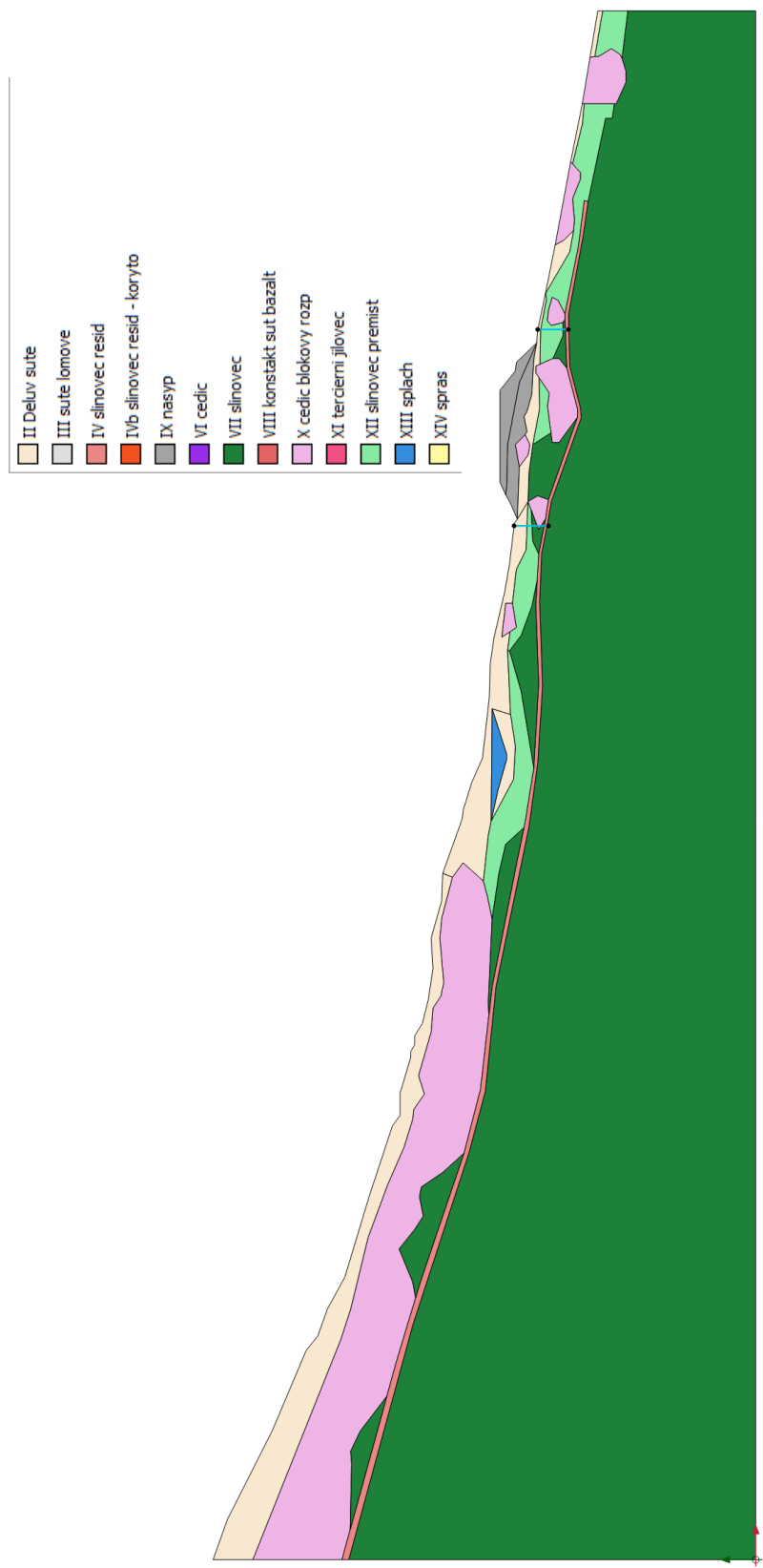
Podzemní stěny byly do modelu včleněny jako jednorozměrné drenážní prvky s předepsanou hydraulickou výškou. Pro dosažení konzervativního řešení byla uvažována výška hladiny podzemní vody 2 m nad dnem drenážní stěny. Je nutno konstatovat, že se ve skutečnosti očekává lepší funkčnost drenážní stěny a tedy nižší úroveň hladiny podzemní vody.

V druhé sadě výpočtů se uvažovalo s příkladem extrémní srážkové události, při které dojde k navýšení hladiny podzemní vody v oblasti pod násypem (v případě bez aktivovaných podzemních stěn) o 2 m. Tato hodnota byla stanovena následujícím způsobem. Osazená čidla pro měření pórových tlaků v oblasti udávají následující rozsahy pórových tlaků, jedná se o hodnoty mezi minimem a maximem (přepočteny na změny výšky hladiny podzemní vody). Data pocházejí z [2]

- MPT2, čidlo 1 – 30 cm
- MPT2, čidlo 2 – 180 cm
- MPT2, čidlo 3 – 70 cm
- MPT1, čidlo 1 – 30 cm
- MPT1, čidlo 2 – 28 cm
- MPT1, čidlo 3 – 102 cm
- MPT3, čidlo 1 – 58 cm
- MPT3, čidlo 2 – 65 cm
- MPT3, čidlo 3 – 43 cm

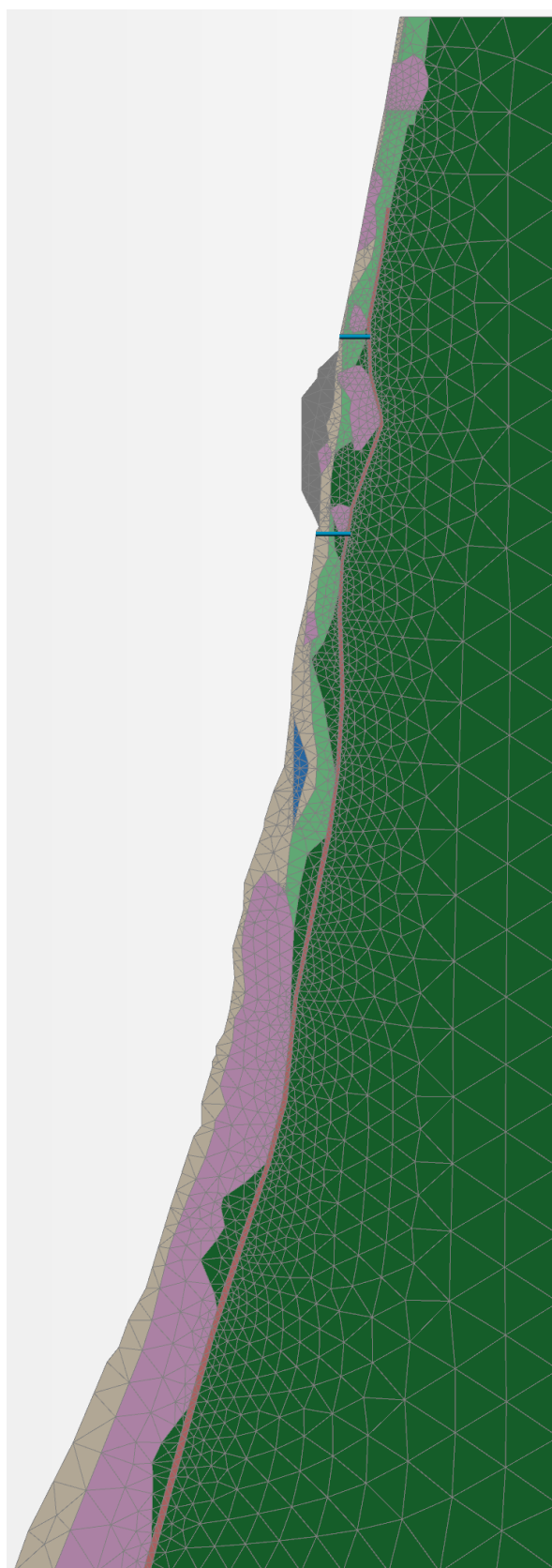
Na základě těchto měření se usuzuje, že zvýšení hladiny podzemní vody o 200 cm nad normál (ne nad minimum) představuje nejvyšší zvýšení hladiny, které je ještě pravděpodobné.

Toto zvýšení hladiny podzemní vody bylo v modelu dosaženo tak, že byla měněna hydraulická výška na levé hraně oblasti tak, aby došlo k zvýšení hladiny podzemní vody o 2 m v prostoru pod násypem. Zvýšení hladiny podzemní vody o 2 m pod násypem znamenalo zvýšení hydraulické výšky při levém okraji oblasti o 3,5 m.



Obrázek 3. Geometrie MKP modelu pro řešení stacionárního proudění podzemní vody, profil 1.

Posouzení stability svahů širšího okolí dálnice D8 (km 57,200-57,500)



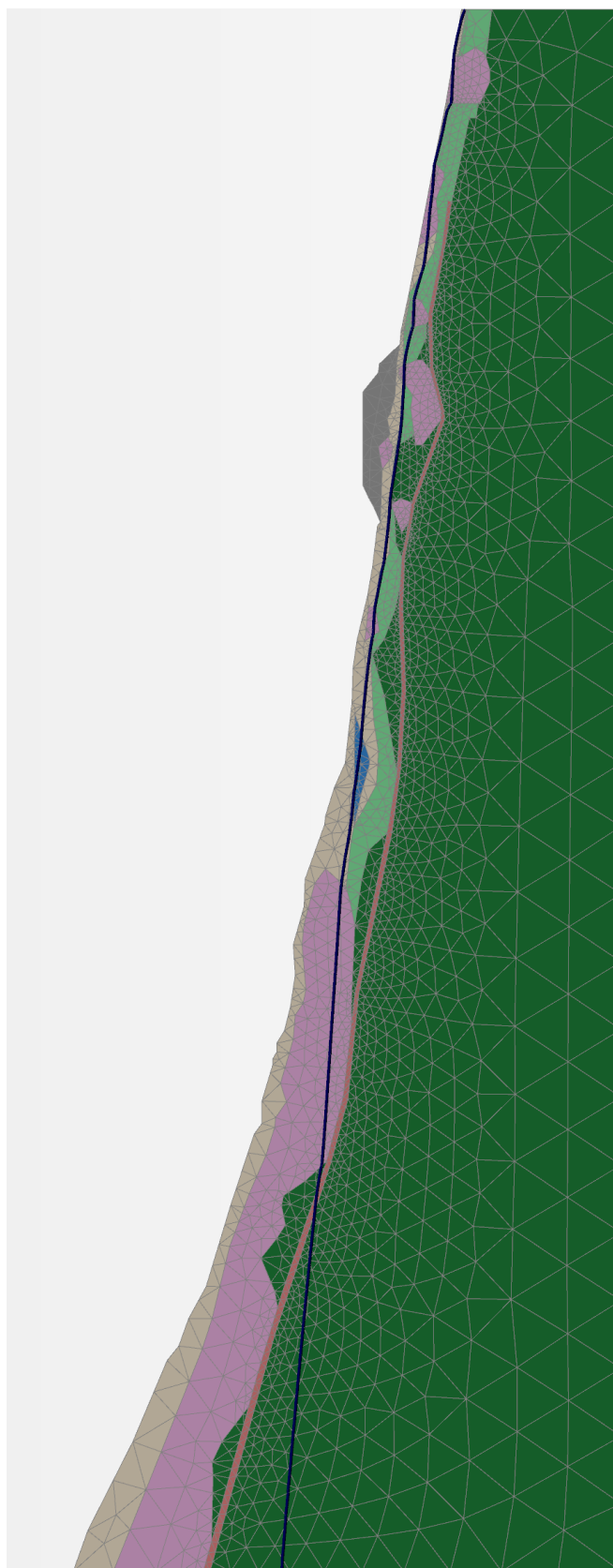
Obrázek 4. Použitá síť metody konečných prvků pro model profilu 1.

6.3 Stanovení hladiny podzemní vody – stacionární model metodou konečných prvků – výsledky modelu

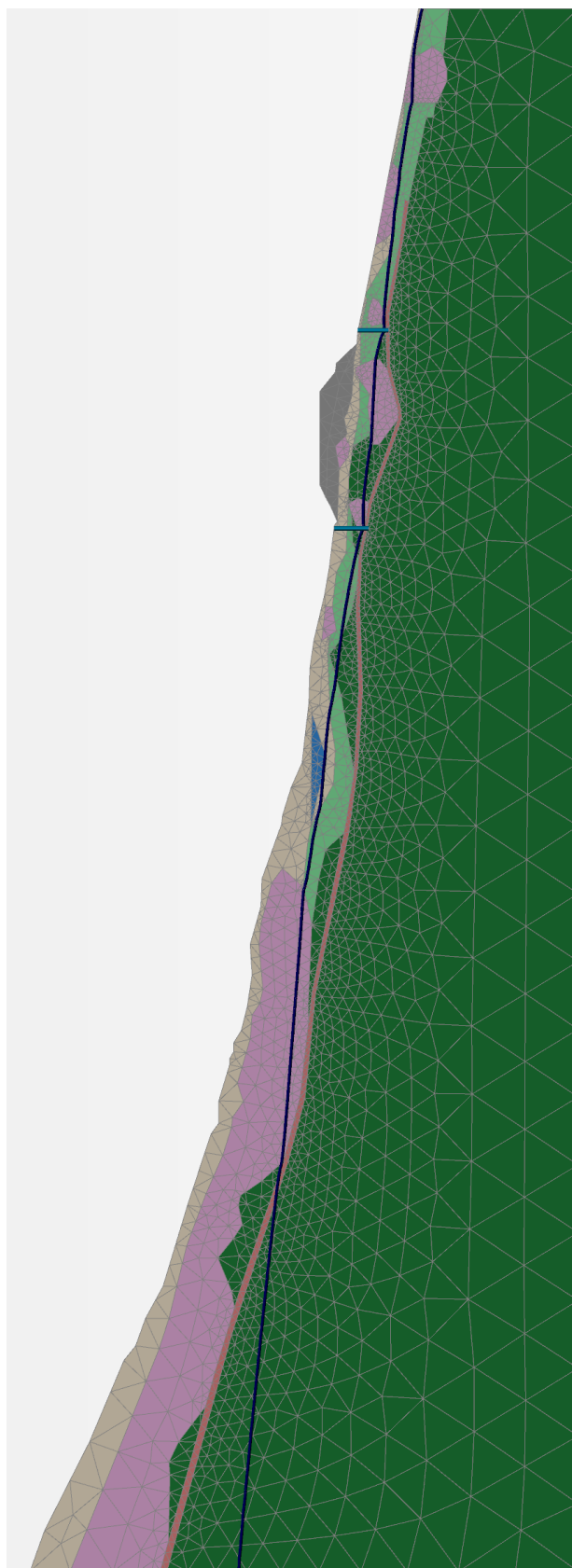
Výsledkem modelů jsou čtyři různé úrovně hladiny podzemní vody. Modely jsou identifikovány následujícími zkratkami:

- „HPV hydraul init.“: Stacionární hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá průměrné roční hladině podzemní vody před instalací podzemních stěn. Výsledky tohoto modelu byly verifikovány porovnáním s hladinou podzemní vody vycházející z geologického průzkumu.
- „HPV stěny init.“: Stacionární hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá průměrné roční hladině podzemní vody po instalaci podzemních stěn. Výtlačná výška ve stěnách byla konzervativně uvažována 2 m nad jejich dnem (počítá se tak s určitým snížením jejich drenážní schopnosti během následujících let a desetiletí).
- „HPV hydraul +2m“: Stacionární hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá maximální hladině podzemní vody při mimořádné srážkové události před instalací podzemních stěn.
- „HPV stěny +2m“: Stacionární hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá maximální hladině podzemní vody při mimořádné srážkové události po instalaci podzemních stěn. Výtlačná výška ve stěnách byla uvažována 2 m nad jejich dnem.

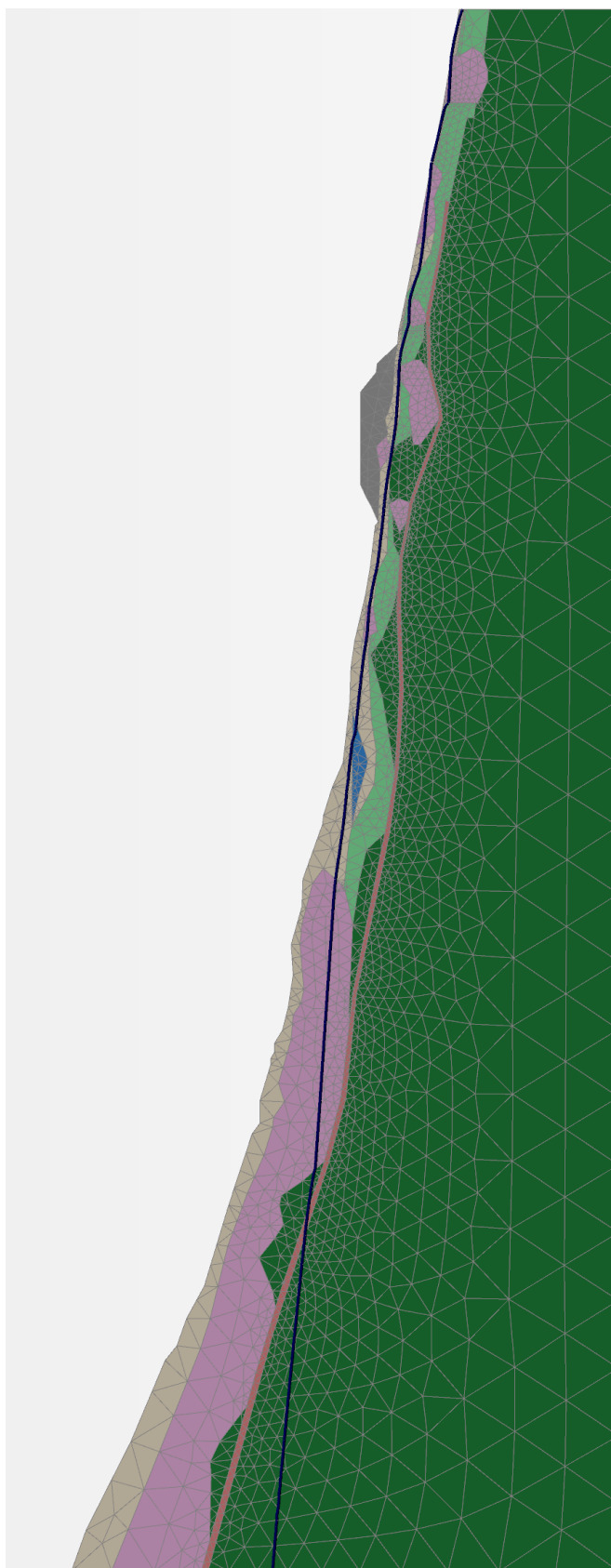
Vypočtené hladiny podzemní vody jsou zobrazeny v obrázcích „Obrázek 5“ až „Obrázek 8“.



Obrázek 5. Hladina podzemní vody pro model "HPV hydraul init."

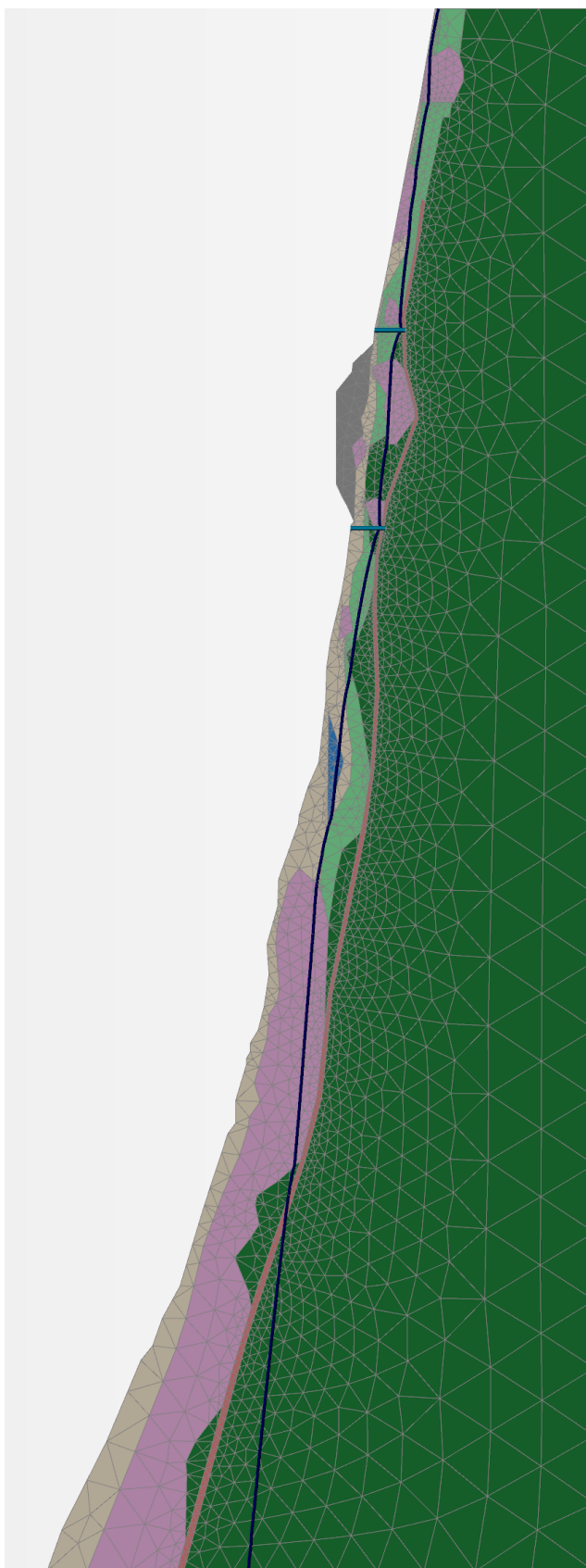


Obrázek 6. Hladina podzemní vody vypočtená modelem "HPV stěny init."



Obrázek 7. Hladina podzemní vody vypočtená modelem "HPV hydraul +2m".

Posouzení stability svahů širšího okolí dálnice D8 (km 57,200-57,500)



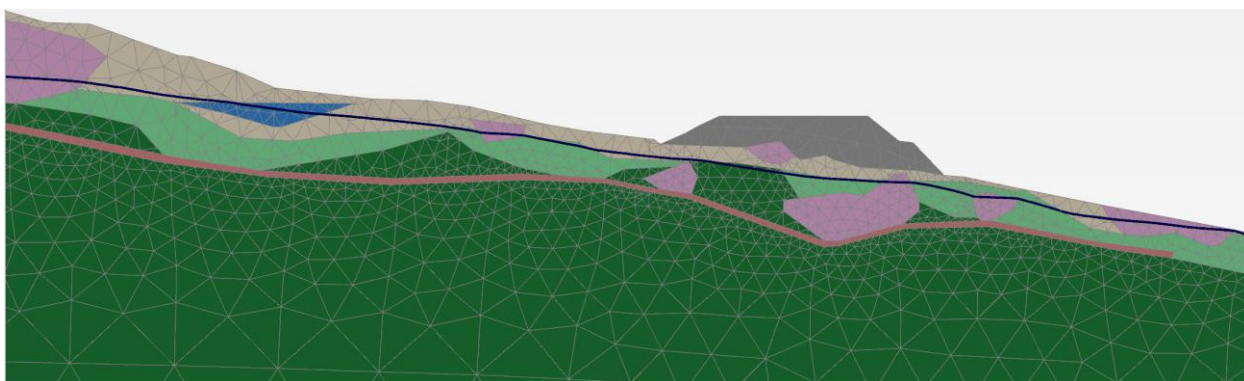
Obrázek 8. Hladina podzemní vody vypočtená modelem "HPV stěny +2m"

Posouzení stability svahů širšího okolí dálnice D8 (km 57,200-57,500)

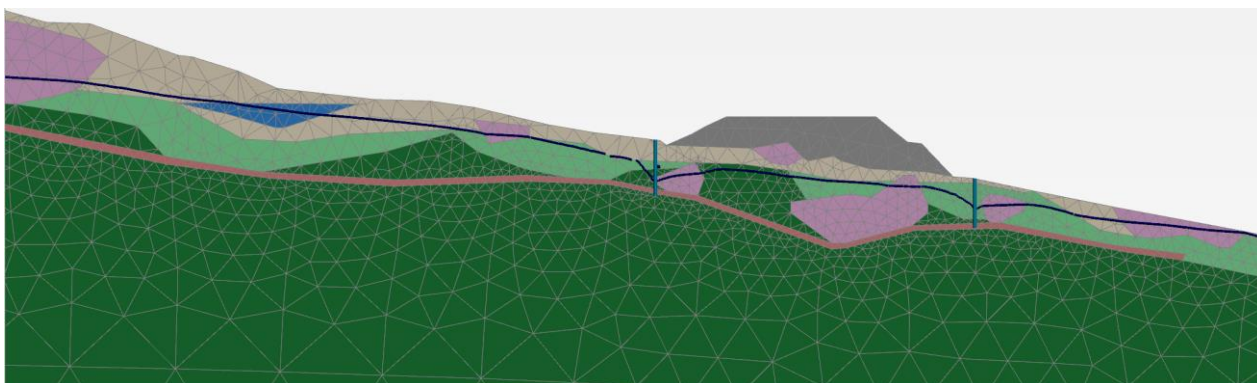
6.4 Stanovení hladiny podzemní vody – nestacionární model metodou konečných prvků

V dalším kroku byl analyzován časový průběh snižování hladiny podzemní po výstavbě šterkových stěn v rámci nestacionárního modelu. Průběh snižování hladiny podzemní vody po aktivaci podzemních stěn pro variantu průměrné roční hladiny podzemní vody je na obrázcích „Obrázek 9“ až „Obrázek 19“.

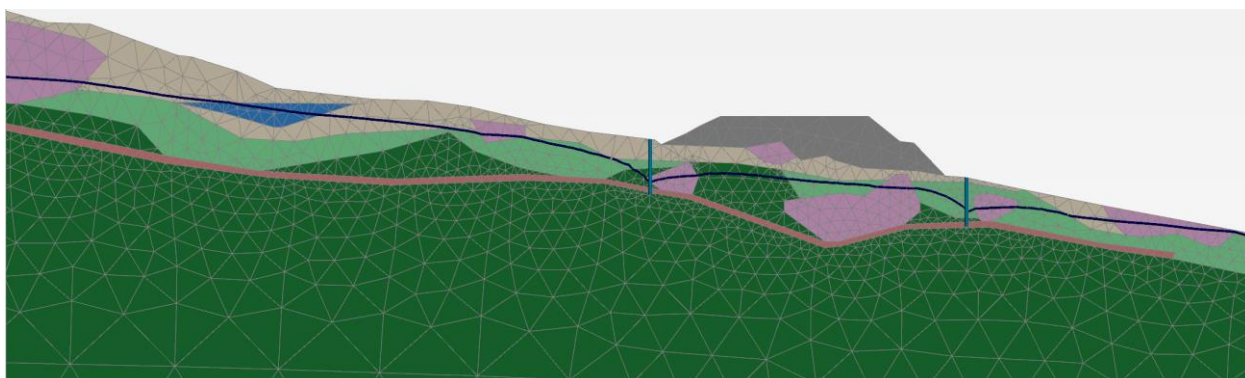
Z výsledků této analýzy je zřejmé, že snižování hladiny podzemní vody bude po aktivaci podzemních stěn velmi pomalé. Její průběh se bude blížit stacionárnímu (dlouhodobému) stavu přibližně po pěti letech. K aktivaci stěn pochopitelně nedojde náhle, nicméně v modelu je aktivace uvažována jako náhlý proces.



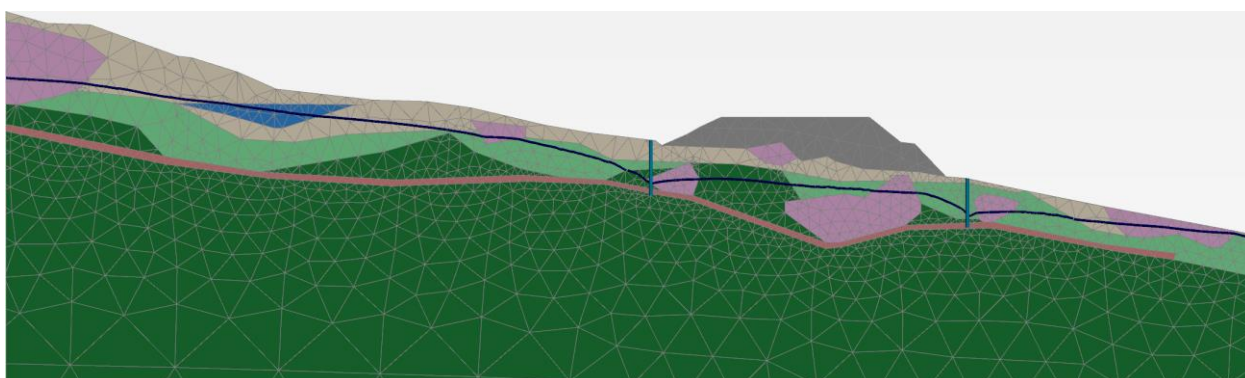
Obrázek 9. Průběh hladiny podzemní vody před vytvořením podzemních stěn



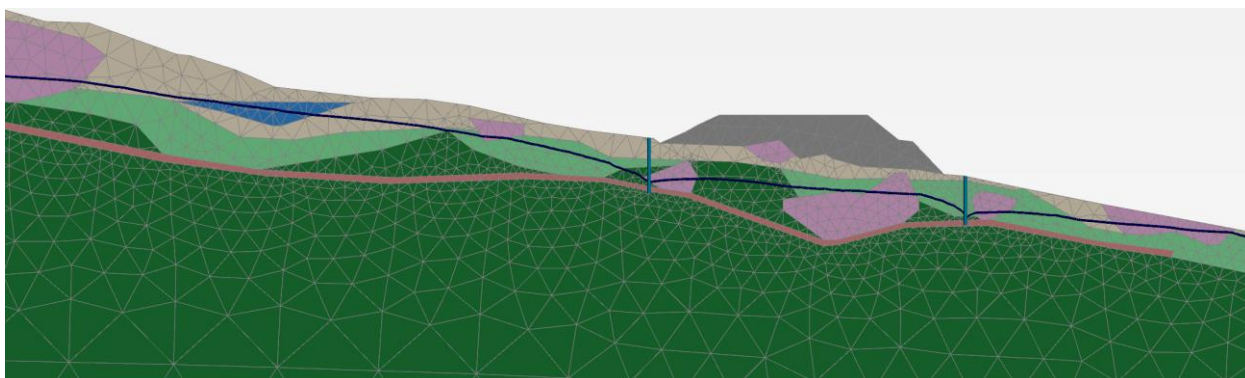
Obrázek 10. Průběh hladiny podzemní vody 10 dnů po aktivaci stěn.



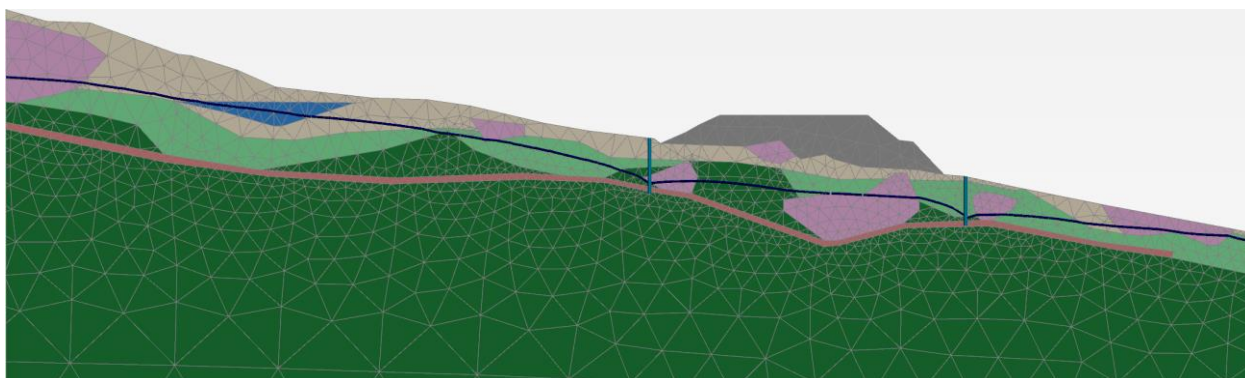
Obrázek 11. Průběh hladiny podzemní vody 30 dnů po aktivaci stěn.



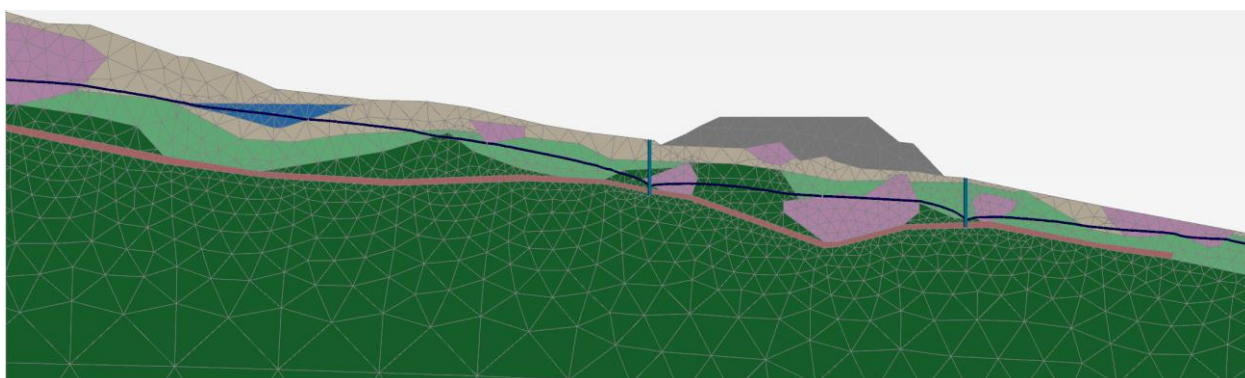
Obrázek 12. Průběh hladiny podzemní vody 80 dnů po aktivaci stěn.



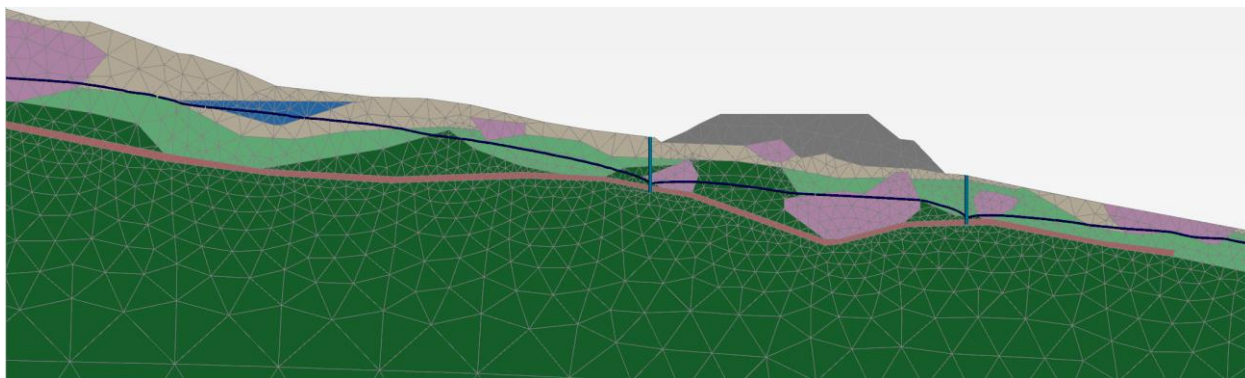
Obrázek 13. Průběh hladiny podzemní vody 180 dnů po aktivaci stěn.



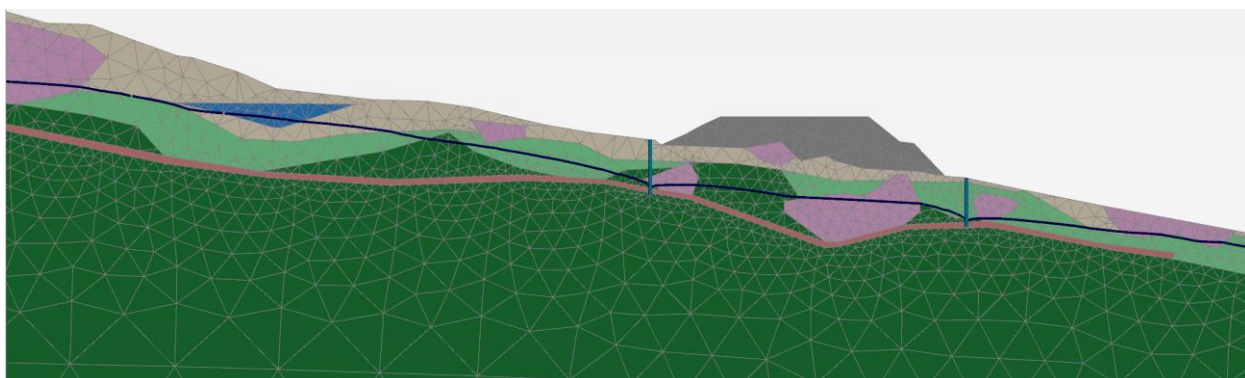
Obrázek 14. Průběh hladiny podzemní vody 380 dnů po aktivaci stěn.



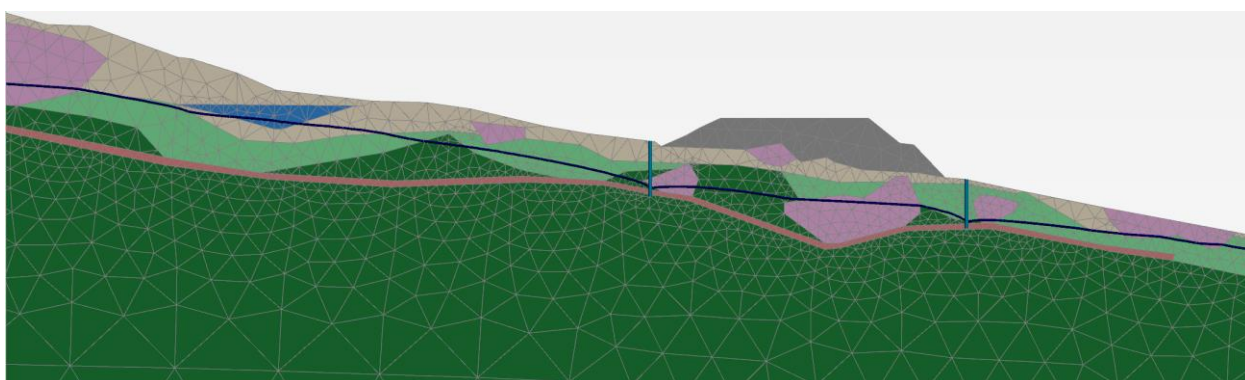
Obrázek 15. Průběh hladiny podzemní vody 580 dnů po aktivaci stěn.



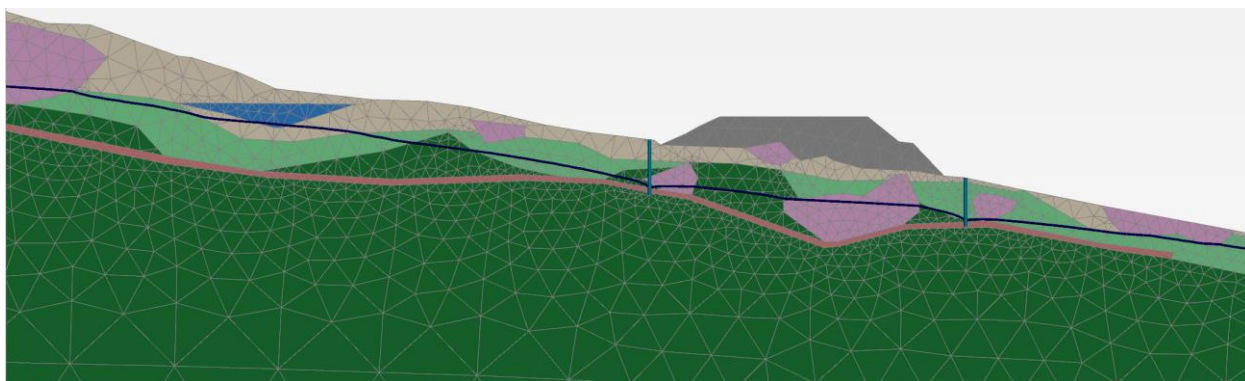
Obrázek 16. Průběh hladiny podzemní vody 980 dnů po aktivaci stěn.



Obrázek 17. Průběh hladiny podzemní vody 1480 dnů po aktivaci stěn.



Obrázek 18. Průběh hladiny podzemní vody 2000 dnů po aktivaci stěn.

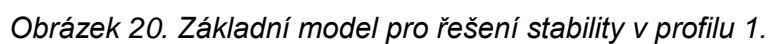


Obrázek 19. Stacionární průběh hladiny podzemní vody.

6.5 Analýza stability svahu, profil 1 – popis modelů

Průběh hladiny byl včleněn do stabilitních výpočtů. Stabilita se počítala ve 2D pomocí software SVSlope Professional firmy SoilVision Systems Ltd. K výpočtu se použila metoda Morgenstern-Price. Vzhledem k tomu, že k ztrátě stability dochází po predisponované smykové ploše, využilo se výpočtové metody s předdefinovanou smykovou plochou pomocí lineárních segmentů (testoval se při tom ovšem i vliv průběhu smykové plochy na vypočtenou stabilitu). Řešení se provedlo variantním způsobem pro evaluaci vlivu nejistot výpočtu.

Základní geometrii pro výpočet ukazuje Obrázek 20. Výpočtová oblast měla šířku 800 m. Geologický řez byl přenesen do modelu se všemi detaily, přičemž je ale nutné podotknout, že vzhledem k použité výpočetní metodě mají oblasti mimo smykovou plochu pouze malý vliv na výsledek.



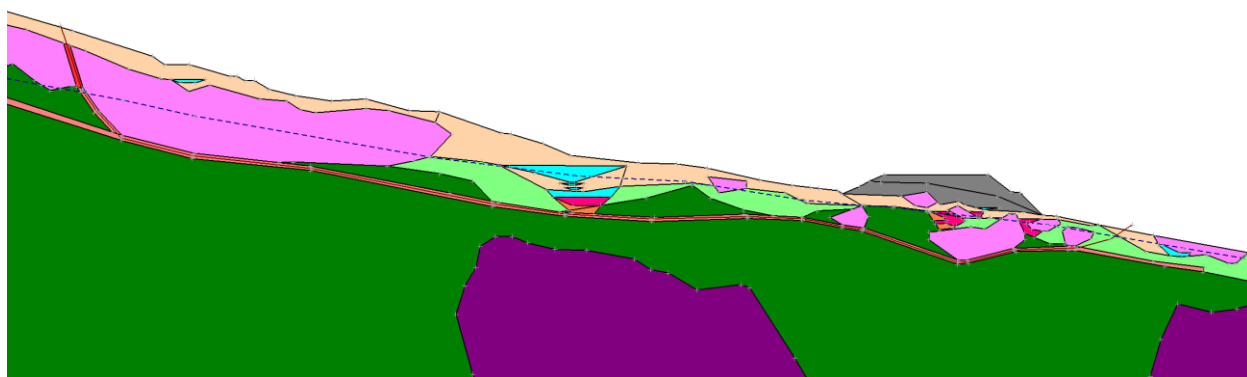
28

V rámci variantního řešení se studovaly následující aspekty, popsané podrobněji dále v textu:

- (a) Vliv přetížení násypu
- (b) Vliv průběhu smykové plochy
- (c) Vliv průběhu hladiny podzemní vody (měřená vs. hydraulický výpočet).
- (d) Vliv drenážních štěrkových stěn.

6.5.1 Vliv přetížení násypem

Výpočtový profil 1 je veden na rozhraní mostu (stavba SO210) a přiléhajícího násypu. Protože byla stabilita analyzována ve 2D, bylo třeba provést variantní řešení vlivu přetížení od násypu/mostu. Zvoleny byly dvě varianty: plné přetížení násypem a nulové přetížení (to odpovídá prostoru mostu mezi mostními pilíři). Přetížení pilíři mostu je nižší než přetížení od násypu ale vyšší než přetížení nulové a je tedy v rámci rozmezí variantního řešení. Detail výpočtové geometrie bez násypu a s násypem je na obrázcích „Obrázek 21“ a „Obrázek 22“.



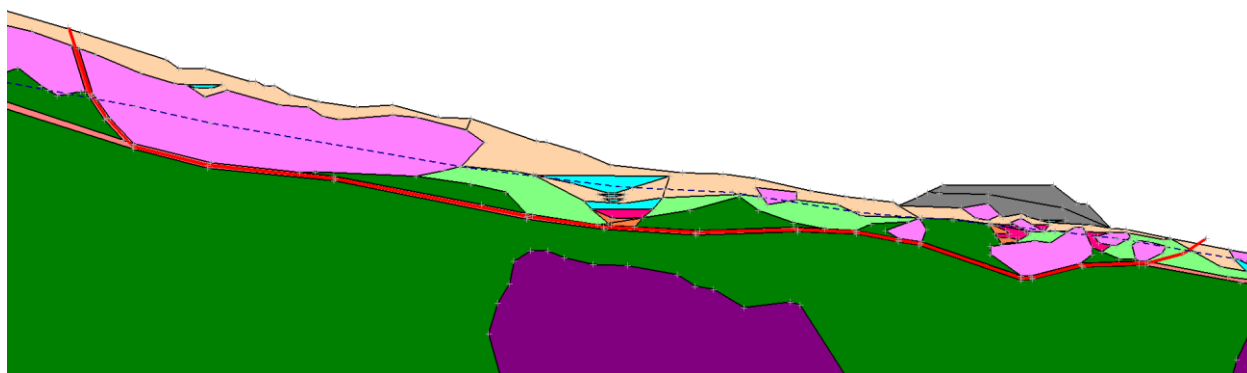
Obrázek 21. Detail výpočtového profilu 1, varianta s násypem.



Obrázek 22. Detail výpočtového profilu 1, varianta bez násypu.

6.5.2 Vliv průběhu smykové plochy

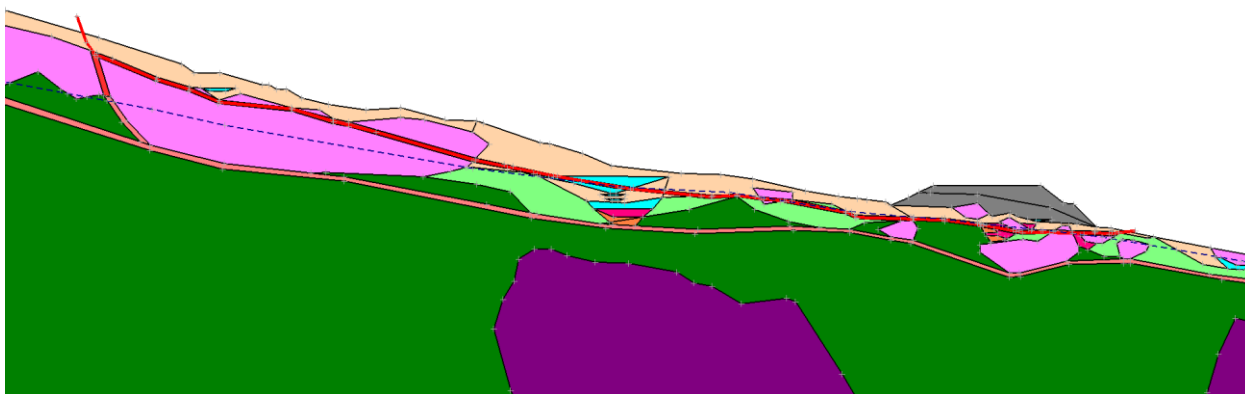
Inklinometrické měření v oblasti násypu, konkrétně inklinometr IN2, vykazuje pohyby v řádu centimetru za rok v hloubce okolo 12 m, což indikuje, že se v této hloubce může nacházet predisponovaná smyková plocha. V rámci geologického průzkumu tato hloubka odpovídá rozhraní mezi křídovým slínovcem modrošedým (v původním uložení) a slínovcem olivově šedým (přemístěným dřívějšími svahovými pohyby). Vzhledem k tomu, že v případě sesuvu Dobkovičky bylo ukázáno, že je takovéto rozhraní kontrolováno reziduální smykovou pevností, je tato hloubka uvažovaná z hlediska stability jako kritická. Výše po svahu je patrný příkrov přemístěného bazaltu, který se v řezu zdá jednolitý, nicméně podle zpracovatelů geologického průzkumu se jedná o izolované bloky, které jsou postiženy historickými svahovými pohyby a pro popis smykové plochy jimi procházející jsou relevantní nižší smykové parametry, než jaké by odpovídaly bazaltu jako takovému. Vzhledem k charakteru morfologie v rámci vedeného řezu není relevantní oblast výše nad železniční tratí. Tato část řezu se nachází na hřebínku na východním svahu Kubačky a má generelní sklon více k severu, než odpovídá linii vedeného řezu. Smyková plocha se tedy uvažuje jako ukončená nad železniční tratí, procházející mezi dvěma bloky bazaltového příkrovu. Tato smyková plocha je demonstrována na obrázku „Obrázek 23“.



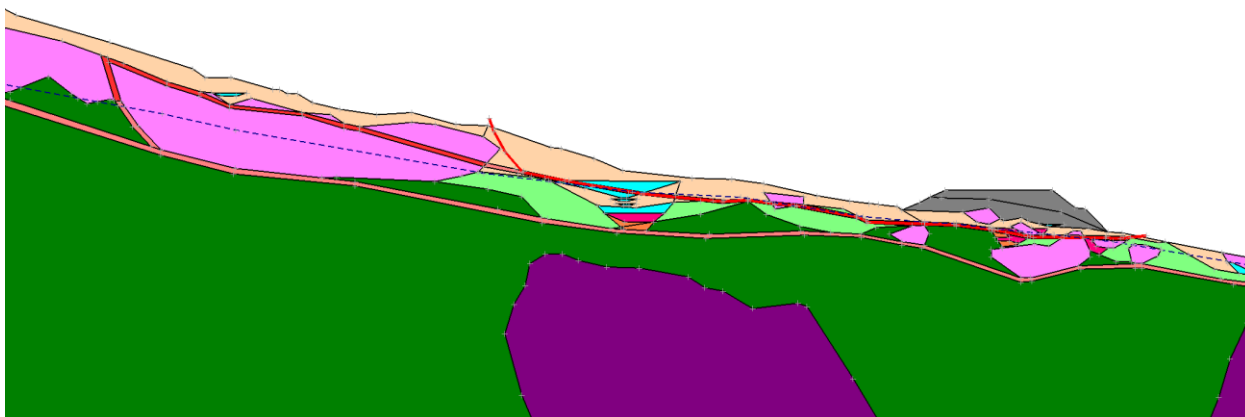
Obrázek 23. Základní smyková plocha uvažovaná ve výpočtu, znázorněná tučnou červenou linií.

Mimo tuto základní smykovou plochu se uvažovaly dvě další varianty.

První varianta se uvažovala ekvivalentní sesuvu Dobkovičky, kdy došlo k pohybu deluviálních hlín a štěrků po křídovém slínovci. V tomto případě bude smyková plocha dosahovat buď pouze k bazaltovému bloku v horní části svahu anebo dojde i k posunu deluvií po bazaltovém bloku (není kontrolováno reziduální smykovou pevností slínovce, ale smykovou pevností kontaktu bazalt vs. deluvia). V analýzách se uvažovaly obě varianty, přičemž došlo k zjednodušení průběhu smykové plochy tak, aby byl její tvar co nejnepříznivější. Obě varianty jsou na obrázcích „Obrázek 24“ a „Obrázek 25“ pro situaci s násypem. Obě varianty se řešily i bez násypu.



Obrázek 24. Smyková plocha v deluviích, dlouhá varianta.



Obrázek 25. Smyková plocha v deluviích, krátká varianta.

Poslední řešenou variantou smykové plochy byla situace, kdy tato prochází na rozhraní přemísťného a nepřemísťného slínovce, ale končí před čedičovým blokem v horní části svahu. Tato plocha je zobrazena na obrázku „Obrázek 26“.

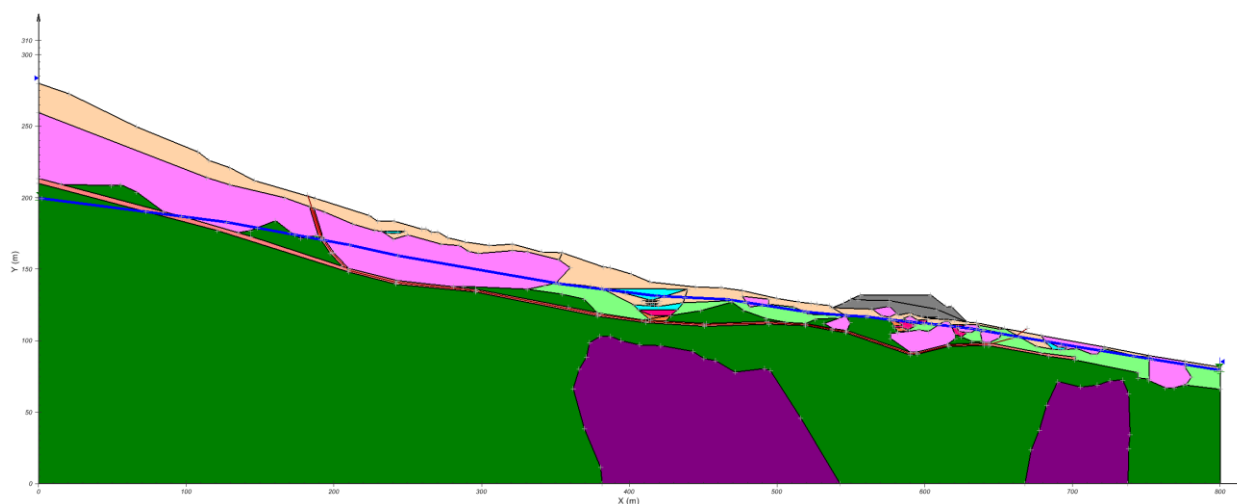


Obrázek 26. Smykové plocha mezi nepřemístěnými a přemístěnými slínovci, krátká varianta.

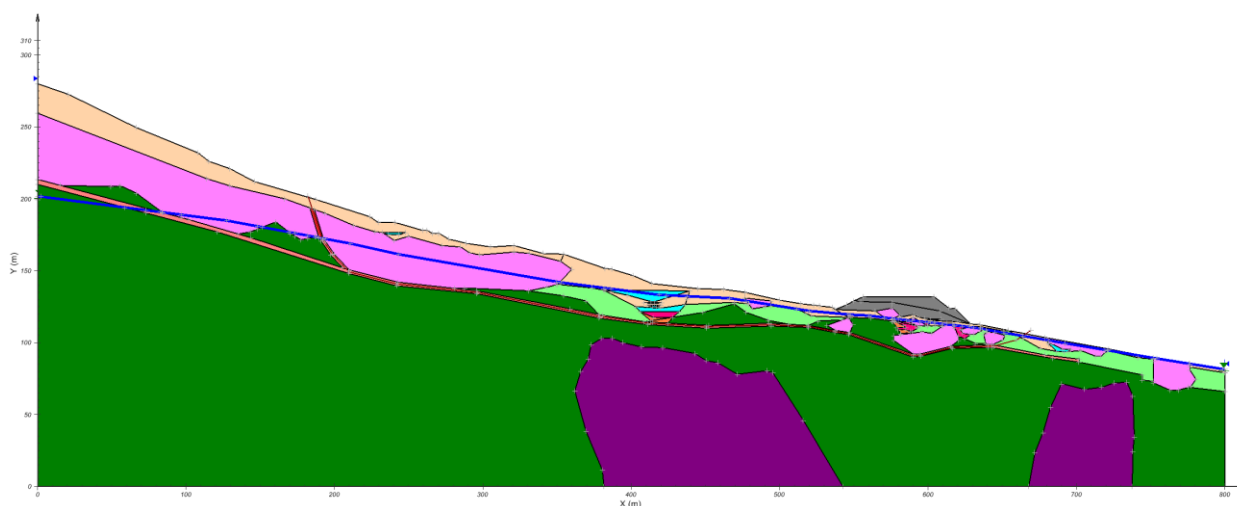
6.5.3 Vliv hladiny podzemní vody a štěrkových stěn

Vliv hladiny podzemní vody a štěrkových podzemních stěn se řešil v šesti základních variantách, které jsou popsány níže:

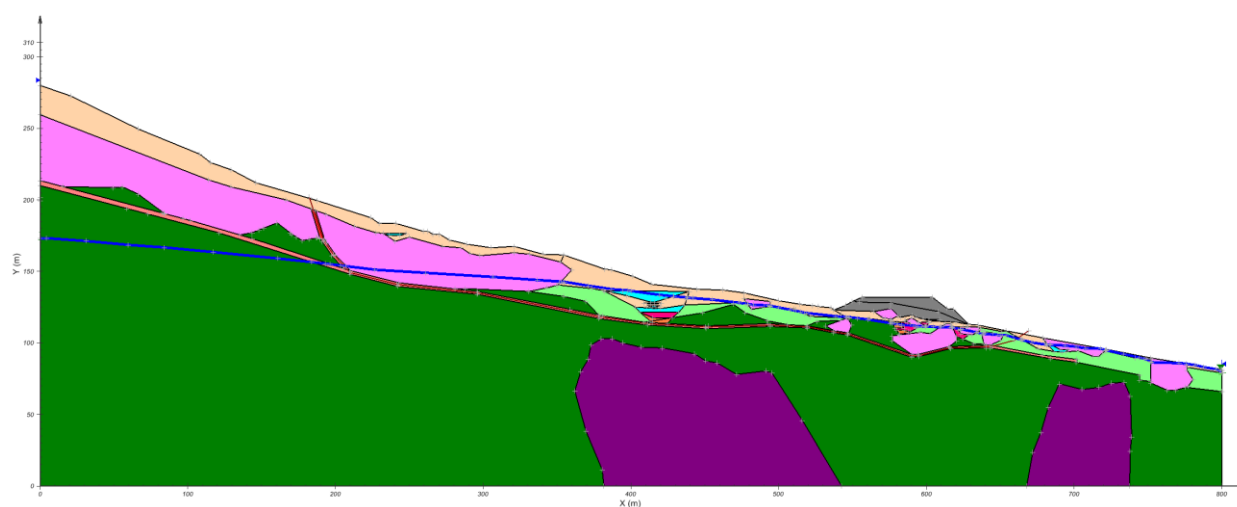
- (1) Průměrná roční hladina podzemní vody tak, jak je jí možno nejlépe aproximovat na základě geologického průzkumu, bez použití hydraulického výpočtu. Ve výpočtech se využívala hladina ustálená (ne hladina naražená), která je relevantní pro výpočet pórových tlaků (samozřejmě pouze v případě, že je smyková plocha pod naraženou hladinou podzemní vody, což je v případě této úlohy pravda). Tato hladina je na obrázku „Obrázek 27“.
- (2) Hladina vody z bodu (1) plošně zvýšená o 2 m, aproximující mimořádný stav po dlouhotrvajících abnormálních srážkách. Více viz kapitola 6.2. Tato hladina je na obrázku „Obrázek 28“.
- (3) „HPV hydraul init.“: Stacionární hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá průměrné roční hladině podzemní vody před instalací podzemních stěn. Výsledky tohoto modelu byly verifikovány porovnáním s hladinou podzemní vody vycházející z geologického průzkumu. Více viz kapitola 6.3. Tato hladina je na obrázku „Obrázek 29“.
- (4) „HPV stěny init.“: Stacionární hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá průměrné roční hladině podzemní vody po instalaci podzemních stěn. Výtlačná výška ve stěnách byla konzervativně uvažována 2 m nad jejich dnem (počítá se tak s určitým snížením jejich drenážní schopnosti během následujících let a desetiletí). Více viz kapitola 6.3. Tato hladina je na obrázku „Obrázek 30“.
- (5) „HPV hydraul +2m“: Stacionární hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá maximální hladině podzemní vody při mimořádné srážkové události před instalací podzemních stěn. Více viz kapitola 6.3. Tato hladina je na obrázku „Obrázek 31“.
- (6) „HPV stěny +2m“: Stacionární hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá maximální hladině podzemní vody při mimořádné srážkové události po instalaci podzemních stěn. Výtlačná výška ve stěnách byla uvažována 2 m nad jejich dnem. Více viz kapitola 6.3. Tato hladina je na obrázku „Obrázek 32“.



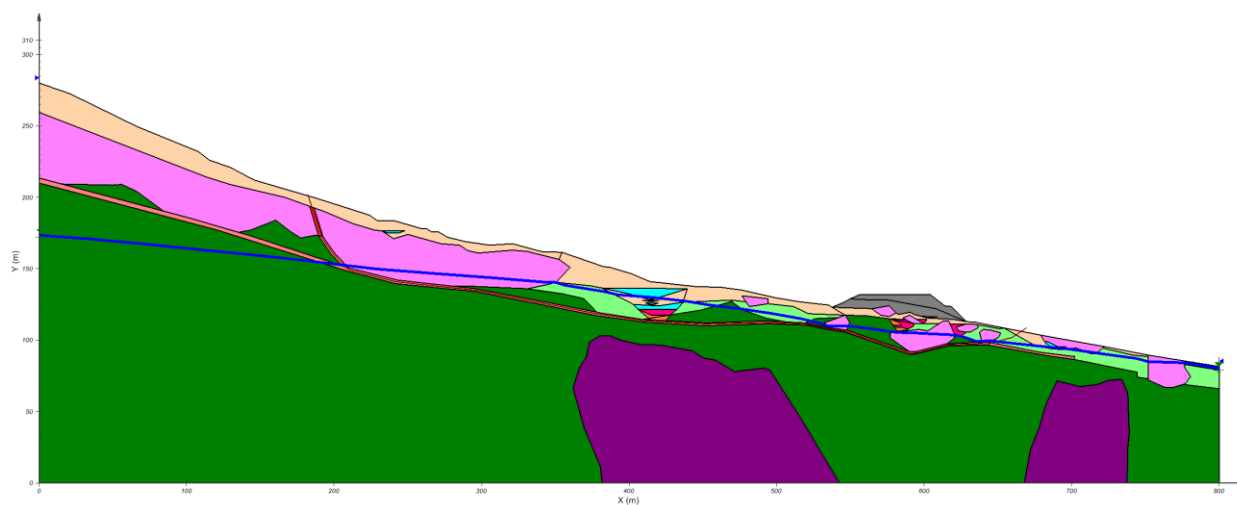
Obrázek 27. Profil 1, hladina podzemní vody, varianta (1).



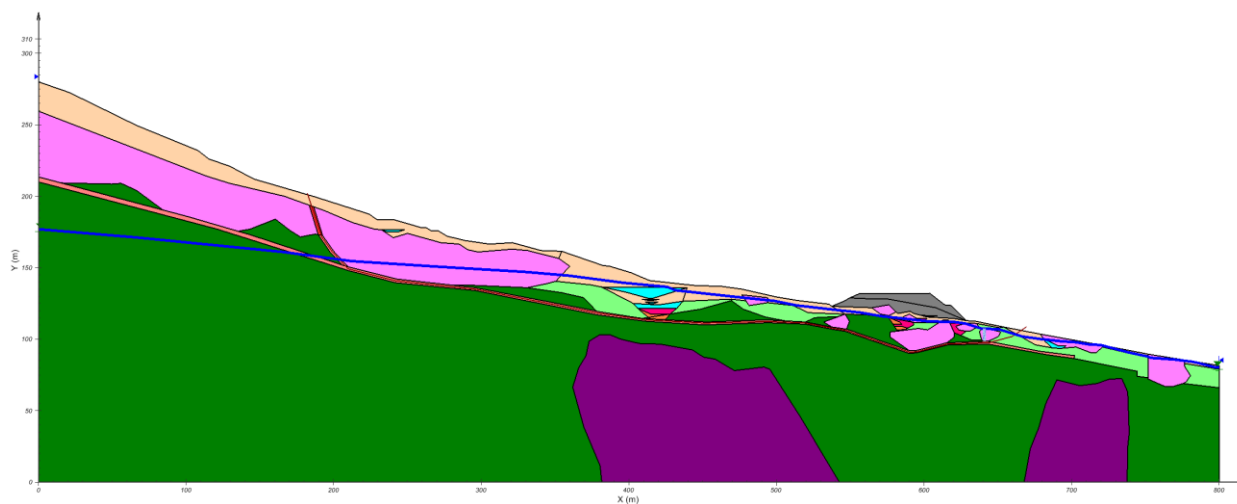
Obrázek 28. Profil 1, hladina podzemní vody, varianta (2).



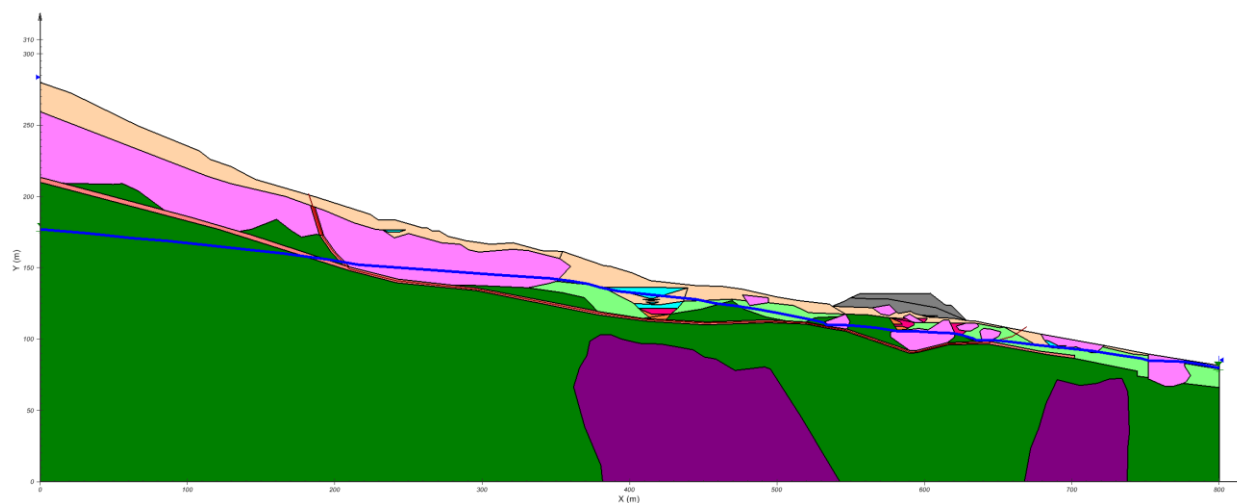
Obrázek 29. Profil 1, hladina podzemní vody, varianta (3).



Obrázek 30. Profil 1, hladina podzemní vody, varianta (4).



Obrázek 31. Profil 1, hladina podzemní vody, varianta (5).



Obrázek 32. Profil 1, hladina podzemní vody, varianta (6).

6.6 Analýza stability svahu pro profil 1 – výsledky

6.6.1 Vliv průběhu smykové plochy pro různá přetížení násypem

V první řadě byl vyhodnocen vliv průběhu smykové plochy, který ukazuje Tabulka 2. Je evidentní, že problematická je hlubší smyková plocha vedoucí až nad prostor železniční tratě. V tomto případě je svah přetěžován čedičovým blokem, který se pohybuje po slínovcovém podloží při reziduální smykové pevnosti a svah je při průměrné hladině podzemní vody považován za nestabilní. Je ovšem nutné zdůraznit, že se jedná o hluboce založenou smykovou plochu a svahová deformace tak bude mít zcela jiný charakter, než v případě sesuvu Dobkovičky. Očekává se spíše creepový pohyb v řádu několika cm za rok, kde bude velikost posunu korelována s výškou hladiny podzemní vody. Neočekává se rychlý sesuv o deformacích mnoha metrů za několik dní, jako v případě sesuvu Dobkovičky. I tento pomalý pohyb ovšem může způsobit problémy ve funkci stavby z dlouhodobého hlediska.

Tabulka 2. Vypočtené stupně stability, vliv průběhu smykové plochy pro základní hladinu podzemní vody HPV (1).

Profil 1, HPV (1), vliv smykové plochy	
základní smyk. pl., s násypem	1,058
základní smyk. pl., bez násypu	1,015
kratší smyk. plocha, s násypem	1,679
kratší smyk. plocha, bez násypu	1,597
sesuv deluvií, delší sm. plocha, s násypem	1,658
sesuv deluvií, delší sm. plocha, bez násypu	1,578
sesuv deluvií, kratší sm. pl, s násypem	1,554
sesuv deluvií, kratší sm. pl, bez násypu	1,365

Vzhledem k tomu, že základní smyková plocha vykazuje výrazně nižší stupně stability než ostatní smykové plochy, byl vliv hladiny podzemní vody analyzován pouze pro tuto smykovou plochu.

6.6.2 Vliv hladiny podzemní vody pro různá přetížení násypem

Vliv hladiny podzemní vody byl studován pro šest různých alternativ, popsanych v kapitole 6.5. Výsledné stupně stability ukazuje Tabulka 3.

Tabulka 3. Vliv hladiny podzemní vody na vypočtený stupeň stability pro profil 1 a nejméně příznivou smykovou plochu.

Profil 1, vliv HPV	základní smyk. pl., s násypem	základní smyk. pl., bez násypu
HPV (1) - současný stav, geol. Průzkum	1,058	1,015
HPV (2) - geol. průzkum, zvýšená hladina o 2m	1,015	0,971
HPV (3) - současný stav, hydraulický model	1,086	1,043
HPV (4) - drenážní stěny, průměrná hladina HPV	1,179	1,136
HPV (5) - hydraulický model, zvýšená hladina o 2m	1,05	1,006
HPV (6) - drenážní stěny, zvýšená hladina HPV o 2m	1,161	1,12

6.7 Analýza stability svahu pro profil 1 – diskuse a doporučení

Stabilitní výpočty ukázaly, že tvar smyková plocha podle obrázku „Obrázek 23“ je zdaleka nejnepríznivější a na tento mód deformace svahu je nutno soustředit pozornost.

Stabilita svahu ve výpočtovém profilu je pro hlubokou smykovou plochu problematická, stupně stability pro současnou hladinu podzemní vody se pohybují v „červené“ zóně $1 < FS < 1,1$. Stupeň stability nejnepríznivější varianty pro průměrnou hladinu podzemní vody (HPV z geologického průzkumu, bez přetížení násypem) je pouze 1,015. Tyto výsledky prokazují, že je na rozhraní stavby SO210 a násypu nutné soustředit pozornost. Je zde nutné připomenout, že 2D výpočty jsou obecně konzervativnější než plně 3D model a že byla uvažována konzervativní varianta, kdy je reziduální pevnost vyvinuta podél celé smykové plochy. Nehledě na to stupeň stability svahu v profilu 1 nevyhovuje geotechnickým normám a je nutno přistoupit k stabilizačním opatřením.

Plánovaným stabilizačním opatřením je provedení podzemních šterkových drenážních stěn. Analýzy stability prokázaly jejich pozitivní vliv na stabilitu svahu. Pro nejnepríznivější variantu (bez přetížení násypem, ve srážkově abnormálním období) je stupeň stability roven $FS=1,12$. Tato hodnota nevyhovuje normě ČSN EN 1997-1 „Eurokód 7“, tato norma ovšem nezohledňuje fakt, že pro výpočet byly použity nejkonzervativnější možné smykové parametry (reziduální pevnost).

Posouzení stability svahů širšího okolí dálnice D8 (km 57,200-57,500)

Při využití normy ČSN 736133, která tyto parametry zohledňuje, stabilita svahu vyhoví. Vzhledem k tomu, že výpočet je vzhledem k jeho 2D formě sám o sobě konzervativní, lze stabilizaci svahu pomocí podzemních drenážních stěn považovat za dostatečnou. Vzhledem k možným nejistotám modelu je ovšem nadále nutná obezřetnost a základním opatřením by mělo být dlouhodobé monitorování pohybu svahu a kontrola funkčnosti drenážních opatření.

Nestacionární analýzy vývoje depresní křivky po aktivaci drenážních žeber ukazují, že snížení hladiny podzemní vody a tedy stabilizace svahu bude dlouhodobou záležitostí, proto je nutné zajistit provedení drenážních žeber v nejbližším možném termínu. Do stavu blízko stavu stacionárnímu se hladina podzemní vody dostane přibližně po pěti letech. Během tohoto období je nutné provádět důsledný monitoring pórových tlaků a deformací v inklinometrech. Pomocí sledování hladiny podzemní vody v monitorovacích vrtech by též mělo být verifikováno, že snižování hladiny podzemní vody probíhá v souladu s předpoklady.

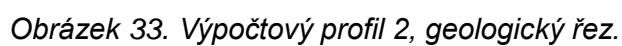
Na tomto místě je nutno zdůraznit, že analýzami identifikovaná smyková plocha je hluboká a eventuální svahová deformace by měla jiný charakter, než v případě sesuvu Dobkovičky. Očekává se spíše průběžný creepový pohyb svahu v řádu cm za rok, než rychlý sesuv o posunech desítek metrů během několika dní.

7 Matematické modely – výpočtový profil 2

7.1 Výpočtový profil 2 - úvod

Výpočtový profil 2 byl veden násypem přibližně 130 m jižně od rozhraní s mostem SO 210 mírně šikmo svahem nahoru, kde prořezal severní cíp výsypky kamenolomu Dobkovičky. Jedná se o oblast vytipovanou geologickým průzkumem, která se ukazovala jako potenciálně nestabilní. Vedení řezu je zobrazeno na obrázku „Obrázek 1“.

Geologický řez vedený výpočtovým profilem 2 sestavený v rámci doplňujícího geologického průzkumu firmou Arcadis [1] je na obrázku „Obrázek 33“.



38

Z geologického řezu zřejmé, že potenciální smyková plocha prochází pod násypem v hloubce přibližně v hloubce 10-15 m pod terénem, přičemž probíhá pod blokem křídového slínovce. Ten překrývá fosilní koryto, ve kterém byla vrtem MPT3 zastížena artézská zvodeň. Výše po svahu pak probíhá smyková plocha pod velkým blokem přemístěného bazaltu. Sesuv pouze deluviálního pokryvu, tak jak se stal v sesuvu Dobkovičky, se v tomto místě neočekává, protože na kontaktu bazaltu a deluviálních sutí se nebude vyvíjet reziduální smyková pevnost. Ta naopak může být vyvinuta na kontaktu bazaltového bloku s podložními slínovci: vzhledem k tomu, že bazaltový blok jako takový je přemístěný, je vývoj reziduální smykové pevnosti pravděpodobný. V horní části je svah přitěžován deluviálními a antropogenními sutěmi při patě prudkého svahu pod kamenolomem Dobkovičky a výsypkou kamenolomu.

Nejistotu v geologickém řezu představuje mocnost deluviálních sutí pod hranou kamenolomu a mocnost výsypky jako takové. Z toho důvodu byla úloha řešena variantně, pro dvě různé mocnosti deluvií a výsypky. Z dostupného geologického průzkumu též není možné konstatovat, jaké procento sutí při horní hraně svahu je tvořeno přirozenými deluviálními sutěmi a jaké procento je tvořeno výsypkou kamenolomu. Z stabilitního hlediska ovšem tato informace není důležitá, protože oba typy sutí budou mít obdobné objemové tíhy a kontakt bazaltu se sutí bude každopádně zprostředkován přes suť přirozenou.

Z geologického řezu je též zřejmý průběh hladiny podzemní vody. Pro stabilitní výpočty je relevantní hladina ustálená pro zvodeň nacházející se v hloubce smykové zóny. V prostoru násypu se jedná o hladinu v hloubce přibližně 5 m pod povrchem terénu, výše po svahu se hladina dostává do vyšších hloubek (až více než 30 m). V prostoru násypu je též nutné zohlednit přítomnost artézské zvodně.

7.2 Stanovení hladiny podzemní vody – stacionární model metodou konečných prvků – popis modelu

Průběh hladiny podzemní vody byl stanoven dvěma způsoby: odhadem na základě geologického průzkumu a modelováním stacionárního proudění podzemní vody pomocí metody konečných prvků. Druhý způsob vedl pro situaci bez podzemních stěn k obdobnému výsledku, jako geologický průzkum, čímž byla do jisté míry potvrzena správnost modelu. Modelování pak bylo zejména důležité pro stanovení průběhu hladiny podzemní vody po vytvoření štěrkových drenážních stěn.

Model byl vytvořen v softwarovém systému Plaxis 2D, modul PlaxFlow. Řešilo se stacionární proudění podzemní vody pro dané okrajové podmínky, jimiž byla výška hladiny podzemní vody při vertikálních okrajích studované oblasti. Použité parametry pro jednotlivé materiálové celky byly shrnuty v tabulce „Tabulka 1“. Geometrie studované oblasti odpovídala geologickému řezu z obrázku „Obrázek 33“. Profil byl mírně zjednodušen a celky nevelkého rozsahu, které budou mít

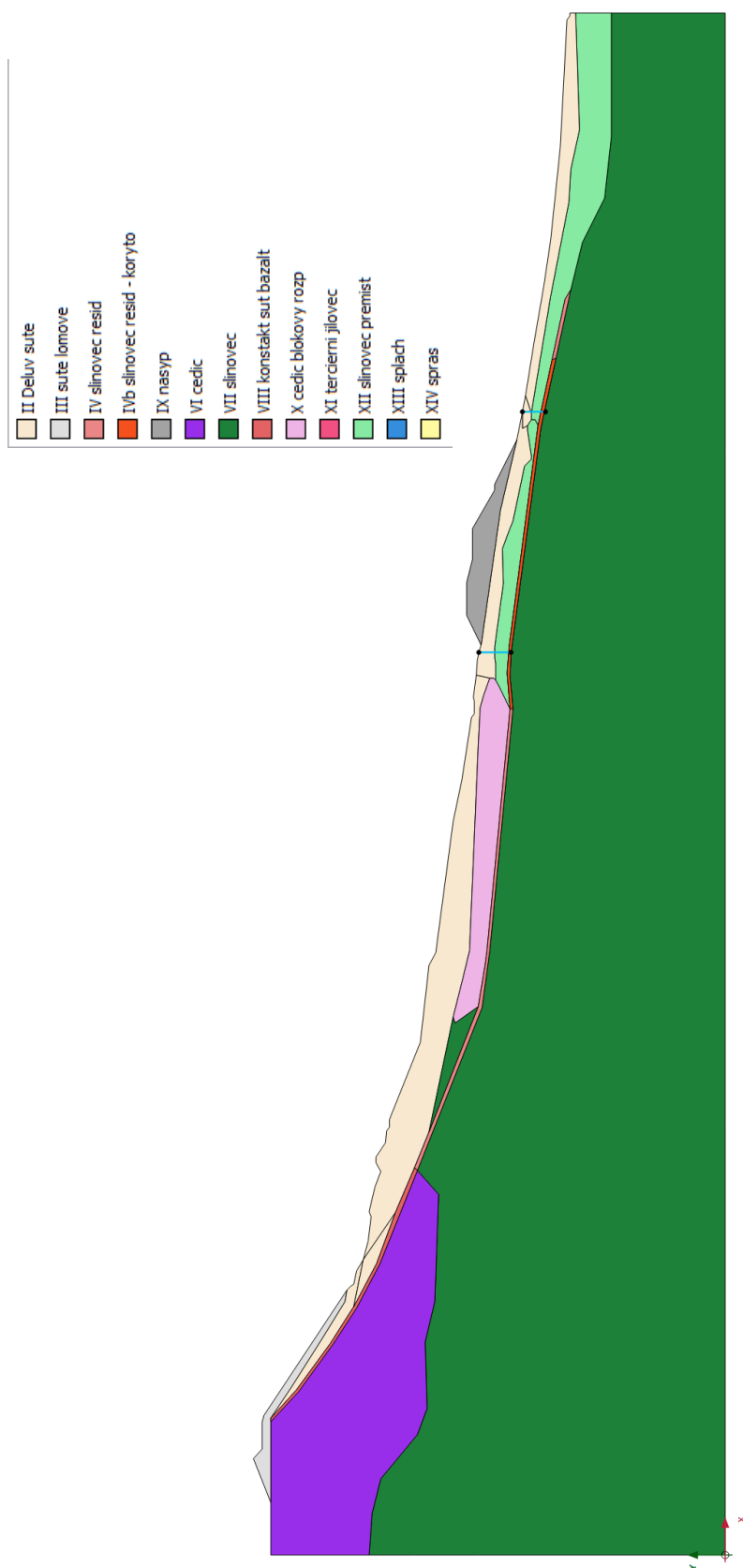
zanedbatelný vliv na regionální režim podzemní vody, byly z modelu eliminovány. Geometrie pro výpočtový profil 2 je na obrázku „Obrázek 34“, přičemž barevná škála odpovídá barvám použitým v geologickém profilu i v modelech analýzy stability metodou mezní rovnováhy (barevná škála je též udána v legendě). V geometrii je též zřejmá pozice a hloubka podzemních stěn podle projektu (podzemní stěna nad násypem má hloubku 16,7 m, podzemní stěna pod násypem má hloubku 12 m). Obrázek 35 ukazuje použitou síť metody konečných prvků, která sestávala z 4166 elementů a 33701 uzlů.

Okrajové podmínky výpočtu, které určují hladinu podzemní vody, byly určeny následujícím způsobem. Hydraulická výška na pravé vertikální hranici oblasti (pod násypem) odpovídala hladině podzemní vody odhadované z geologického průzkumu. Hydraulická výška na levé vertikální hranici (nad násypem) byla stanovena tak, aby stacionární hladina podzemní vody pod násypem odpovídala měření z geologického průzkumu (což znamená, že se hladina pohybuje přibližně 5 m pod úrovní násypu). Stejně okrajové podmínky pak byly použity pro modely s aktivovanými podzemními stěnami.

V hydraulickém modelu se neuvažovala artézská hladina podzemní vody ve fosilním korytě, protože model byl primárně sestaven pro stanovení depresní křivky z důvodu výstavby šterkových stěn a tyto stěny artézskou zvodeň poruší. Artézská zvodeň byla ovšem uvažována ve stabilitních analýzách využívajících hladinu podzemní vody získanou geologickým průzkumem.

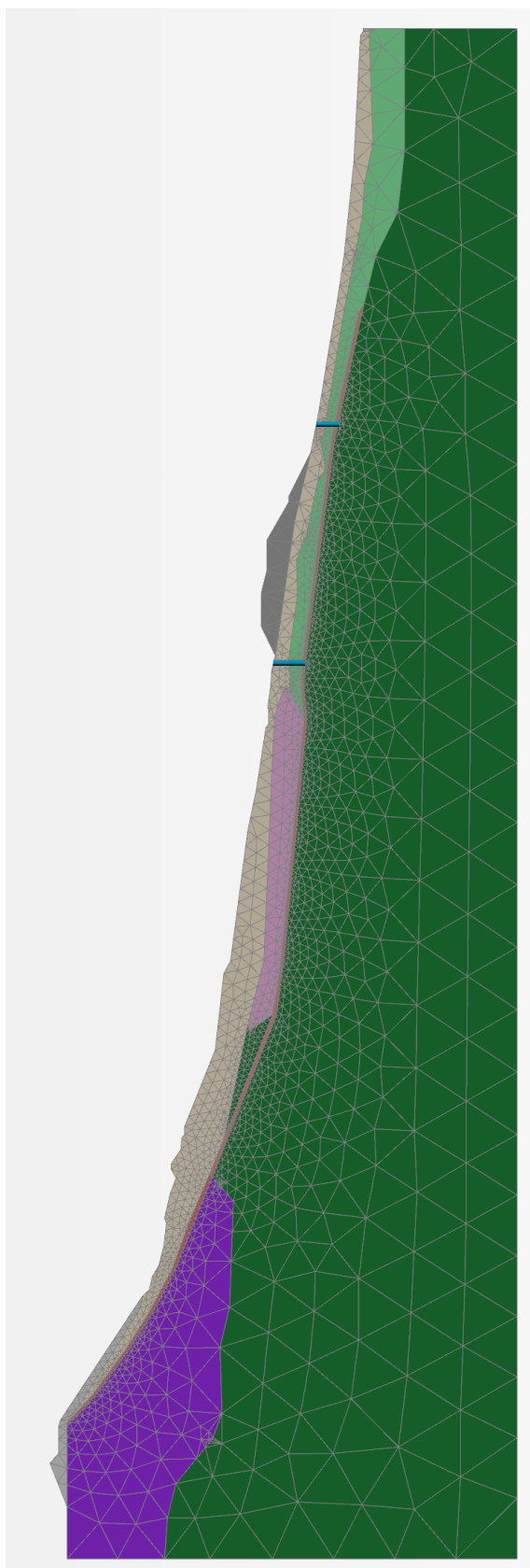
Podzemní stěny byly do modelu včleněny jako jednorozměrné drenážní prvky s předepsanou hydraulickou výškou. Pro dosažení konzervativního řešení byla uvažována výška hladiny podzemní vody 2 m nad dnem drenážní stěny. Je nutno konstatovat, že se očekává lepší funkčnost drenážní stěny a tedy nižší úroveň hladiny podzemní vody.

V druhé sadě výpočtů se uvažovalo s příkladem extrémní srážkové události, při které dojde k navýšení hladiny podzemní vody v oblasti pod násypem (v případě bez aktivovaných podzemních stěn) o 2 m. Tato hodnota byla stanovena stejným způsobem jako v případě profilu 1 (profily jsou blízké a lze tedy očekávat obdobné hydraulické charakteristiky prostředí). Toto zvýšení HPV bylo v modelu dosaženo tak, že byla měněna hydraulická výška na levé hraně oblasti tak, aby došlo k zvýšení hladiny podzemní vody o 2 m v prostoru pod násypem. Zvýšení hladiny podzemní vody o 2 m pod násypem znamenalo zvýšení hydraulické výšky při levém okraji oblasti o 4,1 m.



Obrázek 34. Geometrie MKP modelu pro stacionární proudění podzemní vody, profil 2.

Posouzení stability svahů širšího okolí dálnice D8 (km 57,200-57,500)



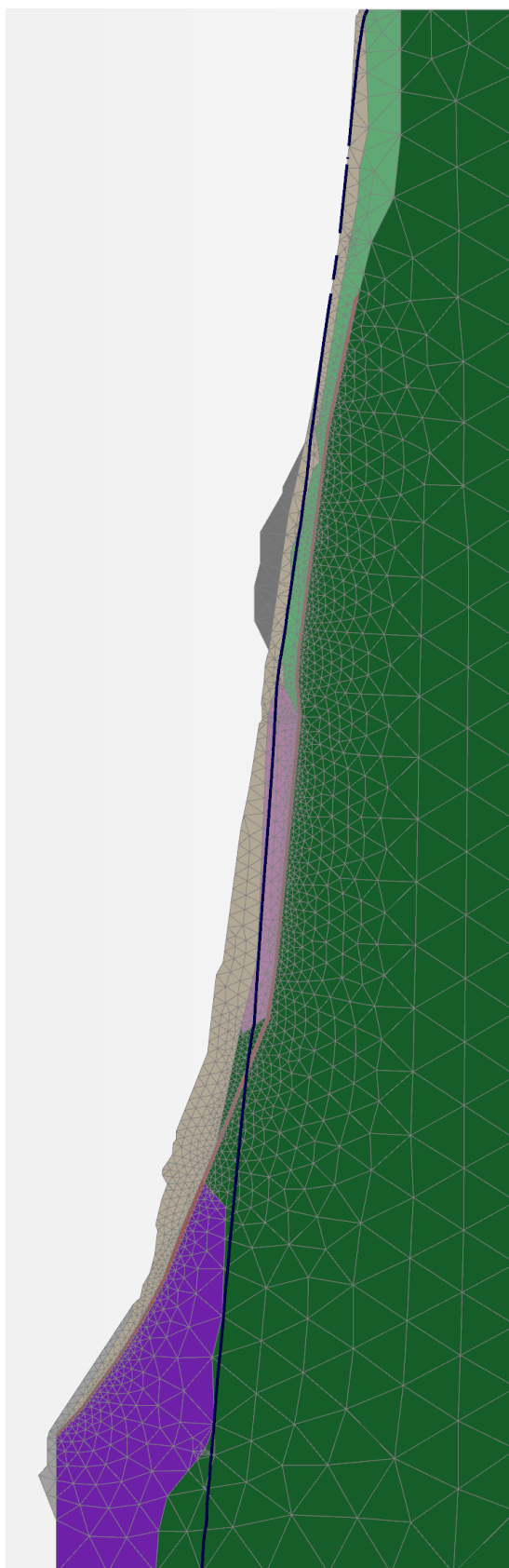
Obrázek 35. Použitá síť metody konečných prvků pro model profilu 2.

7.3 Stanovení hladiny podzemní vody – stacionární model metodou konečných prvků – výsledky modelu

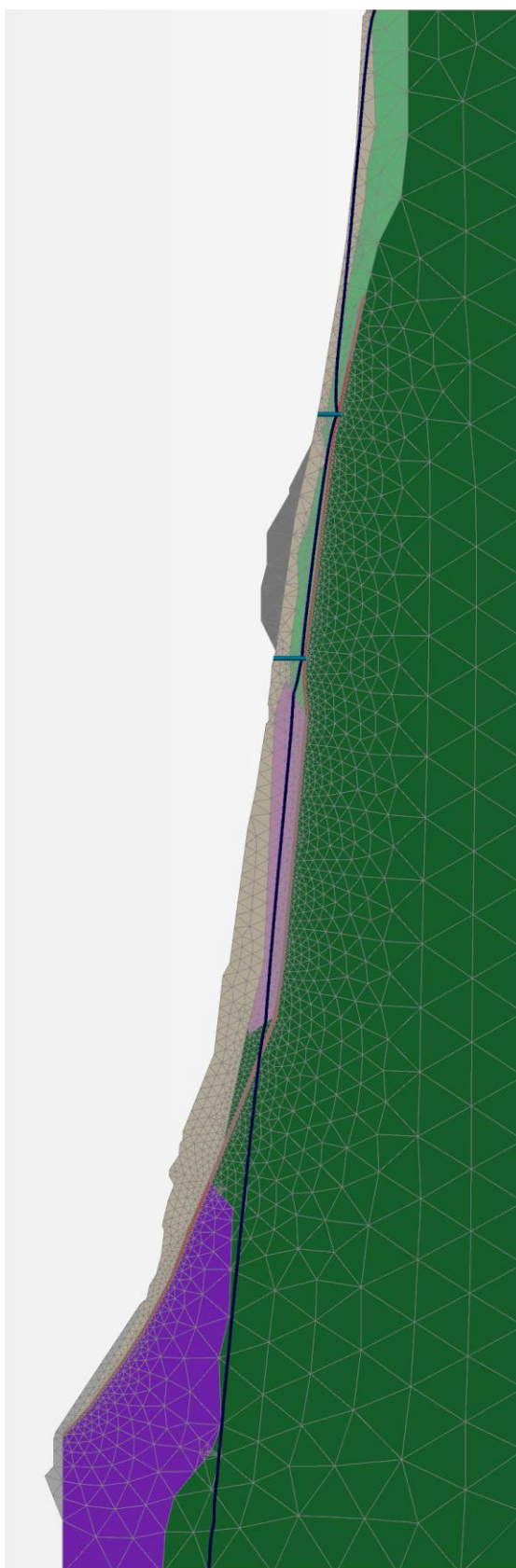
Výsledkem modelů jsou čtyři různé úrovně hladiny podzemní vody. Modely jsou identifikovány následujícími zkratkami:

- „HPV hydraul init.“: Hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá průměrné roční hladině podzemní vody před instalací podzemních stěn. Výsledky tohoto modelu byly verifikovány porovnáním s hladinou podzemní vody vycházející z geologického průzkumu.
- „HPV stěny init.“: Hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá průměrné roční hladině podzemní vody po instalaci podzemních stěn. Výtlačná výška ve stěnách byla konzervativně uvažována 2 m nad jejich dnem (počítá se tak s určitým snížením jejich drenážní schopnosti během následujících let a desetiletí).
- „HPV hydraul +2m“: Hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá maximální hladině podzemní vody při mimořádné srážkové události před instalací podzemních stěn.
- „HPV stěny +2m“: Hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá maximální hladině podzemní vody při mimořádné srážkové události po instalaci podzemních stěn. Výtlačná výška ve stěnách byla uvažována 2 m nad jejich dnem.

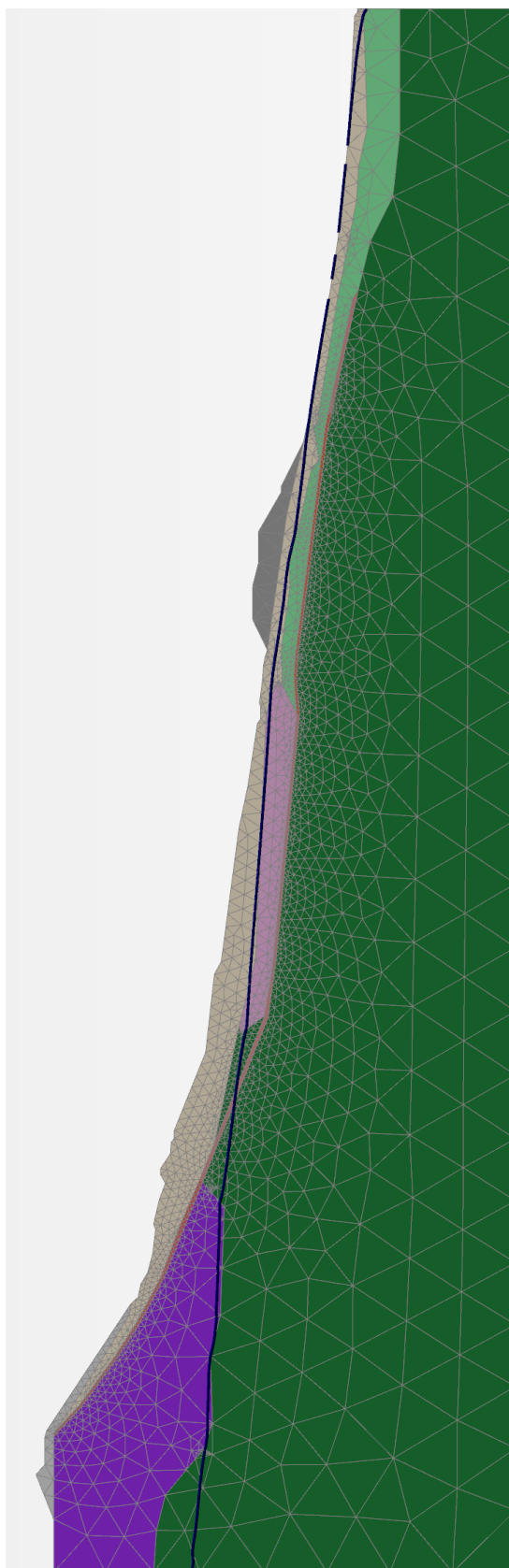
Vypočtené hladiny podzemní vody jsou zobrazeny v obrázcích „Obrázek 36“ až „Obrázek 39“.



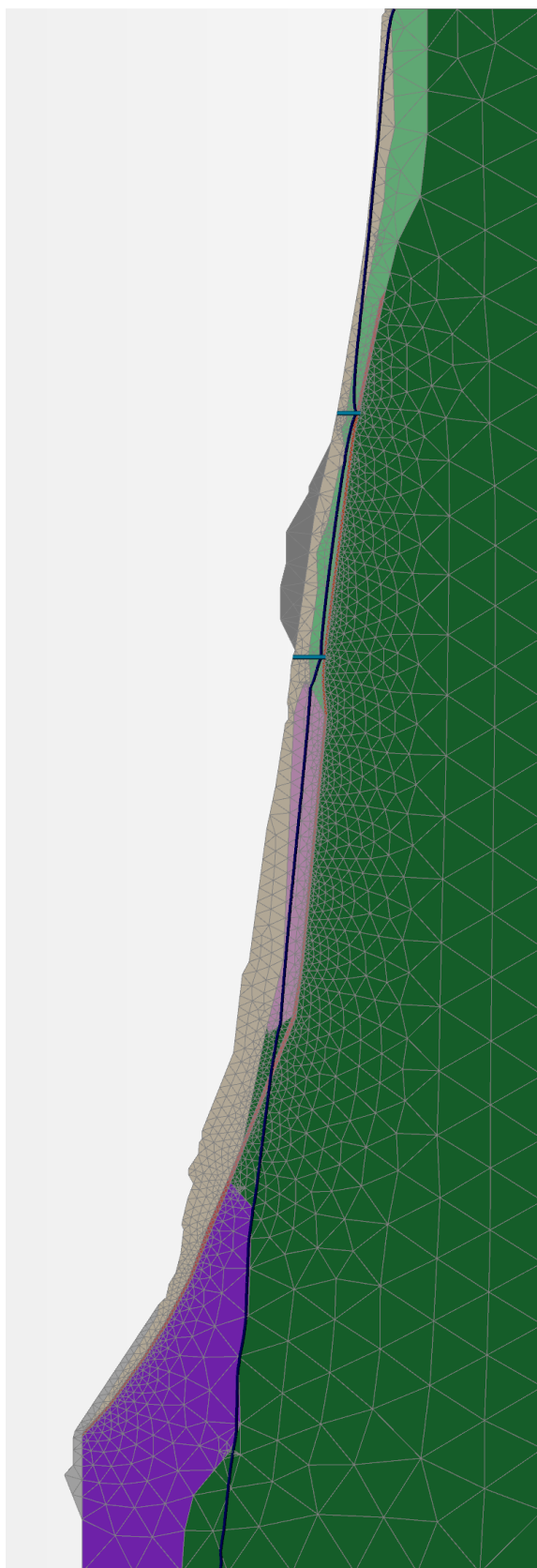
Obrázek 36. Hladina podzemní vody pro model "HPV hydraul init.", profil 2.



Obrázek 37. Hladina podzemní vody vypočtená modelem "HPV stěny init.", profil 2.



Obrázek 38. Hladina podzemní vody vypočtená modelem "HPV hydraul +2m".



Obrázek 39. Hladina podzemní vody vypočtená modelem "HPV stěny +2m".

7.4 Analýza stability svahu, profil 2 – popis modelů

Průběh hladiny byl včleněn do stabilitních výpočtů. Stabilita se počítala ve 2D pomocí software SVSlope Professional firmy SoilVision Systems Ltd. K výpočtu se použila metoda Morgenstern-Price. Vzhledem k tomu, že k ztrátě stability dochází po predisponované smykové ploše, využilo se výpočtové metody s předdefinovanou smykovou plochou pomocí lineárních segmentů (testoval se při tom ovšem i vliv průběhu smykové plochy na vypočtenou stabilitu). Řešení se provedlo variantním způsobem pro evaluaci vlivu nejistot výpočtu.

Základní geometrii pro výpočet ukazuje Obrázek 20. Výpočtová oblast měla šířku 800 m. Geologický řez byl přenesen do modelu se všemi detaily, přičemž je ale nutné podotknout, že vzhledem k použité výpočetní metodě mají oblasti mimo smykovou plochu pouze malý vliv na výsledek.



49

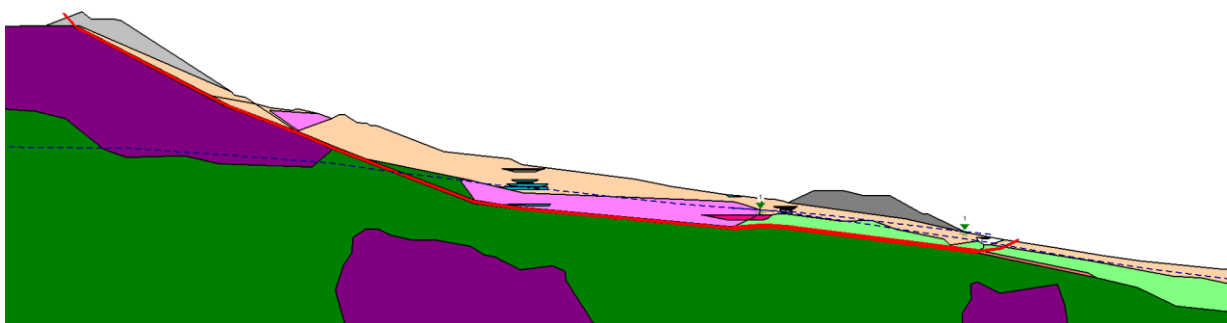
V rámci variantního řešení se studovaly následující aspekty, popsané podrobněji dále v textu:

- (a) Vliv průběhu smykové plochy
- (b) Vliv rozsahu výsypky kamenolomu
- (c) Vliv přetížení od výsypky kamenolomu
- (d) Vliv průběhu hladiny podzemní vody (měřená vs. hydraulický výpočet)
- (e) Vliv drenážních štěrkových stěn.
- (f) Vliv tíhy násypu (standardní vs. lehčený násyp).

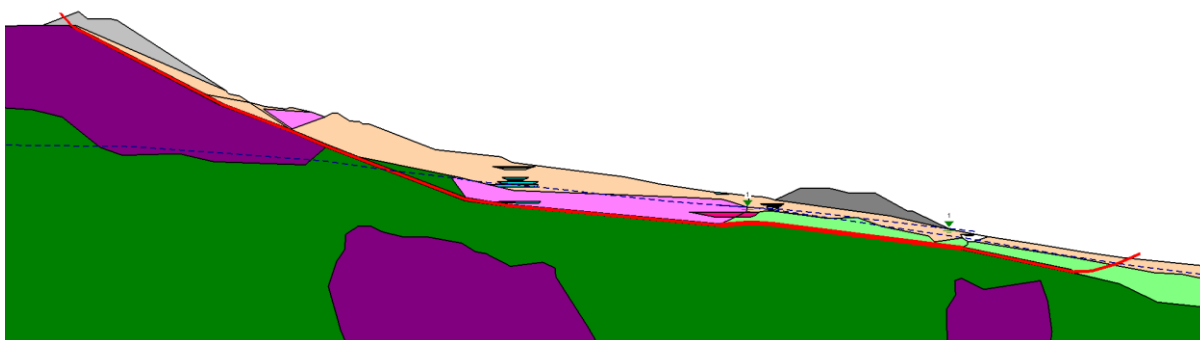
7.4.1 Vliv průběhu smykové plochy

Vliv průběhu smykové plochy byl studován s využitím modelu s výsypkou kamenolomu č. 2 (viz dále). Bylo studováno šest různých variant.

- (1) Základní smyková plocha probíhá od výsypky kamenolomu a končí těsně pod násypem (Obrázek 41).
- (2) Smyková plocha končící níže po svahu pod násypem (Obrázek 42).
- (3) Smyková plocha končící nad násypem, násyp není sesouváním porušen (Obrázek 43).
- (4) Smyková plocha probíhá jen výsypkou kamenolomu a přilehlými deluvii (Obrázek 44).
- (5) Smyková plocha začíná pod výsypkou kamenolomu (Obrázek 45).
- (6) Smyková plocha probíhá pouze pod násypem, zbytek svahu není sesouváním postižen (Obrázek 46).



Obrázek 41. Profil 2, základní smyková plocha.



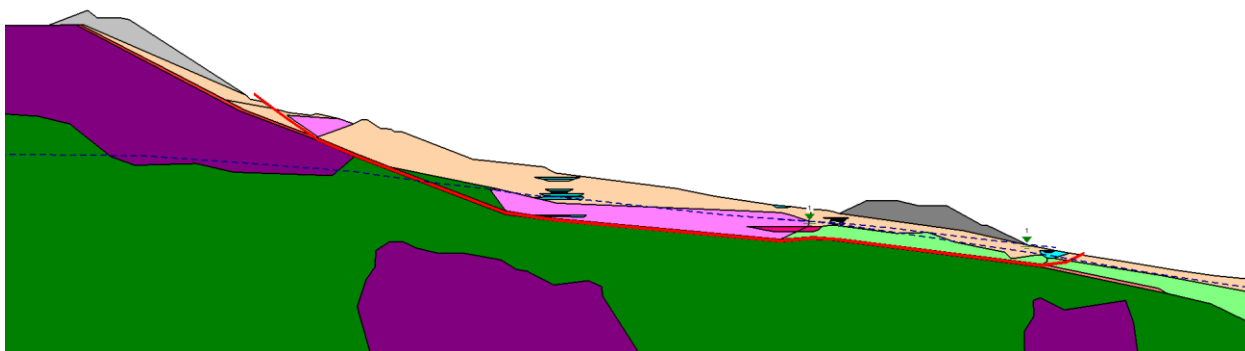
Obrázek 42. Profil 2, smyková plocha níže pod násyp.



Obrázek 43. Profil 2, smyková plocha nad násyp.



Obrázek 44. Profil 2, smyk. plocha pouze výsypka.



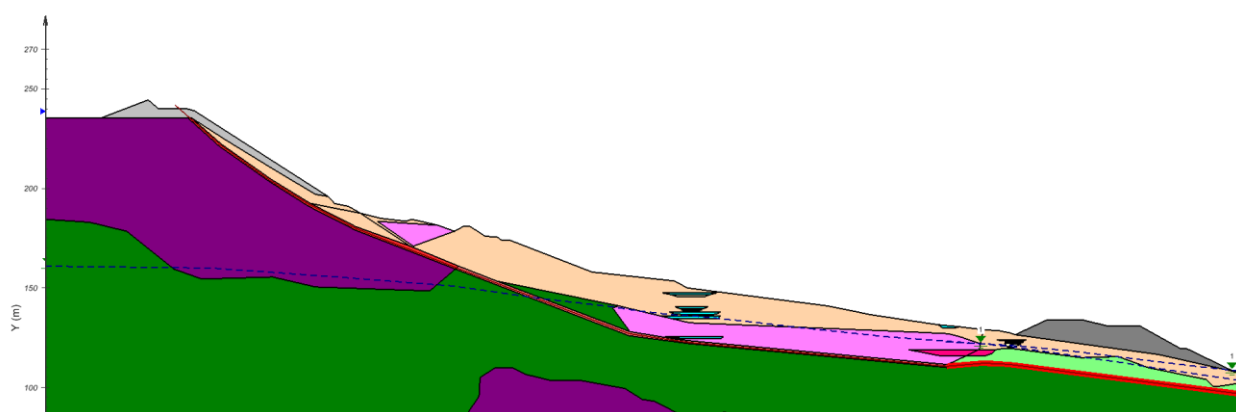
Obrázek 45. Profil 2, smyková plocha začíná pod výsypkou.



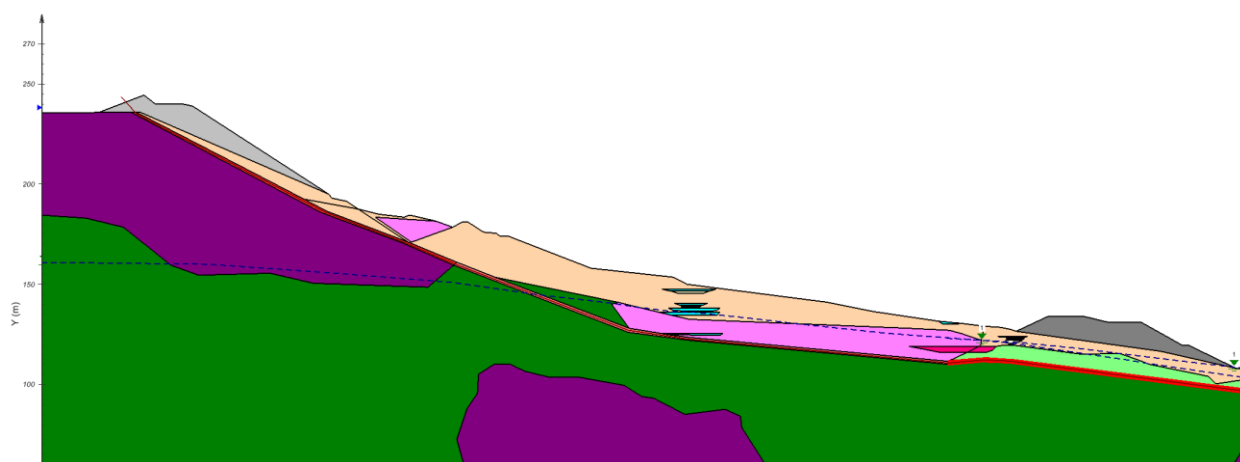
Obrázek 46. Profil 2, smyková plocha pouze pod násypem.

7.4.2 Vliv rozsahu výsypky kamenolomu

Vliv rozsahu výsypky kamenolomu byl studován z toho důvodu, že její mocnost není jistá: ve svahu výsypky a deluviálních sutí, které se pod ní nacházejí, nejsou k dispozici žádné sondy. Proto se přistoupilo k variantnímu řešení s dvěma různými rozsahy výsypky. Základní výpočet byl proveden s geometrií výsypky zobrazené na obrázku „Obrázek 47“ (výsypka 1), tento rozsah výsypky byl určen geofyzikálními měřeními z [5]. Další výpočet byl proveden s maximální velikostí výsypky, jak jí znázornil geologický průzkum [1] (výsypka 2). Tato výsypka je znázorněna na obrázku „Obrázek 48“. Dále je nutné podotknout, že z mechanického hlediska při studia vlivu sutí na stabilitu svahu není nutno odlišovat mezi výsypkou lomu a přirozenými deluviálními sutěmi, které se nachází pod nimi. Jejich hranice byla aproximována přibližně a není podložena přímými důkazy.



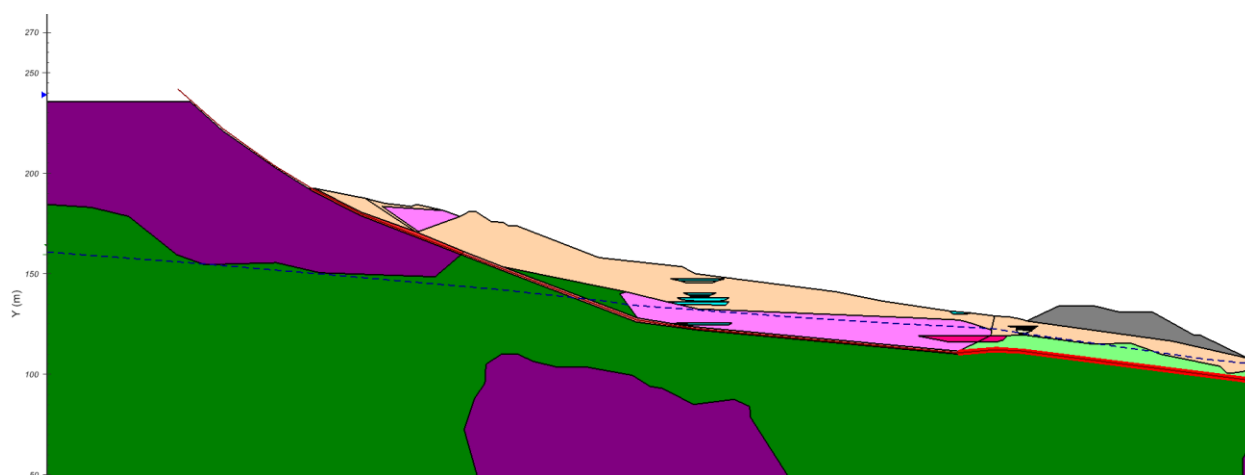
Obrázek 47. Profil 2, vliv rozsahu výsypky: výsypka 1.



Obrázek 48. Profil 2, vliv rozsahu výsypky: výsypka 2.

7.4.3 Vliv přitížení od výsypky kamenolomu

Jak bude ukázáno dále, analýzy s výsypkou č. 1 a výsypkou č. 2 vedou na obdobné stupně stability, vliv přitížení od výsypky kamenolomu byl proto studován na základě jednoho typu výsypky (výsypka č. 1). Výsypka byla v analýze odebrána až na skalní podklad. Geometrie řešeného problému je na obrázku "Obrázek 49".



Obrázek 49. Profil 2, geometrie modelu pro situaci, kdy jsou výsypka kamenolomu a pod ní přítomné deluviální sutě odebrány až na skalní podklad.

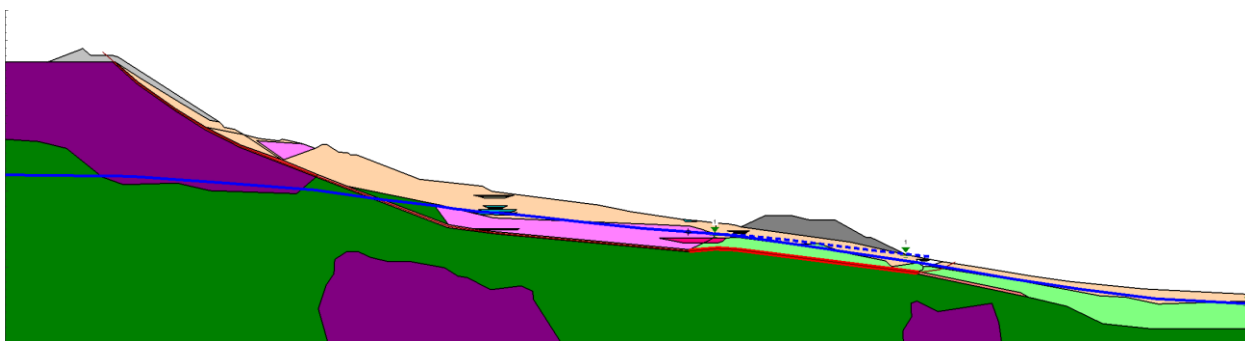
7.4.4 Vliv průběhu hladiny podzemní vody a štěrkových drenážních stěn

Stejně jako v případě profilu 1 se uvažovalo šest následujících variant:

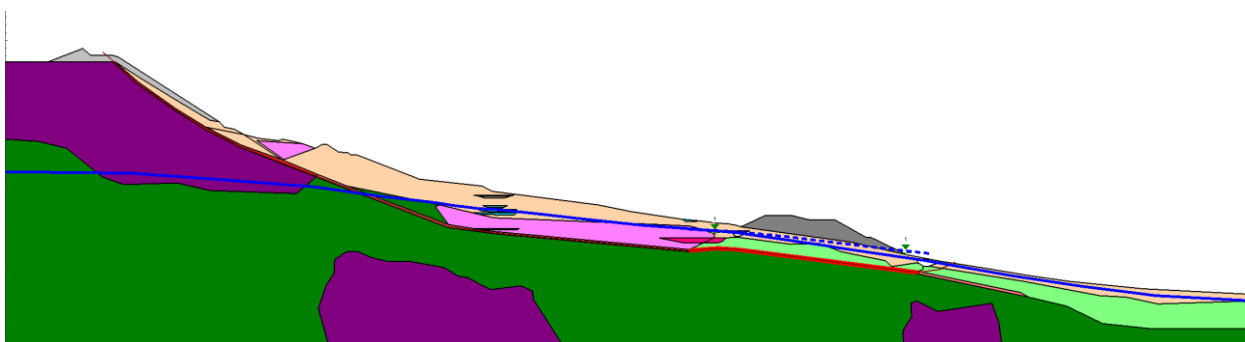
- (1) Průměrná roční hladina podzemní vody tak, jak je jí možno nejlépe aproximovat na základě geologického průzkumu, bez použití hydraulického výpočtu. Ve výpočtech se využívala hladina ustálená (ne hladina naražená), která je relevantní pro výpočet pórových

tlaků (samozřejmě pouze v případě, že je smyková plocha pod naraženou hladinou podzemní vody, což je v případě této úlohy pravda). V oblasti pod násypem se uvažovalo zvýšení piezometrické úrovně z důvodu artézské zvodně. Tato hladina je na obrázku „Obrázek 50“.

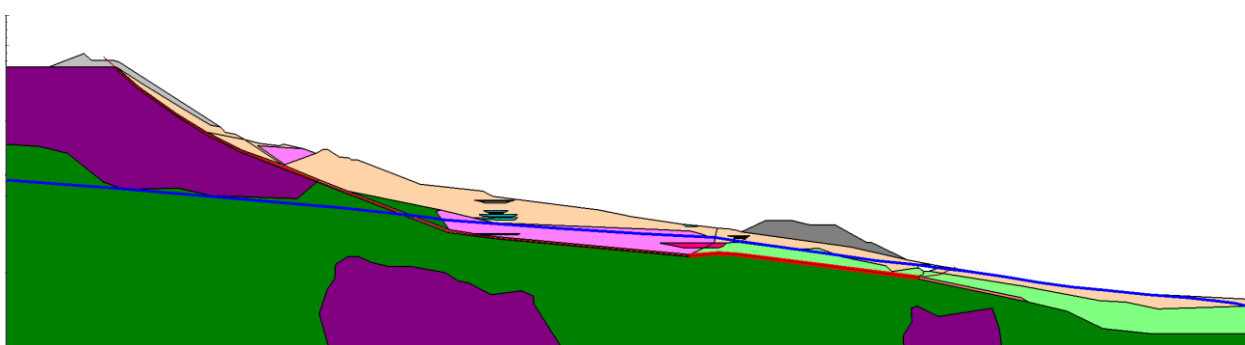
- (2) Hladina vody z bodu (1) plošně zvýšená o 2 m, aproximující mimořádný stav po dlouhotrvajících abnormálních srážkách. Více viz kapitola 6.2. Artézská zvodně měla piezometrickou úroveň též zvýšenou o 2m. Tato hladina je na obrázku „Obrázek 51“.
- (3) „HPV hydraul init.“: Hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá průměrné roční hladině podzemní vody před instalací podzemních stěn. Výsledky tohoto modelu byly verifikovány porovnáním s hladinou podzemní vody vycházející z geologického průzkumu. Tato hladina je na obrázku „Obrázek 52“.
- (4) „HPV stěny init.“: Hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá průměrné roční hladině podzemní vody po instalaci podzemních stěn. Výtlačná výška ve stěnách byla konzervativně uvažována 2 m nad jejich dnem (počítá se tak s určitým snížením jejich drenážní schopnosti během následujících let a desetiletí). Tato hladina je na obrázku „Obrázek 53“.
- (5) „HPV hydraul +2m“: Hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá maximální hladině podzemní vody při mimořádné srážkové události před instalací podzemních stěn. Tato hladina je na obrázku „Obrázek 54“.
- (6) „HPV stěny +2m“: Hladina podzemní vody z hydraulického výpočtu, která odpovídá maximální hladině podzemní vody při mimořádné srážkové události po instalaci podzemních stěn. Výtlačná výška ve stěnách byla uvažována 2 m nad jejich dnem. Tato hladina je na obrázku „Obrázek 55“.



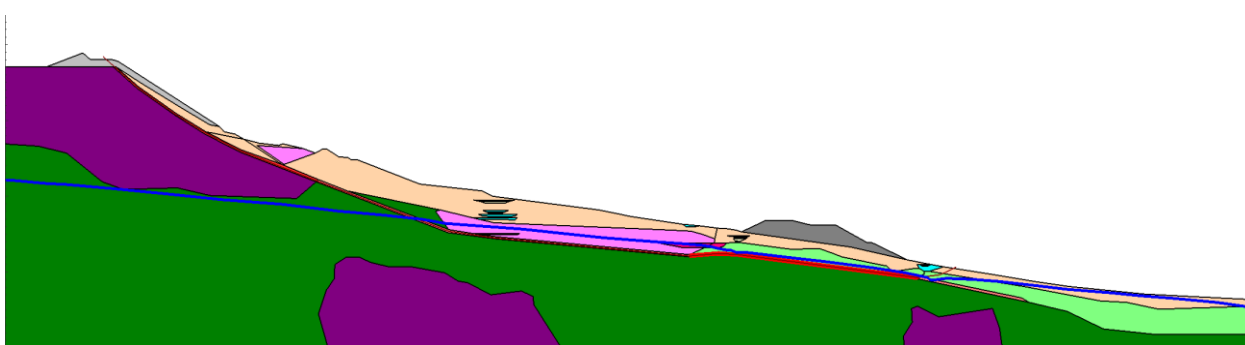
Obrázek 50. Profil 2, hladina podzemní vody (1). Zvýšení piezometrické úrovně v oblasti artézské zvodně znázorněno modrou čárkovanou čarou.



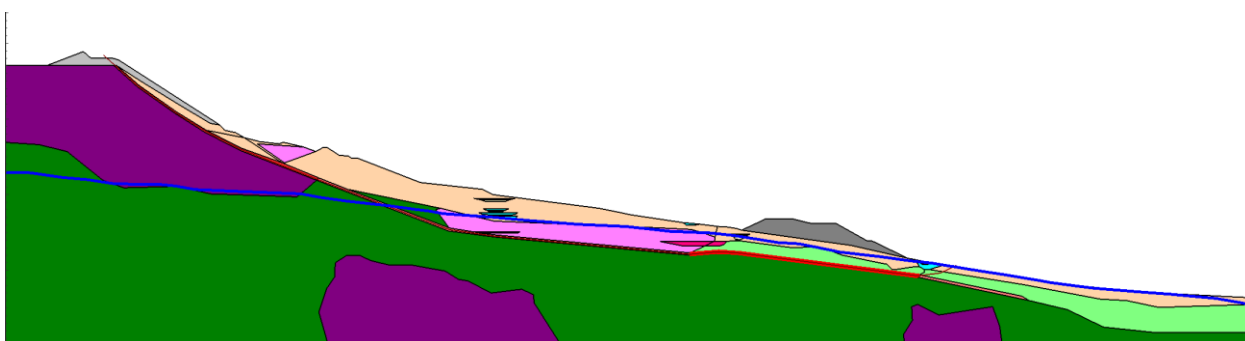
Obrázek 51. Profil 2, hladina podzemní vody (2). Zvýšení piezometrické úrovně v oblasti artézské zvodně znázorněno modrou čárkovanou čarou.



Obrázek 52. Profil 2, hladina podzemní vody (3).



Obrázek 53. Profil 2, hladina podzemní vody (4).



Obrázek 54. Profil 2, hladina podzemní vody (5).



Obrázek 55. Profil 2, hladina podzemní vody (6).

7.4.5 Vliv lehčeného násypu

Na závěr byl analyzován případ, kdy by byl násyp budován jako lehčený z materiálu Liapor s objemovou tíhou 5 kN/m^3 . Tento případ se analyzoval v kombinaci s výsypkou č. 1.

7.5 Analýza stability svahu pro profil 2 – výsledky

7.5.1 Vliv průběhu smykové plochy pro různá přetížení násypem

V první řadě byl vyhodnocen vliv průběhu smykové plochy, který ukazuje Tabulka 4. Je evidentní, že nejmenší stabilitu vykazuje smyková plocha označovaná jako „základní smyková plocha“. Je to smyková plocha, která probíhá výsypkou kamenolomu a končí těsně pod spodním svahem násypu.

Tabulka 4. Vypočtené stupně stability, vliv průběhu smykové plochy pro základní hladinu podzemní vody HPV (1) a pro výsypku č. 2.

Profil 2, HPV (1), výsypka 2 (mocnější), standardní násyp: vliv smykové plochy	
základní smyk. pl.	1,102
smyk. pl. níže pod násyp	1,14
smyk. pl. nad násyp	1,246
smyk. pl. jen výsypka	1,315
smyk. pl. začíná pod bez výsypkou	1,159
smyk. pl. pouze pod násypem	1,568

Vzhledem k tomu, že základní smyková plocha vykazuje výrazně nižší stupně stability než ostatní smykové plochy, byly ostatní vlivy analyzovány pouze pro tuto smykovou plochu.

7.5.2 Vliv hladiny podzemní vody pro různá přetížení násypem

Vliv hladiny podzemní vody byl studován pro šest různých alternativ. Tyto alternativy byly studovány pro dvě různé geometrie výsyvky kamenolomu, pro situaci bez výsyvky kamenolomu a přílehlých deluviálních štěrků a pro lehčený násyp z Liaporu.

Tabulka 5. Vliv hladiny podzemní vody, geometrie výsyvky, přítomnosti výsyvky a typu materiálu násypu na vypočtený stupeň stability pro profil 2 a nejméně příznivou smykovou plochu.

Profil 2	výsypka č. 1 (základní)	výsypka č. 2 (rozsáhlejší)	bez výsyvky	lehčený ná- syp
HPV (1) - současný stav, geol. Průzkum	1,103	1,102	1,180	1,081
HPV (2) - geol. průzkum, zvýšená hladina o 2m	1,059	1,062	1,127	1,035
HPV (3) - současný stav, hydraulický model	1,138	1,135	1,222	1,118
HPV (4) - drenážní stěny, průměrná hladina HPV	1,233	1,221	1,335	1,216
HPV (5) - hydraulický model, zvýšená hladina o 2m	1,093	1,094	1,169	1,071
HPV (6) - drenážní stěny, zvýšená hladina HPV o 2m	1,211	1,201	1,309	1,193

7.6 Analýza stability svahu pro profil 2 – diskuse a doporučení

Výsledky výpočtů ukázaly, že pro danou nejnejpříznivější smykovou plochu vede model s výsyvkou č. 1 k obdobným výsledkům jako model s výsyvkou č. 2. Nejistota v geometrii výsyvky tedy nebude významným faktorem ovlivňujícím závěry posudku. Lehčený násyp snižuje globální stabilitu a jeho provedení tedy není doporučeno.

Stabilitní poměry v profilu 2 jsou v základním stavu mírně lepší (přibližně o $FS=0,05$) oproti stabilitním poměrům v profilu 1. Stupeň stability je pro současný stav $FS=1,1$ (resp. 1,14 při uvážení hydraulického modelu), což je hodnota která nevyhovuje podle ČSN EN 1997-1 „Eurokód 7“, nicméně vyhovuje podle normy ČSN 736133, která zohledňuje fakt, že byly ve výpočtu využity reziduální smykové parametry. Mírně lepší stabilitní poměry jsou způsobeny zejména tím, že se ve vyšších částech svahu v profilu 2 hladina podzemní vody nachází ve vyšších hloubkách. V horní části svahu též není přítomný rozsáhlý čedičový blok, který by hrozil sesouváním po hluboce založené smykové ploše jako v profilu 1. Nehledě na tento fakt ovšem při zvýšení hladiny podzemní vody v srážkově abnormálním období klesá stupeň stability na hodnotu 1,06, což je

hodnota nevyhovující a z hlediska dlouhodobé udržitelnosti stavby je nutno přistoupit ke stabilizačním opatřením.

V profilu 2 je možno využít dvě různá stabilizační opatření, jejichž efekt se doplňuje:

- (1) Snížení hladiny podzemní vody pomocí šterkových drenážních stěn. Toto snížení vede k navýšení stupně stability až na hodnotu 1,23 (resp. 1,21 při abnormálních srážkách). Tato hodnota stále nevyhovuje podle ČSN EN 1997-1, nicméně oproti současnému stavu je výrazně příznivější.
- (2) Druhým doporučeným stabilizačním opatřením je odtěžení výsypky kamenolomu a přilehlých deluviálních štěrků až na skalní podklad (podle obrázku „Obrázek 49“). Toto odtěžení vede ke zvýšení stupně stability až na hodnotu 1,34 (resp. 1,31 při abnormálních srážkách), což je hodnota vyhovující dle obou norem ČSN EN 1997-1 „Eurokód 7“ a ČSN 736133. Svah je v tom případě možno považovat za stabilní.

8 Varovné stavy

Jedním z cílů studie bylo stanovení varovných stavů pro piezometrickou úroveň v monitorovaných vrtech. Pro definici varovných stavů se vycházelo z následujícího:

Osazená čidla pro měření pórových tlaků v oblasti udávají následující rozsahy pórových tlaků, jedná se o hodnoty mezi minimem a maximem (přepočteny na změny výšky hladiny podzemní vody). Data pocházejí z [2]

- MPT2, čidlo 1 – 30 cm
- MPT2, čidlo 2 – 180 cm
- MPT2, čidlo 3 – 70 cm
- MPT1, čidlo 1 – 30 cm
- MPT1, čidlo 2 – 28 cm
- MPT1, čidlo 3 – 102 cm
- MPT3, čidlo 1 – 58 cm
- MPT3, čidlo 2 – 65 cm
- MPT3, čidlo 3 – 43 cm

Na základě těchto měření se usuzuje, že zvýšení hladiny podzemní vody o 200 cm nad normál (ne nad minimum) představuje nejvyšší zvýšení hladiny, které je ještě pravděpodobné. Takovéto zvýšení hladiny podzemní vody vede ke snížení stupně stability přibližně o 0,04 až 0,05 jednotek. Nejedná se o hodnotu zanedbatelnou, nicméně je nižší, než změna stupně stability způsobená výstavbou podzemních drenážních stěn (zvýšení stupně stability o přibližně 0,10 jednotek) a zvýšení stupně stability odebráním sutí pod hranou kamenolomu (zvýšení stupně stability o cca 0,08 - 0,09 jednotek). Dále je nutné konstatovat, že ke zvýšení hladiny podzemní vody v regionálním

měřítku by v případě studovaného problému docházelo relativně pomalu vzhledem k relativně nízké propustnosti materiálů a abnormální srážky by musely být dlouhodobé.

Na základě těchto výsledků se konstatuje, že by se mělo pokračovat s hydrogeologickým monitoringem, nicméně abnormální srážková událost by v případě aplikace obou doporučených stabilizačních postupů (výstavby podzemních drenážních stěn a odtěžení sutí při hraně kamenolomu) neměla způsobit ztrátu stability svahu.

Vhodným místem soustředěného monitoringu je vrt MPT2, čidlo 2, které vykazuje z dlouhodobého hlediska největší změnu piezometrické úrovně (rozdíl extrémů až 18 kPa, tedy cca 1,8m), s nímž jsou spojené posuny monitorované na inklinometru IN2. Střední hodnota tlaku na tomto čidle je 25-27 kPa. Dále je možno definovat následující limitní hodnoty platné pro situaci bez stabilizačních opatření:

- (1) **(0)-30 kPa**: Hodnota v rámci normálu, měla by být spojena se standardním monitoringem deformace násypu a mostu.
- (2) **30-36 kPa**: 1. varovný stav. Historie sledování na MPT2 ukazuje, že tento stav by neměl vést ke ztrátě stability, ale pravděpodobné bude zvýšení pohybů základu a mostu na smykové ploše v hloubce 12 m, proto by měla být zvýšena frekvence monitoringu.
- (3) **36 a více kPa**: 2. varovný stav. V případě, že ještě nebudou aplikována stabilizační opatření tento varovný stav znamená riziko výrazného zvýšení deformací násypu i mostu. Nutné je provádění monitoringu deformací násypu a mostu s vysokou frekvencí a v případě prokázání abnormálního zvýšení pohybů příprava na provedení mimořádných opatření, mezi které se v extrémním případě může řadit i dočasné uzavření komunikace.

9 Závěry

V této zprávě byla analyzována stabilita svahu v rámci dvou profilů poblíž napojení dálničního mostu SO210 a přilehlého násypu, které byly v rámci geologického průzkumu identifikovány jako nejméně příznivé z hlediska stability.

Výsledky byly vyhodnoceny na základě norem ČSN EN 1997-1 „Eurokód 7“ a ČSN 736133. Aktuálně platná norma ČSN EN 1997-1 „Eurokód 7“ vyžaduje stupeň stability svahu 1,25. Tato norma ovšem nezohledňuje fakt, že se v analýzách využívaly nejkonzervativnější hodnoty smykové pevnosti materiálu (tzv. reziduální pevnost). Reziduální pevnost je zohledněna v normě ČSN 736133, která při využití této pevnosti vyžaduje stupeň stability 1,1. Na základě těchto limitů byla nastavena následující stabilní stupnice:

- (1) **Zelená:** $FS > 1,25$. Stupeň stability vyhovuje jak podle ČSN EN 1997-1, tak podle ČSN 736133. Svah je možno považovat za stabilní.
- (2) **Oranžová:** $1,1 < FS < 1,25$. Stupeň stability vyhovuje podle ČSN 736133, ale nevyhovuje podle ČSN EN 1997-1. Svah je podmíněčně stabilní.
- (3) **Červená:** $1,0 < FS < 1,1$. Stupeň stability nevyhovuje podle ČSN 736133 ani podle ČSN EN 1997-1, ale stupeň stability je vyšší než 1. Svah je nestabilní (dle okolností ovšem nemusí dojít k okamžitému kolapsu vzhledem k nejistotám v numerickém modelu).
- (4) **Fialová:** $FS < 1,0$. Stupeň stability nevyhovuje podle ČSN 736133 ani podle ČSN EN 1997-1 a stupeň stability je nižší než 1. Svah je vysoce nestabilní (pravděpodobnost kolapsu je vysoká).

Hlavní výsledky analýz jsou následující:

Stabilita svahu ve výpočtovém profilu 1 je problematická, stupně stability pro současnou hladinu podzemní vody se pohybují v „červené“ zóně $1 < FS < 1,1$. Stupeň stability nejnepříznivější varianty pro průměrnou hladinu podzemní vody (HPV z geologického průzkumu, bez přetížení násypem) je pouze **1,015**. Plánovaným stabilizačním opatřením je provedení podzemních šterkových drenážních stěn. Analýzy stability prokázaly jejich pozitivní vliv na stabilitu svahu. Pro nejnepříznivější variantu (bez přetížení násypem, ve srážkově abnormálním období) je stupeň stability roven **$FS = 1,12$** (oranžová zóna). Vzhledem k možným nejistotám modelu je ovšem nadále nutná obezřetnost a základním opatřením by mělo být dlouhodobé monitorování pohybu svahu a režimu podzemní vody a kontrola funkčnosti povrchových i podpovrchových drenážních opatření.

Na tomto místě je ovšem nutno zdůraznit, že analýzami identifikovaná smyková plocha v profilu 1 je hluboká a eventuální svahová deformace by měla jiný charakter, než v případě sesuvu Dobkovičky. Očekává se spíše průběžný creepový pohyb svahu v řádu cm za rok, než rychlý sesuv

o posunech desítek metrů za několik dní. I pomalý pohyb ovšem může způsobit problémy ve funkčnosti stavby z dlouhodobého hlediska.

Stabilitní poměry v profilu 2 jsou v základním stavu mírně lepší (přibližně o $FS=0,05$) oproti stabilitním poměrům v profilu 1. Stupeň stability je pro současný stav hladiny podzemní vody $FS=1,1$ (resp. 1,14 při uvážení hydraulického modelu), což je hodnota v oranžové zóně stability. Při zvýšení hladiny podzemní vody v srážkově abnormálním období ovšem klesá stupeň stability na hodnotu 1,06, což je hodnota nevyhovující z hlediska dlouhodobé udržitelnosti stavby a je tedy nutno přistoupit ke stabilizačním opatřením.

V profilu 2 je možno využít dvě různá stabilizační opatření, jejichž efekt se doplňuje:

- (1) Snížení hladiny podzemní vody pomocí štěrkových drenážních stěn. Toto snížení vede k navýšení stupně stability až na hodnotu 1,23 (resp. 1,21 při abnormálních srážkách). Tato hodnota stále je v oranžové zóně stability.
- (2) Druhým doporučeným stabilizačním opatřením je odtěžení výsypky kamenolomu a přilehlých deluviálních štěrků až na skalní podklad (podle obrázku „Obrázek 49“). Toto odtěžení vede ke zvýšení stupně stability až na hodnotu 1,34 (resp. 1,31 při abnormálních srážkách), což je hodnota v zelené zóně stability.

Při využití obou stabilizačních opatření je svah v profilu 2 z dlouhodobého hlediska možno považovat za stabilní.

Zejména před provedením stabilizačních opatření je důležitý monitoring hydrogeologického režimu v monitorovacích vrtech. Na základě analýz i dosavadního pozorování byly stanoveny následující limity na čidle č. 2 ve vrtu MPT2 platné pro situaci bez stabilizačních opatření:

- (1) 0-30 kPa: Hodnota v rámci normálu, měla by být spojena se standardním monitoringem deformace násypu a mostu.
- (2) 30-36 kPa: 1. varovný stav. Historie sledování na MPT2 ukazuje, že tento stav by neměl vést ke ztrátě stability, ale pravděpodobné bude zvýšení pohybů základu a mostu na smykové ploše v hloubce 12 m, proto by měla být zvýšena frekvence monitoringu.
- (3) 36 a více kPa: 2. varovný stav. V případě, že ještě nebudou aplikována stabilizační opatření tento varovný stav znamená riziko výrazného zvýšení deformací násypu i mostu. Nutné je provádění monitoringu deformací násypu a mostu s vysokou frekvencí a v případě prokázání abnormálního zvýšení pohybů příprava na provedení mimořádných opatření, mezi které se v extrémním případě může řadit i dočasné uzavření komunikace.

Důležitým faktem vyplývajícím z modelů dále je, že snížení hladiny podzemní vody a tedy stabilizace svahu bude dlouhodobou záležitostí (platí pro oba profily), proto je nutné zajistit rychlé

provedení drenážních žeber. Do stavu blízko stavu stacionárnímu se hladina podzemní vody dostane přibližně po pěti letech. Během tohoto období je nutno se zvýšenou frekvencí provádět důsledný monitoring pórových tlaků a deformace v inklinometrech. Pomocí sledování hladiny podzemní vody v monitorovacích vrtech by též mělo být verifikováno, že snižování hladiny podzemní vody probíhá v souladu s předpoklady.



UNIVERSITA KARLOVA v Praze
Přírodovědecká fakulta
Ústav hydrogeologie, inženýrské geologie a užité geofysiky
Albertov 6, 128 43 Praha 2

Doc. RNDr. David Mašín, M.Phil., Ph.D.
Karlova Univerzita v Praze
V Praze,
1. srpna 2016