



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

ANALÝZA ZPŮSOBU VEDENÍ TRASY PŘES SESUVNÉ ÚZEMÍ DÁLNICE D1 VE SR

ANALYSIS OF THE ROUTE OPTIONS THROUGH THE LANDSLIDE AREA OF MOTORWAY D1
IN SLOVAKIA

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Lenka Horňáková

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

BRNO 2018



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. Lenka Horňáková
Název	Analýza způsobu vedení trasy přes sesuvné území dálnice D1 ve SR
Vedoucí práce	doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
Datum zadání	31. 3. 2018
Datum odevzdání	11. 1. 2019

V Brně dne 31. 3. 2018

doc. Ing. Lumír Miča, Ph.D.

Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.

Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

V nově budovaném úseku dálnice D1 na Slovensku byl GT průzkumem detekován potencionální sesuv ve kterém byla situována mostní opěra. Most byl zkrácen a nahrazen vysokým násypem. Na základě výsledků doplňkového GT průzkumu měření došlo k překlasifikování potenciálního sesuvu na aktivní sesuv. Cílem diplomové práce je provést ověření návrhů dálnice s mostem i s vysokým násypem v prostředí s potenciálním i aktivním sesuvem, včetně rizik spjatých s výstavbou a konečného návrhu řešení dálnice včetně ekonomického hlediska.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

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

doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

Vedoucí diplomové práce

ABSTRAKT

Výstavba diaľnic na Slovensku sa vzhľadom k hornatému reliéfu stretáva s radou geotechnických problémov. Jedným z týchto problémov sa zaoberá aj táto diplomová práca, v ktorej je trasa diaľnice vedená zosuvným územím. Cieľom práce je porovnať dva odlišné návrhy vedenia diaľnice D1 v časti úseku Hubová - Ivachnová. Teoretická časť sa zaoberá problematikou svahových pohybov v súvislosti s trasovaním líniových stavieb. V praktickej časti sú rozobrané návrhy konkrétnych riešení variantu vedenia trasy vysokým násypom a variantu s mostom. Oba varianty sú modelované v numerickom programe Plaxis. Následné porovnanie a vyhodnotenie variantov je vykonané s ohľadom na stupeň stability, deformácie, namáhanie konštrukcií a náklady na výstavbu.

KLÍČOVÁ SLOVA

zosuv, stabilita svahu, kotvená pilótovej stena, zemná kotva, vysoký násyp, metóda konečných prvkov, numerický model

ABSTRACT

The construction of motorways in Slovakia faces a series of geotechnical problems due to the mountainous relief. One of these problems is also discussed in this diploma thesis, where the motorway route is led through a landslide area. The aim of the thesis is to compare two different proposals of the D1 motorway in part of Hubova - Ivachnova section. The theoretical part deals with the issue of slope movements in connection with transport line constructions. In the practical part, the proposals for specific solutions of the high embankment route variant and variant with the bridge are discussed. Both variants are designed in the Plaxis numeric program. Subsequent comparison and evaluation of variants is performed in relation to the degree of stability, deformation, structural stress and construction costs.

KEYWORDS

landslide, slope stability, anchored pile wall, earth anchor, high embankment, finite element method, numerical model

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

HORŇÁKOVÁ, Lenka. *Analýza způsobu vedení trasy přes sesuvné území dálnice D1 ve SR*. Brno, 2019. 122 s. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

PREHLÁSENIE

Prehlasujem, že som diplomovú prácu spracovala samostatne, a že som uviedla všetky použité informačné zdroje.

V Brne dňa 27. 12. 2018

Bc. Lenka Horňáková

Autor práce

POĎAKOVANIE

Rada by som poďakovala môjmu vedúcemu diplomovej práce docentovi Ing. Vladislavovi Horákovi, CSc. za poskytnutie dôležitých rád a pripomienok pri spracovaní práce. Tiež by som chcela poďakovať svojej rodine a najbližším, ktorí ma po celú dobu štúdia podporovali.

Lenka Horňáková

OBSAH

1	TEORETICKÝ PREHLAD RIEŠENEJ PROBLEMATIKY	12
1.1	Faktory spôsobujúce svahové pohyby	12
1.2	Charakteristika a vývoj svahových pohybov	13
1.3	Riešenie projektu špeciálneho zakladania	15
1.4	Geotechnický prieskum	15
1.5	Metódy riešenia stability svahu	17
1.6	Sanačné práce a opatrenia zabraňujúce vzniku svahových pohybov	17
1.7	Aktívny a potenciálny zosuv	18
2	ZOSUV NA TRASE DIALNICE D1 V ÚSEKU HUBOVÁ–IVACHNOVÁ V KM 7,000	19
2.1	Poloha a popis záujmovej oblasti	19
2.2	Geomorfologické pomery	19
2.3	Geologické pomery	20
2.4	Hydrogeologické pomery	20
2.5	Klimatické pomery a seizmicita územia	21
2.6	Svahové deformácie	21
3	GEOLÓGICKÁ PRESKÚMANOSŤ ÚZEMIA	22
3.1	Prieskumné práce	22
3.2	Inklinometrické meranie podpovrchových deformácií	23
3.3	Inžinierskogeologický profil zosuvom	26
3.4	Monitoring hladiny podzemnej vody	28
4	VSTUPNÉ PARAMETRE	31
4.1	Použité návrhové prístupy	31
4.2	Geotechnické parametre	32
4.3	Parametre konštrukcií a prvkov	34
4.3.1	Parametre vysokého násypu	34
4.3.2	Parametre mostu	36
4.4	Zaťaženie	38
4.4.1	Premenlivé zaťaženie od dopravy – vysoký násyp	38
4.4.2	Stále zaťaženie na ŽB základ mostnej podpory	41
4.4.3	Zaťaženie zemetrasením	42
5	NUMERICKÝ MODEL	43
5.1	Všeobecne	43
5.2	Rozsah modelu a okrajové podmienky	44
5.3	Modelovanie zemín	45

5.4	Modelovanie prvkov a konštrukcií	47
5.4.1	Modelovanie prvkov a konštrukcií – vysoký násyp	47
5.4.2	Modelovanie prvkov a konštrukcií – most	50
5.5	Fázy výpočtu	53
5.5.1	Fáze výpočtu – vysoký násyp	54
5.5.2	Fáze výpočtu – most	57
6	VÝSLEDKY VÝPOČTOV	59
6.1	Výsledky výpočtov – vysoký násyp	59
6.1.1	Deformácie – horizontálny smer	60
6.1.2	Deformácie – vertikálny smer	62
6.1.3	Celkové deformácie	65
6.1.4	Plastické body	68
6.1.5	Deformácie pilotových stien	70
6.1.6	Normálové sily v pilotových stenách	73
6.1.7	Posúvajúce sily v pilotových stenách	76
6.1.8	Ohybové momenty v pilotových stenách	78
6.1.9	Normálové sily v kotvách	81
6.1.10	Stupeň stability	82
6.2	Výsledky výpočtov – most	82
6.2.1	Deformácie – horizontálny smer	83
6.2.2	Deformácie – vertikálny smer	84
6.2.3	Celkové deformácie	85
6.2.4	Plastické body	87
6.2.5	Deformácie pilotovej steny a základovej pätky	88
6.2.6	Normálové sily v pilotovej stene	89
6.2.7	Posúvajúce sily v pilotovej stene	91
6.2.8	Momenty v pilotovej stene	92
6.2.9	Normálové sily v kotvách	94
6.2.10	Stupeň stability	94
6.3	Výsledky základných údajov predpätia zemných kotiev	94
7	POSÚDENIE NOSNÝCH KONŠTRUKCIÍ	96
7.1	Posúdenie najviac namáhanej pilóty	96
7.1.1	Posúdenie vnútorných síl - 1. kombinácia (M+N)	97
7.1.2	Posúdenie vnútorných síl - 2. Kombinácia (V)	98
7.2	Posúdenie kotevných prahov	101

7.2.1	Posúdenie vnútorných síl – kvázistále náhradné zaťaženie.....	102
7.2.2	Posúdenie vnútorných síl – mimoriadne náhradné zaťaženie	105
8	POROVNANIE VARIANTOV A ZHODNOTENIE	109
9	ROZPOČET	112
10	ZÁVĚR.....	116
11	ZOZNAM POUŽITÝCH ZDROJOV	118
12	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	120
13	SEZNAM PŘÍLOH	122

ÚVOD

V tejto práci sa zaoberám analýzou variantov vedenia trasy cez zosuvné územie. Skúmané územie sa nachádza severne od okresného mesta Ružomberok, v obci Likavka. Naprieč týmto územím vedie trasa novobudovanej diaľnice D1, úsek Hubová – Ivachnová, ktorá prechádza geologicky komplikovaným terénom s početným výskytom svahových deformácií.

V novobudovanom úseku diaľnice D1 na Slovensku bol geotechnickým prieskumom detegovaný potenciálny zosuv, v ktorom bola pôvodne situovaná mostná podpora. Most bol skrátený a nahradený vysokým násypom. Na základe výsledkov doplnkového geotechnického prieskumu došlo k preklasifikovaniu potenciálneho zosuvu na zosuv aktívny.

Cieľom diplomovej práce je overiť návrh diaľnice vedenej vysokým násypom a mostom v prostredí s potenciálnym aj aktívnym zosuvom, vrátane rizík spojených s výstavbou a konečného návrhu riešenia diaľnice vrátane ekonomického hľadiska. Prvým skúmaným riešením je trasa vedená vysokým vrstevnatým násypom. Druhý skúmaný variant tvorí vedenie trasy premostením, u ktorého sa v práci zaoberám zaistením stability jednej mostnej podpory. V závere práce by malo byť zrejmé, ktorý zo zaistených variantov sa javí ako výhodnejší predovšetkým s ohľadom na stavebné náklady.

Celá práca vychádza najmä z inžinierskogeologických prieskumov diaľnice D1 z úseku Hubová – Ivachnová. Údaje z IG prieskumov umožnili vytvoriť geologický profil územia, vrátane stanovenia polohy šmykovej plochy. Numerický model bol vytvorený v programe Plaxis 2D, v ktorom boli rovnako realizované všetky statické analýzy. S ohľadom na trojdimenzionálnu úlohu zjednodušenú na dvojdimenzionálnu bolo nutné prijať radu zjednodušení a teoretických predpokladov. Vysoký násyp bol v prvom variante stabilizovaný pomocou kotvených pilotových stien umiestnených jak nad násypom tak pod násypom. K zvýšeniu stability prispeli aj ďalšie čiastkové opatrenia. V druhom variante bola mostná podpora stabilizovaná kotvenou pilotovou stenou situovanou nad podporou. Po vytvorení a posúdení návrhu bolo následne možné zhodnotiť náklady na výstavbu.

V diplomovej práci je možné identifikovať tri hlavné časti, pričom každá vychádza z predchádzajúcej a plynule na ňu nadväzuje. Prvá časť obsahuje stručný teoretický úvod do problematiky svahových pohybov a stability svahov a tiež vstupné údaje, z ktorých vychádza praktická časť. Druhú kľúčovú časť tvorí niekoľko kapitol zaoberajúcich sa modelovaním geologického profilu ako aj modelovaním samotných variantov zaistenia aktívneho a potenciálneho zosuvu. V druhej časti práce sú tiež uvedené parametre, ktoré boli použité pri výpočtoch v programe Plaxis spolu s postupom fázovania výstavby. V záverečnej časti je možné nájsť spracovanie výsledkov a finálne porovnanie variantov.

1 TEORETICKÝ PREHĽAD RIEŠENEJ PROBLEMATIKY

Pre uvedenie do problematiky stability svahov je nutné vymedziť pojem zosuv. Záruba a Mencl (1987) definujú zosuv ako „náhle pohyby hornín, pri ktorých sú zosúvajúce sa hmoty oddelené od pevného podložia zreteľnou smykovou plochou“. Štúdium zosuvov je právoplatne považované za jednu z najdôležitejších disciplín geotechniky. Dôležitosť tohto oboru plynie predovšetkým z obrovských rizík, ktoré vychádzajú na povrch ako pri samotnej výstavbe, tak i následne pri užívaní stavby. Zložitosť problému je spôsobená predovšetkým vďaka nespočetnému množstvu okolitých podmienok a vstupujúcich faktorov.

Vzhľadom k rozsahu tejto diplomovej práce sa budem vybranými témami zaoberať len okrajovo, a hlavne v súvislosti s líniovými stavbami podľa témy práce.

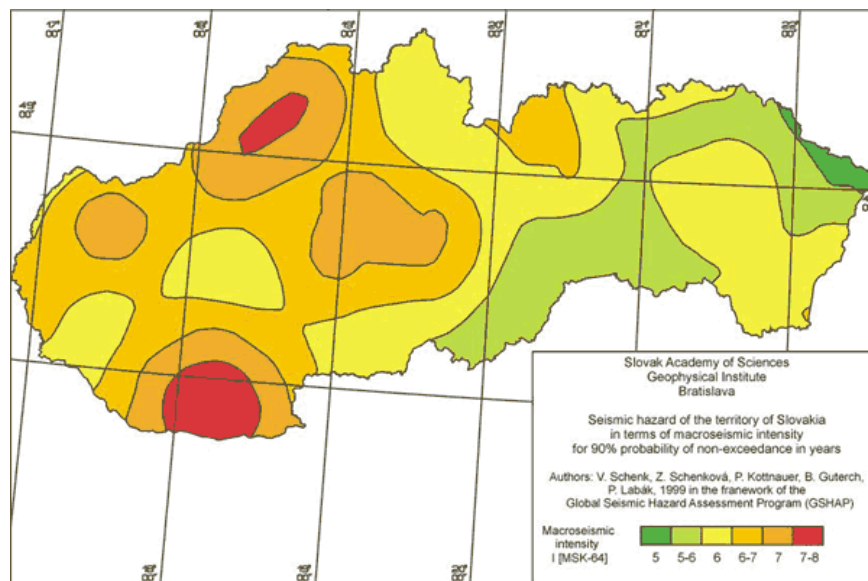
1.1 Faktory spôsobujúce svahové pohyby

Veľkú pozornosť pri štúdiu svahových pohybov je nutné venovať podmienkam, ktoré spôsobujú náchylnosť k zosúvaniu a faktory, ktoré pohyb bezprostredne vyvolávajú. Záruba a Mencl (1987) zmieňujú predovšetkým nasledujúce faktory:

- Zmena sklonu svahu
- Zväčšenie výšky svahu
- Príťaženie násypu
- Otrasy a vibrácie
- Zmeny obsahu vody
- Pôsobenie podzemnej vody
- Činnosť mrazu
- Zvetrávanie hornín
- Zmeny vegetačného pokrytia

Faktory môžu navyše pôsobiť súčasne. Hlavne pri väčších stavbách ako sú líniové stavby, dochádza k pôsobeniu viacerých faktorov naraz (svahové úpravy, príťaženie svahu násypom a dopravou, zmeny vegetačného pokrytia, atď.)

Otrasy a vibrácie sú jedným zo zmienených faktorov, medzi ktoré sa radí aj zemetrasenie, a na účinky ktorého je nutné navrhovať konštrukciu. Vplyv zemetrasenia býva v strednej Európe zanedbávaný z dôvodu nižšej frekvencie a sily zemetrasenia. Nižšia obozretnosť pri navrhovaní na účinky zemetrasenia tak možno stojí za radou katastrofických udalostí, ku ktorým v Európe došlo. Medzi tieto katastrofy so stovkami obetí je možné zaradiť napríklad aj zemetrasenie v oblasti Abruzzo v Taliansku z roku 2009. Pokiaľ sa pozrieme na Slovensko, tak i tu je dokumentované veľké množstvo zemetrasení. Seizmické ohrozenie na Slovensku zhrňuje nasledujúca mapa.



Obr. č. 01 - Mapa seizmického ohrozenia územia Slovenska v hodnotách makroseizmickej intenzity pre 475-ročnú návratovú periódu (<http://www.seismology.sk/Maps/>)

Podľa tejto mapy vydanéj geofyzikálnym ústavom v Bratislave sa ako jedna z najrizikovejších oblastí javí juhozápad Slovenska okolo mesta Komárno. Stred Slovenska vykazuje skôr nižšiu pravdepodobnosť vzniku zemetrasenia v porovnaní so zvyškom štátu.

Rovnako, aké je veľké množstvo faktorov spôsobujúcich zosuvy, ktorými sme sa zaoberali v úvode kapitoly, je aj veľké množstvo typov svahových pohybov. Vo väčšine odborných publikácií sú zosuvy delené z hľadiska spôsobu a rýchlosti pohybu, podľa tvaru šmykovej plochy, veku, štádia vývoja a ďalších. U nás sa značne rozšírila terminológia podľa Nemčoka, Paška a Rybáre, ktorí charakterizujú zosuv podľa mechanizmu a rýchlosti pohybu na štyri hlavné skupiny: plíženie, zosúvanie, stekanie a rútenie.

1.2 Charakteristika a vývoj svahových pohybov

Stabilita svahu je primárne prirovnávaná k stabilite úlohe telesa na naklonenej rovine (Záruba a Mencl, 1987). Zjednodušene sa jedná o súperenie medzi aktívnymi silami, medzi ktoré radíme predovšetkým tiaž a šmykovými silami, ktoré sa snažia zabrániť pohybu. Rada zosuvov sa vyvíja prevažne od päty svahu, kde sú lokálne súčinitele bezpečnosti menšie než v hornej časti svahu. V našich klimatických podmienkach je jedným z dôkazov rozvoja zosuvu od päty, pôsobenie mrazu, ktorý zväčšuje vlhkosť zeminy a následne po roztopení znižuje jej pevnosť.

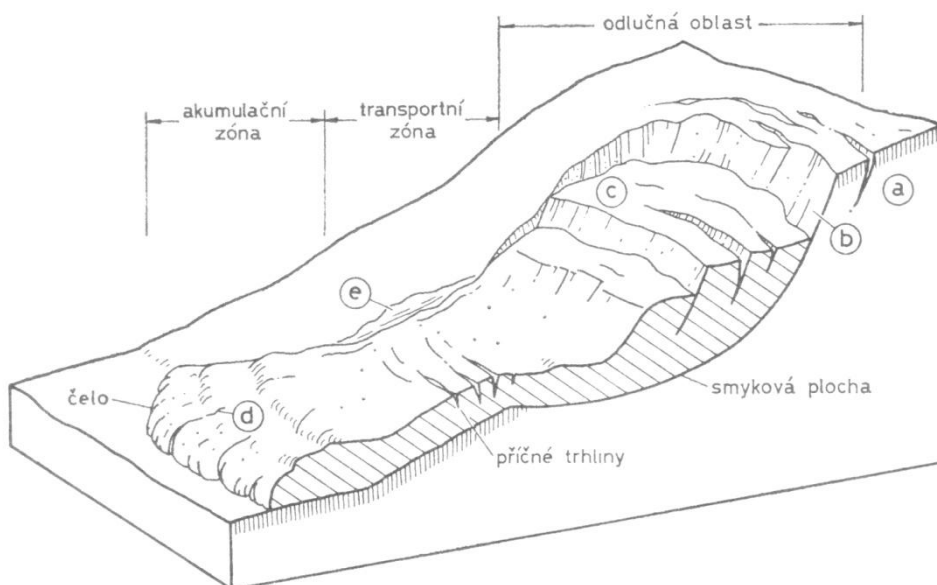
V kapitole sú ďalej zmienené typy svahových pohybov, ktoré do značnej miery určujú jeho vývoj. Medzi hlavné svahové pohyby patria:

- Gravitačné svahové pohyby
 - Plíženie (creep)

- Zosúvanie
- Rútenie
- Fluviálne svahové pohyby
 - Sufózia
 - Soliflukcia
 - Tečenie
 - Plíživý pohyb zvetralín

Ako už názov napovedá, u prvej skupiny gravitačných pohybov je pôvodcom predovšetkým tiaž a úzko súvisí s faktormi ako je zmena sklonu svahu, zväčšenie výšky svahu a prítlačenie násypu z prvej kapitoly. Druhá skupina je viazaná na faktory podmienené vplyvom vody. Napríklad u soliflukcie dochádza k pomalému odtekaniu povrchovej vrstvy na roztopenom povrchu trvalo zmrznutej pôdy. Vzhľadom k rýchlosti je možné tento typ pohybu zaradiť tiež do "creepu".

Málo bližšie sa budeme zaoberať zosúvaním, ku ktorému dochádza na svahu riešenom v praktickej časti diplomovej práce. Konkrétnejšie zosúvaním pelitických hornín pozdĺž zakrivených plôch, ktoré Záruba a Mencl (1987) vymenúvajú ako jednu z kategórií vo svojej knižke „*Sesuvy a zabezpečování svahů*“



Obr. č. 02 - Hlavné časti zosuvu válcovou smykovou plochou a priebeh trhlín. a – ťahové trhliny nad odlučnou oblasťou, b – odlučná stena, c – priečne trhliny, d – radiálne trhliny, e – bočné valy (Záruba a Mencl, 1987).

V nezpevnených alebo čiastočne zpevnených pelitických horninách vznikajú prekročením pevnosti v šmyku hlboké zosuvy pozdĺž novovytvorených šmykových plôch. Hmota zosuvu sa často hromadí u päty svahu. Aj keď sú šmykové plochy zakrivené, je možné ich pokladať za rotačné

válcové plochy. Vďaka tvaru válcových plôch dochádza k náklonu hmoty proti svahu. Tento efekt prispieva k ďalšej kumulácii hmoty v päte svahu (akumulačné zóny). Pri pohybu dochádza k tvorbe priečných trhlín, v ktorých sa hromadí voda, ktorá ďalej zhoršuje rovnovážne podmienky.

1.3 Riešenie projektu špeciálneho zakladania

Každý výskum a projekt je riešený za určitým cieľom a so zadaním, ktoré je nutné splniť čo najzodpovednejšie. To platí pre malé projekty pozemného staviteľstva a o to viac pre projekty rádovo väčších rozmerov (diaľnice, železničné koridory, vodohospodárske stavby a ďalšie).

Projekty špeciálneho zakladania sa z tohto hľadiska často radia medzi tie najzložitejšie a najnákladnejšie. Nie je tomu inak ani u projektov ohrozených pohybmi podložia, ktoré majú zásadný vplyv na bezpečnosť a prevádzku líniových stavieb, vodohospodárskych diel a ďalších. Proces vedúci k realizácii projektu a k jeho následnému uvedeniu do prevádzky je väčšinou rozsiahly a v prípade dôležitých celoštátnych a medzinárodných projektov sa do neho zapojí desaťtisíce ľudí. V nasledujúcom diagrame je zobrazený zjednodušený proces vedúci k splneniu čiastkového cieľa projektu, ktorým je zaistenie podložia a bezpečnosť založenia stavebných objektov.

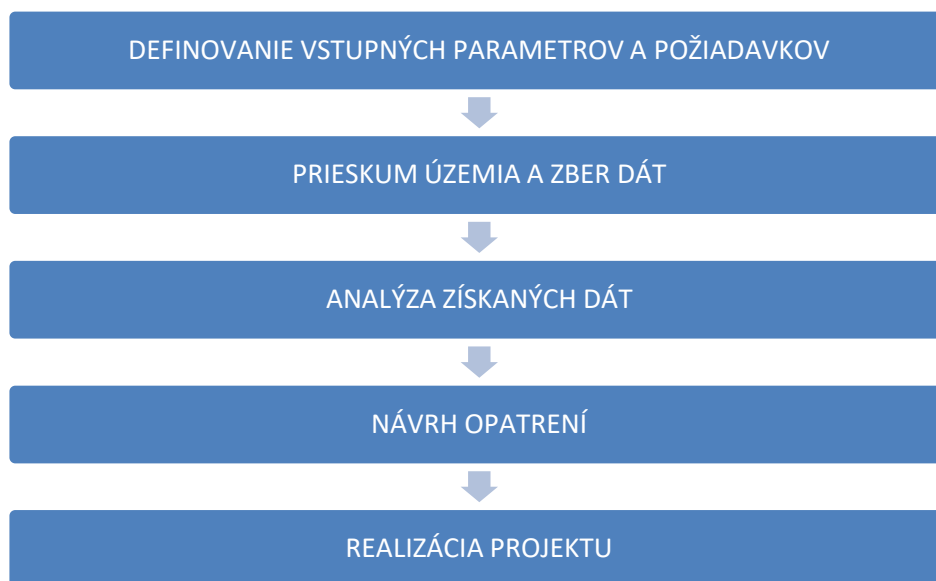


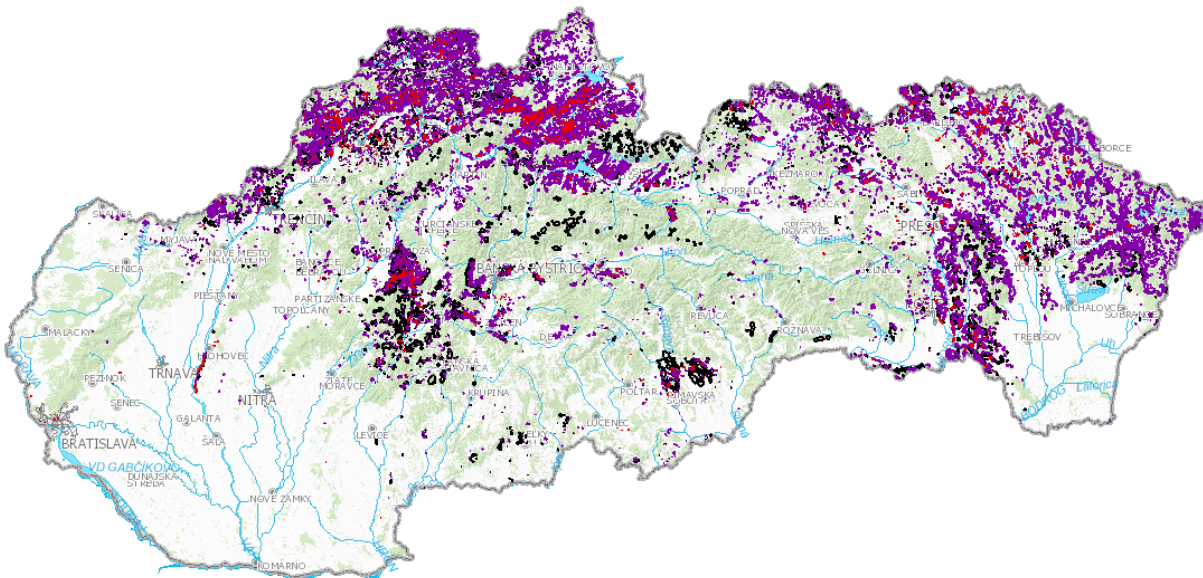
Diagram č. 01. - Schéma riešenia geotechnického problému

V nasledujúcich kapitolách budú prebrané prvé štyri stupne procesu aplikované na problematiku svahových pohybov a líniových stavieb.

1.4 Geotechnický prieskum

Pri skúmaní svahových pohybov existuje rada metód, pomocou ktorých je snaha, čo najpresnejšie vystihnúť a predpovedať ich budúce chovanie. Jeden z najdôležitejších podkladov k poskytnutiu údajov o geologických a hydrogeologických pomeroch je geotechnický prieskum. Vďaka

dôkladnému a komplexnému geotechnickému prieskumu je možné porozumieť geologickej stavbe územia, hydrogeologickým pomerom, fyzikálnym a mechanickým vlastnostiam základovej pôdy. Všetky získané poznatky sú potom aplikovateľné pri výpočtoch a návrhu opatrení súvisiacich s cieľom nášho snaženia. V tejto časti je nutné vyzdvihnúť úlohu topografických podkladov a máp, ktoré už boli v danej oblasti spracované. Príkladom je Štátny geologický ústav Dionýza Štúra, kde sú zhromažďované dáta realizovaných prieskumných prác na základe ohlasovacej povinnosti.



Obr. č. 03 - Svahové deformácie na území Slovenskej republiky. Fialové body – potenciálne zosuvy, červené body – aktívne zosuvy (ŠGÚDŠ, 2010)

Geologický prieskum má pre potreby hlbinného zakladania špecifické rysy a požiadavky, ktoré sú odlišné od plošného zakladania (Masopust, 1994). Typickým príkladom je nutnosť postihnúť celý geologický profil, ktorý môže v prípade niektorých stavieb siahať niekoľko desiatok metrov hlboko. Dôsledkom je realizácia nadmerne hlbokých prieskumných vrtov. Po odobraní vzoriek nasleduje práca na ich popise a určení geotechnických vlastností v laboratóriu mechaniky zemín a hornín. Dôležité je čo najviac zachovať podmienky in situ. Medzi skúmané parametre sa radí napríklad:

- Mineralogické zloženie
- Fyzikálne indexové vlastnosti
- Rýchlosť konsolidácie
- Pretvárne a deformačné charakteristiky
- Smykové parametre

Pri svahových zosuvoch sa tiež uplatňujú metódy geotechnického prieskumu, ktoré postihujú priebeh niektorých veličín v čase. Medzi tieto metódy patria rôzne geodetické merania, ktoré

mapují rychlost a presun hmoty zosuvu, piezometrické merania pohybu vody, inklinometrické merania v prieskumných vrtoch a ďalšie.

1.5 Metódy riešenia stability svahu

Základným podkladom na posúdenie stability zosuvných území sú klzné plochy alebo oslabené zóny, ktoré majú zvyčajne taký priebeh, že ho nemožno nahradiť kružnicou ani logaritmickou špirálou (Hulla a Turček, 1998). Pokiaľ nejde o existujúci zosuv, je nutné stanoviť polohu a tvar šmykovej plochy, ktorá dá najmenší stupeň bezpečnosti. Metódy riešenia stability svahu môžeme rozdeliť na:

- Analytické riešenia metódami medznej rovnováhy

Označujú sa aj ako klasické a zlepšené klasické metódy. Základom týchto riešení je známa fyzikálna úloha rovnováhy telesa na naklonenej rovine. Pri prúžkových metódach sa uvažuje súbor telies navzájom oddelených zvislými okrajmi. Najjednoduchšia z týchto metód, Pettersonova, je založená na predpoklade, že normálová sila, ktorá je hlavným zdrojom odporu v šmyku pozdĺž šmykovej plochy, pochádza len od tiaže prúžku. Tento predpoklad je nesprávny, pretože vyššie položené prúžky sú podporované nižšími. Vplyv vodorovných zložiek pôsobiacich medzi prúžkami zaviedol do svojej zjednodušenej metódy až Bishop (Záruba a Mencla, 1987).

- Numerické metódy riešiace napät'ovo-deformačný stav

Patrí sem napríklad metóda sietí či v súčasnej dobe veľmi rozšírená metóda konečných prvkov. MKP je metóda variantná, kde neznáme funkcie plynú z podmienok minima funkcionálu prislúchajúceho riešenej úlohe. Riešená oblasť sa diskredituje na konečný počet podoblastí (tzv. konečné prvky). Tie spojitاً vyplňujú oblasť a sú s ňou nanajvýš v kontakte. Na základe MKP je v súčasnosti založená väčšina numerických programov vrátane programu Plaxis, ktorý bol použitý v praktickej časti tejto diplomovej práce (Vilhan a Šejnoha, 2004).

1.6 Sanačné práce a opatrenia zabraňujúce vzniku svahových pohybov

Po úspešnom zmapovaní situácie a dôkladnej analýze zozbieraných dát je možné vytvoriť vhodné opatrenia zabraňujúce vývoju svahových deformácií. Ako aj u iných zložitých stavieb, tak aj pri stabilizácii zosuvného územia je nutné naplánovať fázovanie výstavby. Jedno z prvých riešení, s ktorým je možné sa stretnúť v literatúre je úprava tvaru svahu. Úpravou v tomto smere uvažujeme presúvanie objemu zeminy, pričom stabilizovanie dosiahneme spravidla odľahčením koruny svahu a priťahovaním päty svahu (Záruba a Mencl, 1987). U líniových stavieb je podobnou metódou úprava trasy komunikácie, ktorú uvádza Hulla a Turček (1998). Zvýšenie stability je v tomto prípade docielené buď presunom násypu do spodných častí zosuvu, alebo naopak vedením zárezu v hornej časti zosuvu vymedzeného šmykovou plochou.



Obr. č. 04 - Vhodné postupy vedenia komunikácie zosuvným územím (Hulla a Turček, 1998)

Zosuvné územie býva často pretkané trhlinami, v ktorých sa hromadí voda. Ďalšou metódou stabilizácie svahových pohybov je odvodnenie a odvedenie povrchovej vody z oblasti zosuvu. Odvodnenie je možné rozdeliť na povrchové a hĺbkové. Povrchové odvodnenie spočíva predovšetkým v odvedení potokov zo širšieho okolia a v systematickom odvádzaní zrážok zo širšieho priestoru výstavby pomocou priekop. Hĺbkové odvodňovanie je realizované pomocou čerpacích studní a vrtov alebo pomocou vodorovných odvodňovacích vrtov (konsolidačných rebier).

Často však uvedené riešenia nie je možné použiť, lebo nie sú dostačujúce, a tak je nutné siahnuť po ďalších opatreniach akými sú pilóty, kotvy, geosyntetika, atď. U menších stavieb sú v súčasnosti asi najpoužívanejším spôsobom zaistenia oporné a zárubne steny. U väčších projektov a pri rozsiahlejších zosuvoch je často používaným spôsobom zaistenia kotvená pilótovej stena, ktorá bola použitá aj v praktickej časti tejto diplomovej práce.

Úlohou pilotovej steny je zabrániť ušmyknutiu pozdĺž šmykovej plochy, t.j. dopredu znemožniť vytvorenie zosuvu. Pilieri preto musia zachytiť tlak z celej šírky zosuvu, a nesmú byť od seba ďalej, než dovoľuje pevnosť klenieb zeminy opierajúcej sa o pilóty. Pokiaľ majú pilóty malú únosnosť zaisťujú sa kotvením (Bažant, 1981). Pre kotvenie pilotových stien sa využívajú tyčové alebo lanové kotvy zviazané s pilótovej stenou železobetónovým kotevným prahom v hlave pilóty prípadne v ďalšej úrovni pod hlavou. Kotevný prah je vždy priebežný v celej dĺžke pilotovej stany, avšak dilatovaný na úseky dlhé asi 20 m (Masopust, 2012)

1.7 Aktívny a potenciálny zosuv

Vzhľadom k tomu, že v praktickej časti diplomovej práce sú často skloňované pojmy aktívny a potenciálny zosuv bolo by nanajvyš vhodné aspoň stručne vysvetliť ich význam.

Aktívnym zosuvom sa teda myslí zosuv v pohybe, ktorý bol zaznamenaný pomocou monitorovacích objektov alebo geodetickým meraním. Potenciálny zosuv je v pokoji, ale z dostupných zdrojov je možné predpokladať, že pri výdatnejších zrážkach, priťažení koruny svahu alebo zemetrasení môže u neho dôjsť k vývinu svahových deformácií.

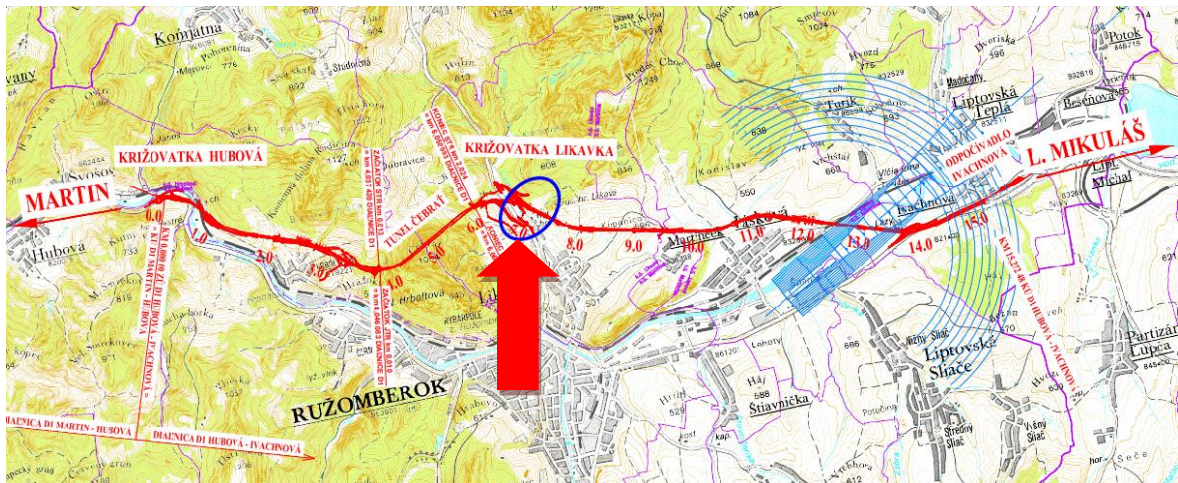
2 ZOSUV NA TRASE DIALNICE D1 V ÚSEKU HUBOVÁ–IVACHNOVÁ V KM 7,000

Diaľničný úsek D1 Hubová – Ivachnová prechádza geomorfologicky náročným územím s komplikovanou geologickou stavbou a rozsiahlym výskytom svahových deformácií. To sa preukázalo u pôvodného návrhu úseku diaľnice D1 Hubová – Ivachnová o celkovej dĺžke 15,272 km, kedy v roku 2015 pre riziko zosuvu svahu nad trasou tunela Čebrať, pri jeho západnom portáli museli po približne 300 metroch ražby prerušiť stavebné práce. Nevhodné geologické podmienky si vynútili úpravu smerového a výškového vedenia trasy.

2.1 Poloha a popis záujmovej oblasti

Zosuv, ktorý je predmetom tejto diplomovej práce, je situovaný na Slovensku v katastrálnom území obce Likavka, ktorá susedí s okresným mestom Ružomberok. Obec Likavka leží v nadmorskej výške 520 m n. m., na pravom brehu rieky Váh a preteká ňou potok rovnomenného názvu Likavka.

Na úseku diaľnice D1 Hubová – Ivachnová sa riešený zosuv nachádza v km 7,000.



Obr. č. 05 - Situácia širších vzťahov s vyznačením záujmovej lokality (*Dopravoprojekt, 2016*)

2.2 Geomorfologické pomery

Z Geomorfologického hľadiska záujmová lokalita leží v podsústave Karpát, v oblasti Tatransko-fatranskej a patrí do podcelku Liptovská kotlina, v časti Chočské podhorie (Mazur a Lukniš, 1980).

V úseku Likavka – Ivachnová má krajina kotlinový charakter, pričom je vyvinutý reliéf pahorkatín a kotlinových pahorkatín. Terén vyvinutý na flyšovom podloží je hladko modelovaný so sklonmi svahov do 10 až 15°. Svahové doliny sú plytké a široké, vyplnené kvartérnymi sedimentmi. V úseku diaľnice budovanom paleogénnym podloží sa často vyskytujú zosuvy (Šamaj, Gažúr a kolektív, 2010).

2.3 Geologické pomery

Z geologického hľadiska budujú územie v širšom okolí trasy diaľnice horniny mezozoika, paleogénu a kvartéru.

V úseku Likavka – Ivachnová možno podložné horniny priradiť k súvrstviam vnútrokarpatského paleogénu, len na okrajoch kotliny sa vyskytujú horniny mezozoika. V údolných častiach územia sú vyvinuté kvartérne sedimenty rôznej genézy, charakteru a mocnosti. Povrch územia je pokrytý takmer súvislou vrstvou kvartérnych zemín deluviálnej, fluviálnej a proluviálnej genézy, lokálne sa vyskytujú aj antropogénne sedimenty a sedimenty organogénne. Mocnosť sedimentov je premenlivá.

Na základe regionálnej inžinierskogeologickej klasifikácie je územie zatriedené do inžinierskogeologického regiónu jadrových pohorí – oblasti vysokých jadrových pohorí a do regiónu neogénnych tektonických vkleslín – oblasť vnútrohorských kotlin (Matula a Pašek 1966).

2.4 Hydrogeologické pomery

Úsek trasy D1 Hubová – Ivachnová je charakterizovaný zložitými hydrogeologickými pomermi, podmienenými komplikovanou geologicko-tektonickou stavbou územia, pestrým horninovým zložením, geomorfologickými, hydrologickými a klimatickými pomermi územia. V úseku Likavka – Ivachnová možno na základe geologických a litologicko-tektonických pomerov vyčleniť:

- podzemné vody paleogénu
- podzemné vody kvartérnych sedimentov

a) Podzemné vody paleogénu

V úseku trasy D1 Hubová – Ivachnová okolo km 7,000 je podložie tvorené paleogénnym komplexom, zastúpeným hlavne ílovcovým komplexom s prevahou ílovcov hutianskeho súvrstvia.

Súvrstvie paleogénnych hornín flyšovej formácie striedajúcich sa pelitických a psamitických sedimentov sa ako celok vyznačuje veľmi nízkou puklinovou priepustnosťou s veľmi malým zvodnením.

Hutianske súvrstvie je charakterizované veľmi malou puklinovou priepustnosťou a z hydrogeologického hľadiska sa javí ako nepriepustné. Priemerná hodnota koeficientu prietochnosti súvrstvia T je $T < 1.10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$. Plytký obeh a akumulácia podzemnej vody sú prakticky viazané iba na zónu zvetrania a pripovrchového rozvoľnenia hornín. Do väčších hĺbok je obeh podzemnej vody viazaný len na zónu tektonického porušenia (Fussgänger, 2006).

b) Podzemné vody kvartéru

Komplex kvartérnych sedimentov je v hodnotenom území zastúpený riečnymi fluviaálnymi sedimentmi a deluviaálnymi sedimentmi.

Fluviaálne sedimenty sú v sledovanej oblasti prevažne zastúpené ílmi a štrkami. Fluviaálne sedimenty sa vyznačujú medzizrnovou priepustnosťou. Priepustnosť štrkových sedimentov je charakterizovaná hodnotami koeficienta filtrácie k_f v rozsahu $k_f = 2,9 \cdot 10^{-3}$ až $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ m.s}^{-1}$. Na základe koeficienta filtrácie možno štrky s vyšším podielom ílovitej frakcie klasifikovať ako mierne priepustné, lokálne až slabo priepustné s triedou priepustnosti IV až V.

Deluviaálny komplex má z kvartérnych sedimentov v skúmanom území dominantné zastúpenie. Je tvorený svahovými sedimentmi hĺn, kamenito-ílovitých a ílovito-kamenitých sutí. Priepustnosť deluviaálnych ílov a hĺn je slabá až veľmi slabá, charakterizovaná koeficientom filtrácie $k_f = 3,7 \cdot 10^{-7}$ až $1 \cdot 10^{-8} \text{ m.s}^{-1}$. Kamenito-ílovité a ílovito-kamenité sute pokrývajúce karbonáty mezozoika sú charakterizované vyššou priepustnosťou. Koeficient filtrácie je v rozsahu $k_f = 2,8 \cdot 10^{-5}$ až $1,3 \cdot 10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$, poukazuje na mierne priepustné až slabo priepustné prostredie (Fussgänger, 2006).

2.5 Klimatické pomery a seizmicita územia

Úsek diaľnice sa nachádza v klimatickej oblasti **MT1**, ktorá je charakterizovaná krátkym letom, mierne chladným a vlhkým. Prechodné obdobie je veľmi dlhé, s mierne chladnou jarou a miernou jeseňou. Zima je dlhá, chladná, suchá až mierne suchá, s dlhým obdobím trvania snehovej pokrývky (Quitt, 1971).

Z hľadiska **seizmicity** v zmysle STN 73 0036 (Seizmické zaťaženia stavebných konštrukcií) záujmové územie leží v oblasti seizmickej intenzity 6° MSK-64 a nachádza sa v zdrojovej oblasti seizmického rizika č.3 s hodnotou referenčného špičkového zrýchlenia $a_{gr} = 0,63 \text{ m.s}^{-2}$. Geologické podložie je možné z tohto pohľadu zaradiť prevažne do kategórie A.

2.6 Svahové deformácie

V trase diaľnice D1 Hubová - Ivachnová je pomerne veľký počet svahových deformácií (porúch), rôzneho typu, veku a vývojového štádia. Svahové deformácie v úseku od Likavky (cca. km 6,86) až do konca trasy D1 sú vyvinuté na geologickej štruktúre paleogénnych flyšových hornín.

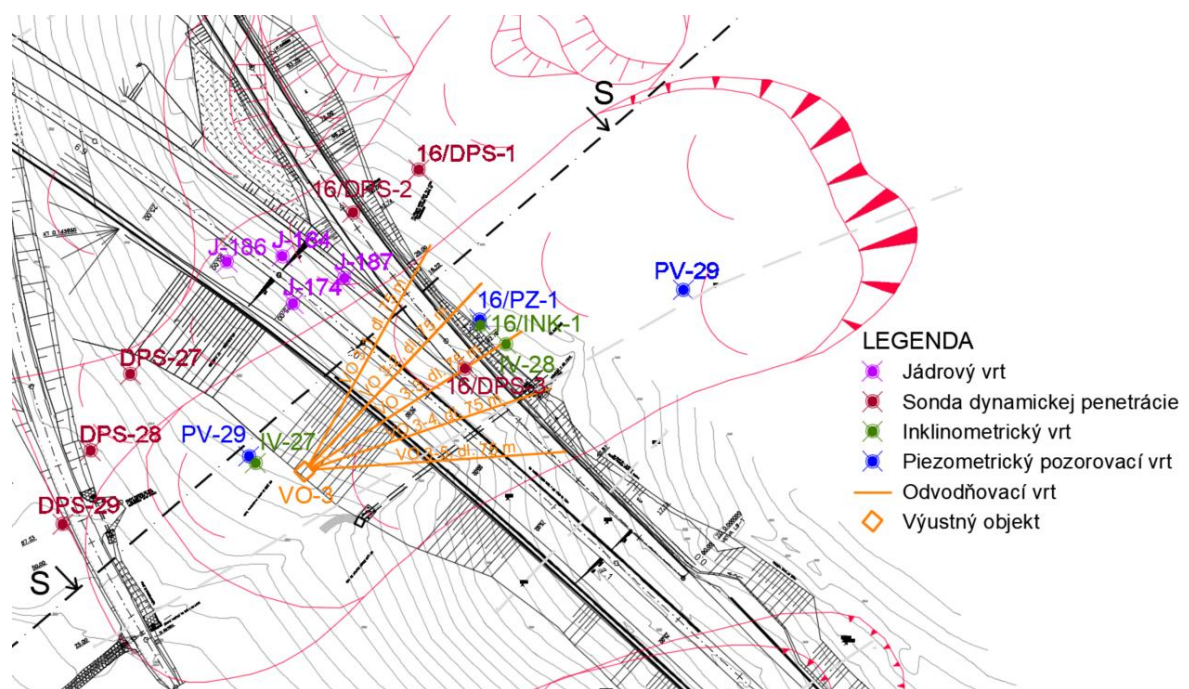
V Liptovskej kotline na paleogénnom flyšovom súvrství, vo vývoji hutnianskych vrstiev s prevahou ílovcov nad pieskovecami, prevládajú svahové deformácie skoro výlučné iba typu zosúvania, a to vo forme prúdových a plošných, ojedinele i frontálnych zosuvov.

3 GEOLÓGICKÁ PRESKÚMANOSŤ ÚZEMIA

Od roku 1985, kedy vznikla prvá inžinierskogeologická štúdia D1 Poluvsie - Ivachnová, prebehlo niekoľko ďalších etáp inžinierskogeologického prieskumu. Podrobný IG prieskum stavby D1 Hubová – Ivachnová bol realizovaný do 04/2006. Z výsledkov a odporúčaní podrobného prieskumu vyplynula potreba realizovania podrobného doplnkového IG prieskumu a dlhodobého geotechnického monitoringu, ktoré poskytujú komplexný obraz o hydrogeologickej situácii, geotechnických charakteristikách a celkovej stabilite územia.

3.1 Prieskumné práce

Pre potreby diplomovej práce boli použité záverečné správy a dokumentácie inžinierskogeologických vrtov a monitorovacích objektov vo vzdialenosti 50 m od uvažovaného rezu (rez S-S obr. č. 06) zosuvným územím v km 7,000 diaľničného úseku Hubová – Ivachnová. V postihnutej oblasti boli realizované 4 jadrové vrty, 6 sond dynamickej penetrácie, 3 inklinometrické vrty a 3 piezometrické pozorovacie vrty.



Obr. č. 06 - Situácia monitorovacích objektov a svahových deformácií (podľa CAD - ECO, 2018)

Názov vrtu	Dĺžka vrtu	Ustálená HPV	Nadmorská výška vrtu	Dátum dokumentácie	Zhotoviteľ
	[m]	[m]	[m n. m.]	-	-
J - 164	30,0	11,6	536,450	12/2005	GEOFOS, s.r.o
J - 174	25,0	5,8	534,680	11/2005	GEOFOS, s.r.o
J - 186	20,0	-	533,950	11/2005	GEOFOS, s.r.o
J - 187	20,0	5,9	538,030	11/2005	GEOFOS, s.r.o

Tab č. 01 - Inžinierskogeologické jadrové vrty

Názov vrtu	Dĺžka vrtu	Ustálená HPV	Nadmorská výška vrtu	Dátum dokumentácie	Zhotoviteľ
	[m]	[m]	[m n. m.]	-	-
16/DPS-1	7,3	2,7	545,268	4/2010	GEOFOS, s.r.o
16/DPS-2	12,9	2,4	540,988	4/2010	GEOFOS, s.r.o
16/DPS-3	10,2	-	540,000	4/2010	GEOFOS, s.r.o
DPS - 27	8,0	-	525,700	4/2007	GEOFOS, s.r.o
DPS - 28	6,0	3,0	522,890	4/2007	GEOFOS, s.r.o
DPS - 29	6,0	1,3	521,690	4/2007	GEOFOS, s.r.o

Tab. č. 02 - Sondy dynamickej penetrácie

Názov vrtu	Dĺžka vrtu	Ustálená HPV	Nadmorská výška vrtu	Dátum dokumentácie	Zhotoviteľ
	[m]	[m]	[m n. m.]	-	-
16/INK-1	20,5	-	541,958	4/2010	Geoexperts spol. s. r.o.
IV - 27	12,0	-	544,910	7/2014	Geoexperts spol. s. r.o.
IV - 28	20,0	-	542,445	8/2014	Geoexperts spol. s. r.o.

Tab. č. 03 - Inklinometrické vrty

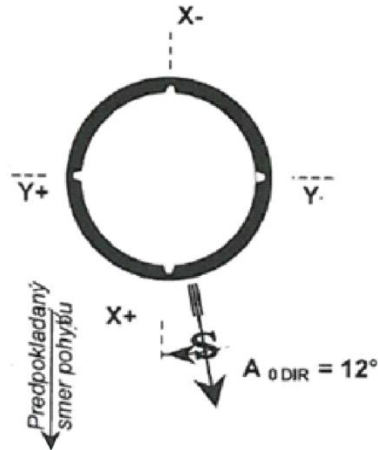
Názov vrtu	Dĺžka vrtu	Ustálená HPV	Nadmorská výška vrtu	Dátum dokumentácie	Zhotoviteľ
	[m]	[m]	[m n. m.]	-	-
16/PZ-1	15,0	2,4	542,198	4/2010	GEOFOS, s.r.o
PV - 27	12,0	4,4	544,910	7/2014	CAD-ECO a.s.
PV - 29	15,0	8,0	550,970	8/2014	CAD-ECO a.s.

Tab. č. 04 - Piezometrické pozorovacie vrty

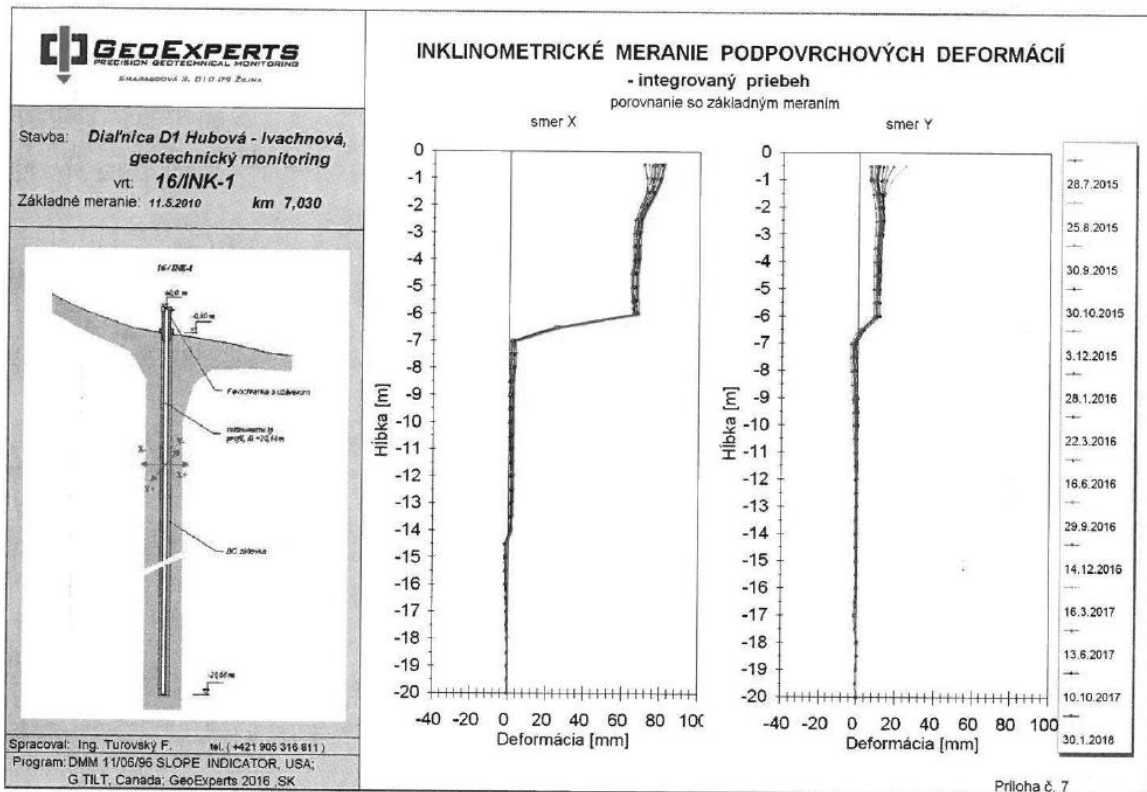
Hydrogeologické vrty 16/PZ-1, PV – 27, PV – 29 a inklinometrický vrt 16/INK-1 boli v etape doplňujúceho IG prieskumu realizované ako monitorovacie.

3.2 Inklinometrické meranie podpovrchových deformácií

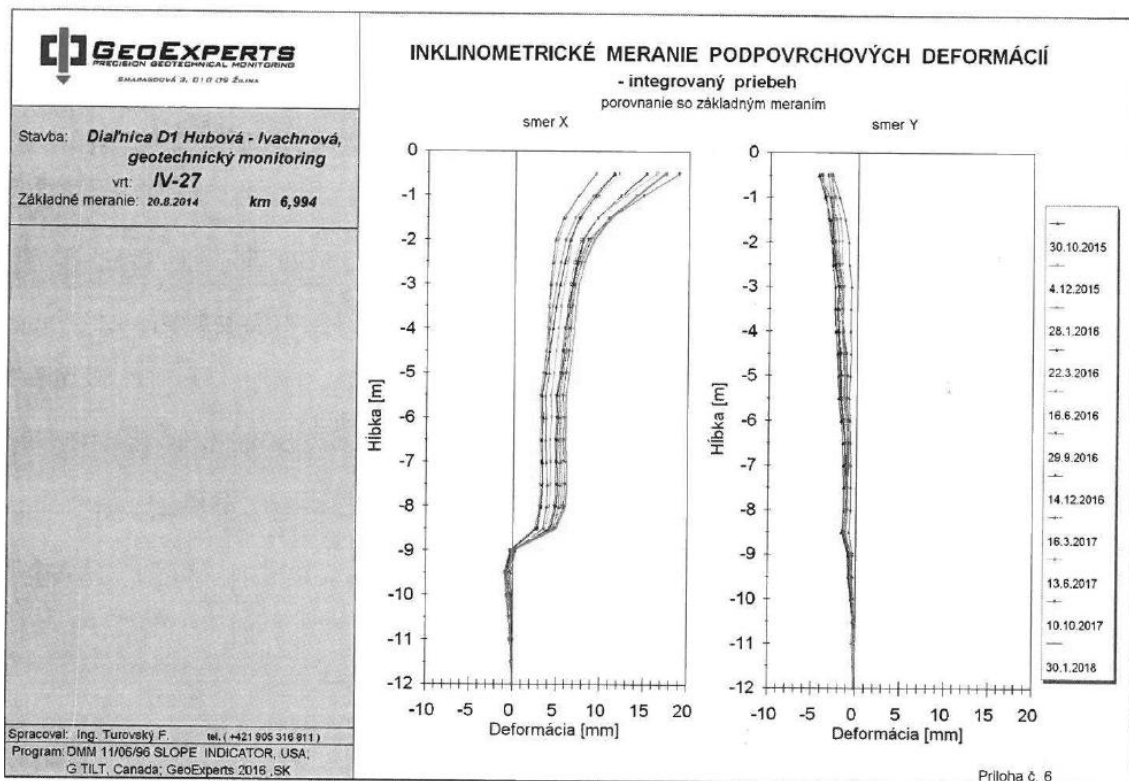
Merania podpovrchových deformácií vo vodorovnej rovine realizovala firma Geoexperts spol. s.r.o. inklinometrickým prístrojom od firmy Slope Indicator. Meracia sonda bola spúšťaná do inklinometrických pažníc z PVC, ktoré sú vybavené drážkami v dvoch na seba kolmých smeroch a zabezpečujú orientáciu sondy v predurčenom smere. Odčítanie odklonu bolo robené v 0,5 m hlbokých intervaloch odčítacou jednotkou Digitilt DataMate. Inklinometrické vrty boli vystrojené PE rúrou $\phi = 86$ mm. Priestor medzi stenou vrtu a inklinometrickou rúrou bol vyplnený bentonitovo-cementovou zálievkou.



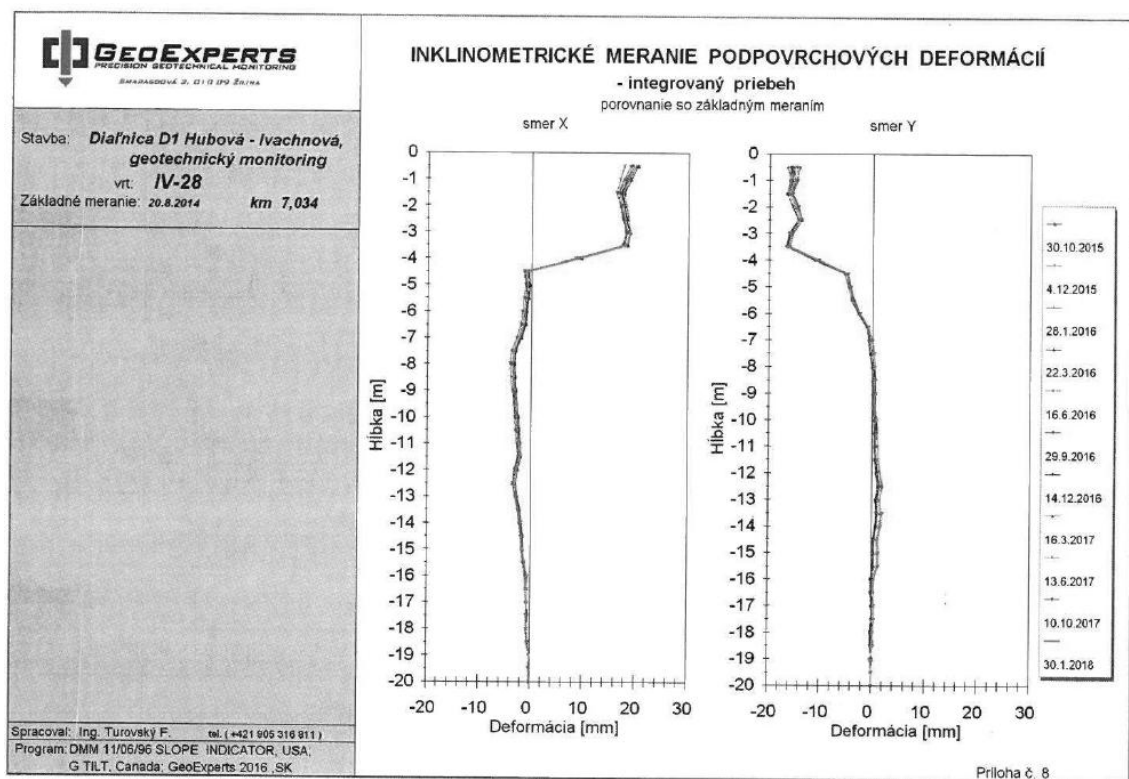
Obr. č. 07 - Grafické znázornenie orientácie drážok pažnice (GeoExperts, 2018)



Obr. č. 08 - Integrovaný priebeh inklinometrického merania vo vrte 16/INK-1



Obr. č. 09 - Integrovaný priebeh inklinometrického merania vo vrte IV-27



Obr. č. 10 - Integrovaný priebeh inklinometrického merania vo vrte IV-28

Z čiastkového záveru INK merania (Šamaj a Gažúr, 2011) vyplýva, že v km 6,990 až 7,063 sa nachádza aktívny prúdový zosuv s recentnou šmykovou plochou v hĺbke 5,0 až 5,7 m a bazálnou šmykovou plochou v hĺbke 12,9 až 13,3 m. Hodnota stupňa stability je na hranici medznej rovnováhy $F_w = 1,00$. Nízky stupeň stability zosuvu preukázalo aj inklinometrické meranie vo vrte 16/INK-1, ktorým sa zistil pohyb 30 mm za 7 mesiacov.

3.3 Inžinierskogeologický profil zosuvom

Na základe výsledkov dokumentácie vrtov a sond bol v programe AUTOCAD vytvorený hydrogeologický profil zosuvného územia skúmanej lokality, obr. č. 11, podrobne v prílohe 02. Zobrazenie šmykovej plochy platí pre aktívny aj potenciálny zosuv. Rozdiel v šmykovej ploche aktívneho a potenciálneho zosuvu je v hodnote parametrov šmykovej pevnosti, ktoré sú pre aktívny zosuv určené pomocou spätnej analýzy a pre potenciálny zosuv vychádzajú z inžinierskogeologického prieskumu stavby diaľnice D1 Hubová – Ivachnová, podrobne v kapitole 4.2.

V skúmanom reze bola z vrchnej časti terénu postihnutá formácia kvartérnych pokryvných útvarov, ktorá je zastúpená:

➤ **Komplexom zosuvných delúvií** a to prevažne:

ZD03 – Zosuvné deluviálne íly so strednou plasticitou (F6/CI)

ZD10 – Suť kamenito-ílovitá (F2/CG)

ZD11 – Suť ílovito-kamenitá (G5/GC)

➤ **Fluviálnym komplexom** zastúpeným:

F01 – Fluviálne íly štrkovité (F2/CG)

F03 – Fluviálne íly so strednou plasticitou (F6/CI)

F07 – Fluviálne štrky ílovité (G5/GC)

Pod kvartérnymi pokryvmi pokračuje rozsiahla flyšová formácia zastúpená **ílovcovým komplexom paleogénnych hornín**:

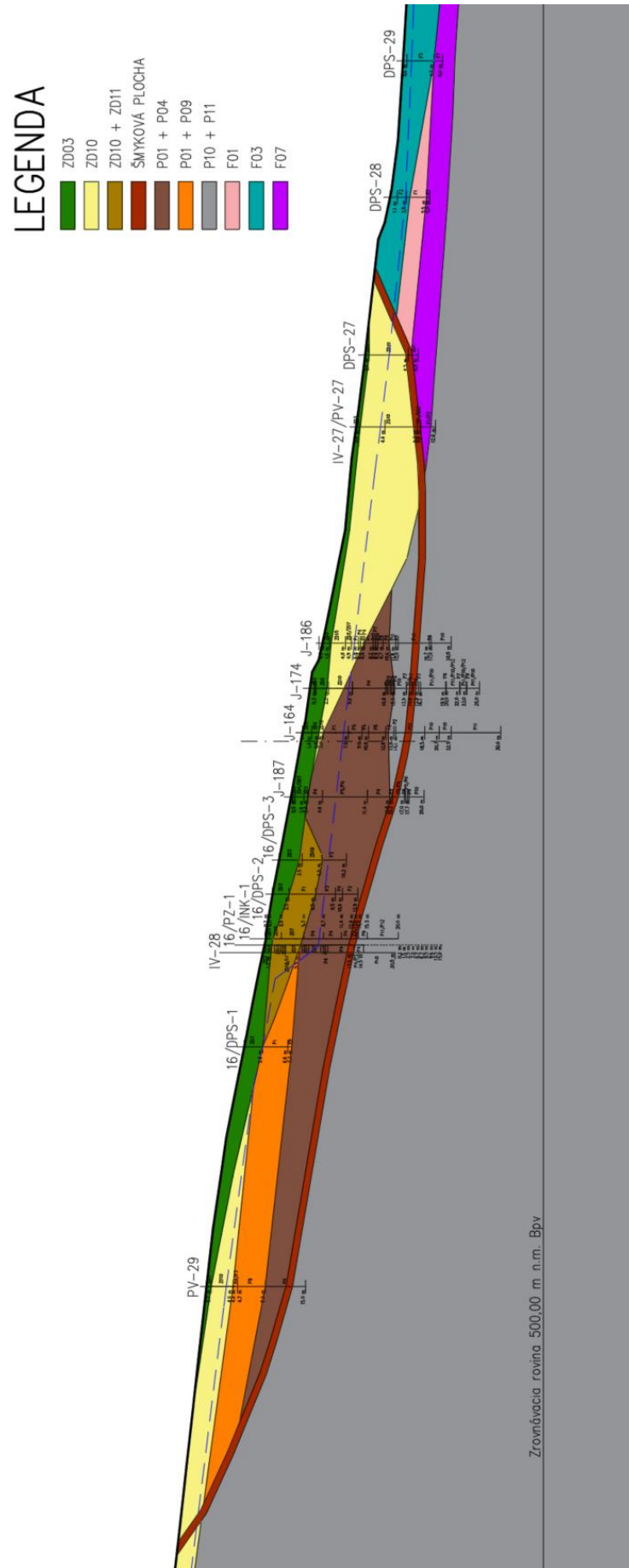
P01 – Pieskovce a ílovce silno zvetrané a rozložené (F2/CG, F4/CS)

P04 – Ílovce silno zvetrané a rozložené (F4/CS, F8/CH)

P09 – Pieskovce rozložené (F2/CG, R5)

P10 – Ílovce tektonicky porušené a zvetrané (F2/CG, R5)

P11 – Ílovce rozložené (F2/CG, F4/CS)



Obr. č. 11 - Inžinierskogeologický profil zosuvnej oblasti

3.4 Monitoring hladiny podzemnej vody

Priebeh hladiny podzemnej vody v jednotlivých vrtoch ojedinele kolísal. Konkrétne hodnoty úrovne hladiny podzemnej vody zistené z vrtov a sond zhrňuje nasledujúca tabuľka. Z výsledkov hydrogeologického monitoringu bol zostavený tvar krivky hladiny podzemnej vody v inžinierskogeologickom reze, pozri obr. č 11.

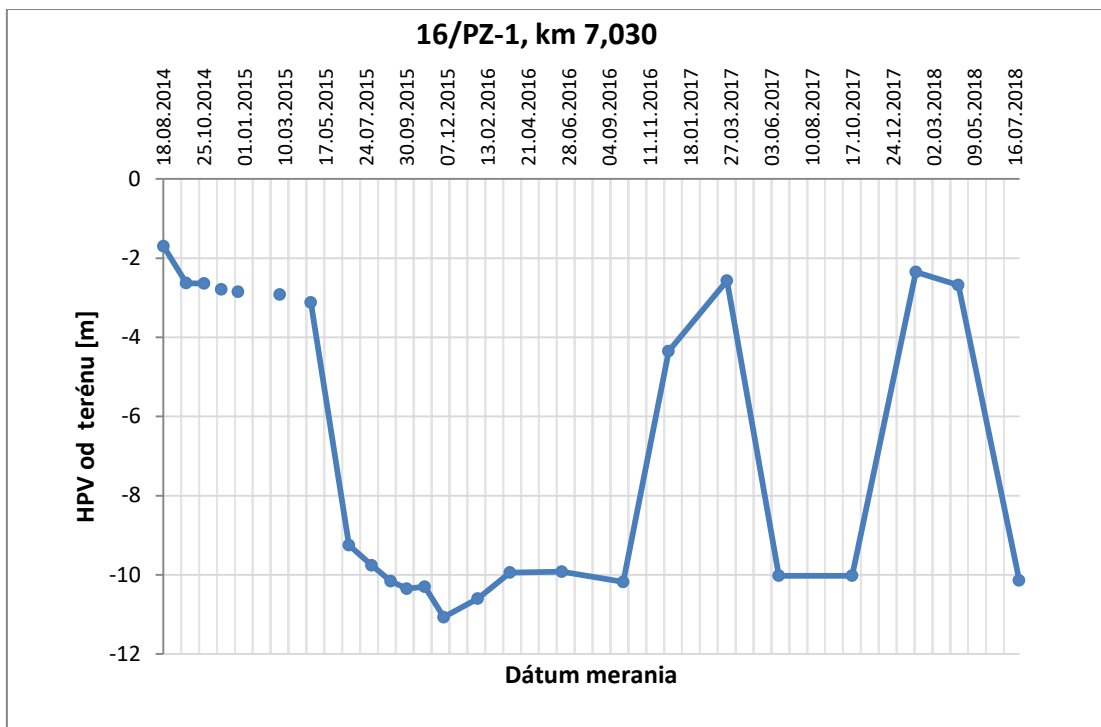
Názov vrtu	Dĺžka vrtu	Narazená HPV	Ustálená HPV
	[m]	[m p. t.]	[m p. t.]
PV-29	15,0	2,7	8,0
16/DPS-1	7,3	2,7	-
IV-28	20,0	-	-
16/PZ-1	15,0	3,0	2,4
16/INK-1	20,0	2,5	-
16/DPS-2	12,9	2,4	-
16/DPS-3	10,2	-	-
J-187	20,0	9,2	5,9
J-164	30,0	6,2	11,6
J-174	25,0	10,5	5,8
J-186	20,0	11,9	-
IV-27	12,0	8,7	-
PV-27	12,0	9,5	4,4
DPS-27	8,0	-	-
DPS-28	6,0	3,0	-
DPS-29	6,0	1,3	-

Tab č. 05 - Hodnoty úrovne ustálené a neustálené HPV

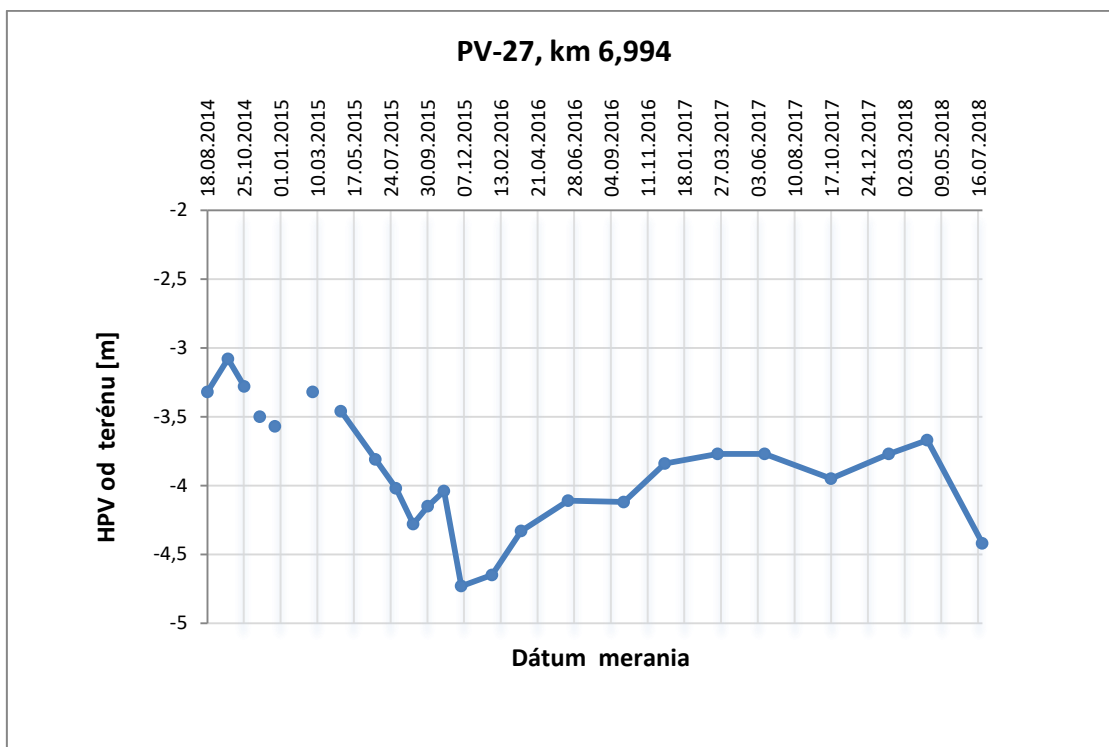
V rámci II. etapy doplnkového inžinierskogeologického prieskumu bol v piezometrických pozorovacích vrtoch 16/PZ-1, PV-27 a PV-28 sledovaný vývoj hladiny podzemnej vody a to jak krátkodobý tak dlhodobý.

Krátkodobý hydrogeologický monitoring bol zameraný na vysledovanie maxima a minima hladiny v pozorovacom vrte 16/PZ-1. Z dôvodu krátkeho sledovacieho obdobia a chýbajúcich údajov o úhrnoch atmosférických zrážok nebol režim vývoja hladiny podzemnej vody hodnotený podrobnejšie.

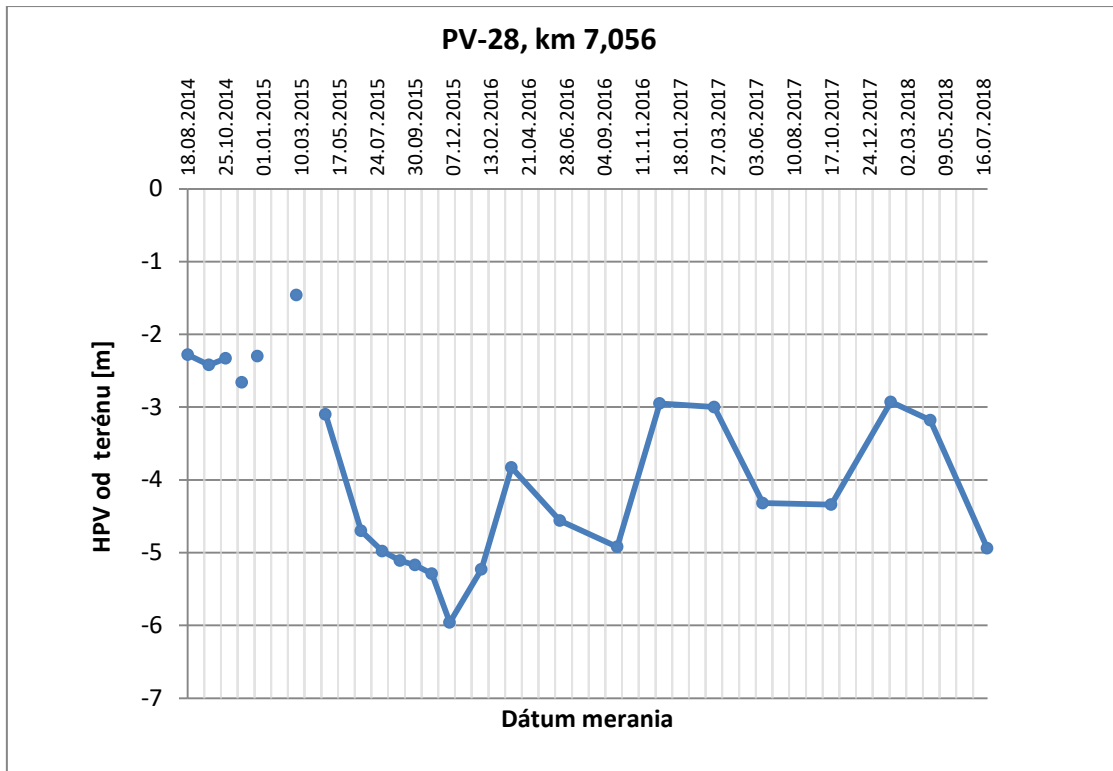
V nasledujúcich spojnicových grafoch je znázornený dlhodobý hydrogeologický monitoring v jednotlivých pozorovacích vrtoch v závislosti úrovne HPV na čase.



Graf č. 01 - Vývoj HPV vo vrte 16/PZ-1 (podľa CAD – ECO, 2014-2018)



Graf č. 02 - Vývoj HPV vo vrte PV-27 (podľa CAD – ECO, 2014-2018)



Graf č. 03 - Vývoj HPV vo vrte PV-28 (podľa CAD – ECO, 2014-2018)

Z priebehu hladiny podzemnej vody znázornenej v grafoch vývoja HPV je ku koncu roku 2015 zrejmy výrazný pokles hladiny podzemnej vody, vo vrte 16/PZ-1 až na úroveň cca -11,0 m p.t. Tento pokles bol spôsobený vplyvom realizácie subhorizontálnych odvodňovacích vrtov VO 3-1 až VO 3-5 zaústených do výustného objektu VO-03. Odvodňovacie vrty sú vystrojené oceľovými pažnicami s priemerom 89 mm a hrúbkou steny 4,5 mm. Priemerný sklon vrtov od horizontály je 6°. Výustný objekt je tvorený podzemnou šachtou štvorcového pôdorysu. Situácia odvodňovacích vrtov s výustným objektom je zrejma z obrázku č. 06.

Z grafov je ďalej zrejme opakujúce sa zvyšovanie a znižovanie úrovne HPV. K tomuto zvyšovaniu hladiny podzemnej vody dochádza cyklicky v jarných mesiacoch a v obdobiach s vysokým množstvom zrážok.

Z vrtu 16/PZ-1 boli odobrané vzorky podzemnej vody, ktoré boli v laboratóriu INGEO-ENVILAB, s.r.o. analyzované v rozsahu základného fyzikálno-chemického rozboru, rozšíreného o stanovenie agresívnych vlastností vôd na železné materiály a základové betóny. Analýzou sa zistilo, že podľa STN EN 206-1/Z1 podzemná voda nemá agresívne účinky na betón a podľa STN 03 8375 je odporúčaný stupeň agresivity na železo II. (normálna izolácia).

4 VSTUPNÉ PARAMETRE

4.1 Použité návrhové přístupy

Podľa ČSN EN 1997-1 bude pre prípad výpočtu stability svahu použitý návrhový prístup 3.

Návrhový prístup 3 (NP3)

Musí sa overiť, že medzný stav porušenia alebo nadmerná deformácia nenastane pri použití nasledujúcej kombinácie súboru čiastkových súčiniteľov:

Kombinácia: (A1 alebo A2)* “+“ M2 “+“ R3.

*Čiastkové súčinitele typu A1 sa použijú na zaťaženie konštrukcie, A2 na geotechnické zaťaženie.

Pri analýze svahu a výpočte celkovej stability sa zaťaženie na zeminu (napr. zaťaženie konštrukcií, dopravné zaťaženie) uvažuje ako geotechnické zaťaženie a použije sa súbor súčiniteľov zaťaženia A2.

Zaťaženie		Značka	Súbor	
			A1	A2
Stále	nepriaznivé	γ_G	1,35	1,00
	priaznivé		1,00	1,00
Premenné	nepriaznivé	γ_Q	1,50	1,30
	priaznivé		0,00	0,00

Tab č. 06 - Čiastkové súčinitele zaťaženia γ_F alebo účinkov zaťaženia γ_E

Parameter zeminy	Značka	Súbor	
		M1	M2
Uhol vnútorného trenia	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Efektívna súdržnosť	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25

Tab č. 07 - Čiastkové súčinitele parametrov zeminy γ_M

Únosnosť	Značka	Súbor	
		R2	R3
Odolnosť zeminy	$\gamma_{R,e}$	1,10	1,00

Tab č. 08 - Čiastkové súčinitele odolnosti γ_R svahov a celkovej stability

Ďalej bude podľa ČSN EN 1997-1 použitý návrhový prístup 2, použitím ktorého budú stanovené vnútorné sily pilotových stien a kotiev v najnepriaznivejších stavoch.

Návrhový prístup 2 (NP2)

Musí sa overiť, že medzný stav porušenia alebo nadmerná deformácia nenastane pri použití nasledujúcej kombinácie súboru čiastkových súčiniteľov:

Kombinácia: A1 “+“ M1 “+“ R2.

Únosnosť	Značka	Súbor	
		R2	R3
Pata	γ_b	1,10	1,00
Plášť (tlak)	γ_s	1,10	1,00
Celková/kombinovaná (tlak)	γ_t	1,10	1,00
Plášť v ťahu	$\gamma_{s,t}$	1,15	1,10

 Tab č. 09 - Čiastkové súčinitele únosnosti γ_R vrtaných pilot

Únosnosť kotvy	Značka	Súbor	
		R2	R3
Dočasná	$\gamma_{a,t}$	1,10	1,00
Trvalá	$\gamma_{a,p}$	1,10	1,00

 Tab č. 10 - Čiastkové súčinitele únosnosti γ_R predpäťých kotiev

V prípade určenia účinkov zemetrasenia a následných deformácií, ako aj deformácií pôsobením premenlivého zaťaženia budú použité charakteristické hodnoty materiálov, zaťaženia a únosnosti bez použitia čiastkových súčiniteľov (BS).

V tabuľkách č. 06 – 10 sú uvedené hodnoty čiastkových súčiniteľov pre jednotlivé súbory použité v kombináciách návrhových prístupov podľa ČSN EN 1997-1.

4.2 Geotechnické parametre

Geotechnické charakteristiky neporušenej zeminy boli prevzaté z hodnôt stanovených na základe inžinierskogeologického prieskumu stavby diaľnice D1 Hubová – Ivachnová.

Reziduálne parametre šmykovej pevnosti, uhlu vnútorného trenia φ_r a súdržnosti c_r , šmykovej plochy boli získané dvojakým spôsobom. V prípade aktívneho zosuvu so stupňom stability $F_{ST} = 1,00$ boli reziduálne hodnoty šmykovej pevnosti stanovené spätnou analýzou pomocou výpočtového programu PLAXIS. Pre prípad potenciálneho zosuvu boli reziduálne hodnoty šmykovej pevnosti prevzaté z hodnôt stanovených na základe inžinierskogeologického prieskumu stavby diaľnice D1 Hubová – Ivachnová.

Hodnoty geotechnických parametrov vstupujúcich do výpočtu vrátane reziduálnych hodnôt šmykovej pevnosti klznej plochy sú uvedené v tabuľke č 11.

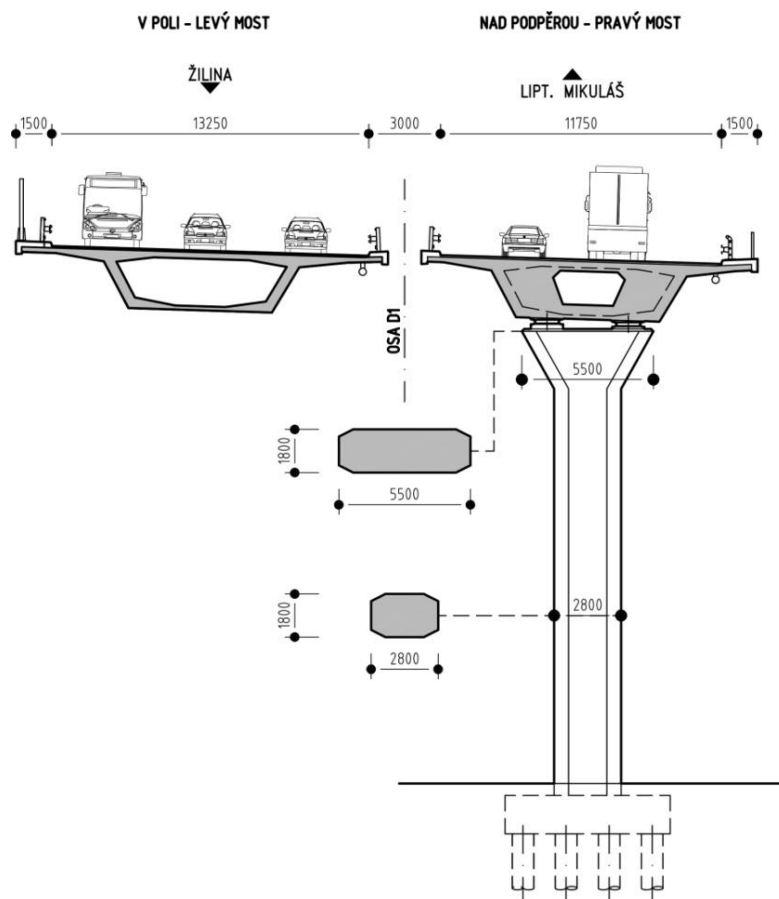
Označení	Objem. hmot. zeminy		Objem. hmot. nasyt. zeminy	Charakt. parametre ef. šmyk. pevnosti		Návrhové parametre ef. šmyk. pevnosti		Modul pretvárnosti	Edometrický modul	Triaxiálna odťažovacia tuhosť ¹⁾	Poisonovo číslo		Koefficient filtrácie	
	γ [kNm ⁻³]	γ_{sat} [kNm ⁻³]		φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]				v	v_{ur}	kr [m.den-1]	kr [ms-1]
ZD03	20,30	20,43	21,20	17,00	16,96	13,60	6,00	12,86	38,58	0,40	0,20	0,001210	1,40E-08	
ZD10	20,8	21,03	21,30	13,00	17,04	10,40	8,00	12,84	38,52	0,35	0,20	0,000950	1,10E-08	
reziduálne param. ²⁾			13,20	0,00	10,56	0,00								
reziduálne param. ³⁾			15,44	2,61	12,35	2,09								
ZD10+ZD11	21,15	21,49	24,65	10,00	19,72	8,00	39,50	54,21	162,63	0,33	0,20	0,056635	6,56E-07	
P01+P04	20,10	20,70	20,70	21,50	16,56	17,20	21,50	36,46	109,38	0,37	0,20	0,004320	5,00E-08	
reziduálne param. ²⁾			16,60	2,00	13,28	1,60								
reziduálne param. ³⁾			15,44	2,61	12,35	2,09								
P01+P09	19,80	20,36	26,40	15,50	21,12	12,40	40,00	64,20	192,59	0,35	0,20	0,002376	2,75E-08	
reziduálne param. ²⁾			20,00	10,00	16,00	8,00								
reziduálne param. ³⁾			15,44	2,61	12,35	2,09								
P10+P11	23,15	22,74	43,00	37,50	34,40	30,00	278,00	429,17	1287,50	0,29	0,20	0,000000	0,00E+00	
reziduálne param. ²⁾			43,00	37,50	34,40	30,00								
reziduálne param. ³⁾			15,44	2,61	12,35	2,09								
F01	20,10	20,18	20,00	7,00	16,00	5,60	12,00	19,26	57,78	0,35	0,20	0,012100	1,40E-07	
F03	20,00	20,60	21,60	18,00	17,28	14,40	5,20	11,14	33,42	0,40	0,20	0,001730	2,00E-08	
F07	19,60	20,83	23,00	5,00	18,40	4,00	75,70	101,90	305,70	0,30	0,20	11,232000	1,30E-04	

Poznámky: ¹⁾ Triaxiálna odťažovacia tuhosť E_{ur} je približne 3 násobok Edometrického modulu E_{oed} ($E_{ur} \approx 3 E_{oed}$)
Triaxiálna tuhosť pri zaťažení E_{50} je približne rovná Edometrickému modulu E_{oed} ($E_{50} \approx E_{oed}$)
²⁾ Reziduálne parametre prevzaté z hodnôt stanovených na základe inžinierskeogeologického prieskumu stavby diaľnice D1 Hubová – Ivachnová
³⁾ Reziduálne parametre stanovené spätnou analýzou pre stupeň stability rovný 1,00

Tab. č. 11 - Geotechnické charakteristiky zemín a hornín (podľa GEOFOS, 2006)

4.3 Parametre konštrukcií a prvkov

Ako bolo v úvode uvedené, pôvodne bola mostná opora situovaná v mieste súčasne budovaného vrstevnatého násypu. Avšak geotechnickým prieskumom bol v novovybudovanom úseku diaľnice D1 detegovaný potenciálny zosuv, preto bol most skráteneý a nahradený vysokým násypom. Parametre vysokého násypu tak vychádzajú z reálneho prevedenia zatiaľ čo mostná podpora bola pre potreby výpočtu umiestnená do polohy súčasnej mostnej opory okolo km 6,900 existujúceho mostu 210-00.



Obr. č. 12 - Schematický priečný rez mostu 210-00 (SHP, 2018)

4.3.1 Parametre vysokého násypu

Teleso násypu je budované ako vrstevnatý násyp s pravidelným striedaním 0,5 m mocných vrstiev poddajnej a stužujúcej zeminy. Poddajná vrstva sendvičového dvojvrstvia je tvorená zo stlačiteľných, poddajnejších zemín triedy F6/CI, v ktorej je umožnená konsolidácia. Stužujúca zemina je tvorená z málo stlačiteľných zemín vyššej šmykovej pevnosti, triedy G2/GP prípadne G3/G-F, ktorá svojimi vlastnosťami zároveň pôsobí ako vrstva drenážna. Geotechnické parametre zemín použitých do násypu sú uvedené v tabuľkách č. 12 a č. 13.

Vrstva násypu	Objem. hmotnost' zeminy	Objem. hmotnost' nasýtenej zem.	Charakteristické parametre ef. šmyk. pevnosti		Návrhové parametre ef. šmyk. pevnosti	
	γ [kNm ⁻³]	γ_{sat} [kNm ⁻³]	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]
Poddajná - F6/CI	21,00	21,00	18,00	15,00	14,40	12,00
Vystužená - G2/GP	20,00	20,00	38,00	0,00	30,40	0,00
Vrstvy vozovky	22,00	22,00	36,00	8,00	28,80	6,40

Tab č. 12 - Geotechnické parametre zemín tvoriacich teleso násypu – časť 1

Vrstva násypu	Modul pretvárnosti	Edometrický modul	Triaxiálna odťažovacia tuhosť ¹	Poisono - vo číslo	Poisono vo číslo pri odťažení	Koeficient filtrácie
	E_{def} [MPa]	E_{oed} [MPa]	E_{ur} [MPa]	ν	ν_{ur}	k_f [m.den-1]
Poddajná - F6/CI	8,00	17,02	51,06	0,40	0,20	0,000009
Vystužená - G2/GP	150,00	166,00	498,00	0,20	0,20	8,640000
Vrstvy vozovky	250,00	277,00	831,00	0,25	0,20	8,640000

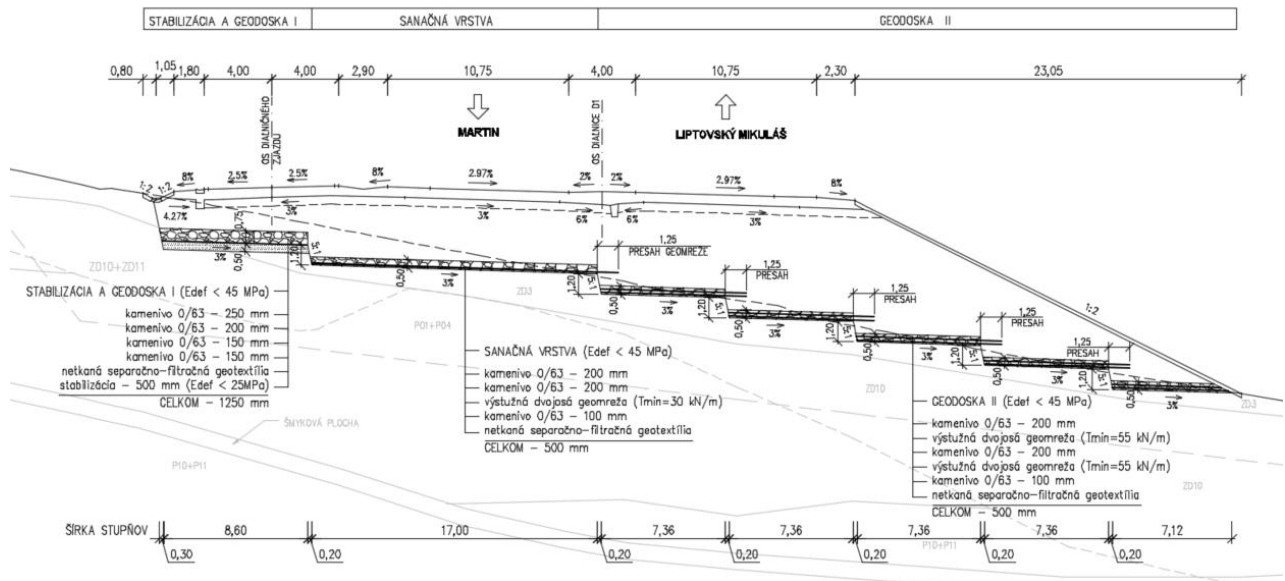
Tab č. 13 - Geotechnické parametre zemín tvoriacich teleso násypu – časť 2

Sanácia podložia

Súčasťou pôvodného návrhu násypového telesa v dôsledku málo únosného podložia bola jeho úprava sanačnou vrstvou, stabilizáciou s geodoskou I alebo geodoskou II pre jednotlivé časti násypu. Špecifikácie jednotlivých zlepšení zemnej pláne sú zrejmé z obrázku č. 13.

Po odhumusovaní je nutné upraviť zemnú pláň tak, aby spĺňala podmienky stanovené normou STN 73 6133. Keďže je zemné teleso násypu situované na strmom teréne nad 10 %, s vyšším namáhaním podložia od zemnej konštrukcie, boli navrhnuté svahové stupne zabezpečujúce jeho stabilitu proti posunutiu. Maximálna výška stupňa svahovania je 1,2 m. Navrhnutá šírka stupňov je premenlivá a ich sklon je 3 % (Dopravoprojekt, 2015).

¹ Triaxiálna odťažovacia tuhosť E_{ur} je približne 3 násobok edometrického modulu E_{oed} ($E_{ur} \approx 3E_{oed}$)



Obr. č. 13 - Sanacia podložia násypu – úprava navrhnutá podľa *Dopravoprojekt, 2015*

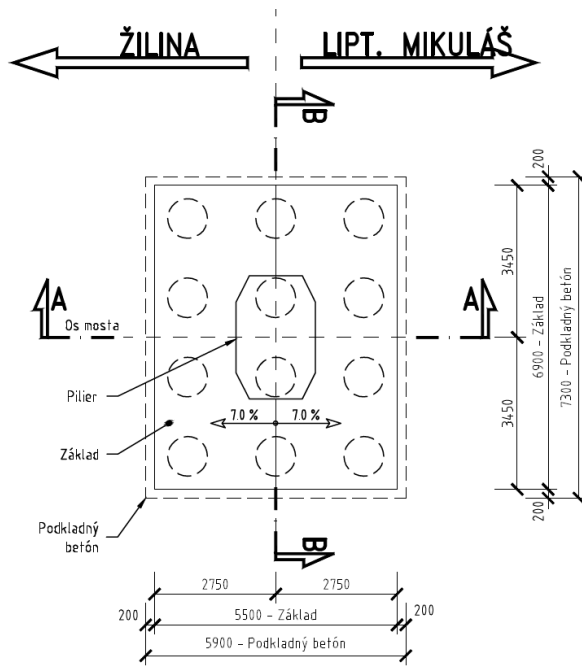
4.3.2 Parametre mostu

Mostný objekt je rozdelený na dva mosty, pre každý dopravný smer je navrhnutá samostatná konštrukcia. V rozsahu tejto diplomovej práce bude posudzovaná posledná podpora pravého mostu v smere na Liptovský Mikuláš.

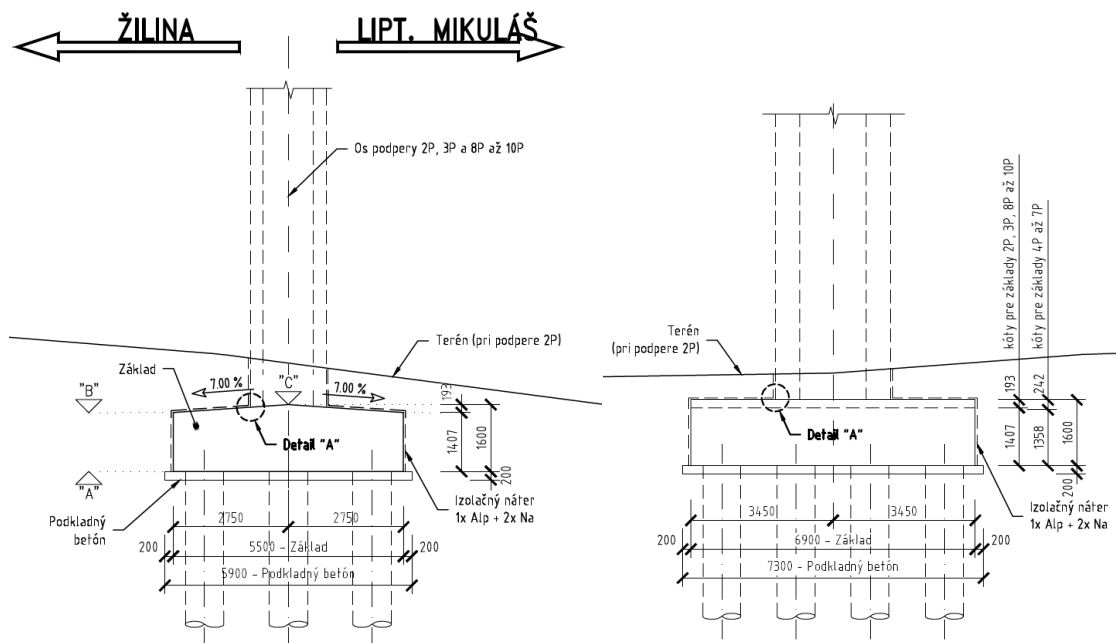
Priečny rez hlavného nosníku je tvorený jednokomorovým nosníkom o výške 2,4 m. V mieste podpor sú umiestnené dva metre silné priečniky s priechodnými otvormi. Nosná konštrukcia je uložená na vrubových kĺboch a ložiskách.

Stojka mostného piliera je železobetónová s nízkou hlavicom. Hrúbka piliera je 1,8 m. Šírka v mieste drieku je 2,8 m, v hlavici 5,5 m.

Mostná podpora je založená hlbinne na samostatnej skupine veľkopriemerových pilót priemeru 0,9 m spojených základovou pätkou. Pilóty sú vrtné pod ochranou výpažnice a dlhé 18,0 m. Základová päťka má obdĺžnikový pôdorys o stranách dĺžky 5,5 m a 6,9 m. Priemerná výška pätky je cca 1,5m (SHP, 2018). Geometria založenia je podrobnejšie znázornená na nasledujúcich obrázkoch.



Obr. č. 14 - Pôdorys základovej pätky mostného piliera (SHP, 2018)



Obr. č. 15 - Pozdĺžny a priečný rez základovou pätkou (SHP, 2018)

4.4 Zat'azenie

4.4.1 Premennivé zat'azenie od dopravy – vysoký násyp

Výpočet premenlivého zat'azenia od dopravy na vysokom násype bol počítaný podľa normy ČSN EN 1991-2, čiže obdobne ako pre mosty. Pre simuláciu zat'azenia dopravou boli použité modely zat'azenia LM1 a LM3.

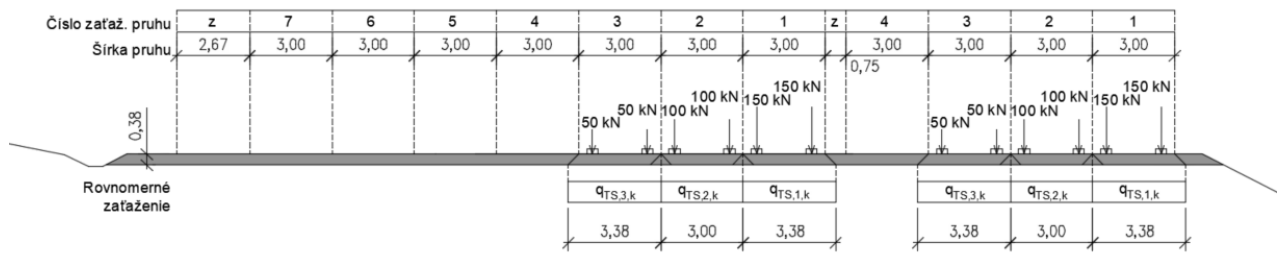
V návrhovom prístupe NP2 s kombináciou "A1 "+" M1 "+" R2" súbor čiastkových súčiniteľov zat'azenia γ_F predstavuje hodnotu 1,35 pre nepriaznivé účinky stáleho zat'azenia a hodnotu 1,5 pre nepriaznivé účinky premenlivého zat'azenia. Pretože program Plaxis neobsahuje modul na zavádzanie návrhových prístupov do výpočtu, bude čiastkový súčiniteľ stáleho zat'azenia od priťaženia násypovým telesom zavedený do výpočtu zjednodušene pomerom $1,50/1,35 = 1,11$, ktorým bude vynásobené zat'azenie od dopravy. V závere budú výsledky vnútorných síl z návrhového prístupu NP2 vynásobené hodnotou 1,35 tak, aby bolo dodržané použitie oboch hodnôt súčiniteľov zat'azenia zo súboru A1.

Model zat'azenia 1 (LM1)

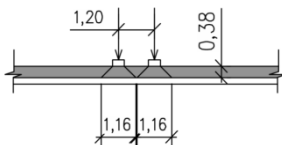
Jedná sa o sústredné a rovnomerné zat'azenia, ktoré zahŕňajú väčšinu účinkov dopravy osobnými a nákladnými vozidlami. Vzhľadom k umiestneniu betónového zvodidla v strednom deliacom páse je celá kategoriálna šírka komunikácie pre oba smery vrátane odbočovacieho pruhu a stredného deliaceho pásu rozdelená do jednotlivých zaťažovacích pruhov podľa normou stanovených pravidiel. Zat'azenie je na korune násypu umiestnené čo najbližšie k pravému okraju tak, aby vyvolávalo čo najnepriaznivejšie účinky. Pôsobiacie kolové tlaky sa z dosediacej plochy roznašajú cez 0,38 m tlstú konštrukciu vozovky pod uhlom 45°. Jediný rozdiel v modeli zat'azenia LM1 pre dvojnápravu (TS) medzi mostom a násypom je roznašacia dĺžka v pozdĺžnom smere, ktorá je min. 4,5 m.

Umiestnenie	Dvojnáprava (TS)	Rovnomerné zat'azenie (UDL)
	Nápravové sily Q_{ik} [KN]	q_{ik} (nebo q_{rk}) [KN/m ²]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatné pruhy	0	2,5
Zvyšná plocha (q_{rk})	0	2,5

Tab č. 14 - Charakteristické hodnoty zat'azenia pre jednotlivé zaťažovacie pruhy modelu LM1



Obr. č. 16 - Roznos zaťaženia od jednotlivých nápravových síl v priečnom smere



Obr. č. 17 - Roznos zaťaženia pre všetky nápravové sily v pozdĺžnom smere

Dvojnáprava (TS) - roznos nápravovej sily Q_{ik} :

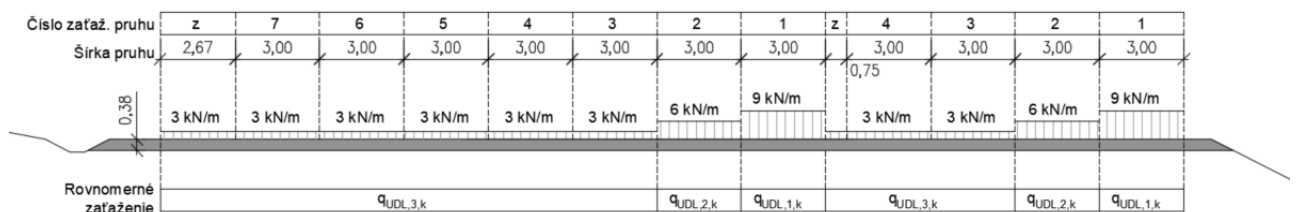
$$q_{TS,1,d} = q_{TS,1,k} * \gamma_F = \frac{2 * 300}{3,38 * 4,5} * \gamma_F$$

$$q_{TS,2,d} = q_{TS,2,k} * \gamma_F = \frac{2 * 200}{3,00 * 4,5} * \gamma_F$$

$$q_{TS,3,d} = q_{TS,3,k} * \gamma_F = \frac{2 * 100}{3,38 * 4,5} * \gamma_F$$

Pretože je roznos v pozdĺžnom smere podľa obrázku č. 18 menší ako požadované minimum, do výpočtu bude vstupovať minimálna roznášacia dĺžka a to 4,5 m.

Výsledné hodnoty premenlivých plošných prítážení ako od dvojnápravy (TS), tak od spojitého rovnomerného zaťaženia (UDL) sú vypísané v tabuľke č. 15.



Obr. č. 18 - Schéma pôsobenia premenlivého spojitého zaťaženia (UDL) v priečnom smere

Rovnomerné zaťaženie (UDL) - q_{ik} :

$$q_{UDL,1,d} = \alpha_{q1} * q_{UDL,1,k} * \gamma_F = 1 * 9 * \gamma_F$$

$$q_{UDL,2,d} = \alpha_{q2} * q_{UDL,2,k} * \gamma_F = 2,4 * 2,5 * \gamma_F$$

$$q_{UDL,3,d} = \alpha_{q3} * q_{UDL,3,k} * \gamma_F = 1,2 * 2,5 * \gamma_F$$

Premennivé plošné príťaženie	Návrhový prístup		
	BS [kN/m ²]	NP2 [kN/m ²]	NP3 [kN/m ²]
q _{TS,1k}	39,45	43,79	51,29
q _{TS,2k}	29,63	32,89	38,52
q _{TS,3k}	13,15	14,60	17,10
q _{UDL,1,k}	9,00	9,99	11,70
q _{UDL,2,k}	6,00	6,66	7,80
q _{UDL,3,k}	3,00	3,33	3,90

Tab. č. 15 - Výsledné hodnoty premenlivých plošných príťažení od dopravy pre model zaťaženia LM1

Model zaťaženia 3 (LM3)

Rovnako bol použitý zaťažovací model LM3, v ktorom súbor nápravových síl predstavujú zvláštne vozidlá, ktoré môžu jazdiť po trasách, kde je povolené výnimočné zaťaženie. Na území Slovenskej republiky sa pre model LM3 uvažuje zvláštne vozidlo 3000/240 – 12 náprav po 240 kN + 1 náprava 120 kN. Zvláštne vozidlo bolo umiestnené v najnepriaznivejšom mieste na korune násypu a to čo najbližšie k jej pravému okraju. Roznos kolových tlakov je obdobný ako v modeli LM1.

Roznos zvláštneho vozidla 3000/240 (LM3) pre jednotlivé návrhové prístupy:

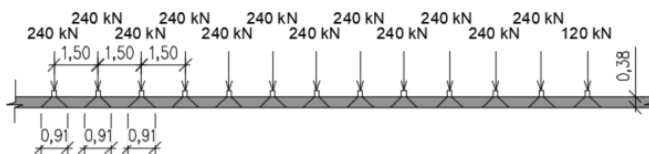
$$\text{BS: } q_{LM3,d} = q_{LM3,k} * \gamma_F = \frac{240}{4,96 * 0,91} * 1,00 = 53,17 * 1,00 = 53,17 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{NP2: } q_{LM3,d} = q_{LM3,k} * \gamma_F = \frac{240}{4,96 * 0,91} * 1,11 = 53,17 * 1,11 = 59,02 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{NP3: } q_{LM3,d} = q_{LM3,k} * \gamma_F = \frac{240}{4,96 * 0,91} * 1,30 = 53,17 * 1,30 = 69,12 \text{ kN/m}^2$$



Obr. č. 19 - Roznos zaťaženia v priečnom smere pre model zaťaženia dopravou LM3



Obr. č. 20 - Roznos zaťaženia v pozdĺžnom smere pre model zaťaženia dopravou LM3

4.4.2 Stále zaťaženie na ŽB základ mostnej podpory

Nakoľko vo výpočtovom programe PLAXIS nie je jednoduché správne vymodelovať geometriu mostnej podpory s predpätým komorovým nosníkom na ložiskách, bude pre zjednodušenie práce mostná podpera s komorovým nosníkom o jednom poli započítaná formou náhradného bremena.

Zaťaženie dopravou nebude uvažované, pretože vzrastajúcim zvislým zaťažením mostnej podpory zároveň rastie odpor voči vodorovnému posunu, čo v tomto prípade pôsobí na stranu bezpečnú.

Výpočet náhradného bremena

Konštrukčná časť	Plocha [m ²]	Dĺžka [m]	Objem [m ³]
Komorový nosník v poli	8,85	39,15	346,49
Nadpodporový priečnik - plocha bez revízneho otvoru v podlahe	15,84	1,00	15,84
Nadpodporový priečnik - plocha s revíznym otvorom v podlahe	15,24	1,00	15,24
Podpora - základný profil	4,68	2,57	12,03
Podpora - rozšírený profil bez dutiny	9,54	2,50	16,58
Dutina v rozšírenom profile	0,6	1,4	0,84
Celkový objem			406,17

Tab. č. 16 - Kubatúry konštrukčných častí pravej mostnej podpory s komorovým nosníkom s rozpätím jedného mostného poľa v smere na Liptovský Mikuláš

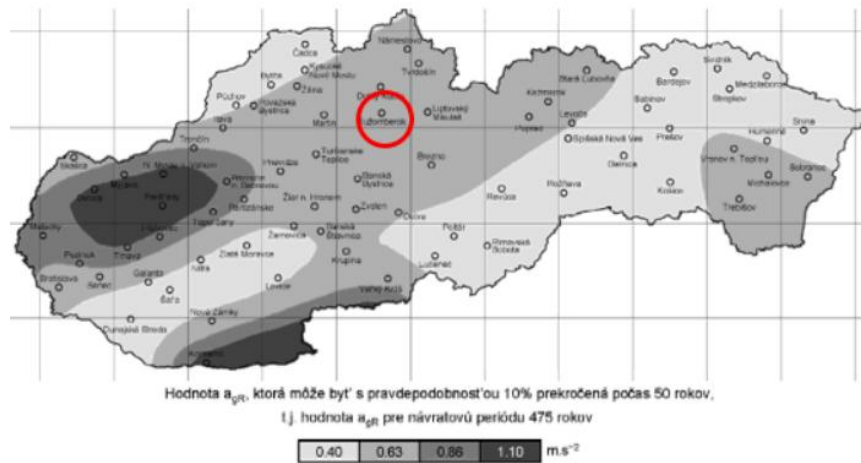
$$\begin{aligned} \text{Objemová tiaž betónu } \gamma_B &= 25 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Výsledná sila} &= \gamma_B * V_{\text{celkový}} = 25 * 406,17 = 10154,30 \text{ kN} \\ \text{Rovnomerné plošné zaťaženie charakt. hodnota} &= 10154,30 / (5,5 * 2,8) = 659,37 \text{ kN/m}^2 \\ \text{NP2 - rovnomerné plošné zaťaženie} &= 659,37 * 1,35 = 890,15 \text{ kN/m}^2 \\ \text{NP3 - rovnomerné plošné zaťaženie} &= 659,37 * 1,00 = 659,37 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.4.3 Zatřásenie zemetrasením

Seizmické zaťaženie bolo počítané podľa STN EN 1998-1. Slovenská republika je pre účely STN EN 1998-1/NA/Z2 rozdelená do oblastí seizmického ohrozenia podľa obrázku č. 21. Z obrázku je pre záujmovú lokalitu zrejma hodnota referenčného špičkového zrýchlenia $a_{gR} = 0,63 \text{ ms}^{-1}$. Pre potreby simulácie zemetrasenia v programe Plaxis bola spočítaná hodnota horizontálneho seizmického súčiniteľa k_h .

$$k_h = a * \frac{S}{r} = \frac{a_g}{g} * \frac{S}{r} = \frac{a_{gR} * \gamma_f}{g} * \frac{S}{r} = \frac{0,63 * 1,3}{9,81} * \frac{1,0}{1,0} = 0,083$$

- $r = 1,0$ parameter k výpočtu horizontálneho špičkového zrýchlenia
- $S = 1,0$ súčiniteľ podložia pre spektrum horizontálnej pružnej seizmickej odozvy pre územie Slovenska – kategória podložia A
- $\gamma_f = 1,3$ súčiniteľ významnosti pre mosty na území Slovenska podľa STN EN 1998-2/NA pre III. triedu významnosti – kde je vyžadovaná návrhová životnosť väčšia ako bežná
- $a_{gR} = 0,63 \text{ ms}^{-2}$ referenčné špičkové zrýchlenie
- $g = 9,81 \text{ ms}^{-2}$ gravitačné zrýchlenie



Obr. č. 21 - Hodnoty referenčného špičkového zrýchlenia a_{gR} podľa oblastí seizmického zrýchlenia

5 NUMERICKÝ MODEL

K získaniu potrebných výsledkov bolo nutné vymodelovať celkom 12 numerických modelov. Vymodelovaný bol samostatný model zaistenia aktívneho i potenciálneho zosuvu s variantom vysokého násypu ako aj variantom vedenia trasy mostom. Z dôvodu použitia trojakých návrhových prístupov pre každý variant s aktívnym aj potenciálnym zosuvom bolo nutné vymodelovať pre každý návrhový prístup samostatný model. Štruktúra vytvárania jednotlivých modelov je zrejماً z nasledujúceho diagramu.

Pre náročnosť podrobného popisovania každého modelu zvlášť bude ilustračne popísaný jeden model pre variant s vysokým násypom a jeden model variantu s mostom, prioritne pre prípad aktívneho zosuvu. Ostatné modely budú popísané v priložených tabuľkách.

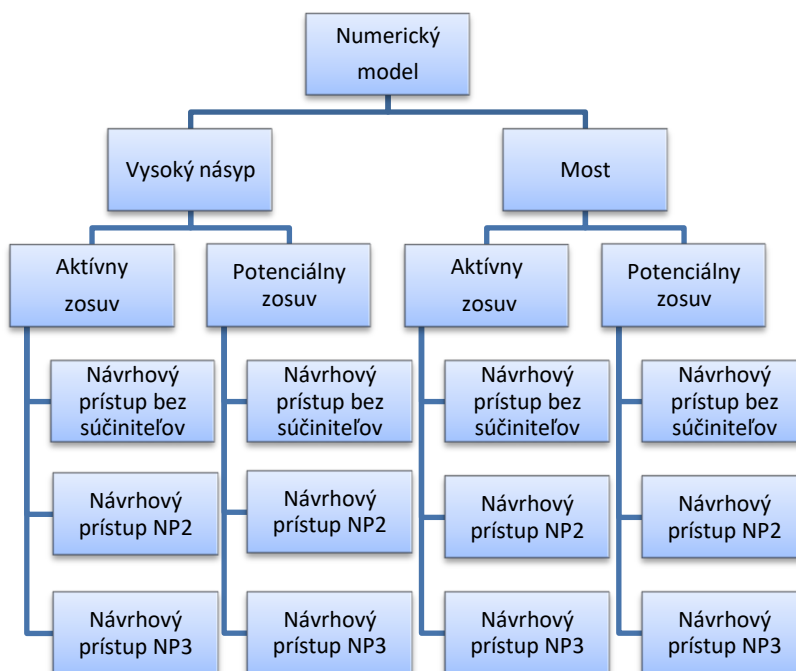
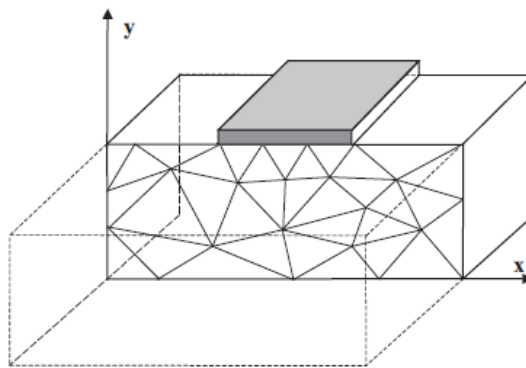


Diagram č. 02. - Numerické modely potrebné k výpočtu

5.1 Všeobecne

Pre potreby numerického modelovania bol použitý program Plaxis 2D založený na metóde konečných prvkov. Je navrhnutý ako pre stabilitnú, tak pre deformačnú analýzu geotechnických konštrukcií.

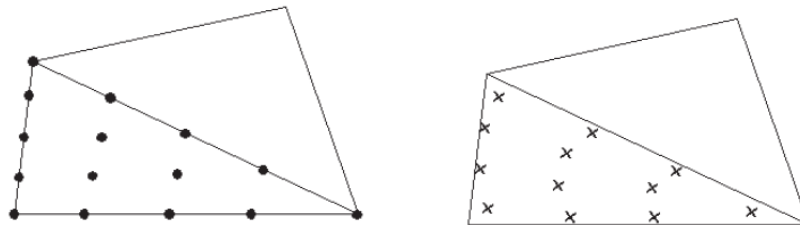
V prípade líniových stavieb, čím diaľničný násyp a most sú, je možné zjednodušene uvažovať, že tvar konštrukcie a pôsobiace zaťaženie sa v smere dĺžky nemenia. Potom je možné použiť rovinné deformačný model, v ktorom sú deformácie a pretvorenia v smere osy z nulové.



Obr. č. 22 - Názorná rovinne deformačná úloha (*Plaxis, 2018*)

Geometrický model sa skladá z bodov, línií a polygónov. Línia definuje fyzické hranice geometrického modelu. Jednotlivé polygóny sú oblasti pevne ohraničené líniami, vo vnútri ktorých sú definované homogénne materiálové vlastnosti.

Z geometrického modelu sa vytvára sieť konečných prvkov, ktorá je založená na skladbe jednotlivých línií a polygónov. Prvky vo vytvorenej sieti sú definované uzlami a napät'ovými bodmi (stress points). V priebehu automatického generovania siete konečných prvkov sú polygóny rozdelené podľa výberu užívateľa na 6 alebo 15 uzlové trojuholníkové prvky. Vzhľadom k tomu že, 15 uzlové prvky sú vhodnejšie pri výpočte stupňa stability, budú použité pri tvorbe riešených materiálových modelov.



Obr. č. 23 - Príklad 15 uzlového prvku – uzly a napät'ové body na prvku (*Plaxis, 2018*)

5.2 Rozsah modelu a okrajové podmienky

Základné jednotky materiálového modelu:

- Dĺžka m
- Sila kN
- Čas deň
- Objemová tiaž kN/m³
- Napätie kN/m²

Boli použité štandardné okrajové podmienky, kedy je bočným hranám modelu bránené vodorovné posunutie a spodnej hrane modelu je bránený posun v oboch smeroch.

Rozsah modelu je v smere osy x [$x_{\min} = 0,00$ m, $x_{\max} = 263,00$ m] v smere osy y [$y_{\min} = 0,00$ m, $y_{\max} = 56,55$ m].

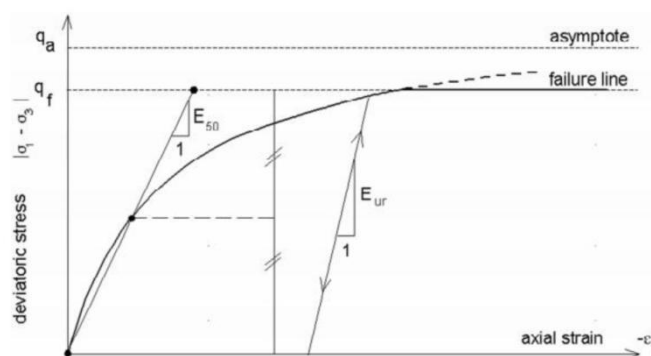
5.3 Modelovanie zemín

Je dobre známe, že zeminy a horniny sa pri zaťažení chovajú nelineárne. Ďalej je známe, že správanie zemín je závislé na stavových premenných, ako je napätie, pórovitosť alebo stupeň prekonsolidácie. Správnou voľbou konštitučného modelu je možné toto správanie vystihnúť, avšak s rastúcou obťažnosťou stúpa počet vstupných parametrov, ktoré mnohokrát nie jednoduché vyzískať. Vzhľadom k náročnosti problému a dostupnosti vstupných parametrov bol pre modelovanie zemín a hornín zvolený Hardening soil model. Na modelovanie prvkov z betónu bol použitý Lineárne elastický konštitučný model.

Hardening soil model (HS)

V poslednej dobe často využívaný pokročilý elasto-plastický konštitučný model s objemovým a šmykovým spevnením. Platí u neho hyperbolická závislosť napätia na pretvorení. Ako kritérium porušenia je použitá M-C podmienka porušenia definovaná pevnostnými parametrami. Rozlišuje medzi tuhosťou zeminy po prvotnom zaťažení a opätovnom prítážení. Tuhosť zeminy závisí na napätí v zemine a zadáva sa pomocou 3 parametrov:

- Referenčný sečnový modul E_{50}^{ref}
- Referenčný edometrický modul E_{oed}^{ref}
- Referenčný modul pružnosti pri zaťažení a opätovnom prítážení E_{ur}^{ref}



Obr. č. 24 - Hyperbolická krivka pracovného diagramu zeminy pre HS model (Brinkgreve, 2010)

Deformačné parametre:

- Okrem troch vyššie zmienených parametrov sem patrí Poissonovo číslo pre odťaženie a opätovné pritáženie ν_{ur} (0,2)

Pevnostné parametre:

- Úhol vnútorného trenia ϕ'
- Súdržnosť c'
- Úhol dilatancie ψ

Ostatné parametre:

- Exponent riadiaci závislosť deformačných charakteristík na napätí m
- Referenčné napätie p_{ref} (100 kPa)
- Súčiniteľ zemného tlaku pre normálnu konsolidáciu K_0^{nc}
- História zaťažovania (OCR/POP)

Lineárne elastický materiálový model

Konštitučný model založený na Hookovom zákone pre lineárnu izotropnú pružnosť. Vstupné parametre sú modul pružnosti E a Poissonovo číslo ν . Väčšinou sa používa pre modelovanie konštrukčných prvkov ako napr. betón, nikdy nie na modelovanie zemín (Chalmovský, 2014).

Pôsobenie vody na zeminu

Dôležitým faktorom ovplyvňujúcim vlastnosti zemín je prítomnosť vody v póroch. K vystihnutiu pôsobenia medzi vodou a zeminou umožňuje Plaxis stanovenie chovania za odvodnených a neodvodnených podmienok zaťaženia pomocou tzv. drenážnych typov:

- Odvodnené chovanie (Drained)

V tomto type chovania nevznikajú v zemine zvýšené pórové tlaky. Využíva sa v prípade suchých zemín a u zemín s vysokou priepustnosťou. (napr. štrk, piesok)

- Neodvodnené chovanie (Undrained A/Undrained B)

Uplatňuje sa u nasýtených zemín, kde voda v zemine nemôže voľne prúdiť. Zamedzenie prúdenia vody môže byť spôsobené nízkou priepustnosťou zeminy (napr. u ílu) alebo pôsobením veľkého zaťaženia.

- Neporézne chovanie (Non-porous)

V tomto type chovania nevznikajú žiadne pórové tlaky. Používa sa v kombinácii s lineárne-elastickým modelom, napr. pri modelovaní betónu.

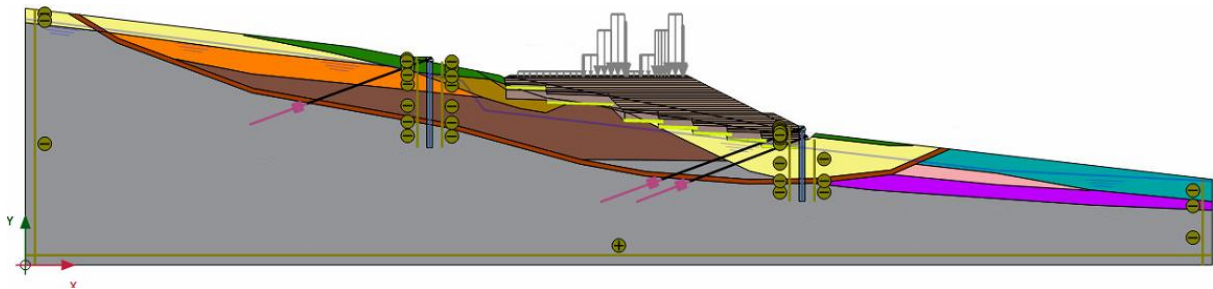
5.4 Modelovanie prvkov a konštrukcií

K modelovaniu konštrukcií používaných v geotechnike obsahuje program Plaxis štruktúrne a kontaktné prvky. Nižšie sú stručne zmienené tie, ktoré boli použité pri modelovaní riešených konštrukcií:

- Soil and interfaces – pre modelovanie zemín, hornín ale napr. aj betónu
- Plates – používaný predovšetkým na modelovanie pažiacich konštrukcií v tomto prípade bol použitý ako prvok nekonečne malej tuhosti k určeniu vnútorných síl na konštrukcii
- Geogrids – použitý na modelovanie geomreží
- Embedded beam row - použitý na modelovanie koreňa u kotiev
- Node-to-node anchors – použitý na modelovanie voľnej dĺžky kotiev
- Negative/Positive interfaces – kontaktný prvok použitý k modelovaniu stykových prvkov v miestach, kde dochádza k šmykovému kontaktu medzi zeminou a konštrukciou a je nutné toto rozhranie nasimulovať

5.4.1 Modelovanie prvkov a konštrukcií – vysoký násyp

Ako prvé boli stanovené reziduálne hodnoty šmykovej plochy aktívneho zosuvu so stupňom stability rovným 1,00 pomocou spätnej analýzy. Vďaka výpočtovému programu Plaxis tak boli získané charakteristické hodnoty šmykovej pevnosti aktívneho zosuvu, uhol vnútorného trenia $\varphi_r = 12,35^\circ$ a súdržnosť $c_r = 2,09$.



Obr. č. 25 - Celkový model zaistenia aktívneho zosuvu – vysoký násyp

Profil podložných vrstiev bol prevzatý z inžinierskogeologického profilu. V programe Plaxis boli jednotlivým polygónom podložných vrstiev priradené materiálové vlastnosti podľa geotechnických charakteristík z tabuľky č. 11. Ako bolo v predchádzajúcej kapitole zmienené pre modelovanie zemín bol použitý Hardening soil model.

Ďalej bol obdobným spôsobom modelovaný aj vrstevnatý násyp, ktorého materiálové vlastnosti boli priradené podľa tabuliek č. 12 a 13. Konštrukčné vrstvy vozovky boli modelované pomocou Lineárne elastického modelu a ich parametre sú uvedené v tab. č 17.

Typ prvku Plaxis	Soil	
Model	Lineárne elastický	
Drenážny typ	Neporézny	
Objemová hmotnosť γ	[KN/m ³]	24,00
Modul pružnosti E	[KN/m ²]	7,50E+06
Poissonovo číslo ν	-	0,33

Tab. č. 17 - Parametre vozovky

Pri modelovaní kotvenej pilótovej steny bolo použitých viacero prvkov. Pilóty zaisťujúce zosuv jak z ľavej strany diaľnice, tak na jej pravej strane majú priemer 1,2 m a sú rozmiestnené v osovej vzdialenosti 1,4 m. Pri 2D zobrazení v programe Plaxis nie je možné priamo namodelovať osové vzdialenosti medzi pilótami v pozdĺžnom smere. Táto skutočnosť bola vystihnutá pomocou materiálových charakteristík homogenizovaného betónu so zeminou modelovaného pomocou Lineárne elastického konštitučného modelu tab. č. 19. Homogenizácia betónu so zeminou bola riešená tak, že bol vytknutý pás o šírke priemeru pilóty, kde bol váženým priemerom k pomeru medzi plochou pilóty a zvyšnou plochou zeminou prepočítaný modul pružnosti, objemová hmotnosť a Poissonovo číslo. Kontakt medzi zeminou a pilótou je vymodelovaný pomocou prvku "interface". Aby bol umožnený vzájomný posun medzi zeminou a pilótou pomocou kontaktného prvku, bola v materiálových vlastnostiach zemín manuálne nastavená hodnota $R_{inter} = 0,67$. V ose pilóty bol tiež vymodelovaný nosníkový prvok "plate" s tuhosťou miliónkrát nižšou ako je tuhosť pilóty, vďaka ktorému je možné vo výstupovej časti programu sledovať priebeh vnútorných síl na pilóte.

Kotevný prach je po dĺžke konštantný a preto bol modelovaný podľa materiálových charakteristík betónu triedy C30/37.

Základné parametre pilót				Základné parametre kotiev							
Ozn.	L	Ø	Os. vzdial.	n	Ozn.	Celková dĺžka	Dĺ. koreňa kotvy	Voľná dĺ. kotvy	Os. vzdial.	Sila - medza klzu	Počiat. sila P_0
	[m]	[m]	[m]			[m]	[m]	[m]	[m]	[KN]	[KN]
Aktívny zosuv											
HP	19,0	1,20	1,40	1	HK	43,00	13,50	29,50	1,40	2004	630
DP	15,5	1,20	1,40	2	HK	48,50	14,50	34,00	1,40	2004	350
					DK	40,50	12,50	28,00	1,40	2004	300
Potenciály zosuv											
HP	19,0	1,20	1,40	1	HK	43,00	13,50	29,50	1,40	2004	310
DP	15,5	1,20	1,40	1	HK	48,50	14,50	34,00	1,40	2004	360

Poznámky: HP – Horná pilóta, DP – Dolná pilóta, HK – Horná kotva, DK – Dolná kotva, n – počet kotiev na pilótu

Tab. č. 18 - Základné parametre konštrukcií zaisťujúcich aktívny a potenciálny zosuv – vysoký násyp

Parametre	Jednotka	Betón C30/37	Betón C30/37 + zemina
Typ prvku Plaxis	-	Soil	Soil
Model	-	Lineárne elastický	Lineárne elastický
Drenážny typ	-	Neporézny	Neporézny
Objemová hmotnosť γ	[KN/m ³]	25,00	23,37
Modul pružnosti E	[KN/m ²]	3,30E+07	2,22E+07
Poissonovo číslo ν	-	0,20	0,25

Tab č. 19 - Materiálové charakteristiky betónu pilót a kotevných prahov

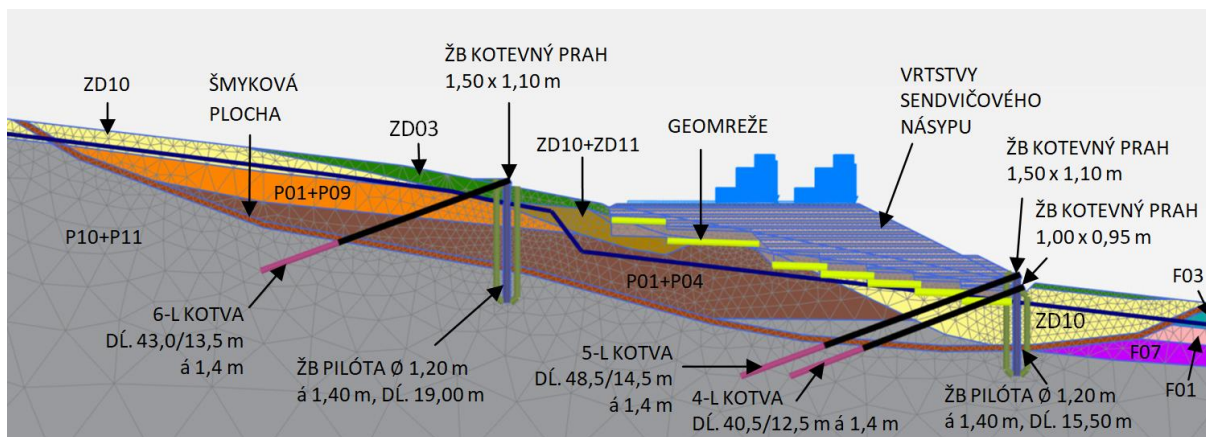
Parametre	Jednotka	Betón C30/37 + zemina
Typ prvku Plaxis		Plate
Model		Elastický
Normálová tuhosť EA	[KN/m]	37,3
Ohybová tuhosť EI	[KN/m]	3,98
Hmotnosť w	[KN/m/m]	0,0
Poissonovo číslo ν	-	0,2

Tab č. 20 - Materiálové charakteristiky prvku "plate" v pilóte

Pilotova stena je kotvená lanovými kotvami v jednej alebo dvoch radách nad sebou v osových vzdialenostiach po 1,4 m. Podrobne sú dimenzie kotiev uvedené v tabuľke č. 18. Lanová kotva bola modelová v časti koreňa pomocou prvku "Embedded beam row" a v časti voľnej dĺžky pomocou prvku "Node-to-node anchor". Jednotlivé parametre použité pri modelovaní koreňa a voľnej dĺžky kotvy sú uvedené v nasledujúcej tabuľke.

	Koreň kotvy		Voľná dĺžka kotvy		
Typ prvku Plaxis	Embedded beam row		Typ prvku Plaxis	Node-to-node anchor	
Model	Elastický		Model	Elasto-plastický	
Kvalita oceli	St. 1670/1860		Kvalita oceli	St. 1670/1860	
Počet lán	[-]	8	Počet lán	[-]	8
Modul pružnosti E	[KN/m ²]	3,30E+07	Plocha prierezu A	[m ²]	0,0012
Objemová hmotnosť γ	[KN/m ³]	25	Normálová tuhosť EA	[KN]	2,52E+05
Priemer d	[m]	0,2	Osová vzdialenosť L_s	[m]	1,4
Trení $T_{skin, start}$	[KN/m]	150	Max. ťahová sila $F_{max, tens}$	[KN]	2004
Trení $T_{skin, end}$	[KN/m]	150	$F_{max, comp}$	[KN]	1000
Osová vzdialenosť L_s	[m]	1,4			
Max. kotevná sila F_{max}	[KN]	2004			

Tab č. 21 - Materiálové charakteristiky koreňa a voľnej dĺžky kotvy



Obr. č. 26 - Popis schémy návrhových opatrení stabilizácie aktívneho zosuvu

Geomreže, ktoré sú súčasťou sanácie podložia, sú modelované v jednej alebo dvoch vrstvách 0,2 m nad sebou pomocou prvku “Geogrid“. Materiálové charakteristiky geomreží boli získané od firmy MACCAFERRI CENTRAL EUROPE s.r.o. Zvolený bol výstužný geokompozit MACGRID CW 3S tvorený dvojmosou výstužnou tkanou geomrežou a netkanou geotextíliou s pevnosťou v ťahu v oboch smeroch 40 kN/m. Hodnota normálovej tuhosti EA bola stanovená zo vzťahu $EA = F/(\Delta l/l)$, kde pri zaťažení 40 kN/m došlo k pretvoreniu 10% pri teplote 20°. Výsledná normálová tuhosť je uvedená v tabuľke č. 22.

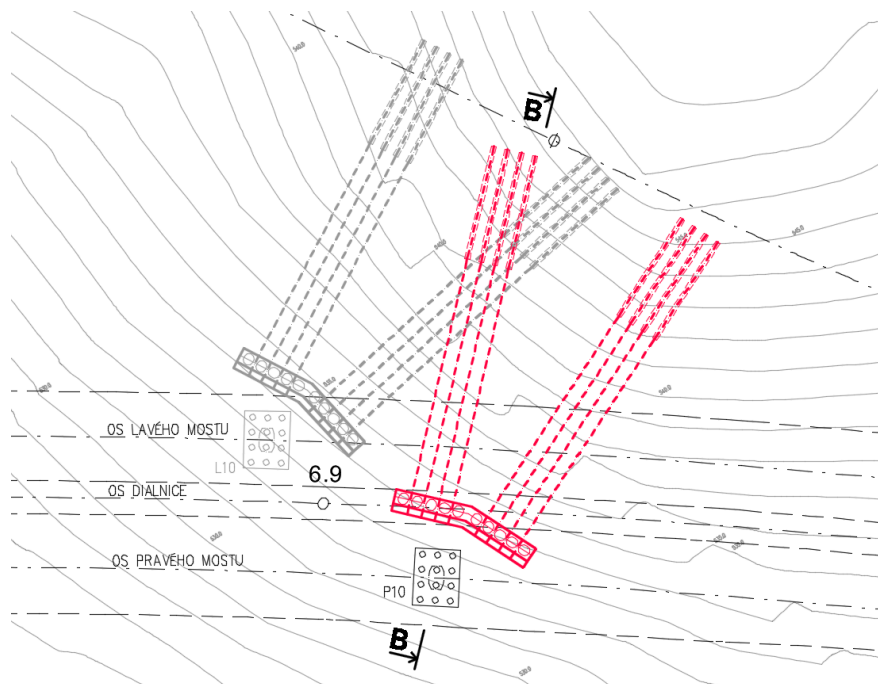
Typ prvku Plaxis		Geogrid
Model		Elasto-plastický
Normálová tuhosť EA	[KN/m]	400
Normálová sila N_p	[KN/m]	40

Tab č. 22 - Materiálové charakteristiky výstužnej geomreže

Na záver bolo v programe modelované spojité zaťaženie od dopravy pomocou líniového zaťaženia. Líniové zaťaženie pre modely zaťaženia LM1 a LM3 sa aktivuje zvlášť v časti “Fáze výstavby“.

5.4.2 Modelovanie prvkov a konštrukcií – most

Zeminy v modeli variantu s mostom boli modelované obdobne ako u variantu s vysokým násypom. Mostná podpora je zo strany prípadného zosuvu istená kotvenou pilotovou stenou. Hlavný rozdiel kotvovej pilotovej steny oproti modelu s vysokým násypom je v jej pôdorysnom vedení. Pilotová stena je pôdorysne zalomená pod uhlom 160° do tvaru plochej strechy, tak aby chránila čo najväčšiu časť mostnej podpory pred prípadným zosunutím pôdy pozri obr. č 27. Vzhľadom k použitiu 2D programu, musela byť úloha zjednodušená. Preto bol vybraný najnepriaznivejší rez (rez B-B), uprostred pilotovej steny, kde je možné predpokladať najväčšie namáhanie.



Obr. č. 27 - Pôdorysné schéma zaistenia mostnej podpory aktívneho zosuvu kotvenou pilot. stenou
Kotvená pilótová stena je u aktívneho zosuvu tvorená pilótami priemeru 1,5 m v osovej vzdialenosti 1,7 m. U potenciálneho zosuvu majú pilóty priemer 1,2 m a sú vo vzdialenosti 1,4 m od seba. Podrobne sú základné parametre kotvených pilotových stien aktívneho a potenciálneho zosuvu uvedené v tabuľke č. 23. Uprostred pilóty bol k zobrazeniu vnútorných síl vymodelovaný nosníkový prvok “plate“ so zanedbateľnou tuhosťou, ktorého parametre sú uvedené v tabuľke č 25.

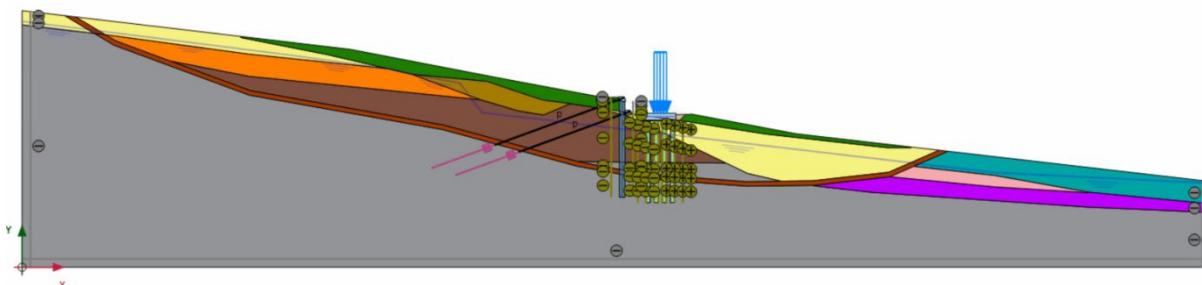
Základné parametre pilót					Základné parametre kotiev						
Ozn.	L	Ø	Os. vzdial'.	n	Ozn.	Celková dĺžka	Dĺ. koreňa kotvy	Voľná dĺ. kotvy	Os. vzdial'.	Sila - medza klzu	Počiat. sila P ₀
	[m]	[m]	[m]			[m]	[m]	[m]	[m]	[KN]	[KN]
Aktívny zosuv											
HP	21,0	1,50	1,70	2	HK	46,00	15,00	31,00	1,70	2004	700
					DK	41,00	15,00	26,00	1,70	2004	670
Potenciálny zosuv											
HP	21,0	1,20	1,40	1	HK	45,50	15,00	30,50	1,40	2004	400

Poznámky: HP – Horná pilóta, HK – Horná kotva, DK – Dolná kotva, n – počet kotiev na pilótu

Tab č. 23 - Základné parametre konštrukcií zaisťujúcich aktívny a potenciálny zosuv – variant s mostom

Pilótová stena bola v prípade aktívneho zosuvu kotvená 7 lanovými kotvami v dvoch úrovniach nad sebou v osovej vzdialenosti 1,7 m. Potenciálny zosuv bol istený pilotovou stenou s jednou radou 5 lanových kotiev po 1,4 m. Dimenzie kotiev sú uvedené v tab. č. 23. Kotevný prach je modelovaný z betónu C 30/37.

Ďalej bola modelovaná základová päťka podchytená skupinou vŕtaných pilôt. Pilóty majú priemer 0,9 m a sú pod základom rozmiestnené v 4 radách po 3 pilóty. Modelovanie sa tak opäť komplikuje limitom 2D modelovania.



Obr. č. 28 - Celkový model zaistenia aktívneho zosuvu – most

Pilóty so zeminou boli homogenizované tak, že rada 3 pilot bola nahradená pásom o šírke priemeru pilóty a dĺžke betónového základu. Materiálové vlastnosti vznikli z váženého priemeru v pomere plochy 3 pilót k zvyšnej ploche zeminy, pozri v tab. č. 24. Taktiež bol vymodelovaný kontaktný prvok okolo stien pilóty s hodnotou $R_{inter} = 0,67$ manuálne nastavenou v materiálových vlastnostiach zemín. Betónový základ je z betónu triedy C25/30. Vo vodorovnej ose základu bol vymodelovaný nosníkový prvok “plate“ pre presnejšie stanovenie výsledného vodorovného posunu tab. č. 25. Podkladový betón je z betónu triedy C12/15.

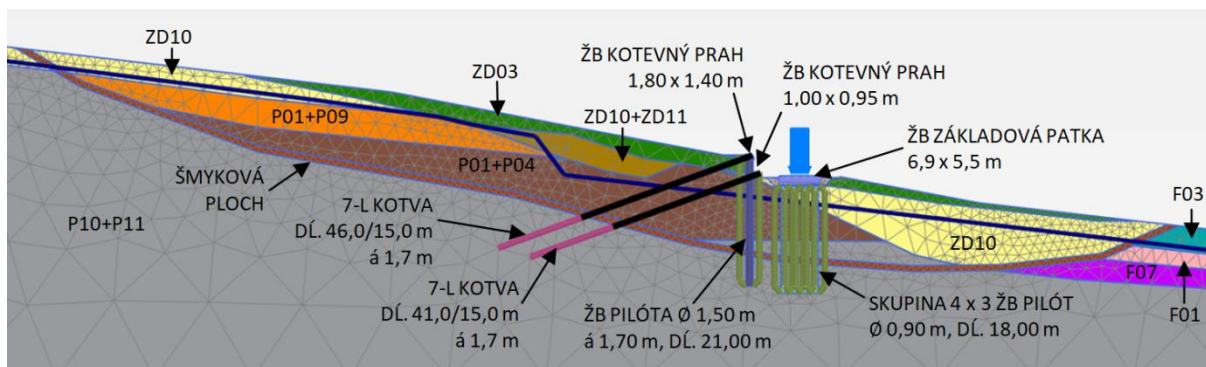
Parametre	Jednotka	Betón základovej päťky C30/37	Betón pilót C25/30 + zemina	Podkladový betón C12/15
Typ prvku Plaxis	-	Soil	Soil	Soil
Model	-	Lineárne elastický	Lineárne elastický	Lineárne elastický
Drenážny typ	-	Neporézny	Neporézny	Neporézny
Objemová hmotnosť γ	[KN/m3]	25,00	21,96	24,00
Modul pružnosti E	[KN/m2]	3,30E+07	1,30E+07	2,70E+07
Poissonovo číslo ν	-	0,20	0,25	0,20

Tab č. 24 - Parametre betónu založenia mostnej podpory

Parametre	Jednotka	Betón základovej päťky C30/37	Betón pilót C30/37 + zemina
Typ prvku Plaxis		Plate	Plate
Model		Elastický	Elastický
Normálová tuhosť EA	[KN/m]	1250	58,32
Ohybová tuhosť EI	[KN/m]	3160	15,18
Hmotnosť w	[KN/m/m]	0,00	0,00
Poissonovo číslo ν	-	0,2	0,25

Tab č. 25 - Materiálové charakteristiky prvku “plate“ pilóty a základovej päťky

Náhradné bremeno od stáleho zaťaženia mostnej podpory nesúcej rozpätie jedného mostného poľa je vymodelované pomocou líniového zaťaženia na šírku mostnej podpory.



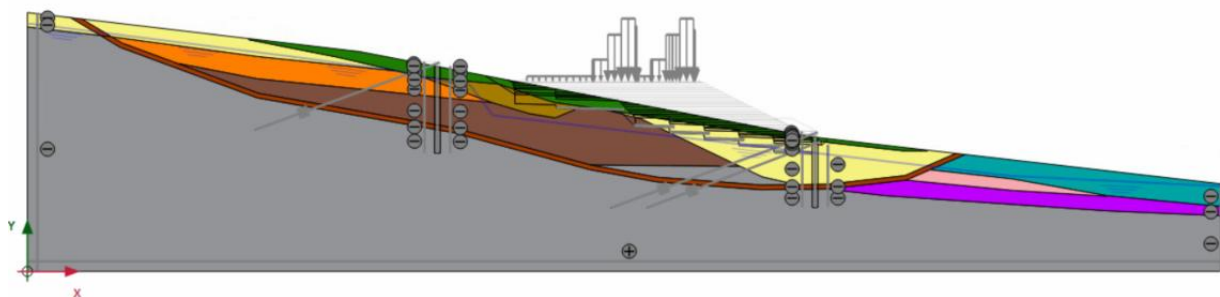
Obr. č. 29 - Popis schémy zaistenia mostnej podpory v aktívnej zosuvnej oblasti

5.5 Fázy výpočtu

Po vytvorení numerického modelu bola v ďalšom kroku vygenerovaná sieť konečných prvkov. Pre model bola zvolená stredná hustota siete. Hladina podzemnej vody bola v kroku “flow conditions“ namodelovaná podľa hydrogeologického profilu. V poslednom kroku po dokončení celého modelu bolo nutné zohľadniť postupnosť výstavby. V nasledujúcom texte sú popísané jednotlivé fázy výstavby pre variant s vysokým násypom a variant s mostom. Počiatočná, nultá fáza a prvá fáza sú u oboch variantov rovnaké.

0. Počiatočná/iniciačná fáza (IF)

V programe Plaxis bolo vytvorené zemné prostredie pred zahájením výstavby. Pre túto fázu bol predvolený výpočtový typ “K0 procedure“, v ktorom je priamo generované počiatočné napätie, pórové tlaky a stavové premenné. Ako zaťažovací typ bola predvolená možnosť “staged construction“, ktorá počíta s jednotlivými fázami výstavby. Pre výpočet pórových tlakov bol nastavený výpočtový typ “phreatic“ s ustálenou hladinou podzemnej vody. Výpočet pórových tlakov a zaťažovací typ je rovnaký pre všetky fázy výstavby. Všetky konštrukcie a zaťaženia boli v tejto fáze deaktivované.



Obr. č. 30 - Iniciačná fáza (IF)

1. Fáza – stabilita pôvodného svahu

V prvej fáze výpočtu bolo nutné overiť stupeň stability zemného prostredia pred zahájením výstavby. V programe bol nastavený výpočtový typ “safety“ s max. počtom iterácií 150.

5.5.1 Fáze výpočtu – vysoký násyp

Celý výpočet bol rozdelený do 32 fáz výstavby. Teleso násypu je zhruba do 25. fázy budované striedaním plastickej a konsolidačnej fázy. V ďalších fázach je na vystavaný násyp nanesené buď zaťaženie od dopravy alebo zemetrasenie, po ktorých je zakaždým spočítaná bezpečnostná analýza.

2. Fáza – odťaženie, sanácia podložia, kotvená pilótovej stena

Druhá fáza, v prípade aktívneho zosuvu, typu “plastic“ vznikla odťažením zeminy v pravej spodnej časti násypu a sanáciou tejto časti svahu geodoskou II. Striedaním stužujúcej a poddajnej vrstvy bola do úrovně horného lana kotvy vysypaná spodná časť násypu. Po sanácii podložia bola vyvrtaná spodná aj horná pilotová stena. Súčasne bola zakotvená horná pilotová stena jednou radou lanových kotiev a spodná pilótovej stena zakotvená lanovými kotvami v dvoch radoch nad sebou. Zemné kotvy boli následne predpäté. Konkrétne hodnoty predpätia pre aktívny zosuv je možné nájsť v tabuľke č. 23.

Druhá fáza potenciálneho zosuvu bola modelovaná analogicky. Rozdiel bol v kotvení pilotových stien a v ich počiatočnom predpätí. Parametre konštrukcií zaisťujúcich potenciálny zosuv sú taktiež uvedené v tab. č. 23.



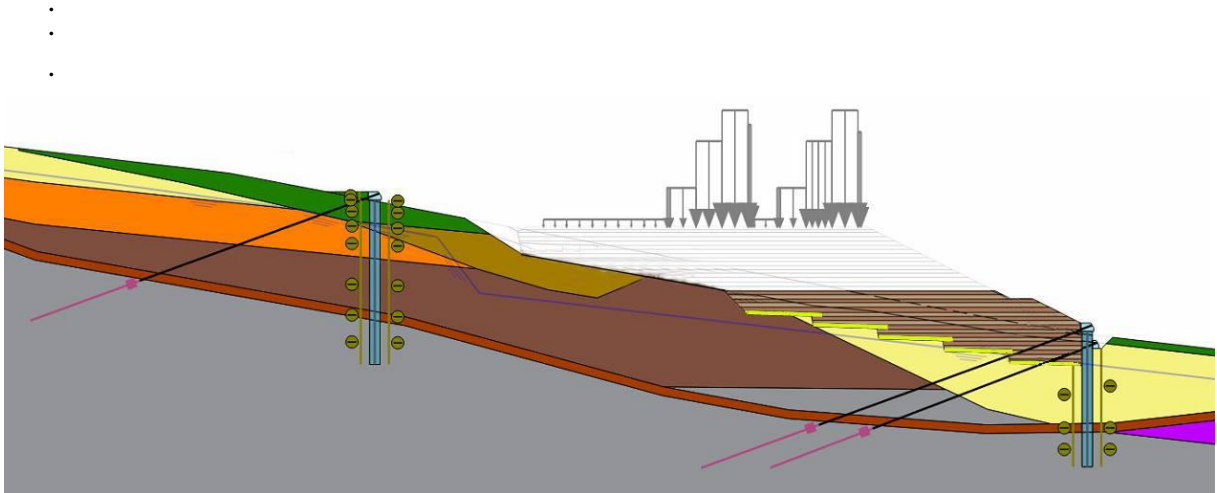
Obr. č. 31 - 1. Fáza – odťaženie, sanácia podložia, kotvená pilótovej stena

3. Fáza – konsolidácia 3 dni

Vrstvy sendvičového násypu boli výpočtom typu “consolidation“ skonsolidované v časovom intervale 3 dní.

4. Fáza – pridanie poddajnej a vystužujúcej vrstvy sendvičového násypu

5. Fáza – konsolidácia 3 dni



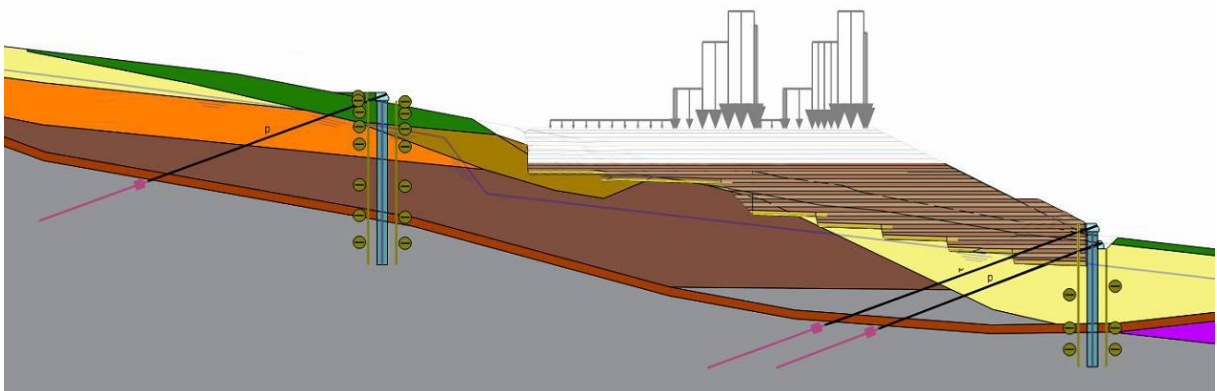
12. Fáza – pridanie poddajnej a vystužujúcej vrstvy sendvičového násypu

·

·

18. Fáza – stabilizácia podložia sanačnou vrstvou a stabilizáciou s geodoskou I

Dvanásta fáza výpočtového typu “plastic“ vznikla odťažením zeminy v ľavej spodnej časti násypu a jej sanáciou sanačnou vrstvou a stabilizáciou s geodoskou I. Zároveň bol násyp dosypaný jednou vrstvou poddajnej a jednou vrstvou stužujúcej zeminy, ktorá bola v nasledujúcej fáze skonsolidovaná po dobu troch dní.



Obr. č. 32 - 18. Fáza výstavby stabilizácia sanačnou vrstvou a stabilizáciou s geodoskou I

19. Fáza – konsolidácia 3 dni

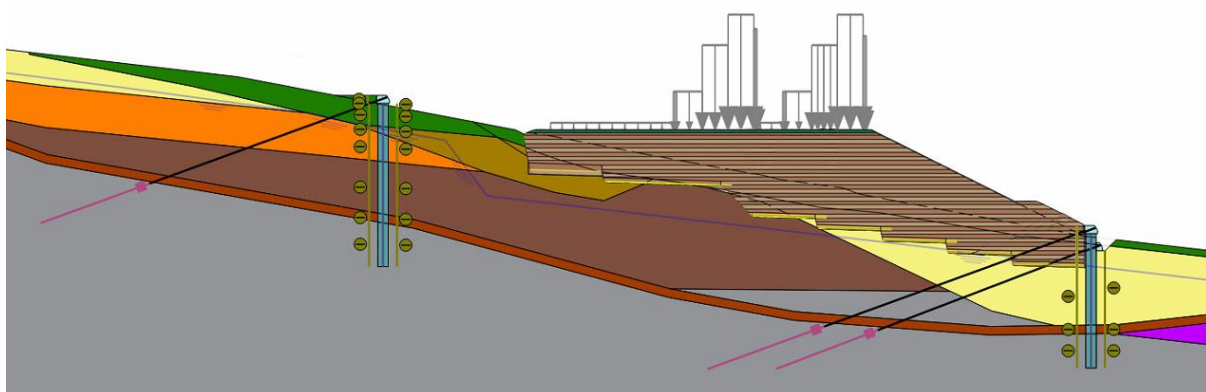
·

22. Fáza – dosypanie posledných vrstiev sendvičového násypu

23. Fáza – konsolidácia 3 dni

24. Fáza – vystavaný celý násyp vrátene konštrukčných vrstiev vozovky

25. Fáza – konsolidácia 365 dní

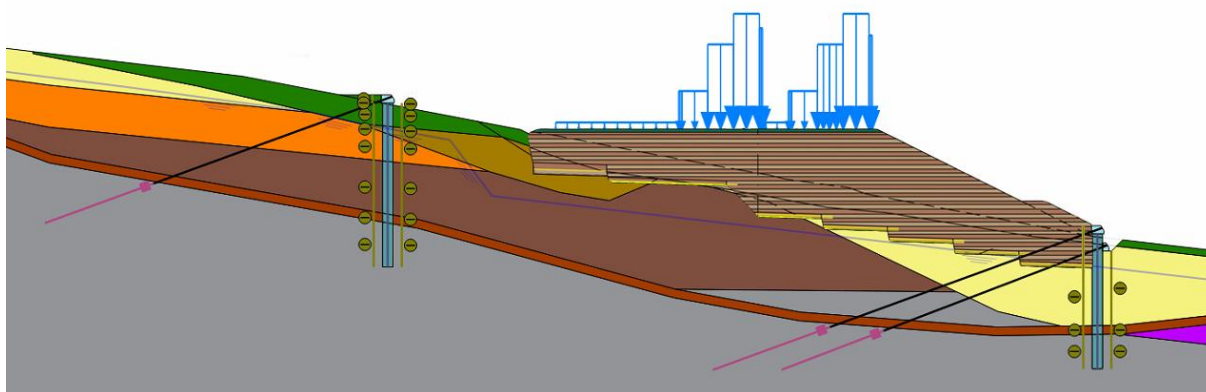


Obr. č. 33 - Fáza 25 – Vystavaný násyp s konstrukčními vrstvami vozovky

26. Fáza – stabilita vystavaného násypu

27. Fáza – zat’azenie vystavaného násypu zat’azovacím modelom LM1

Po vystavaní celého násypu vrátane konstrukčných vrstiev vozovky bolo aktivované zat’azenie od dopravy zat’azovacím modelom LM1. Hodnoty príslušných rovnomerných plošných prít’azení boli prevzaté z tab. č. 15.

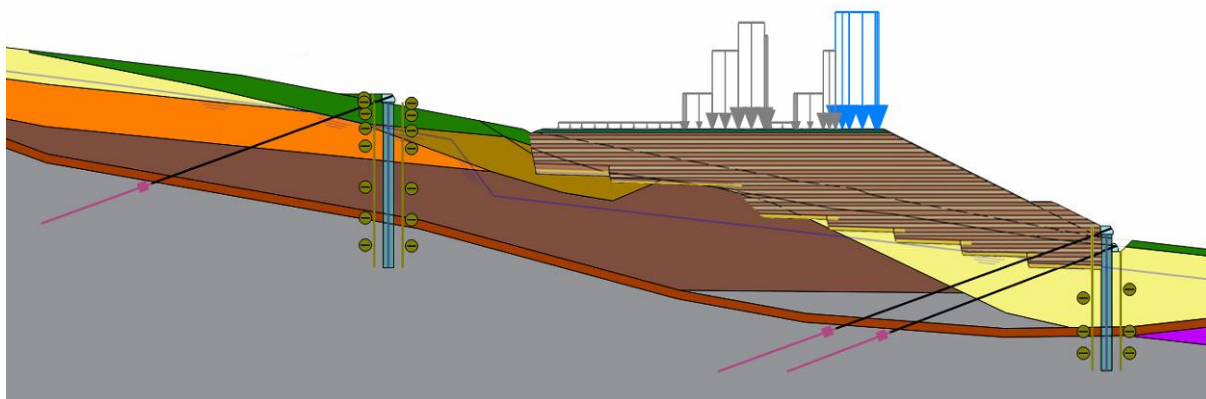


Obr. č. 34 - Fáza 27 – Aktivácia zat’azenia od dopravy pre model LM1

28. Fáza – stabilita násypu prít’azeného zat’azovacím modelom LM1

29. Fáza – zat’azenie vystavaného násypu zat’azovacím modelom LM3

Obdobným spôsobom bolo aktivované zat’azenie od dopravy zat’azovacím modelom LM3.



Obr. č. 35 - Fáza 29 - Aktivácia zaťaženia od dopravy pre model LM3

30. Fáza – stabilita násypu priťaženého zaťažovacím modelom LM3

31. Fáza – zemetrasenie

V predposlednej fáze celého výpočtu vysokého násypu bolo aktivované zemetrasenie. V plastickom výpočte bola v modelovacích podmienkach vo výbere “pseudo-static“ nastavená hodnota normálového gravitačného zrýchlenia vo vodorovnom smere $g_x = k_h = -0,083 \text{ m.s}^{-2}$.

32. Fáza – stabilita násypu pri zemetrasení

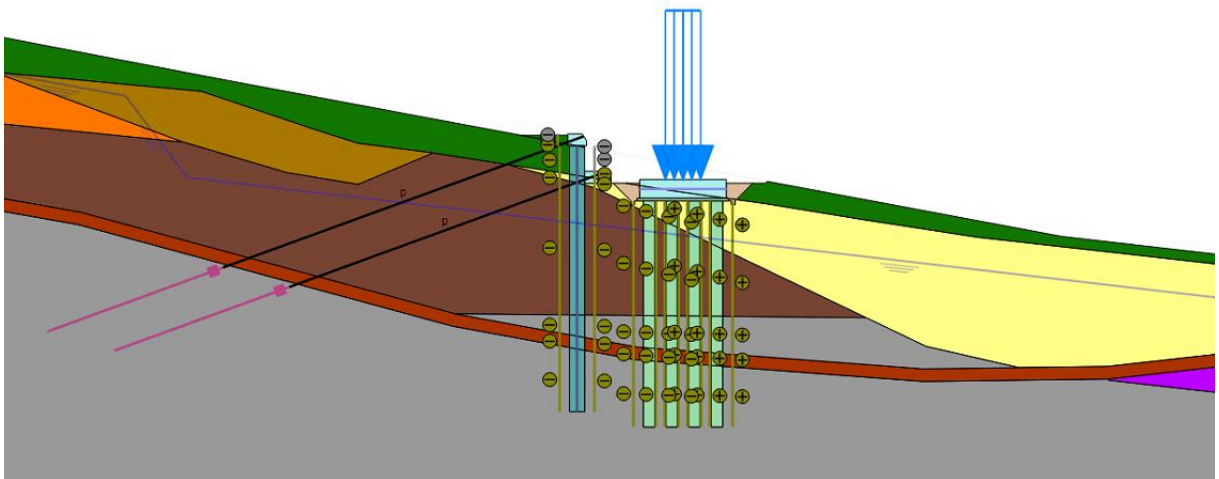
5.5.2 Fáze výpočtu – most

U variantu vedenia trasy mostom je vybudovaná len jedna pilótová stena a nie je potrebná sanácia podložia ani konsolidácia vrstiev. Z týchto dôvodov je výstavba časovo aj konštrukčne menej náročná a výpočet sa skladá z výrazne menšieho počtu fáz výstavby potrebných k výpočtu.

2. Fáza – kotvená pilótová stena, odťaženie zeminu, založenie mostnej podpory

Druhá fáza typu “plastic“ v prípade aktívneho zosuvu vznikla vybudovaním pilótovej steny nad mostnou podporou a jej následným zakotvením pomocou lanových kotiev v dvoch úrovniach nad sebou. Zároveň boli lanové kotvy v tejto fáze predpäté počiatočným predpätím uvedeným v tab. č. 23. Ďalej bola odťažaná zemina do úrovne základovej škáry železobetónového základu. V tejto úrovni bola vyvrtaná skupina veľkopriemerových pilót, ktoré boli následne po vybetónovaní spojené so základovou pätkou. Na základ bolo nanesené líniové zaťaženie od tiaže mostnej podpory nesúcej jedno mostné pole. Nakoniec bola základová pätká zasypaná do úrovne spodného kotevného prahu.

Druhá fáza potenciálneho zosuvu bola modelovaná analogicky ako u aktívneho zosuvu. Rozdiel bol v dimenziách pilótvej steny, v jej kotvení a počiatočnom predpätí. Parametre konštrukcií zaisťujúcich potenciálny zosuv sú uvedené v tab. č. 23.



Obr. č. 36 - 2.Fáza - kotvená pilóťová stena, odťazenie zeminy, založenie mostnej podpory

3. Fáza – stabilita zaistenej mostnej podpory

4. Fáza – zemetrasenie

V predposlednej fáze výpočtu zaistenia mostnej podpory bolo aktivované zemetrasenie. V plastickom výpočte bola v modelovacích podmienkach a výbere “pseudo-static“ nastavená hodnota normálového gravitačného zrýchlenia vo vodorovnom smere $g_x = k_h = -0,083 \text{ m.s}^{-2}$.

5. Fáza – stabilita zaistenej mostnej podpory pri zemetrasení

6 VÝSLEDKY VÝPOČTOV

Na záver po vytvorení fáz výstavby bol každý model v programe Plaxis spočítaný. K získaniu výsledného modelu s dostatočnou stabilitou predchádzalo niekoľko desiatok neúspešných modelov, v ktorých boli rôzne obmieňané parametre konštrukcií a prvkov. Výsledky výsledných modelov sú pre aktívny aj potenciálny zosuv rozdelené do samostatných podkapitol, zvlášť pre variant s vysokým násypom a variant vedenia trasy mostom.

6.1 Výsledky výpočtov – vysoký násyp

Variant vedenia trasy vysokým násypom obsahuje veľký počet fáz výstavby, preto boli k zobrazeniu výsledkov deformácií a vnútorných síl vybrané len najdôležitejšie z nich:

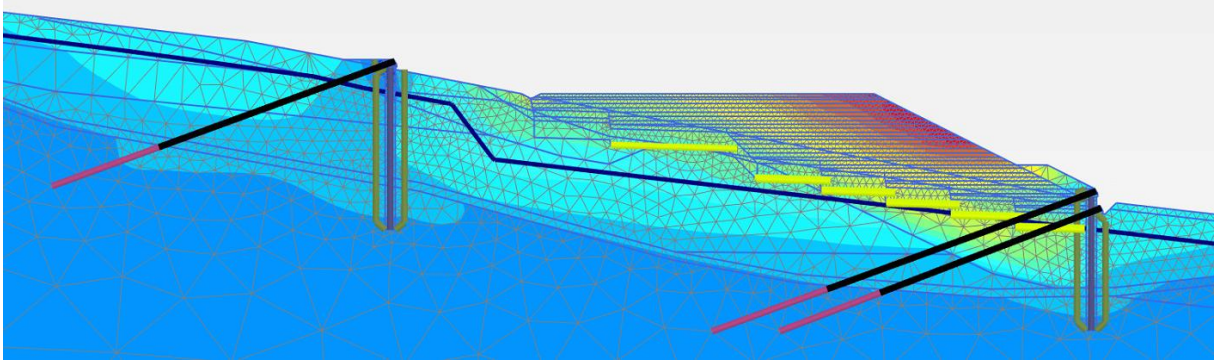
- 25. Fáza – vystavaný celý násyp (VN) vrátane konštrukčných vrstiev vozovky po ročnej konsolidácii
- 27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1
- 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3
- 31. Fáza – zemetrasenie (ZM)

Vo výsledkoch boli sledované:

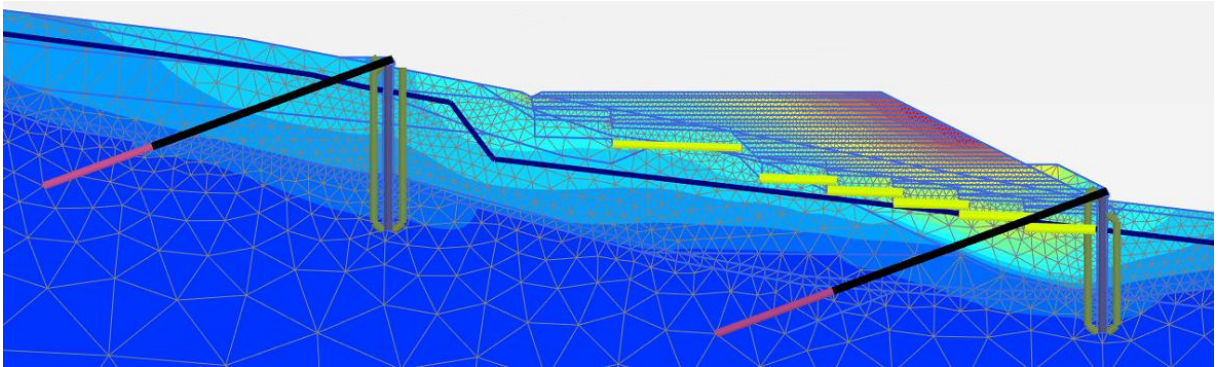
- Deformácie – horizontálny smer
- Deformácie – vertikálny smer
- Celkové deformácie
- Plastické body
- Deformácie pilótových stien
- Normálové sily v pilotových stenách
- Posúvajúce sily v pilotových stenách
- Momenty v pilotových stenách
- Normálové sily v kotvách
- Stupeň stability

Je potrebné pripomenúť, že výsledné hodnoty normálových, posúvajúcich síl a momentov pilót z modelu s návrhovým prístupom NP2 boli prenášobené ich osovou vzdialenosťou v pozdĺžnom smere a okrem prípadu zemetrasenia aj čiastkovým súčiniteľom zaťaženia 1,35. V prípade zemných kotiev, u ktorých je možné zadať osovú vzdialenosť priamo do programu, budú výsledky normálových síl prenášobené len čiastkovým súčiniteľom zaťaženia 1,35, mimo prípad mimoriadneho zaťaženia zemetrasením.

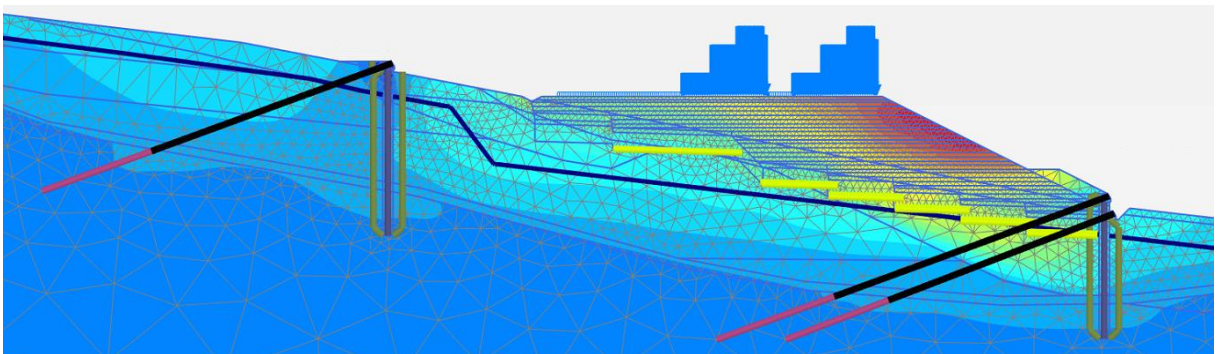
6.1.1 Deformácie – horizontálny smer



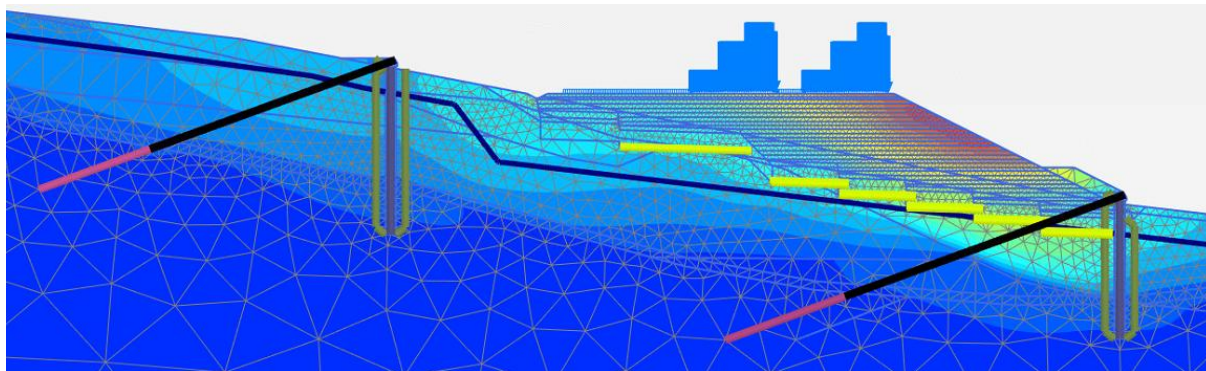
Obr. č. 37 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – horizontálny smer;
25. Fáza – vystavaný celý násyp; $u_{\max} = 0,0552$ m



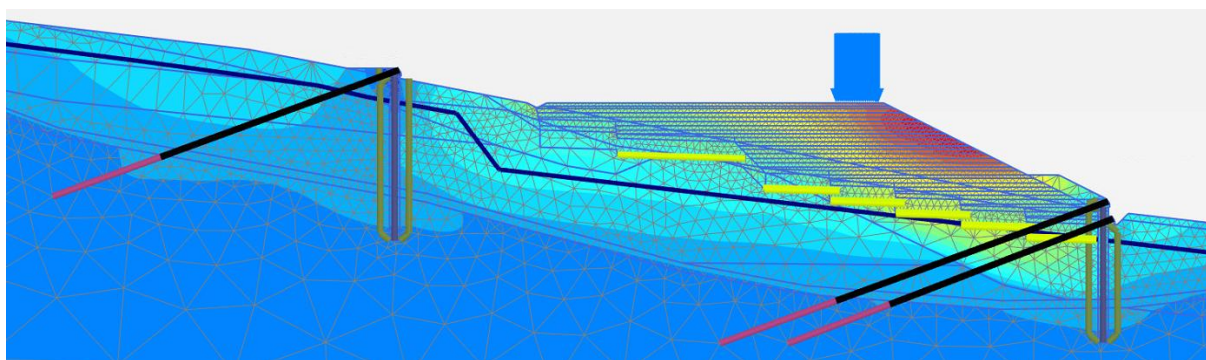
Obr. č. 38 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – horizontálny
smer; 25. Fáza – vystavaný celý násyp; $u_{\max} = 0,0585$ m



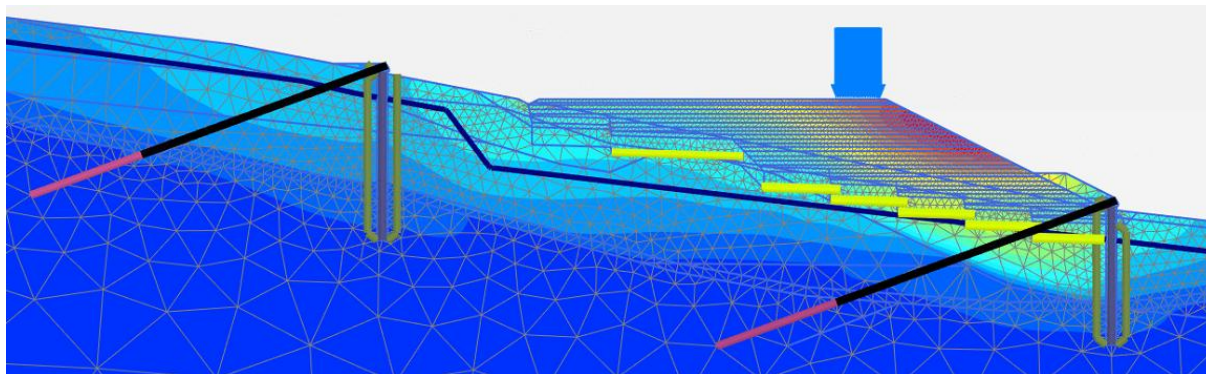
Obr. č. 39 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – horizontálny smer;
27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; $u_{\max} = 0,0634$ m



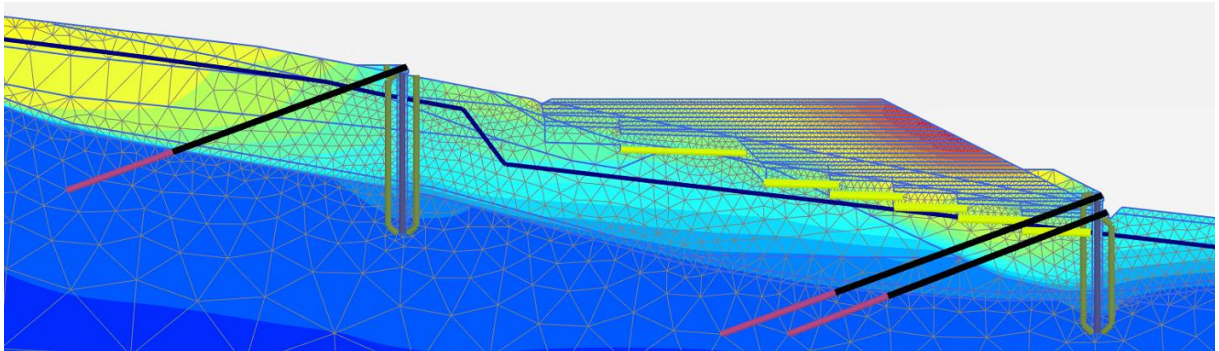
Obr. č. 40 - Potenciální zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Deformácie – horizontálny smer; 27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; $u_{\max} = 0,0641$ m



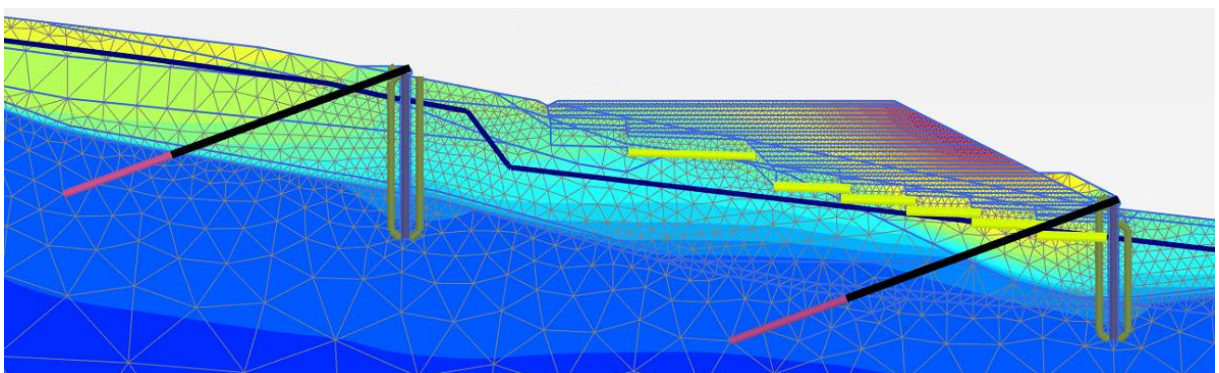
Obr. č. 41 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – horizontálny smer; 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; $u_{\max} = 0,0631$ m



Obr. č. 42 - Potenciální zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Deformácie – horizontálny smer; 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; $u_{\max} = 0,0638$ m

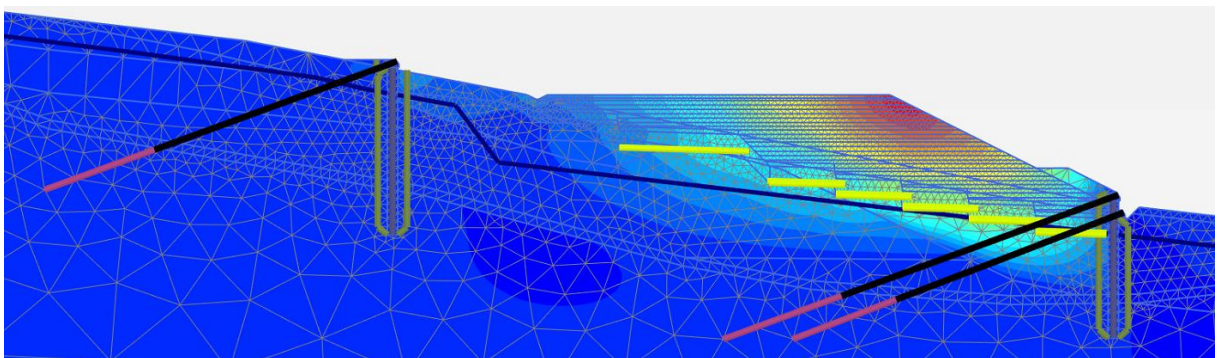


Obr. č. 43 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – horizontálny smer;
31. Fáza – zemetrasenie; $u_{\max} = 0,0863$ m

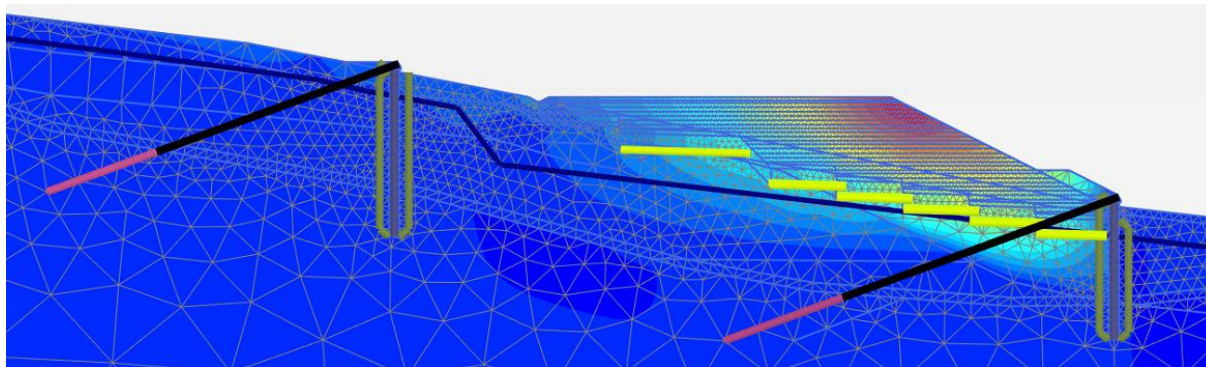


Obr. č. 44 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – horizontálny smer;
31. Fáza – zemetrasenie; $u_{\max} = 0,0893$ m

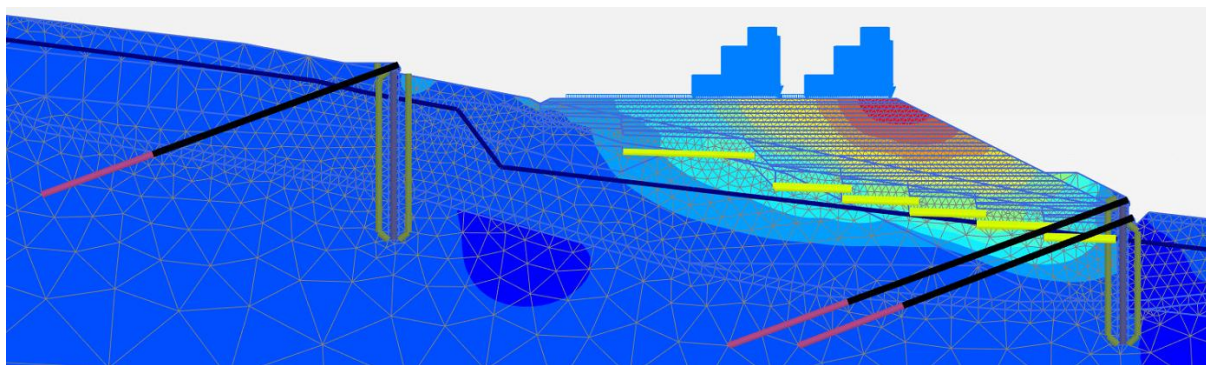
6.1.2 Deformácie – vertikálny smer



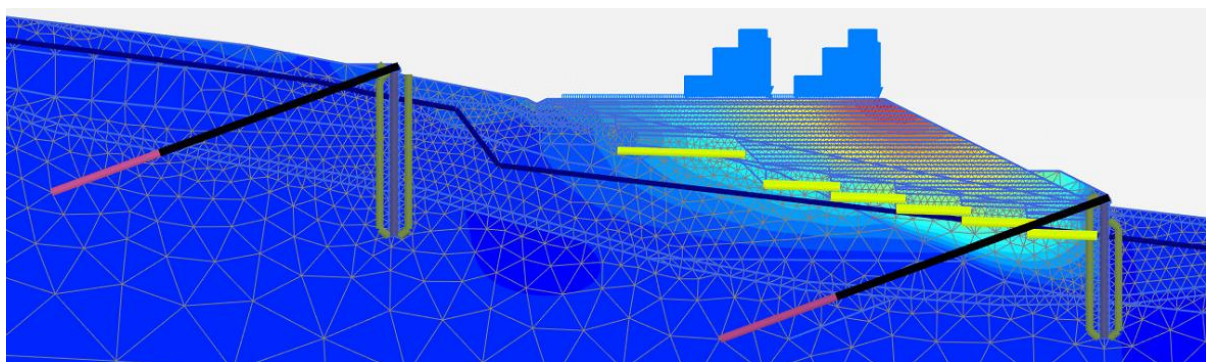
Obr. č. 45 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – vertikálny smer;
25. Fáza – vystavaný celý násyp; $u_{\max} = 0,0878$ m



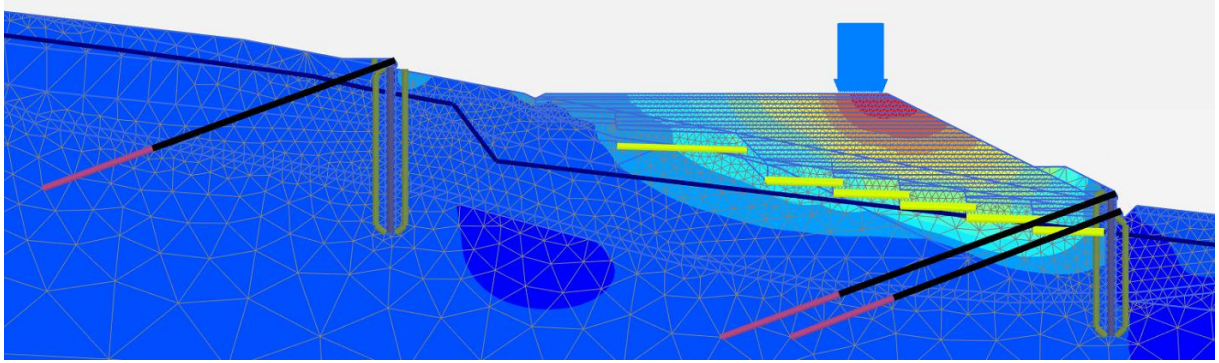
Obr. č. 46 - Potenciální zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Deformácie – vertikálny smer;
25. Fáza – vystavaný celý násyp; $u_{\max} = 0,0896$ m



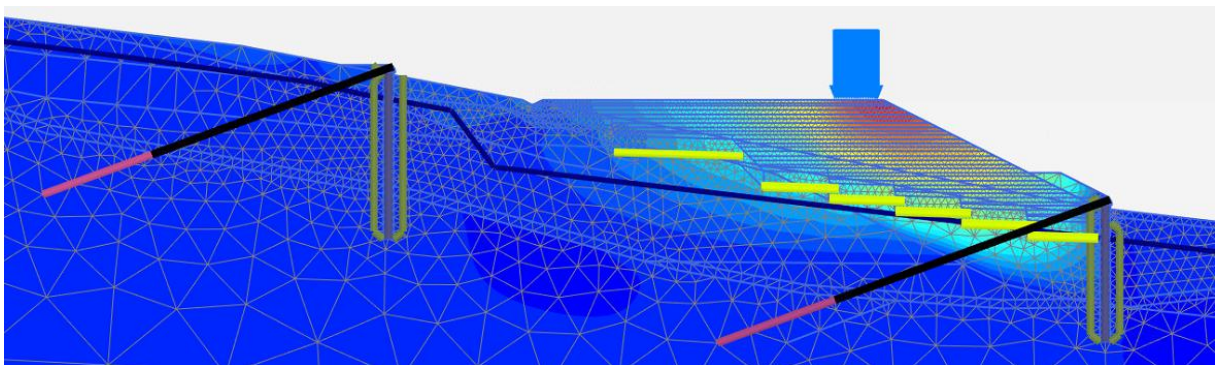
Obr. č. 47 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – vertikálny smer;
27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; $u_{\max} = 0,0980$ m



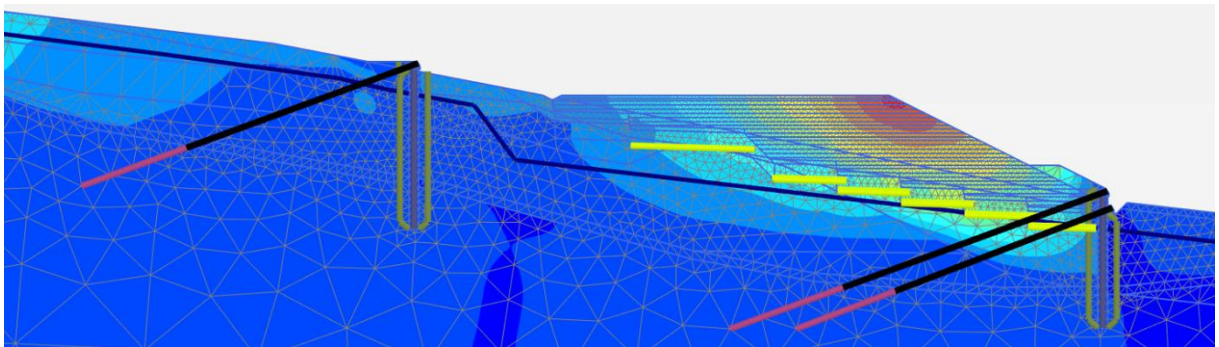
Obr. č. 48 - Potenciální zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – vertikálny smer;
27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; $u_{\max} = 0,0963$ m



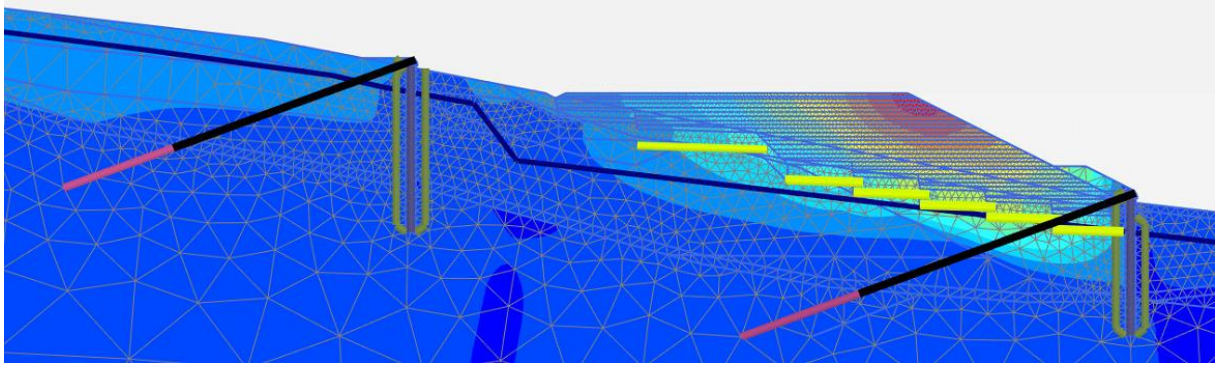
Obr. č. 49 - Aktivní zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Deformácie – vertikálny smer;
 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; $u_{\max} = 0,0987$ m



Obr. č. 50 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – vertikálny smer;
 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; $u_{\max} = 0,0964$ m

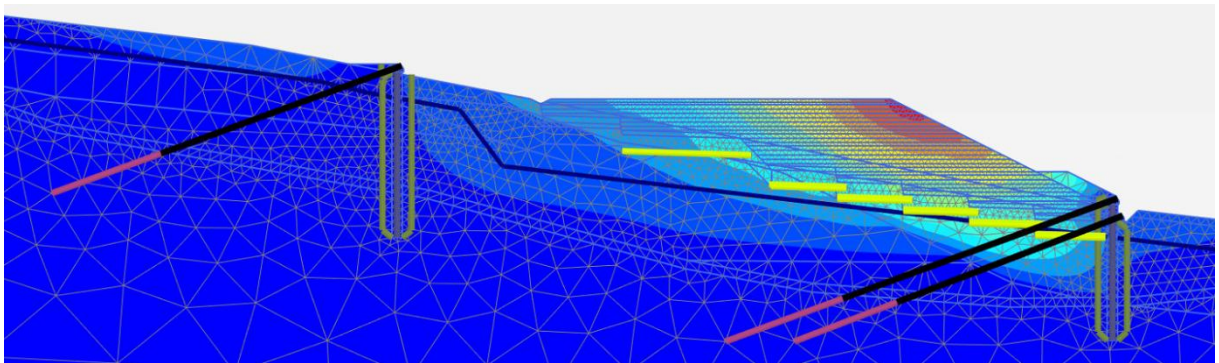


Obr. č. 51 - Aktivní zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – vertikálny smer;
 31. Fáza – zemetrasenie; $u_{\max} = 0,1035$ m

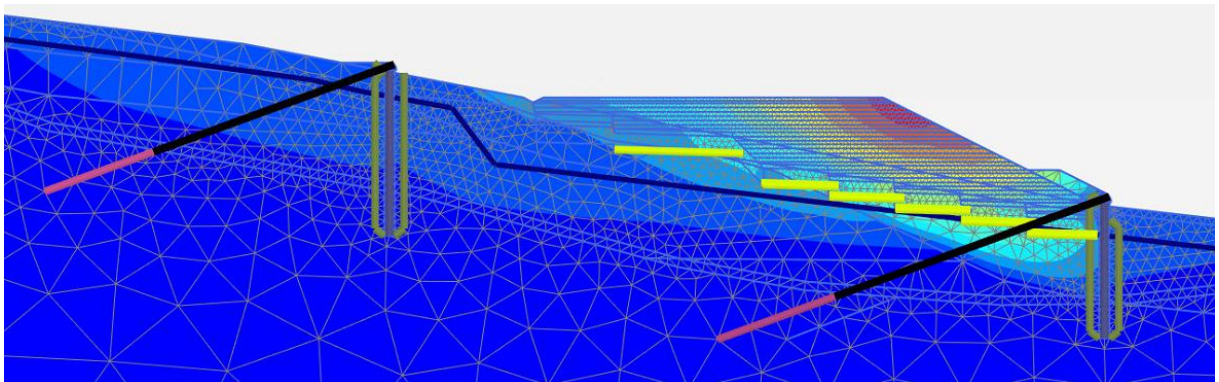


Obr. č. 52 - Potenciální zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Deformácie – vertikálny smer; 31. Fáza - zemetrasenie; $u_{\max} = 0,1067$ m

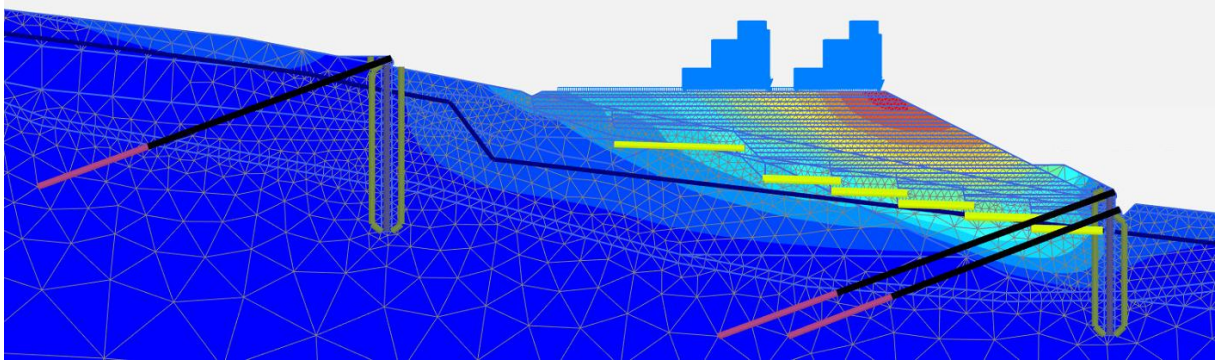
6.1.3 Celkové deformácie



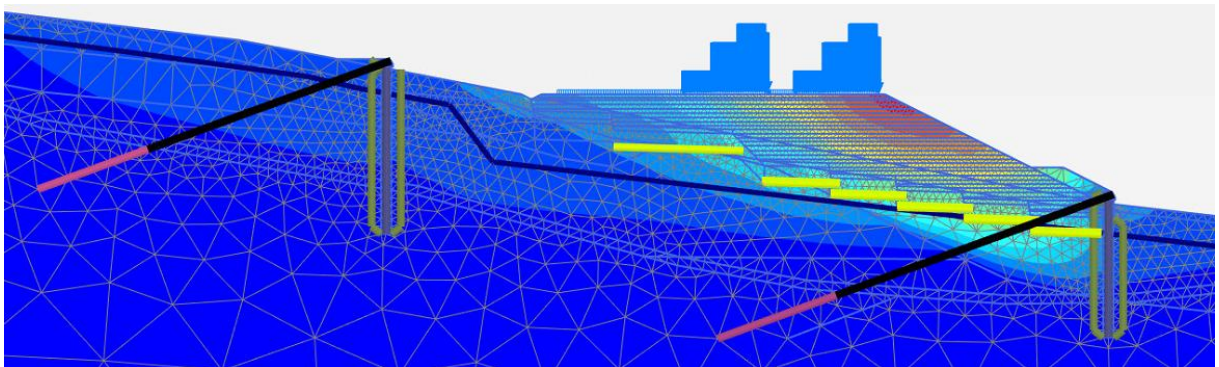
Obr. č. 53 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Celkové deformácie; 25. Fáza – vystavaný celý násyp; $u_{\max} = 0,1021$ m



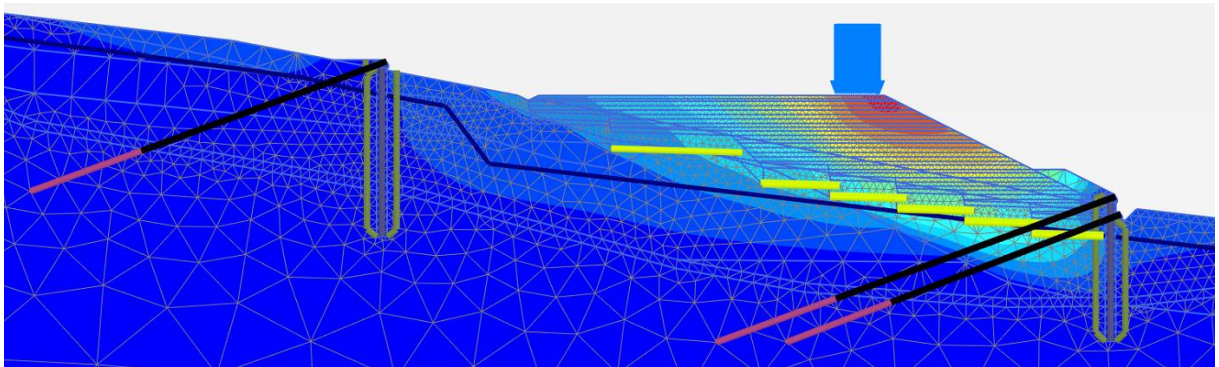
Obr. č. 54 - Potenciální zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Celkové deformácie; 25. Fáza – vystavaný celý násyp; $u_{\max} = 0,1050$ m



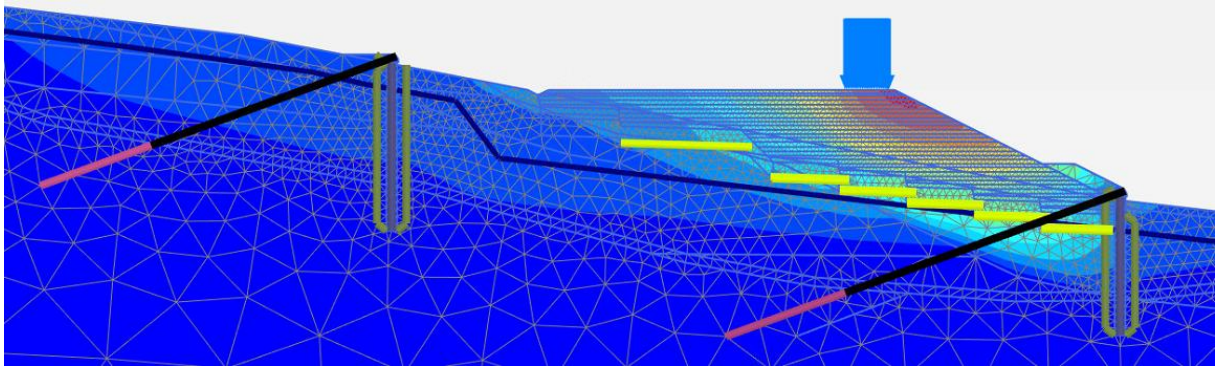
Obr. č. 55 - Aktivní zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Celkové deformácie; 27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; $u_{\max} = 0,1125$ m



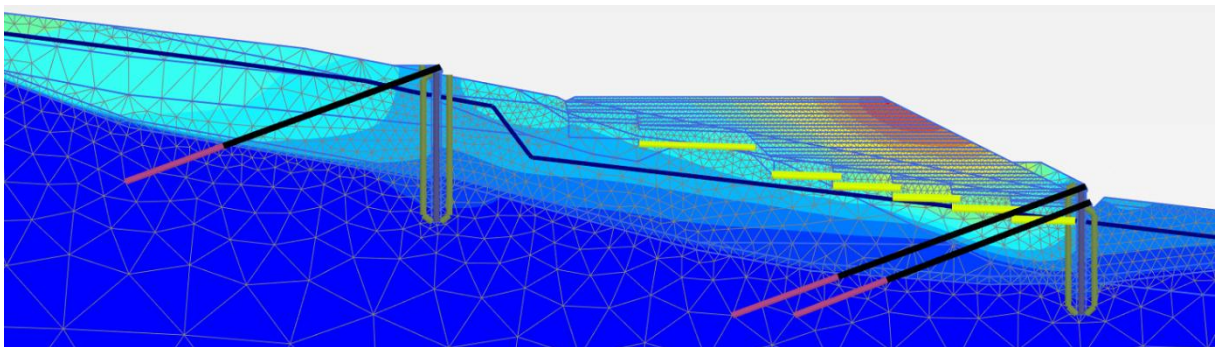
Obr. č. 56 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Celkové deformácie; 27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; $u_{\max} = 0,1121$ m



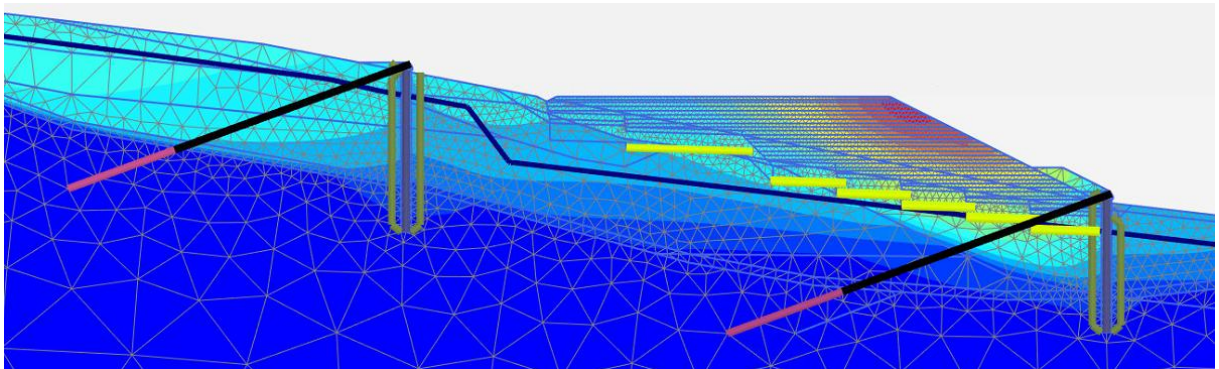
Obr. č. 57 - Aktivní zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Celkové deformácie; 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; $u_{\max} = 0,1123$ m



Obr. č. 58 - Potenciální zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Celkové deformácie; 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; $u_{\max} = 0,1116 \text{ m}$



Obr. č. 59 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Celkové deformácie; 31. Fáza – zemetrasenie; $u_{\max} = 0,1305 \text{ m}$

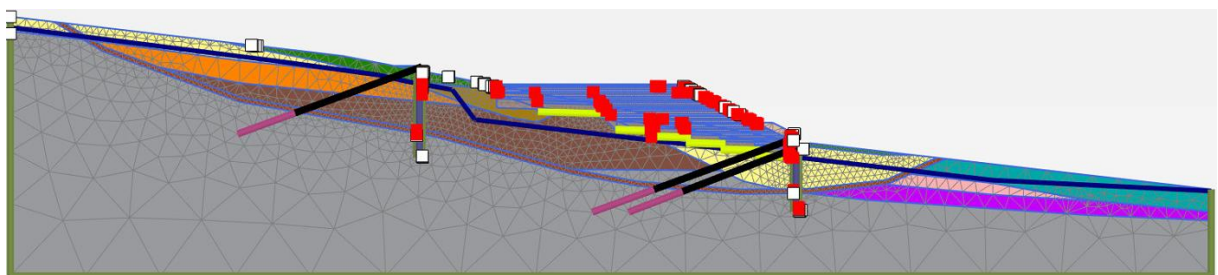


Obr. č. 60 - Potenciální zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Celkové deformácie; 31. Fáza – zemetrasenie; $u_{\max} = 0,1342 \text{ m}$

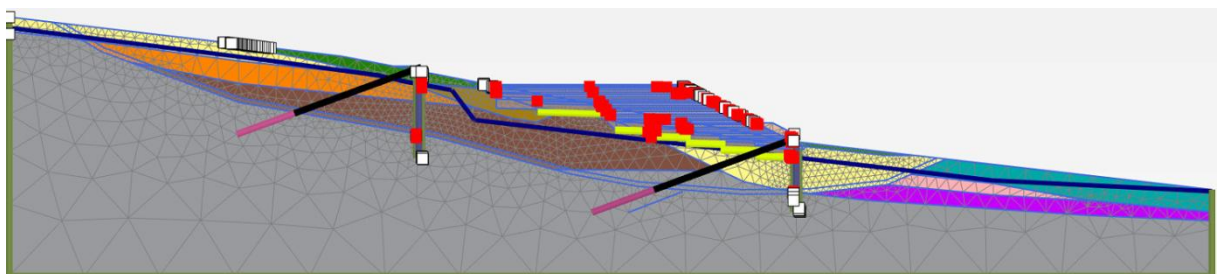
Typ deformácie	Zosuv	Vystavaný násyp	LM1	LM3	Zemetrasenie
		[m]	[m]	[m]	[m]
Horizontálne	Aktívny	0,0552	0,0634	0,0631	0,0863
	Potenciálny	0,0585	0,0641	0,0638	0,0893
Vertikálne	Aktívny	0,0878	0,0980	0,0987	0,1035
	Potenciálny	0,0896	0,0963	0,0964	0,1067
Celkové	Aktívny	0,1021	0,1125	0,1123	0,1305
	Potenciálny	0,1050	0,1121	0,1116	0,1342

Tab. č. 26 - Súhrn deformácií svahu pre variant s vysokým násypom

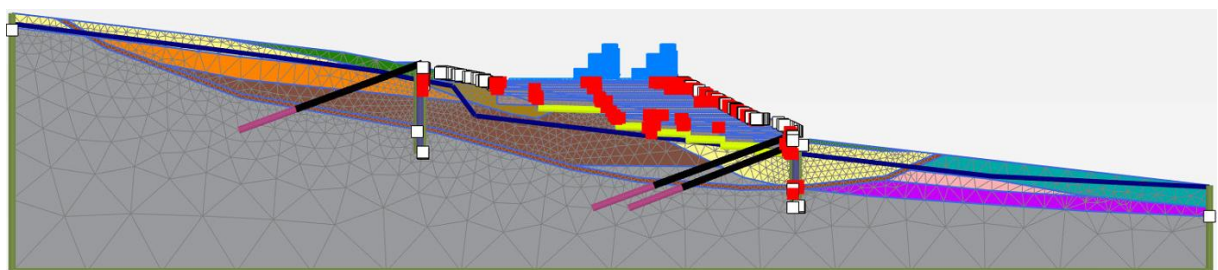
6.1.4 Plastické body



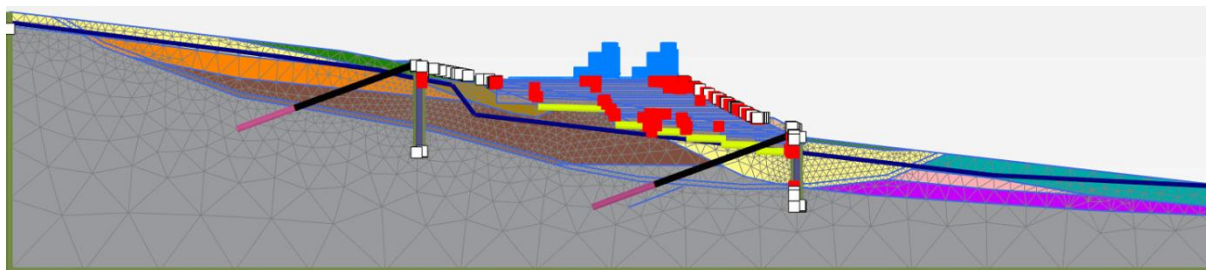
Obr. č. 61 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Plastické body (červené – body porúch, biele – body prerušená napätia); 25. Fáza – vystavaný celý násyp



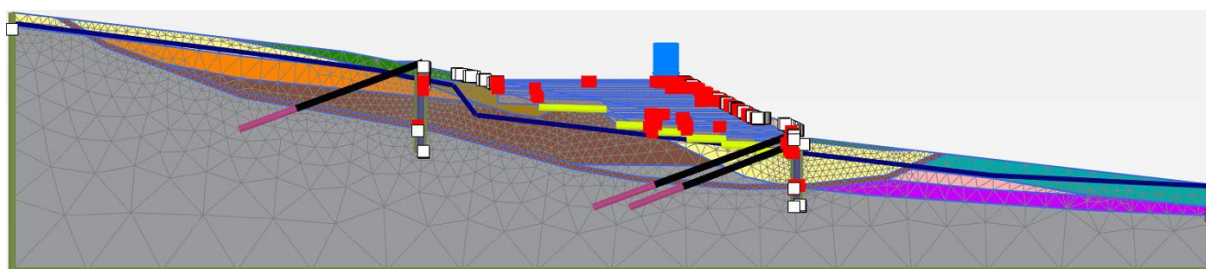
Obr. č. 62 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Plastické body (červené – body porúch, biele – body prerušená napätia); 25. Fáza – vystavaný celý násyp



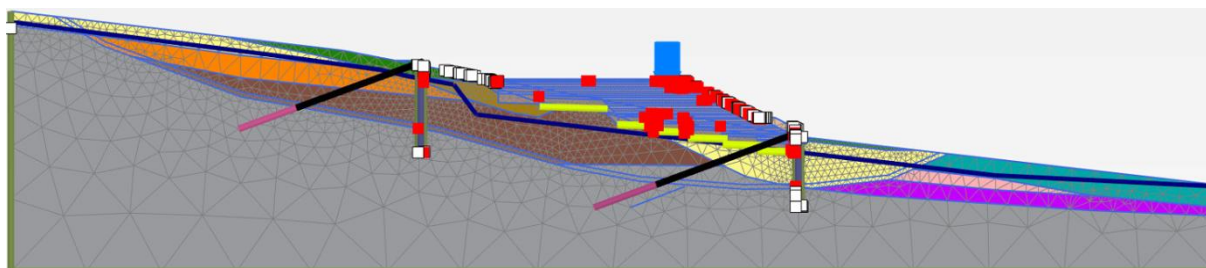
Obr. č. 63 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Plastické body (červené – body porúch, biele – body prerušená napätia); 27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1



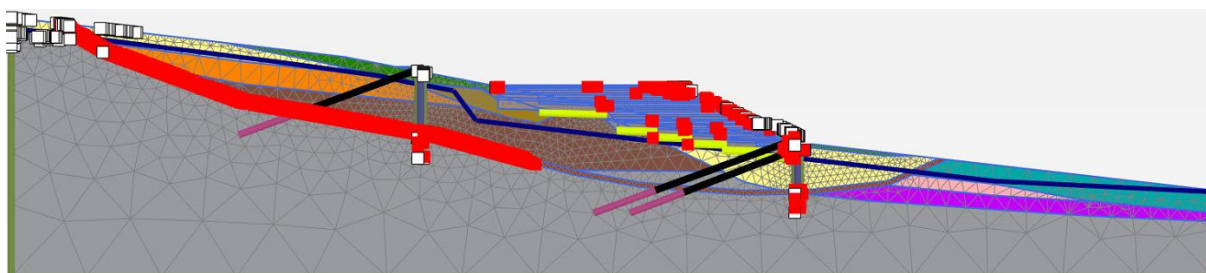
Obr. č. 64 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Plastické body (červené – body porúch, biele – body prerušenia napätia); 27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1



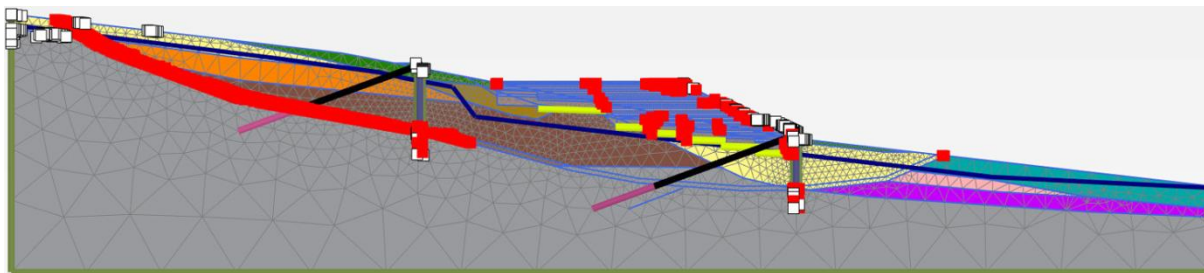
Obr. č. 65 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Plastické body (červené – body porúch, biele – body prerušenia napätia); 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3



Obr. č. 66 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Plastické body (červené – body porúch, biele – body prerušenia napätia); 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3

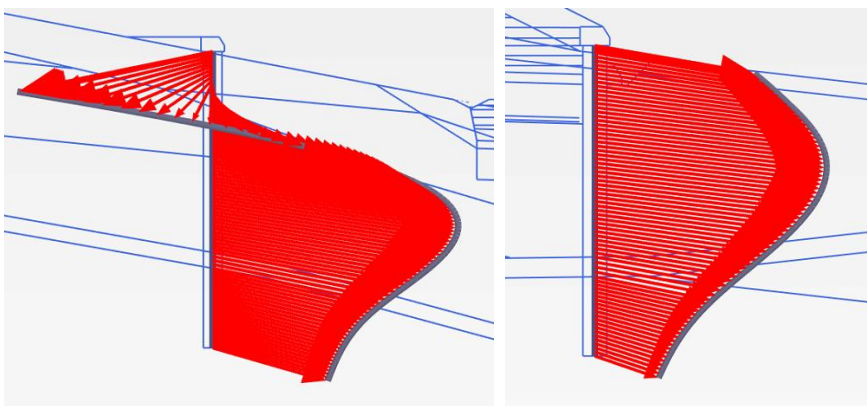


Obr. č. 67 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Plastické body (červené – body porúch, biele – body prerušenia napätia); 31. Fáza - zemetrasenie

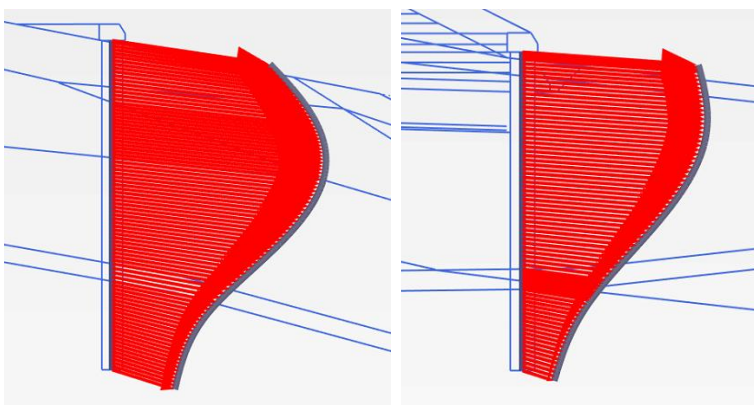


Obr. č. 68 - Potenciální zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Plastické body (červené – body porúch, biele – body prerušenia napätia); 31. Fáza - zemetrasenie

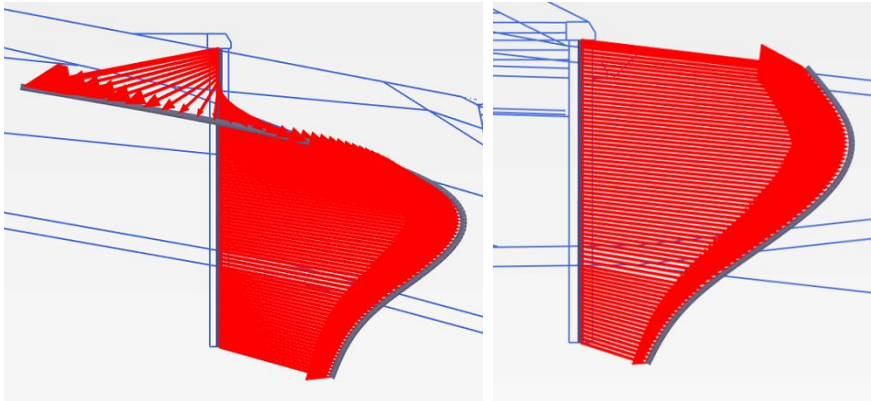
6.1.5 Deformácie pilotových stien



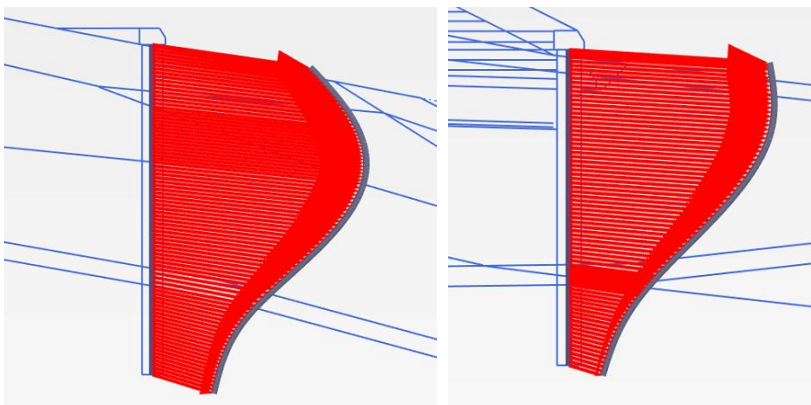
Obr. č. 69 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie hornej a dolnej pilótovej steny; 25. Fáza – vystavaný celý násyp; Horná pilóta $u_{\max} = 0,0080$ m; Dolná pilóta $u_{\max} = 0,0117$ m



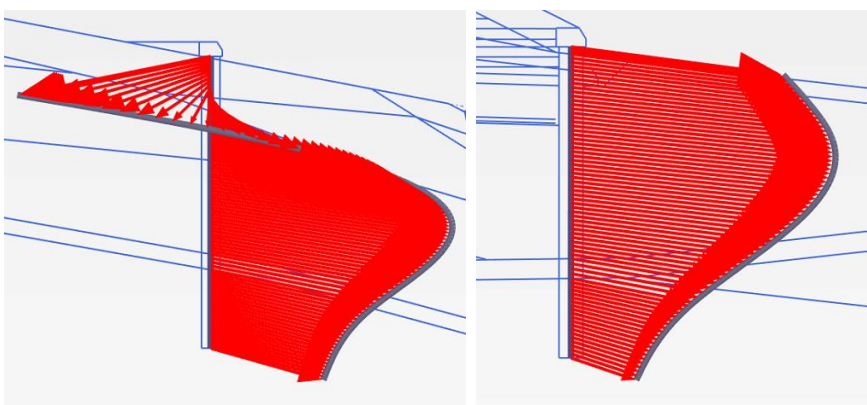
Obr. č. 70 - Potenciální zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie hornej a dolnej pilótovej steny; 25. Fáza – vystavaný celý násyp; Horná pilóta $u_{\max} = 0,0124$ m; Dolná pilóta $u_{\max} = 0,0182$ m



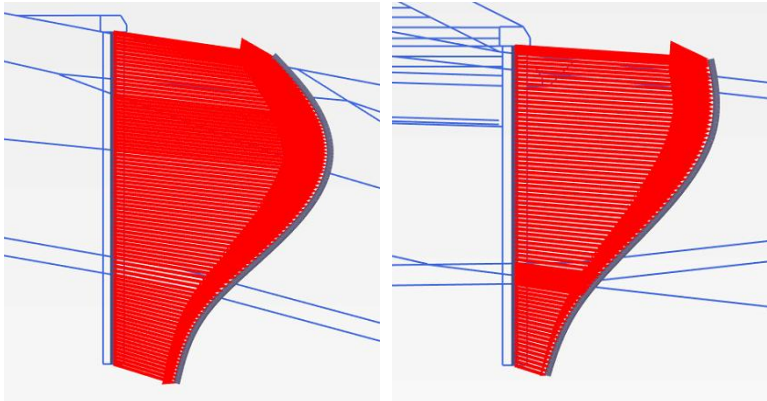
Obr. č. 71 - Aktivný zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie hornej a dolnej pilótovej steny; 27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; Horná pilóta $u_{\max} = 0,0080$ m; Dolná pilóta $u_{\max} = 0,0140$ m



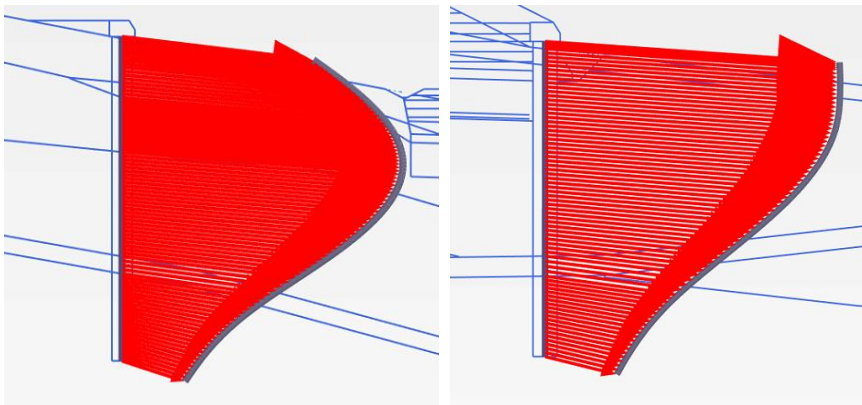
Obr. č. 72 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie hornej a dolnej pilótovej steny; 27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; Horná pilóta $u_{\max} = 0,0124$ m; Dolná pilóta $u_{\max} = 0,0204$ m



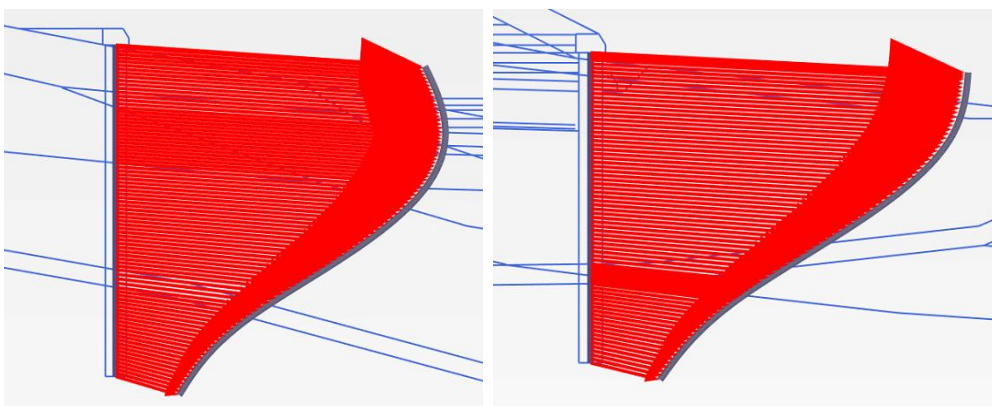
Obr. č. 73 - Aktivný zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie hornej a dolnej pilótovej steny; 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; Horná pilóta $u_{\max} = 0,0079$ m; Dolná pilóta $u_{\max} = 0,0134$ m



Obr. č. 74 - Potenciální zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Deformácie hornej a dolnej pilótovej steny; 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; Horná pilóta $u_{\max} = 0,0124$ m; Dolná pilóta $u_{\max} = 0,0198$ m



Obr. č. 75 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie hornej a dolnej pilótovej steny; 31. Fáza - zemetrasenie; Horná pilóta $u_{\max} = 0,0331$ m; Dolná pilóta $u_{\max} = 0,0294$ m

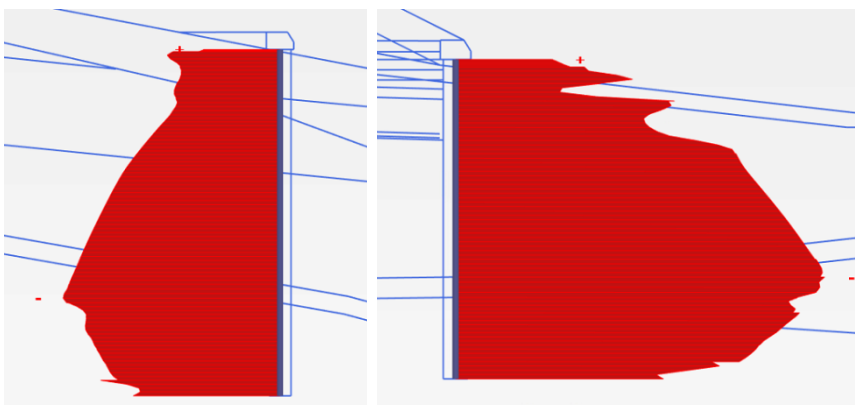


Obr. č. 76 - Potenciální zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie hornej a dolnej pilótovej steny; 31. Fáza - zemetrasenie; Horná pilóta $u_{\max} = 0,0378$ m; Dolná pilóta $u_{\max} = 0,0382$ m

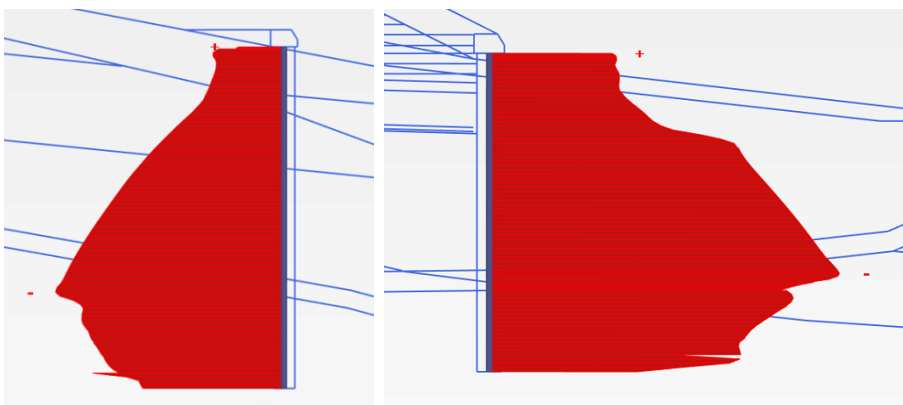
Zosuv	Ozn.	Délka [m]	Priemer [m]	Max. posunutie pilóty [m]			
				Vystavaný násyp	LM1	LM3	Zemetrasenie
Aktívny	HP	19,00	1,20	0,0080	0,0080	0,0079	0,0331
	DP	15,50	1,20	0,0117	0,0140	0,0134	0,0294
Potenciálny	HP	19,00	1,20	0,0124	0,0124	0,0124	0,0378
	DP	15,50	1,20	0,0182	0,0204	0,0198	0,0382

Tab. č. 27 - Prehľad výsledných deformácií pilót aktívneho aj potenciálneho zosuvu pre vybrané fáze výstavby

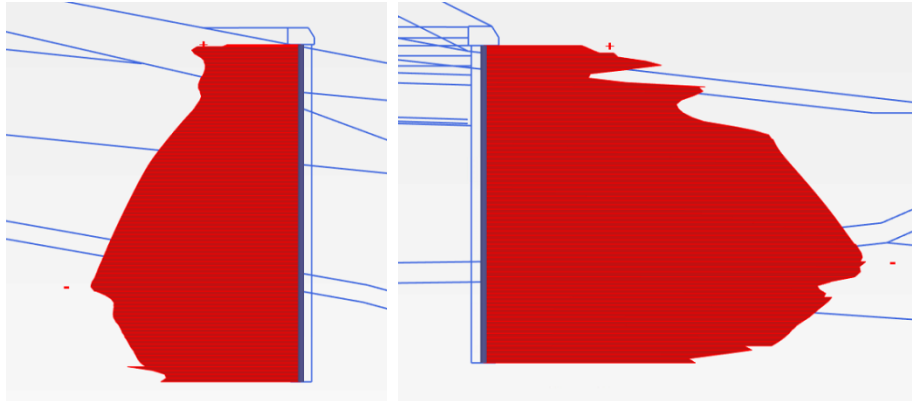
6.1.6 Normálové sily v pilotových stenách



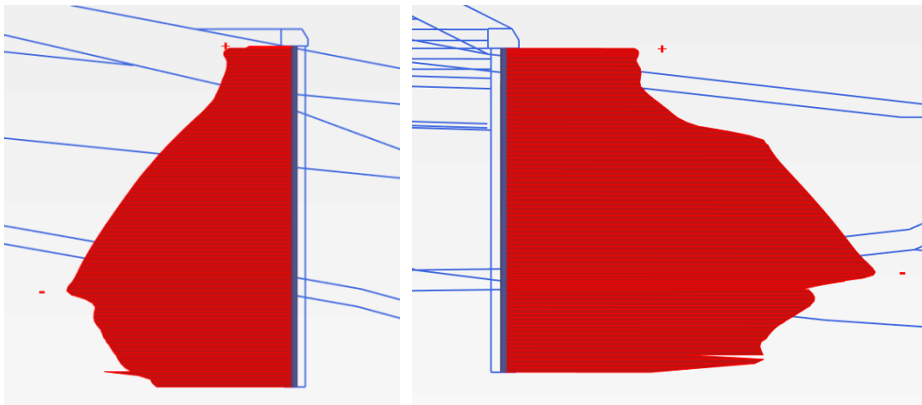
Obr. č. 77 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup NP2; Normálové sily hornej a dolnej pilótovej steny; 25. Fáza – vystavaný násyp; Horná pilóta $N_{\max} = 1122$ kN/m; Dolná pilóta $N_{\max} = 1711$ kN/m



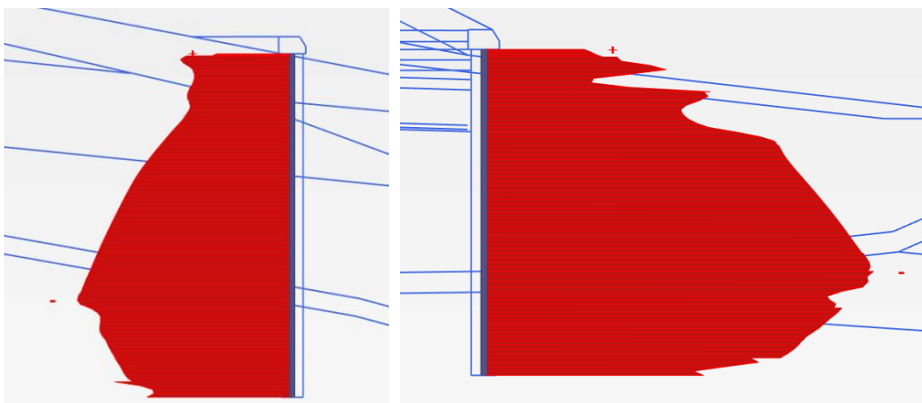
Obr. č. 78 - Potenciálny zosuv; Návrh. prístup NP2; Normálové sily hornej a dolnej pilót. steny; 25. Fáza – vystavaný násyp; Horná pilóta $N_{\max} = 1201$ kN/m; Dolná pilóta $N_{\max} = 1629$ kN/m



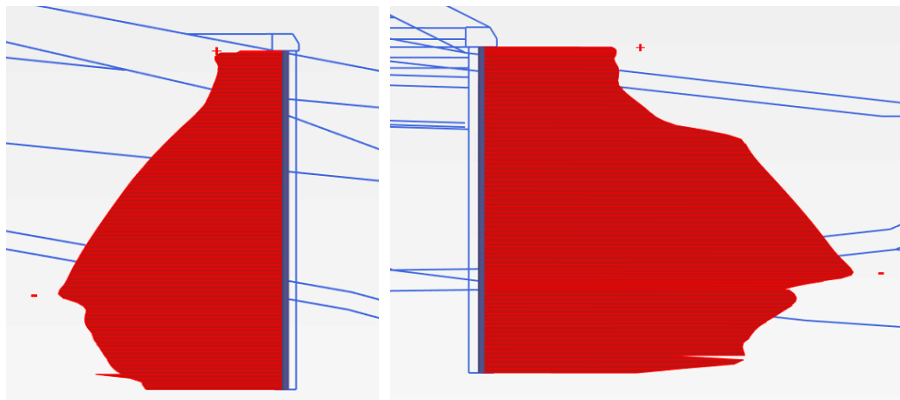
Obr. č. 79 - Aktivný zosuv; Návrhový prístup NP2; Normálové sily hornej a dolnej pilótovej steny; 27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; Horná pilóta $N_{\max} = 1121 \text{ kN/m}$; Dolná pilóta $N_{\max} = 1782 \text{ kN/m}$



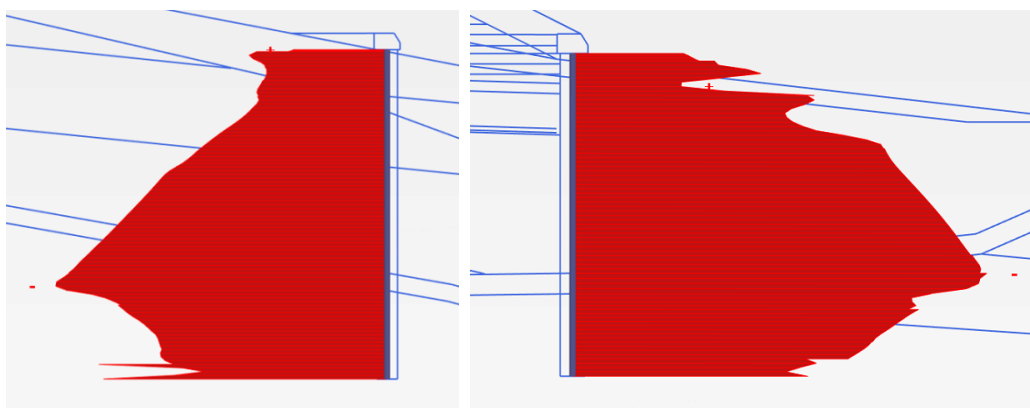
Obr. č. 80 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup NP2; Normálové sily hornej a dolnej pilótovej steny; 27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; Horná pilóta $N_{\max} = 1201 \text{ kN/m}$; Dolná pilóta $N_{\max} = 1701 \text{ kN/m}$



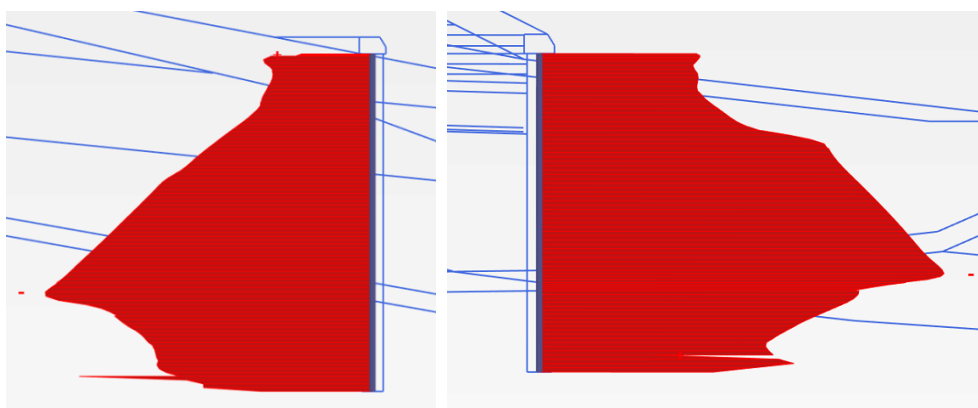
Obr. č. 81 - Aktivný zosuv; Návrhový prístup NP2; Normálové sily hornej a dolnej pilótovej steny; 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; Horná pilóta $N_{\max} = 1122 \text{ kN/m}$; Dolná pilóta $N_{\max} = 1767 \text{ kN/m}$



Obr. č. 82 - Potenciální zosuv; Návrhový přístup NP2; Normálové síly horné a dolní pilótovej steny; 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; Horná pilóta $N_{\max} = 1202 \text{ kN/m}$; Dolná pilóta $N_{\max} = 1688 \text{ kN/m}$

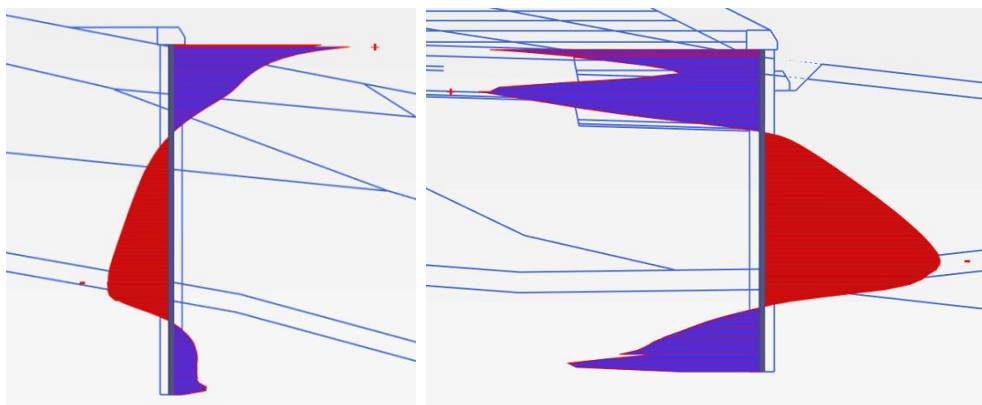


Obr. č. 83 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup NP2; Normálové síly horné a dolnej pilótovej steny; 31. Fáza - zemetrasenie; Horná pilóta $N_{\max} = 1338 \text{ kN/m}$; Dolná pilóta $N_{\max} = 1411 \text{ kN/m}$

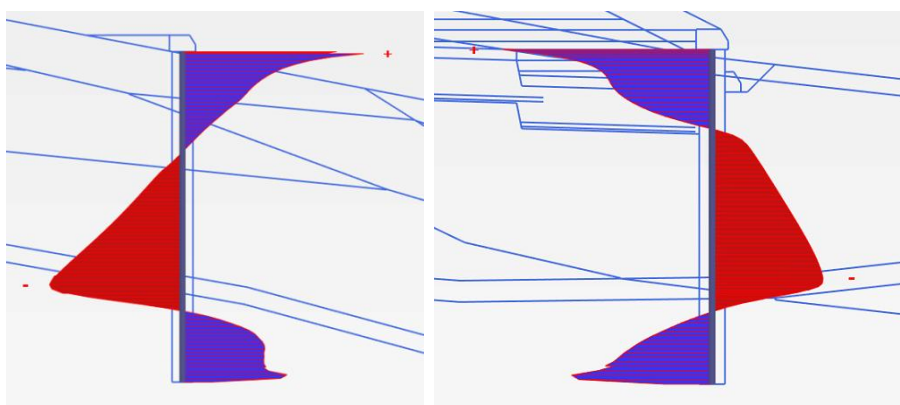


Obr. č. 84 - Potenciální zosuv; Návrhový přístup NP2; Normálové síly horné a dolnej pilót. steny; 31. Fáza - zemetrasenie; Horná pilóta $N_{\max} = 1291 \text{ kN/m}$; Dolná pilóta $N_{\max} = 1397 \text{ kN/m}$

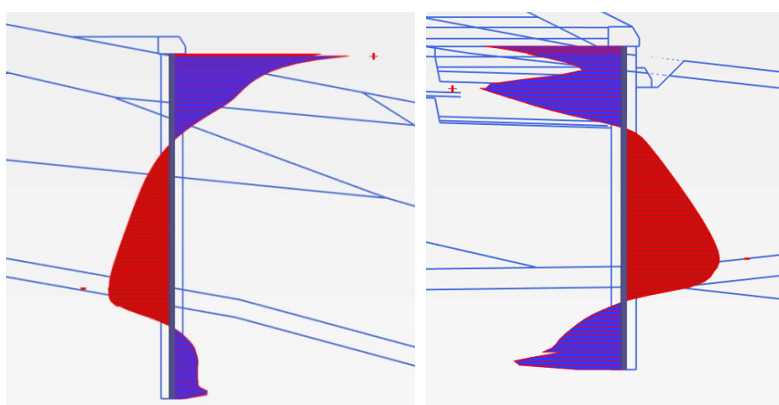
6.1.7 Posouvající síly v pilotových stěnách



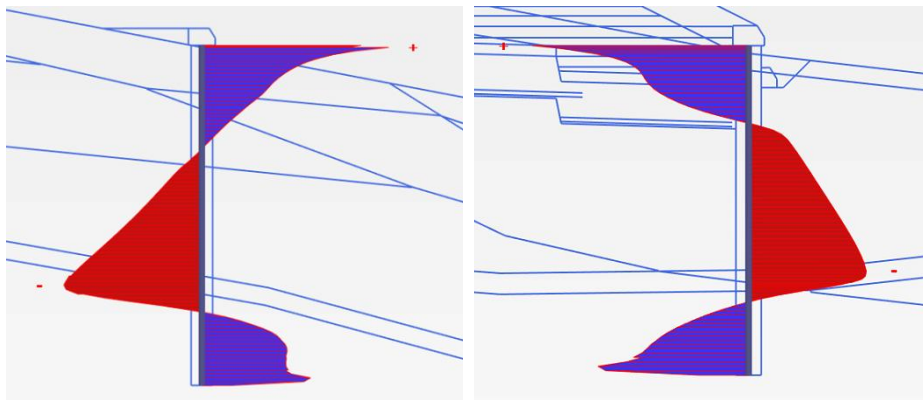
Obr. č. 85 - Aktivní zosuv; Návrhový přístup NP2; Posouvající síly horné a dolní pilotové stěny; 25. Fáza – vystavaný násyp; Horná pilóta $V_{\max} = 1835 \text{ kN/m}$; Dolná pilóta $V_{\max} = 1303 \text{ kN/m}$



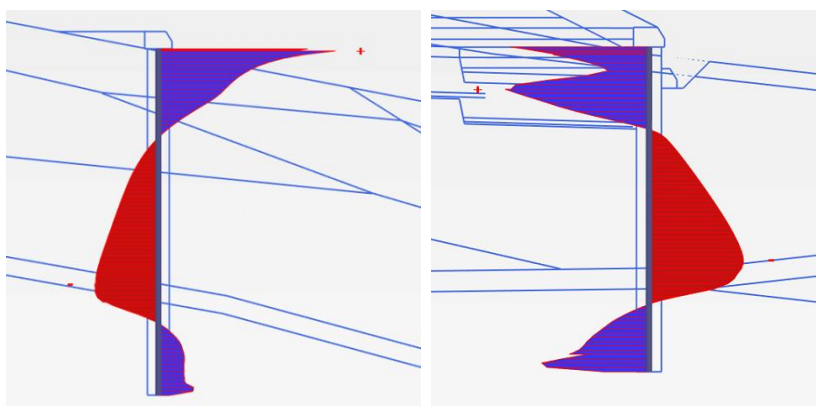
Obr. č. 86 - Potenciální zosuv; Návrh. přístup NP2; Posouvající síly horné a dolní pilot. stěny; 25. Fáza – vystavaný násyp; Horná pilóta $V_{\max} = 983 \text{ kN/m}$; Dolná pilóta $V_{\max} = 1852 \text{ kN/m}$



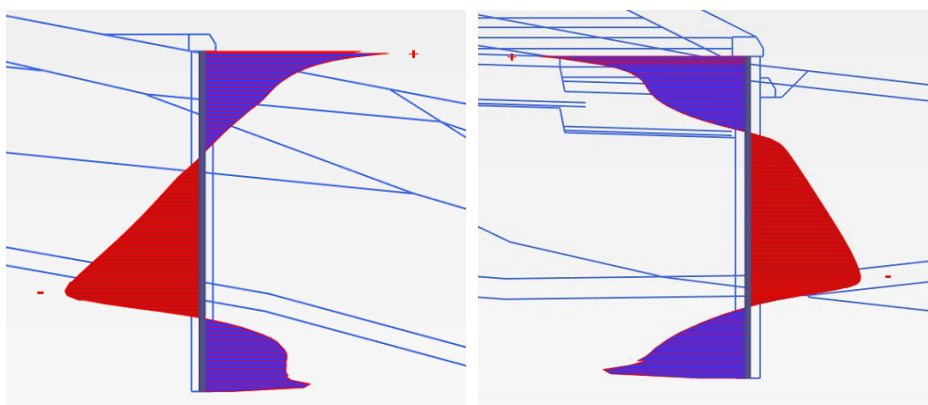
Obr. č. 87 - Aktivní zosuv; Návrhový přístup NP2; Posouvající síly horné a dolní pilotové stěny; 27. Fáza – zatížení vystavaného násypu zatížečím modelem LM1; Horná pilóta $V_{\max} = 1836 \text{ kN/m}$; Dolná pilóta $V_{\max} = 1316 \text{ kN/m}$



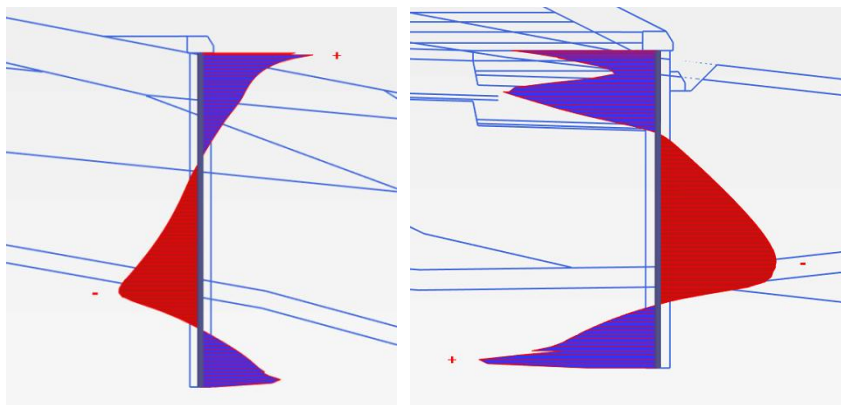
Obr. č. 88 - Potenciální zosuv; Návrhový přístup NP2; Posouvající síly horné a dolní pilótovej steny; 27. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; Horná pilóta $V_{\max} = 985 \text{ kN/m}$; Dolná pilóta $V_{\max} = 1945 \text{ kN/m}$



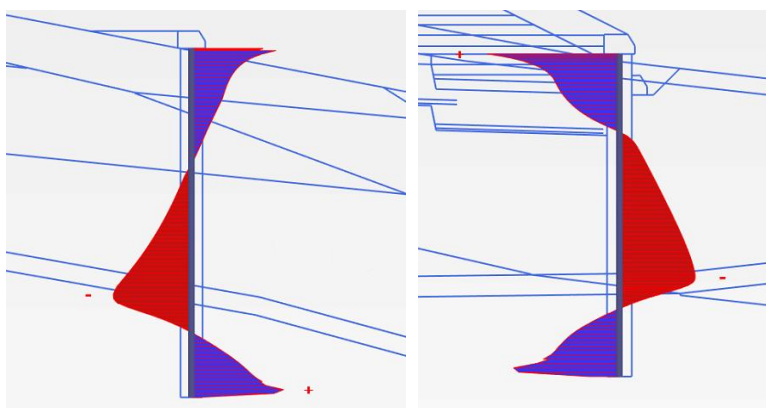
Obr. č. 89 - Aktivný zosuv; Návrhový prístup NP2; Posouvající síly horné a dolnej pilótovej steny; 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; Horná pilóta $V_{\max} = 1836 \text{ kN/m}$; Dolná pilóta $V_{\max} = 1311 \text{ kN/m}$



Obr. č. 90 - Potenciální zosuv; Návrhový prístup NP2; Posouvající síly horné a dolnej pilótovej steny; 29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; Horná pilóta $V_{\max} = 984 \text{ kN/m}$; Dolná pilóta $V_{\max} = 1920 \text{ kN/m}$

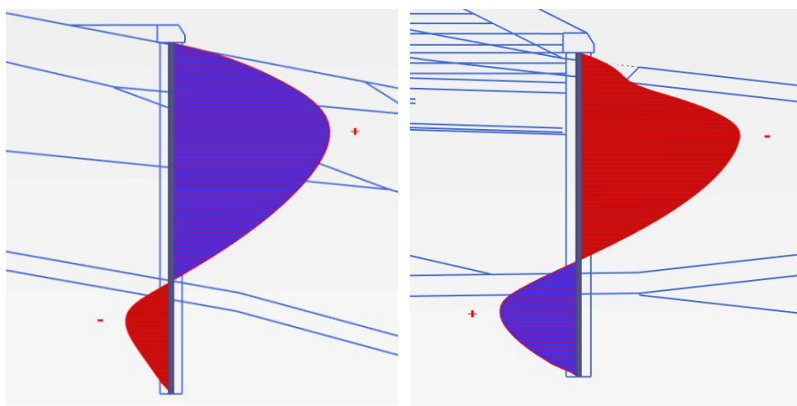


Obr. č. 91 - Aktivní zosuv; Návrhový přístup NP2; Posouvající síly horné a dolné pilotové steny; 31. Fáza - zemetrasenie; Horná pilóta $V_{\max} = 1800$ kN/m; Dolná pilóta $V_{\max} = 1238$ kN/m

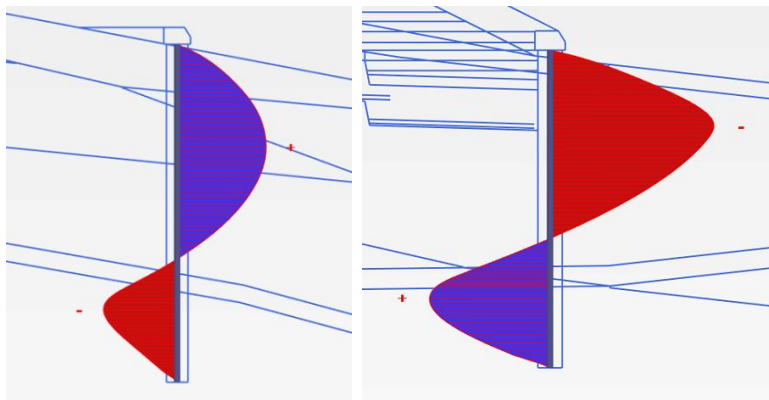


Obr. č. 92 - Potenciálny zosuv; Návrhový přístup NP2; Posouvající síly horné a dolné pilót. steny; 31. Fáza - zemetrasenie; Horná pilóta $V_{\max} = 1407$ kN/m; Dolná pilóta $V_{\max} = 1796$ kN/m

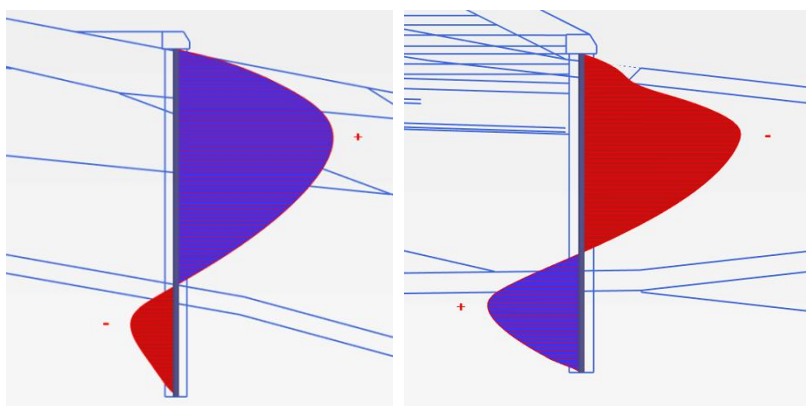
6.1.8 Ohybové momenty v pilotových stenách



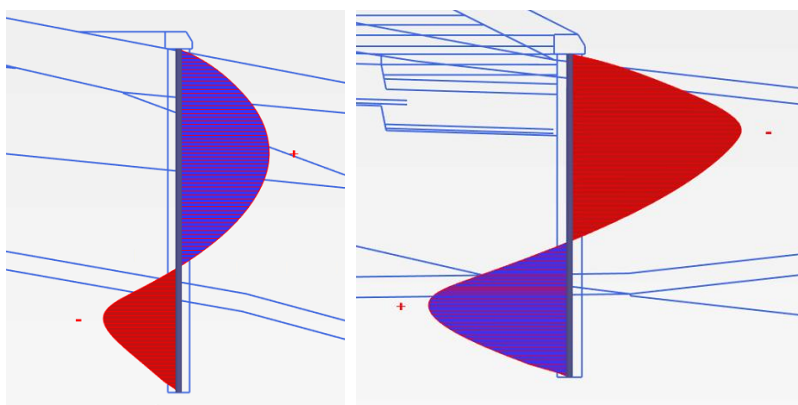
Obr. č. 93 - Aktivní zosuv; Návrhový přístup NP2; Momenty horné a dolné pilotové steny; 25. Fáza - vystavaný celý násyp; Horná pilóta $M_{\max} = 3247$ kNm/m; Dolná pilóta $M_{\max} = 2950$ kNm/m



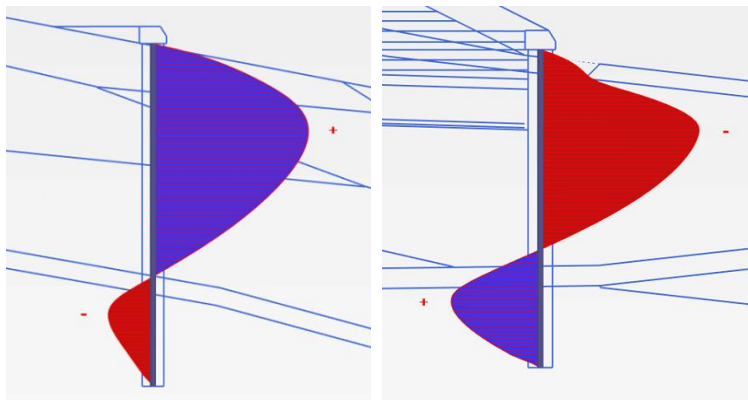
Obr. č. 94 - Potenciální zosuv; Návrhový přístup NP2; Momenty horné a dolné pilótové steny;
25. Fáza – vystavaný celý násyp; Horná pilóta $M_{\max} = 1882 \text{ kNm/m}$; Dolná pilóta $M_{\max} = 3056 \text{ kNm/m}$



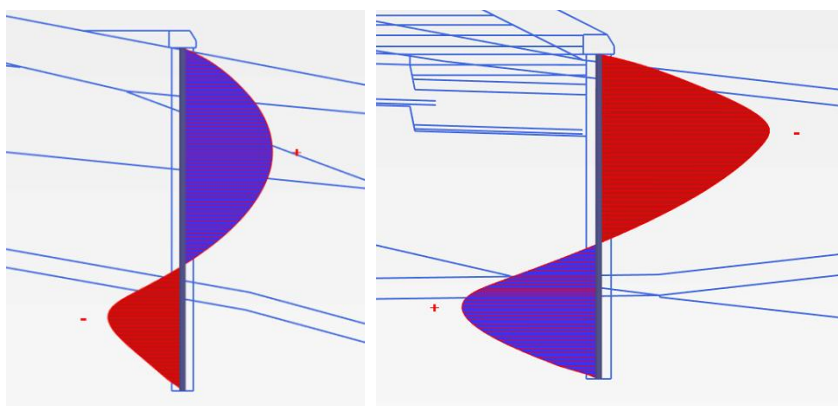
Obr. č. 95 - Aktivný zosuv; Návrhový prístup NP2; Momenty horné a dolné pilótové steny;
29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; Horná pilóta
 $M_{\max} = 3251 \text{ kNm/m}$; Dolná pilóta $M_{\max} = 2960 \text{ kNm/m}$



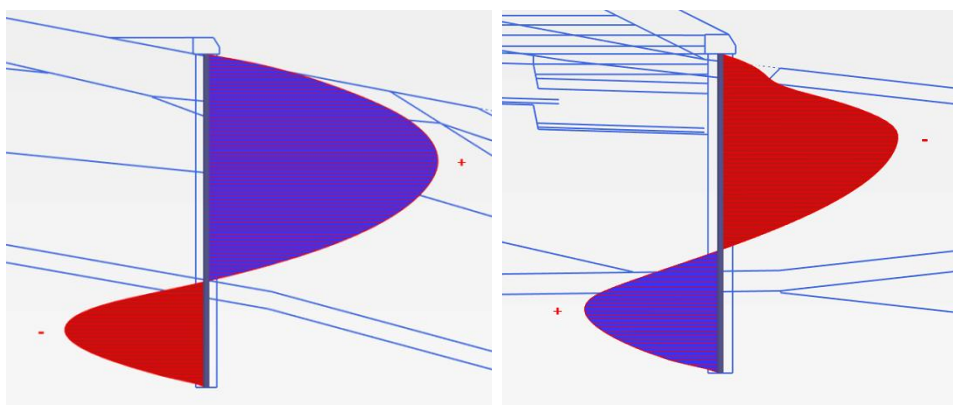
Obr. č. 96 - Potenciální zosuv; Návrhový prístup NP2; Momenty horné a dolné pilótové steny;
29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM1; Horná pilóta
 $M_{\max} = 1890 \text{ kNm/m}$; Dolná pilóta $M_{\max} = 3147 \text{ kNm/m}$



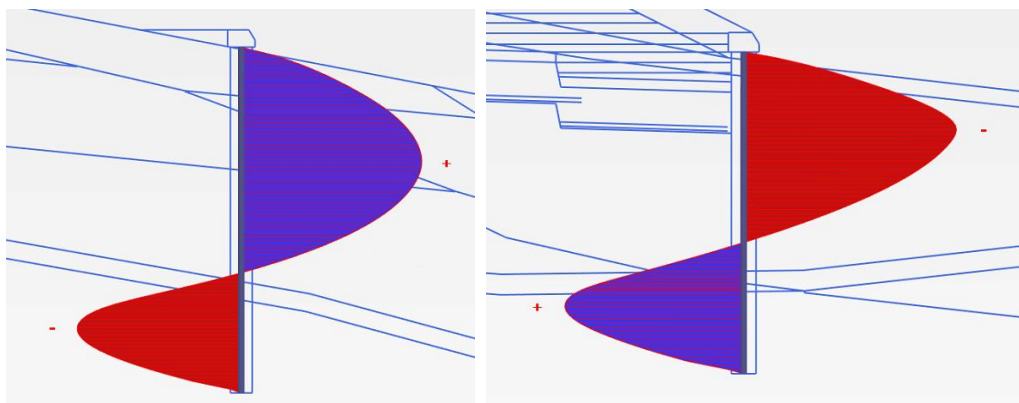
Obr. č. 97 - Aktivný zosuv; Návrhový prístup NP2; Momenty hornej a dolnej pilótovej steny;
29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; Horná pilóta
 $M_{\max} = 3249 \text{ kNm/m}$; Dolná pilóta $M_{\max} = 2954 \text{ kNm/m}$



Obr. č. 98 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup NP2; Momenty hornej a dolnej pilótovej steny;
29. Fáza – zaťaženie vystavaného násypu zaťažovacím modelom LM3; Horná pilóta
 $M_{\max} = 1887 \text{ kNm/m}$; Dolná pilóta $M_{\max} = 3122 \text{ kNm/m}$



Obr. č. 99 - Aktivný zosuv; Návrhový prístup NP2; Momenty hornej a dolnej pilótovej steny;
31. Fáza - zemetrasenie; Horná pilóta $M_{\max} = 3693 \text{ kNm/m}$; Dolná pilóta $M_{\max} = 2429 \text{ kNm/m}$



Obr. č. 100 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup NP2; Momenty hornej a dolnej pilótovej steny;
31. Fáza - zemetrasenie; Horná pilóta $M_{\max} = 2772$ kNm/m; Dolná pilóta $M_{\max} = 2897$ kNm/m

V závere podkapitoly sú výsledné vnútorné sily pilót pre prípad aktívneho aj potenciálneho zosuvu zhrnuté do prehľadnej tabuľky. U každej pilóty je hrubým písmom vyznačená maximálna normálová, posúvajúca sila a moment.

Fáza		Vystavaný násyp			LM1			LM3			Zemetrasenie		
Zosuv	Ozn.	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
Aktívny	HP	1122	1835	3247	1121	1836	3251	1122	1836	3249	1338	1800	3693
	DP	1711	1303	2950	1782	1316	2960	1767	1311	2954	1411	1238	2429
Potenciálny	HP	1201	983	1882	1201	985	1890	1202	984	1887	1291	1407	2772
	DP	1629	1852	3056	1701	1945	3147	1688	1920	3122	1397	1796	2897

Poznámky: HP – Horná pilóta, DP – Dolná pilóta, N – Normálová sila, V – Posúvajúca sila, M – Moment

Tab č. 28 - Zhrňujúca tabuľka výsledných vnútorných síl na pilóte v sledovaných fázach výstavby

6.1.9 Normálové sily v kotvách

Zosuv	Ozn. pilóty	n	Ozn. kotvy	Normálová sila v kotve [kN]				
				Počiatočná fáza	Vystavaný násyp	LM1	LM3	ZM
Aktívny	HP	1	HK	630	854	854	854	821
	DP	2	HK	350	619	645	638	576
			DK	300	560	586	579	535
Potenciálny	HP	1	HK	310	869	931	916	905
	DP	1	HK	360	435	436	436	576

Poznámky: n – počet kotiev na pilótu, ZM – zemetrasenie

Tab č. 29 - Normálové sily v kotvách vo vybraných fázach výstavby – vysoký násyp

6.1.10 Stupeň stability

Stupeň stability bol sledovaný v modeli s 3. návrhovým prístupom (NP3). K zobrazeniu výsledkov stupňa stability pre variantu vedenia trasy vysokým násypom boli použité nasledujúce fázy:

- 1. Fáza – stabilita pôvodného svahu
- 26. Fáza – stabilita vystavaného násypu
- 28. Fáza – stabilita násypu priťaženého zaťažovacím modelom LM1
- 30. Fáza – stabilita násypu priťaženého zaťažovacím modelom LM3
- 32. Fáza – stabilita násypu pri zemetrasení

Fáza	Zosuv	Iniciačná fáza	Vystavaný násyp	Model zaťaženia LM1	Model zaťaženia LM3	Zemetrasenie
Stupeň stability	Aktívny	1,000	1,311	1,284	1,278	1,367
	Potenciálny	1,278	1,324	1,264	1,180	1,361

Tab č. 30 - Výsledné stupne stability variantu s vysokým násypom

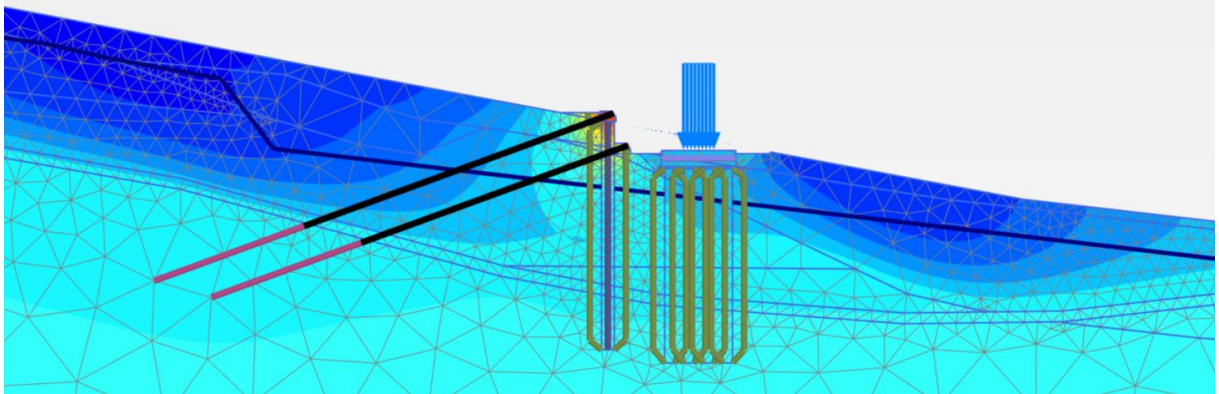
6.2 Výsledky výpočtov – most

Výsledky variantu vedenia trasy mostom boli rozdelené do podkapitol obdobne ako u prvého variantu. Navyše boli okrem deformácií pilotovej steny sledované aj posuny ŽB základu mostnej podpory. Výsledné deformácie a vnútorné sily sú zobrazené vždy v dvoch fázach:

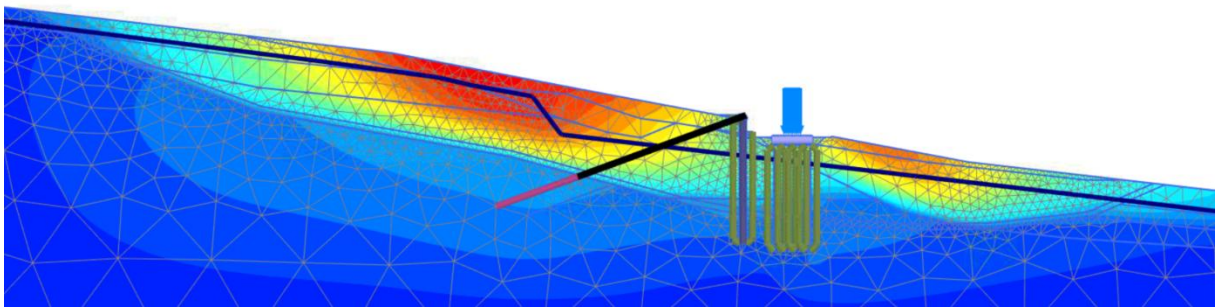
- 2. Fáza – zaistená mostná podpora
- 4. Fáza – zemetrasenie

Obdobne ako u variantu vysokého násypu je potrebné pripomenúť, že výsledné hodnoty normálových, posúvajúcich síla a momentov pilót z modelu s návrhovým prístupom NP2 boli prenášobené ich osovou vzdialenosťou v pozdĺžnom smere. Pretože vo variante vedenia trasy mostom nebolo počítané premenlivé zaťaženie od dopravy, nebolo potrebné výsledné hodnoty vnútorných síl pilót a zemných kotiev ďalej násobiť čiastkovým súčiniteľom zaťaženia.

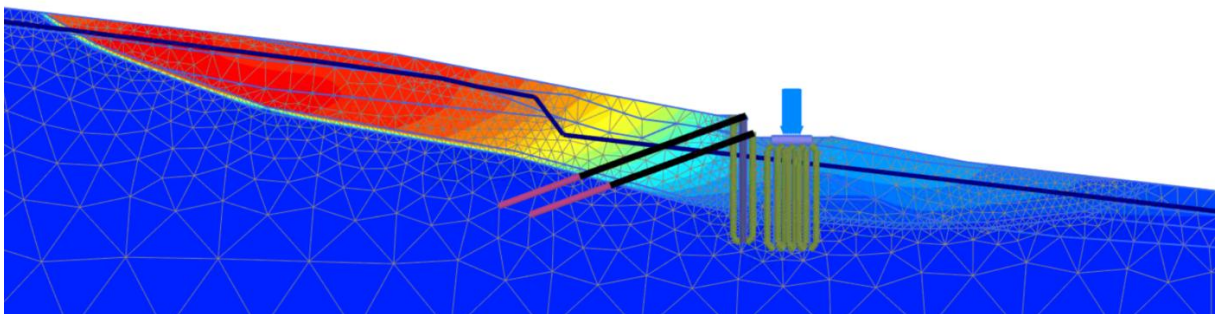
6.2.1 Deformácie – horizontálny smer



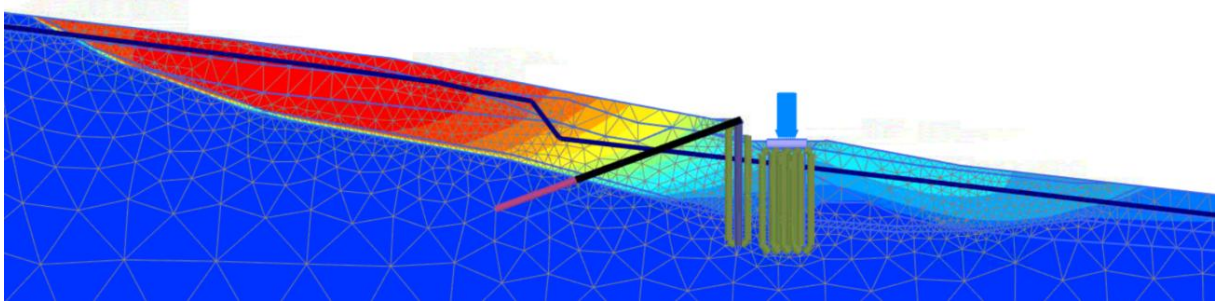
Obr. č. 101 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – horizontálny smer;
2. Fáza – zaistená mostná podpora; $u_{\max} = 0,0233$ m



Obr. č. 102 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – horizontálny
smer; 2. Fáza – zaistená mostná podpora; $u_{\max} = 0,0197$ m

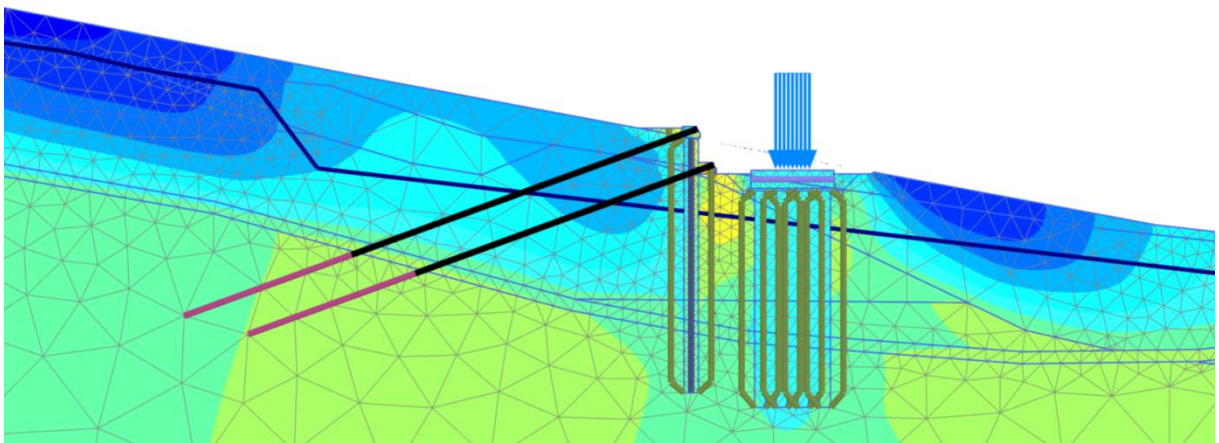


Obr. č. 103 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – horizontálny smer;
4. Fáza – zemetrasenie; $u_{\max} = 0,1942$ m

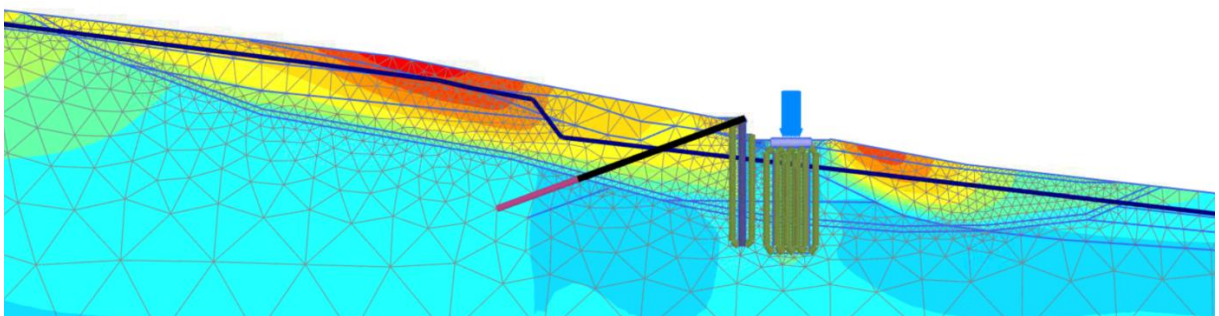


Obr. č. 104 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – horizontálny smer; 4. Fáza – zemetrasenie; $u_{\max} = 0,1386$ m

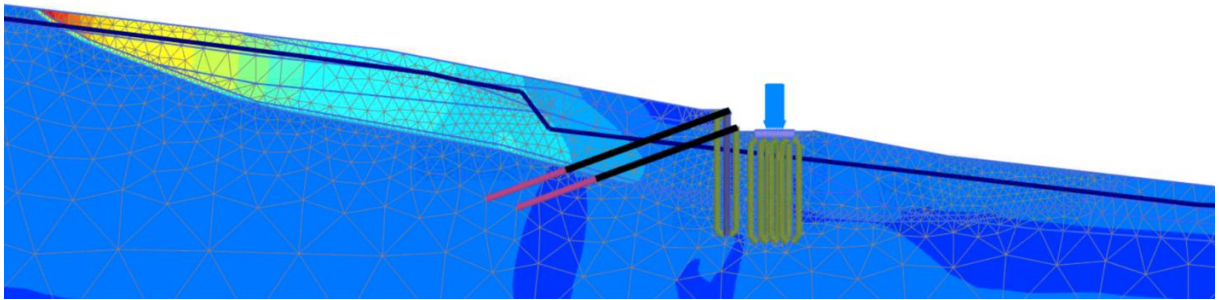
6.2.2 Deformácie – vertikálny smer



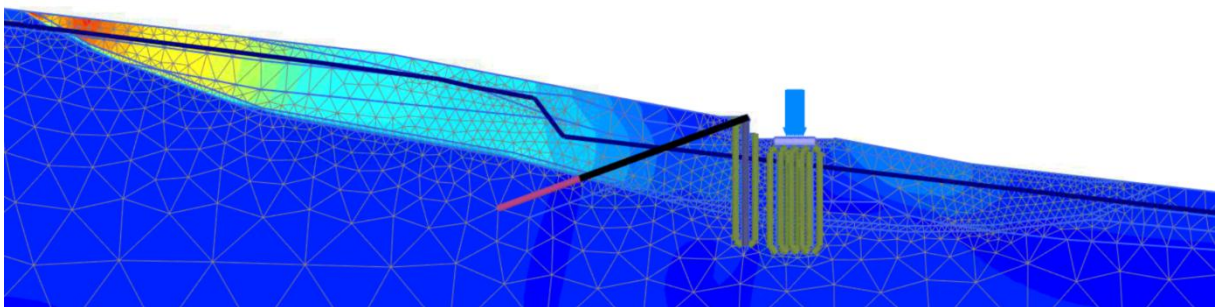
Obr. č. 105 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – vertikálny smer; 2.Fáza – zaistená mostná podpora; $u_{\max} = 0,0066$ m



Obr. č. 106 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Deformácie – vertikálny smer; 2.Fáza – zaistená mostná podpora; $u_{\max} = 0,0078$ m

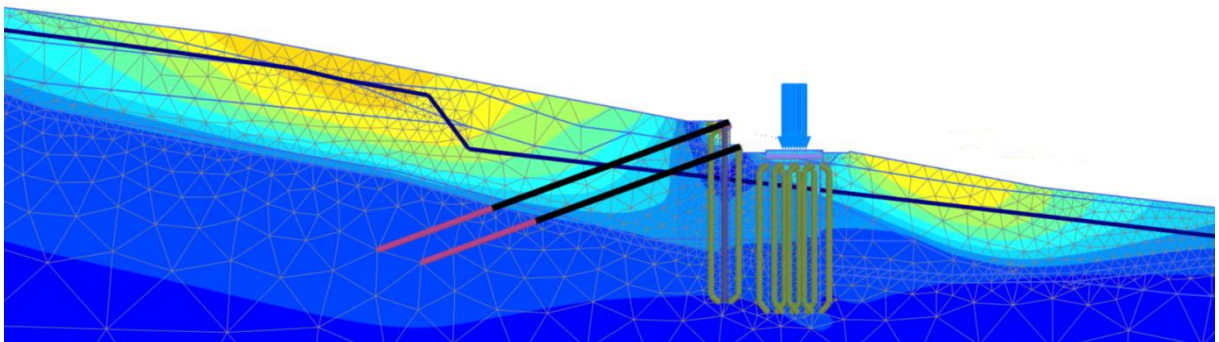


Obr. č. 107 - Aktivní zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Deformácie – vertikálny smer;
4.Fáza – zemetrasenie; $u_{\max} = 0,1273$ m

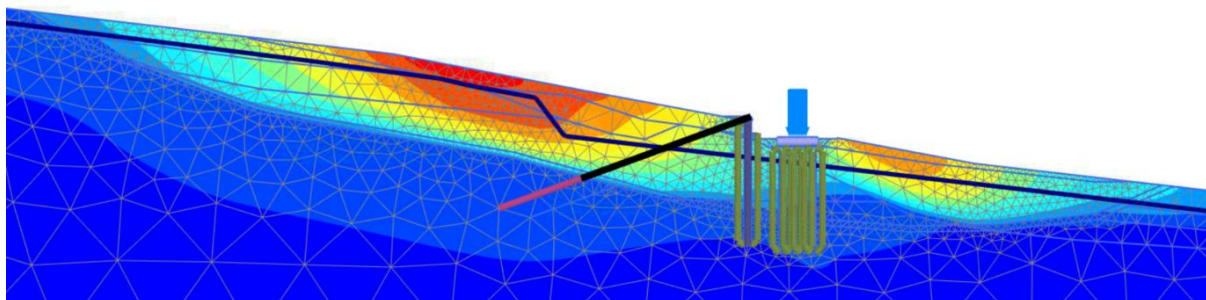


Obr. č. 108 - Potenciálny zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Deformácie – vertikálny smer;
4.Fáza – zemetrasenie; $u_{\max} = 0,0767$ m

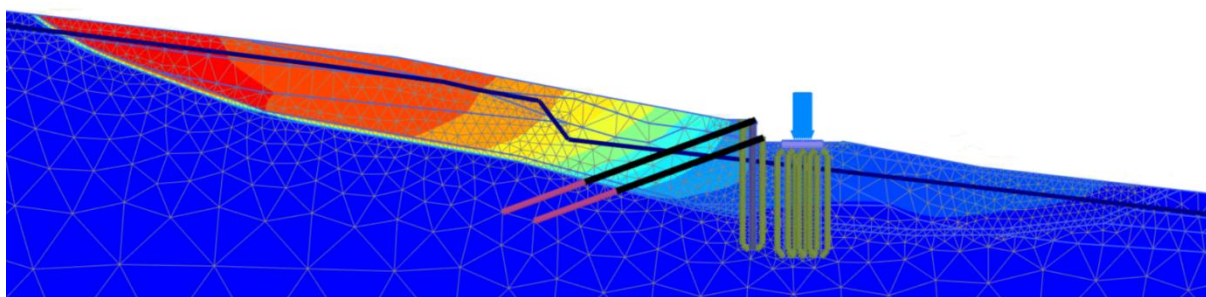
6.2.3 Celkové deformácie



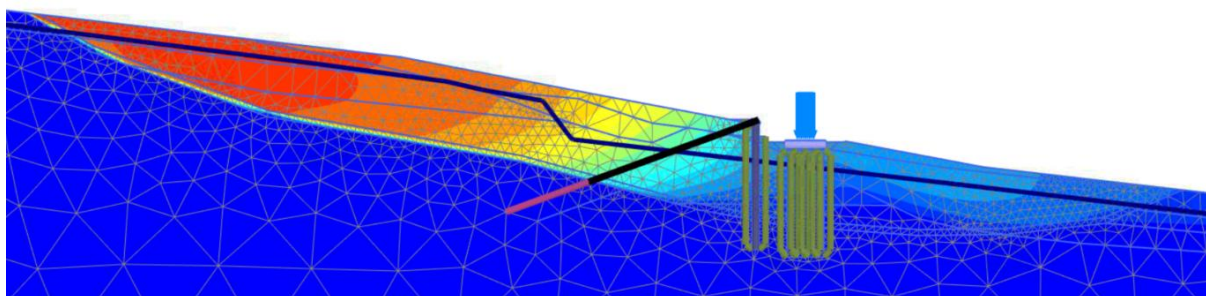
Obr. č. 109 - Aktivní zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Celkové deformácie; 2. Fáza –
zaistená mostná podpora; $u_{\max} = 0,0236$ m



Obr. č. 110 - Potenciální zosuv; Návrhový přístup – bez súčiniteľov; Celkové deformácie; 2. Fáza – zaistená mostná podpora; $u_{\max} = 0,0209$ m



Obr. č. 111 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Celkové deformácie; 4.Fáza – zemetrasenie; $u_{\max} = 0,2135$ m

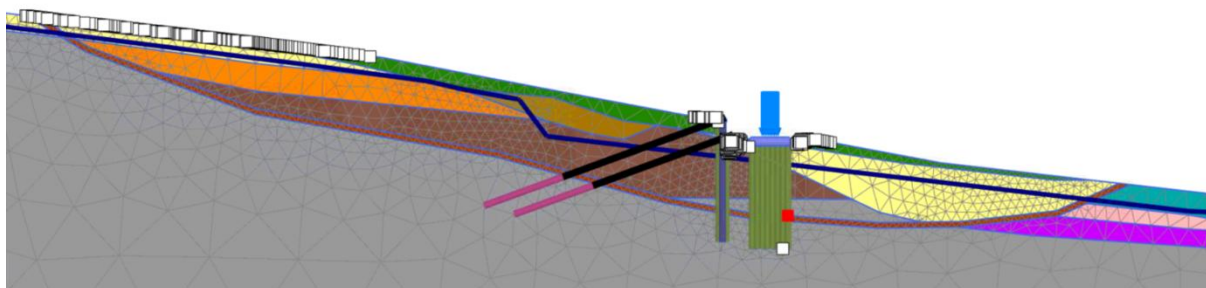


Obr. č. 112 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Celkové deformácie; 4.Fáza – zemetrasenie; $u_{\max} = 0,1505$ m

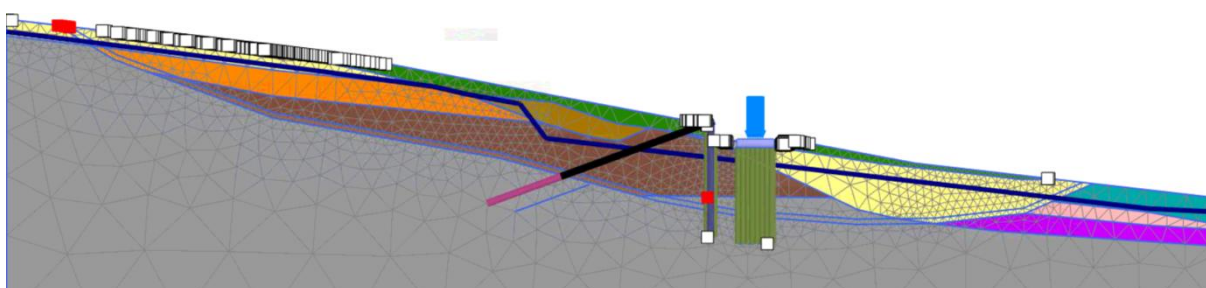
Typ deformácie	Zosuv	Zaistená mostná podpora	Zemetrasenie
		[m]	[m]
Horizontálne	Aktívny	0,0233	0,1942
	Potenciálny	0,0197	0,1386
Vertikálne	Aktívny	0,0066	0,1273
	Potenciálny	0,0078	0,0767
Celkové	Aktívny	0,0236	0,2135
	Potenciálny	0,0209	0,1505

Tab. č. 31 - Prehľad svahových deformácií pre variant s mostom

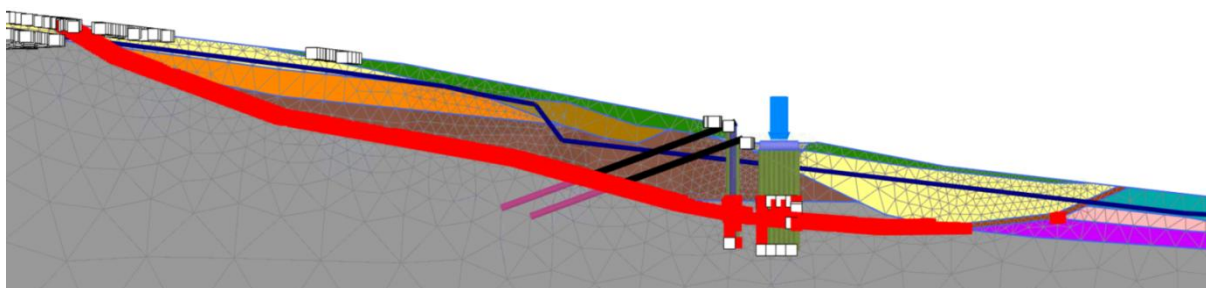
6.2.4 Plastické body



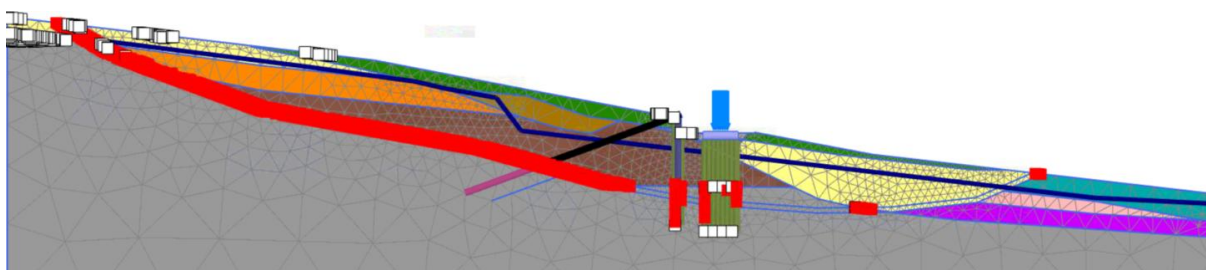
Obr. č. 113 - Aktivný zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Plastické body (červené – body porúch, biele – body prerušenia napätia); 2. Fáza – zaistená mostná podpora



Obr. č. 114 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Plastické body (červené – body porúch, biele – body prerušenia napätia); 2. Fáza – zaistená mostná podpora

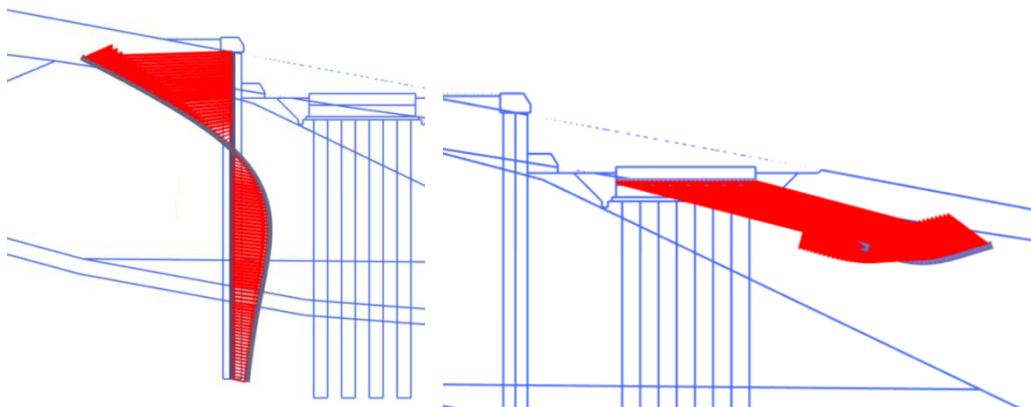


Obr. č. 115 - Aktivný zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Plastické body (červené – body porúch, biele – body prerušenia napätia); 4. Fáza – zemetrasenie

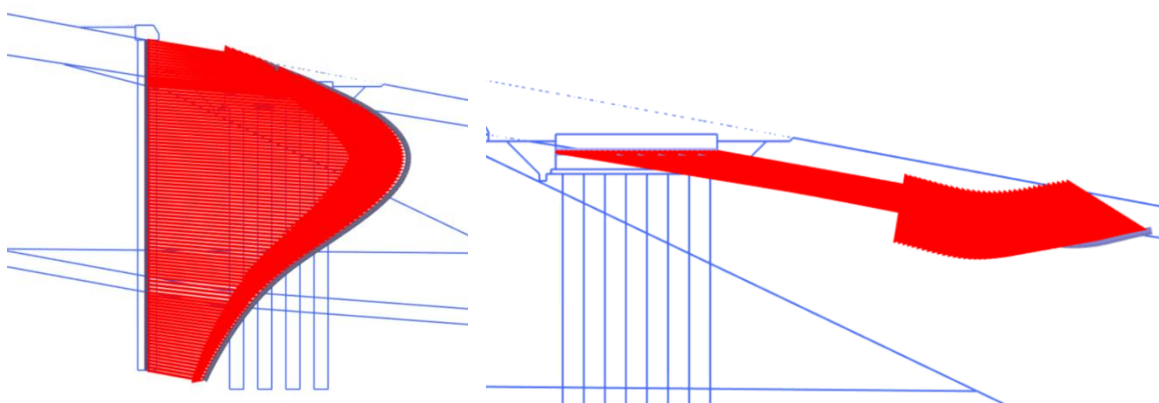


Obr. č. 116 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – bez súčiniteľov; Plastické body (červené – body porúch, biele – body prerušenia napätia); 4. Fáza – zemetrasenie

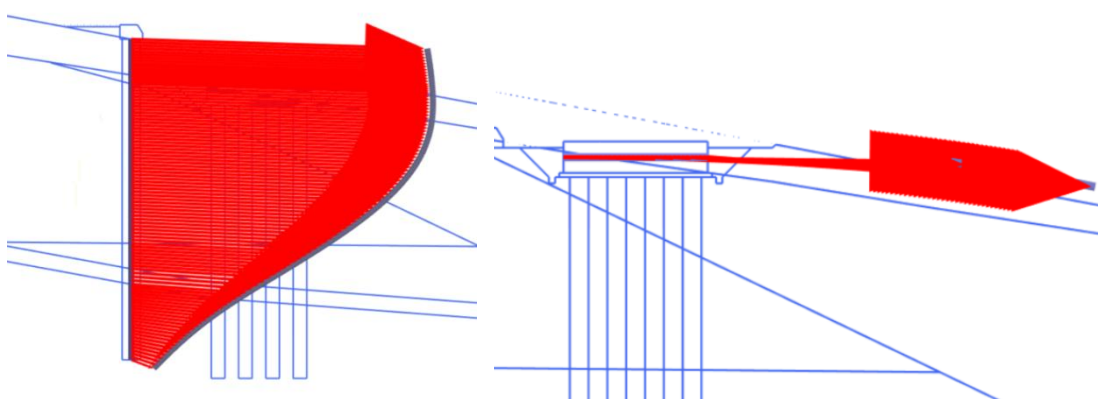
6.2.5 Deformácie pilotovej steny a základovej pätky



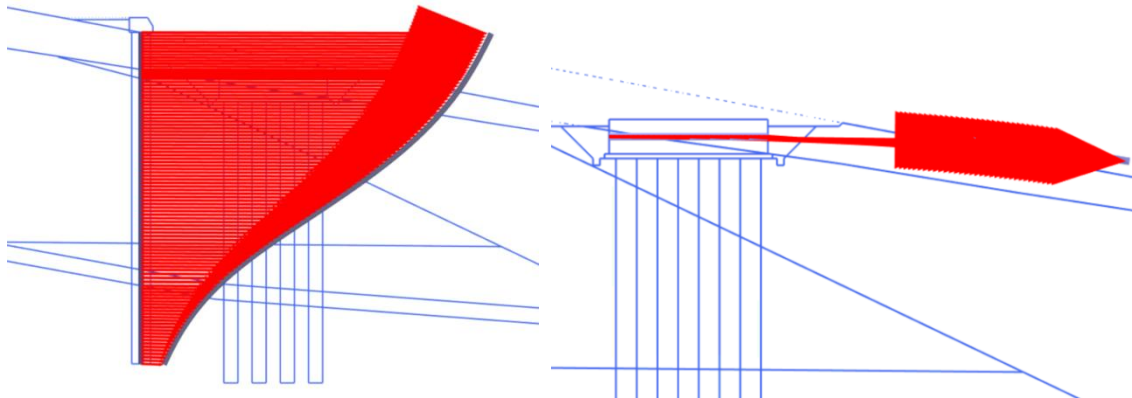
Obr. č. 117 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – BS; Deformácie pilóty a základovej pätky; 2. Fáza – zaistená mostná podpora; Horná pilóta $u_{\max} = 0,0196$ m; Základová pätká $u_{\max} = 0,0062$ m



Obr. č. 118 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – BS; Deformácie pilóty a základovej pätky; 2. Fáza – zaistená mostná podpora; Horná pilóta $u_{\max} = 0,0084$ m; Základová pätká $u_{\max} = 0,0095$ m



Obr. č. 119 - Aktívny zosuv; Návrhový prístup – BS; Deformácie pilóty a základovej pätky; 2. Fáza – zemetrasenie; Horná pilóta $u_{\max} = 0,0398$ m; Základová pätká $u_{\max} = 0,0372$ m



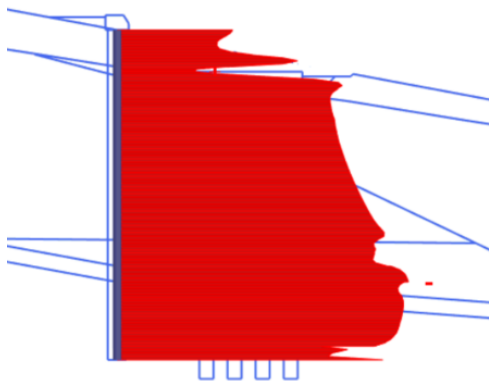
Obr. č. 120 - Potenciálny zosuv; Návrhový prístup – BS; Deformácie pilóty a základovej pätky;
2. Fáza – zemetrasenie; Horná pilóta $u_{\max} = 0,0447$ m; Základová pätká $u_{\max} = 0,0315$ m

V nasledujúcej tabuľke sú uvedené deformácie pilóty a ŽB základu mostnej podpory aktívneho i potenciálneho zosuvu vo vybraných fázach výstavby.

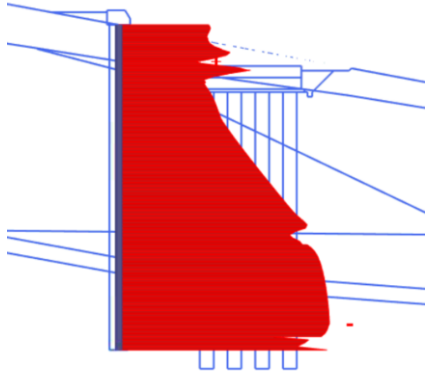
Zosuv	Ozn. pilóty	Dĺžka pilóty [m]	Ø pilóty [m]	Zaistená mostná podpora		Zemetrasenie	
				Max. posun pilóty [m]	Max. posun základu [m]	Max. posun pilóty [m]	Max. posun základu [m]
				Aktívny	HP	21,00	1,50
Potenciálny	HP	21,00	1,20	0,0084	0,0095	0,0447	0,0315

Tab. č. 32 - Prehľad výsledných deformácií pilóty a základovej pätky

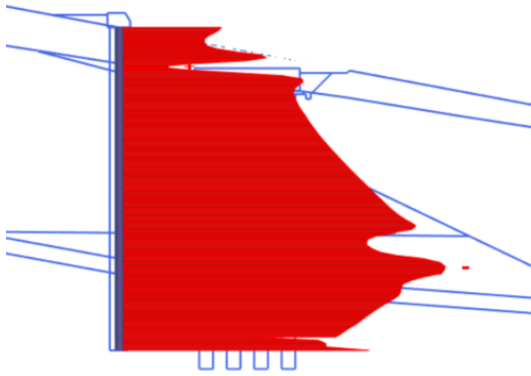
6.2.6 Normálové sily v pilotovej stene



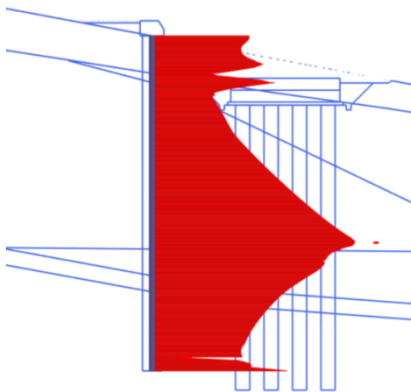
Obr. č. 121 - Aktívny zosuv; Návrh. prístup NP2; Normálová sila hornej pilóty; 2. Fáza – zaistená mostná podpora; Horná pilóta $N_{\max} = 1428$ kN/m



Obr. č. 122 - Potenciální zosuv; Návrh. přístup NP2; Normálová síla horné pilóty; 2. Fáza – zaistená mostná podpora; Horná pilóta $N_{\max} = 680 \text{ kN/m}$

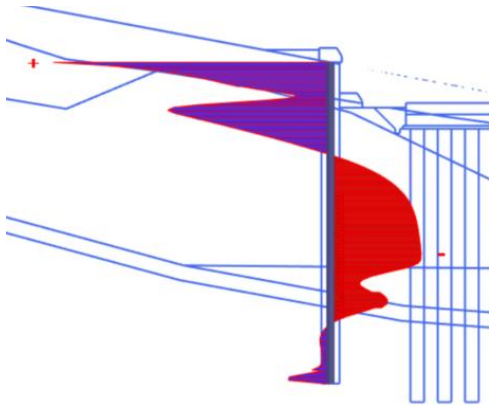


Obr. č. 123 - Aktivní zosuv; Návrh. přístup NP2; Normálová síla horné pilóty ; 4. Fáza – zemetrasenie; Horná pilóta $N_{\max} = 1819 \text{ kN/m}$

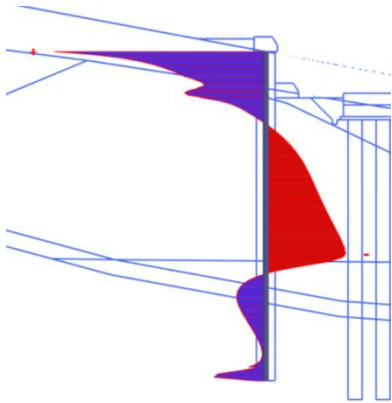


Obr. č. 124 - Potenciální zosuv; Návrh. přístup NP2; Normálová síla horné pilóty ; 4. Fáza – zemetrasenie; Horná pilóta $N_{\max} = 898 \text{ kN/m}$

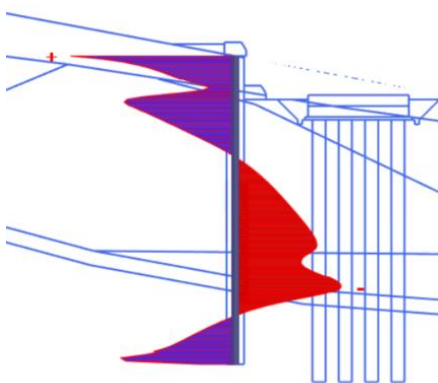
6.2.7 Posúvajúce sily v pilotovej stene



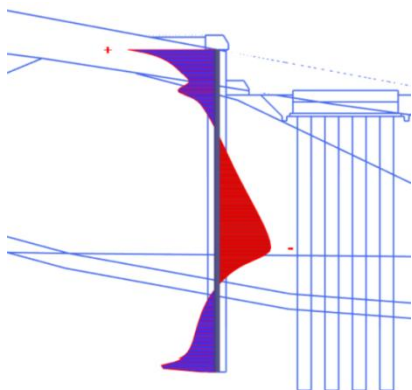
Obr. č. 125 - Aktívny zosuv; Návrh. prístup NP2; Posúvajúca sila hornej pilóty; 2. Fáza – zaistená mostná podpora; Horná pilóta $V_{\max} = 2097$ kN/m



Obr. č. 126 - Potenciálny zosuv; Návrh. prístup NP2; Posúvajúca sila hornej pilóty; 2. Fáza – zaistená mostná podpora; Horná pilóta $V_{\max} = 951$ kN/m

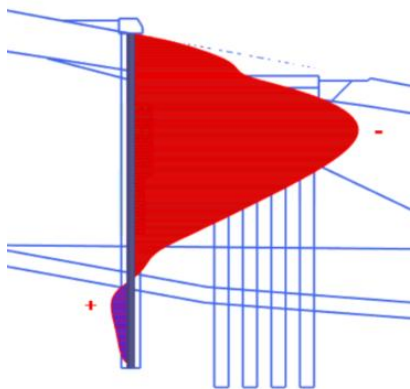


Obr. č. 127 - Aktívny zosuv; Návrh. prístup NP2; Posúvajúca sila hornej pilóty ; 4. Fáza – zemetrasenie; Horná pilóta $V_{\max} = 2209$ kN/m

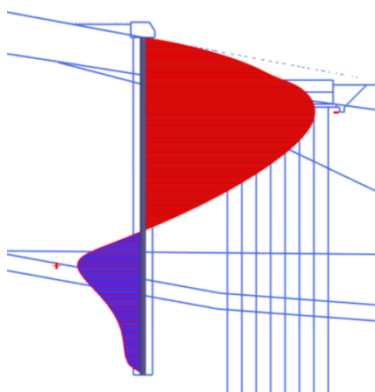


Obr. č. 128 - Potenciální zosuv; Návrh. přístup NP2; Posouvající síla horné pilóty ; 4. Fáza – zemetrasenie; Horná pilóta $V_{\max} = 1637 \text{ kN/m}$

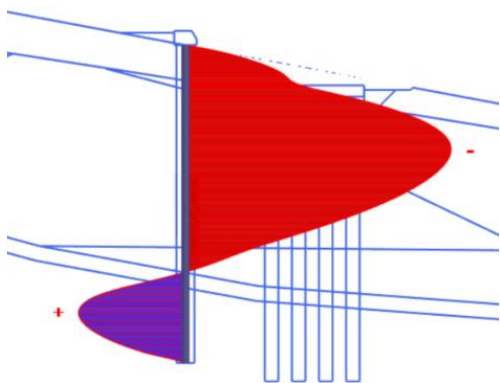
6.2.8 Momenty v pilotovej stene



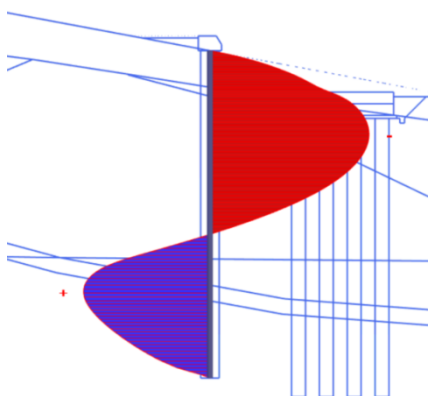
Obr. č. 129 - Aktivný zosuv; Návrh. přístup NP2; Moment horné pilóty ; 2. Fáza – zaistená mostná podpora; Horná pilóta $M_{\max} = 4707 \text{ kNm/m}$



Obr. č. 130 - Potenciální zosuv; Návrh. přístup NP2; Moment horné pilóty ; 2. Fáza – zaistená mostná podpora; Horná pilóta $M_{\max} = 1499 \text{ kNm/m}$



Obr. č. 131 - Aktivný zosuv; Návrh. prístup NP2; Moment hornej pilóty ; 4. Fáza – zemetrasenie;
Horná pilóta $M_{\max} = 6002 \text{ kNm/m}$



Obr. č. 132 - Potenciálny zosuv; Návrh. prístup NP2; Moment hornej pilóty ; 4. Fáza –
zemetrasenie; Horná pilóta $M_{\max} = 2880 \text{ kNm/m}$

V nasledujúcej tabuľke sú uvedené výsledné normálové, posúvajúce sily a momenty so zvýraznenými max. hodnotami pre pilóty aktívneho aj potenciálneho zosuvu variantu vedenia trasy mostom.

Fáza		Zaistená mostná podpora			Zemetrasenie		
Zosuv	Ozn. pilóty	N [kN]	V [kN]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
Aktívny	HP	1428	2097	4707	1819	2209	6002
Potenciálny	HP	680	951	1499	898	1637	2880

Tab č. 33 - Výsledné hodnoty vnútorných síl na pilóte v sledovaných fázach výstavby

6.2.9 Normálové sily v kotvách

Zosuv	Ozn. pilóty	Počet kotiev na pilótu	Ozn. kotvy	Normálová sila v kotve [kN]		
				Počiatočná fáza	Zaistená mostná podpora	Zemetrasenie
Aktívny	HP	2	HK	700	951	1019
			DK	670	902	1039
Potenciálny	HP	1	HK	400	540	712

Tab č. 34 - Normálové sily v kotvách vo vybraných fázach výstavby – most

6.2.10 Stupeň stability

Stupeň stability bol u variantu vedenia trasy mostom určený z modelu s návrhovým prístupom NP3 v nasledujúcich fázach:

- 1.Fáza – stabilita pôvodného svahu
- 3.Fáza – stabilita zaistenej mostnej podpory
- 5.Fáza – stabilita zaistenej mostnej podpory pri zemetrasení

Fáza	Zosuv	Iniciačná fáza	Zaistená mostná podpora	Zemetrasenie
Stupeň stability	Aktívny	1,000	1,416	1,154
	Potenciálny	1,275	1,477	1,210

Tab č. 35 - Výsledné stupne stability – variant s mostom

6.3 Výsledky základných údajov predpätia zemných kotiev

Z výsledných normálových síl určených z programu Plaxis, bola pre každú kotvu na pilóte pre oba varianty s aktívnym aj potenciálnym zosuvom určená maximálna dosiahnutá sila v kotve. Ďalej bola kotva na túto silu dimenzovaná podľa kotevného predpisu, výsledkom ktorého sú určené základné údaje o predpätí, type a počte lán kotvy. Podrobne popísaný kotevný predpis bude súčasťou posúdenia kotevného prahu v kapitole 7.2.

Zosuv	Ozn.	Os. vzd. kotiev	Kotevný prah	Max. dosiah. sila z Plaxisu	Kotevný predpis - Lana 0,62", St. 1670/1860					
					Kotevná sila P (100%)	Kotevná sila P (60-70%)	Max. zaručená sila P ₀	Skúšobná sila P _p over. sk.	Počet lán	Plocha prierezu
					[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[-]	[mm ²]
Akt.	HK	1,40	1,5x1,10	854	948	616	1004	1245	6	900
	HK	1,40	1,5x1,10	645	721	469	837	940	5	750
	DK	1,40	1,0x0,95	586	654	425	670	854	4	600
Pot.	HK	1,40	1,5x1,10	931	1040	676	1172	1357	7	1050
	HK	1,40	1,5x1,10	576	639	416	670	840	4	600

Tab č. 36 - Základne údaje o predpätí zemných kotiev – vysoký násyp

Zosuv	Ozn.	Os. vzd. kotiev	Kotevný prah	Max. dosiah. sila z Plaxisu	Kotvový predpis - Lana 0,62", St. 1670/1860					
					Kotevná sila P (100%)	Kotevná sila P (60-70%)	Max. zaručená sila P ₀	Skúšobná sila P _p over. sk.	Počet lán	Plocha prierezu
					[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[-]	[mm ²]
Akt.	HK	1,70	1,8x1,40	1019	1129	790	1172	1486	7	1050
	DK	1,70	1,0x0,95	1039	1155	808	1172	1515	7	1050
Pot.	HK	1,40	1,5x1,10	712	793	515	837	1038	5	750

Tab. č. 37 - Základne údaje o predpätí zemných kotiev – most

7 POSÚDENIE NOSNÝCH KONŠTRUKCIÍ

Z výsledného zaistenia aktívneho a potenciálneho zosuvu vyplynuli dimenzie konštrukcií pilotových steny, ktoré bolo nutné posúdiť podľa teórie medzných stavov, tak aby nedošlo k trvalej strate spôsobilosti konštrukcie. Výsledkom posudkov pilót a kotevných prahov boli tiež hmotnosti výstuže započítané do položkového rozpočtu, ktorý je nevyhnutnou súčasťou záverečného zhodnotenia variantov.

Zo všetkých výsledných modelov vyplynuli dva druhy rôzne namáhaných pilót a tri typy kotevných prahov. V rámci tejto kapitoly bude ilustračne posúdená najviac namáhaná pilóta a jeden typ kotevného prahu, ostatné posudky budú zhrnuté do tabuľky.

7.1 Posúdenie najviac namáhanej pilóty

V rámci statického výpočtu bola v programe IDEA StatiCa posúdená pilóta s najväčším ohybovým momentom a k tomu odpovedajúcou normálovou silou a maximálnou posúvajúcou silou na momentovú únosnosť, šmyk, krútenie a interakcie podľa teórie medznej únosnosti.

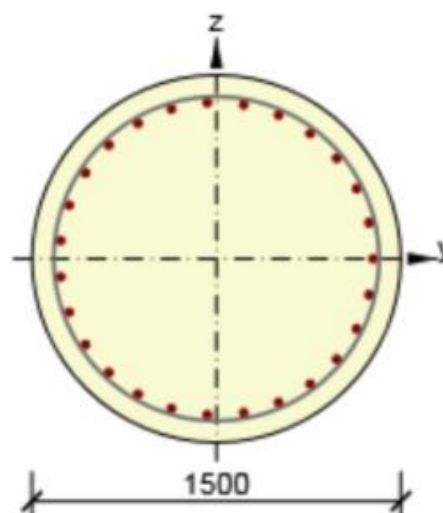
Z variantu vedenia trasy mostom pre prípad aktívneho zosuvu bolo zistené najväčšie namáhanie na pilóte s priemerom $d = 1,50$ m, dĺžkou $L_p = 21,0$ m a osovou vzdialenosťou $a = 1,7$ m.

Materiálové charakteristiky

Betón C30/37, XC3, XD1

Výstuž z betonárskej ocele B500B

Min. menovité krytie výstuže 80 mm



Obr. č. 133 - Prierez výstuže - 27ØR32 a strmienky ØR16 so stúpaním 95 mm

7.1.1 Posúdenie vnútorných síl - 1. kombinácia (M+N)

N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	T [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
-1819	0	0	0	6002	0

Tab č. 38 - Účinky zaťaženia – vnútorné sily

Typ posudku	N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	V _{Ed} [kN]	T _{Ed} [kN]	Hodnota [%]	Posudok
Únosnosť N-M-M	-1819,0 ¹⁾	6002,0 ²⁾	0,0			98,8	vyhovuje
Šmyk	-1819,0 ¹⁾			0,0	0,0	0,0	vyhovuje
Krútenie					0,0	0,0	vyhovuje
Interakcie	-1819,0 ¹⁾	6002,0 ²⁾	0,0	0,0	0,0	0,0	vyhovuje
Ohybová štíhlosť	0,0	0,0	0,0			0,0	vyhovuje

Poznámky: 1) zodpovedajúce hodnoty k ohybovému momentu 2) účinky druhého rádu a imperfekcií

Tab č. 39 - Súhrnné údaje

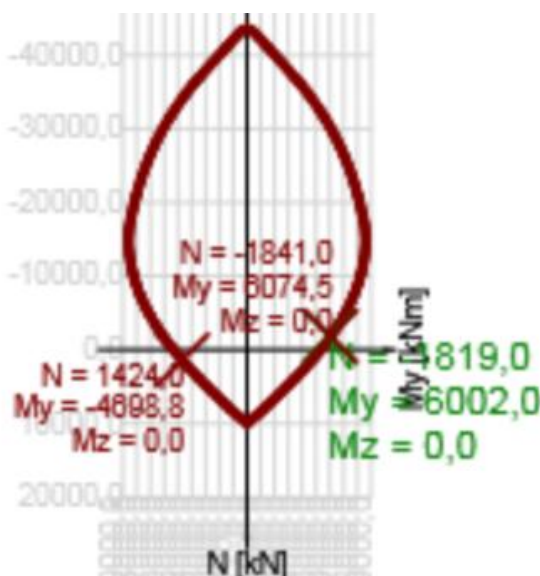
Únosnosť N-M-N

N _{Ed} [kN]	M _{Ed,y} [kNm]	M _{Ed,z} [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
-1819,0	6002,0	0,0	Nu-Mu-Mu	98,8	100,0	vyhovuje

Tab č. 40 - Výsledky

Typ	F _{Ed}	F _{Rd1}	F _{Rd2}
N [kN]	-1819,0	-1841,0	-1424,0
M _y [kNm]	6002,0	6074,5	-4698,8
M _z [kNm]	0,0	0,0	0,0

Tab č. 41 - Návrhová únosnosť pri pôsobení ohybového momentu a normálovej sily



Obr. č. 134 - Interakčný diagram – 1.kombinácia – rez N - My

Šmyk

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	Posudok zóny	Článok	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
0,0	-1819,0	1481,3	bez redukcie	6.2.3(3)	0,0	100,0	vyhovuje

Tab č. 42 - Výsledky kombinácie MSÚ

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
0,0	800,5	5535,1	5677,6	1481,3	1481,3

Tab č. 43 - Návrhové hodnoty posúvajúcej sily a únosnosti v šmyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
2	4233	14476	1006	1069	875	45,0	90,0	1,05
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{cw} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,43	0,15	0,01	1,0	0,0	0,3	0,53	0,60

Tab č. 44 - Vstupné hodnoty a medzivýsledky posúdenia šmyku

Krútenie

T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
0,0	1827,1	0,0	100,0	vyhovuje

Tab č. 45 - Výsledky kombinácie MSÚ

T_{Ed} [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	T_{Rd} [kNm]
0,0	1006,4	4119,8	1827,1	1827,1

Tab č. 46 - Návrhové hodnoty krútiaceho momentu a únosnosti v krútení

A_k [mm ²]	u_k [mm]	t_{eff} [mm]	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	A_{sp} [mm ²]	θ [°]
992758	3534	375	2116	21715	0	45,0

Tab č. 47 - Vstupné hodnoty a medzivýsledky posúdenia krútenia

7.1.2 Posúdenie vnútorných síl - 2. Kombinácia (V)

N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
0,0	2209,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tab č. 48 - Účinky zaťaženia – vnútorné sily

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kN]	Hodnota [%]	Posudok
Únosnost' N-M-M	0,0	0,0	0,0			0,0	vyhovuje
Šmyk	0,0			2209,0	0,0	98,8	vyhovuje
Krútenie					0,0	0,0	vyhovuje
Interakcie	0,0	0,0	0,0	2209,0	0,0	98,8	vyhovuje
Ohybová štíhlosť	0,0	0,0	0,0			0,0	vyhovuje

Tab č. 49 - Súhrnné údaje

Šmyk

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	Posudok zóny	Článok	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
2209,0	0,0	2236,1	bez redukcie	6.2.3(3)	98,8	100,0	vyhovuje

Tab č. 50 - Výsledky kombinácie MSÚ

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
2209,0	379,6	5773,7	6415,2	2236,1	2236,1

Tab č. 51 - Návrhové hodnoty posúvajúcej sily a únosnosti v šmyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
2	4233	0	900	1350	1215	45,0	90,0	1,00
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_1 [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{cw} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,38	0,15	0,00	0,0	429,5	0,3	0,53	0,53

Tab č. 52 - Vstupné hodnoty a medzivýsledky posúdenia šmyku

Krútenie

T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
0,0	1827,1	0,0	100,0	vyhovuje

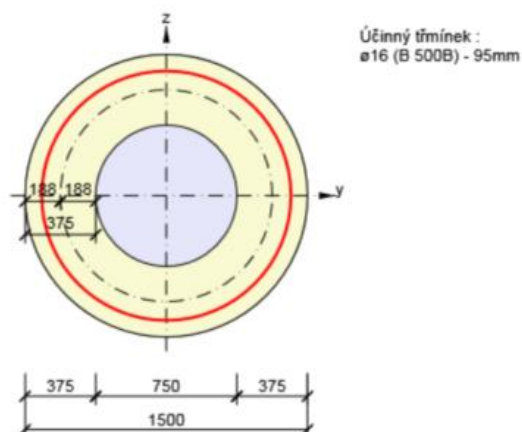
Tab č. 53 - Výsledky kombinácie MSÚ

T_{Ed} [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	T_{Rd} [kNm]
0,0	1006,4	3931,3	1827,1	1827,1

Tab č. 54 - Návrhové hodnoty krútiaceho momentu a únosnosti v krútení

A_k [mm ²]	u_k [mm]	t_{eff} [mm]	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	A_{sp} [mm ²]	θ [°]
992758	3534	375	2116	21715	0	45,0

Tab č. 55 - Vstupné hodnoty a medzivýsledky posúdenia krútenia



Obr. č. 135 - Náhradný tenkostenný prierez pre posúdenie krútenia

Interakcie

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kN]	Hodnota V+T [%]	Hodnota V+T+M [%]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
0,0	0,0	0,0	2209,0	0,0	98,8	21,8	98,8	100,0	vyhovuje

Tab č. 56 - Výsledky Kombinácie MSÚ

$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	rce. 6.31 [%]	rce. 6.29 [%]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
379,6	1006,4	5535,1	3931,3	581,9	38,3	38,3	100,0	vyhovuje

Tab č. 57 - Posúdenie interakcie posúvajúcej sily a krútenia (betón)

A_{sl} [mm ²]	F_{sl} [kN]	$V_{sl,lim}$ [kN]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
21715	2209,0	10117,5	21,8	100,0	vyhovuje

Tab č. 58 - Posúdenie interakcie posúvajúcej sily a krútenia (pozdĺžna výstuž)

a_{sw} [mm ² /m]	F_{sw} [kN]	$V_{sw,lim}$ [kN]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
2116	909,1	920,2	98,8	100,0	vyhovuje

Tab č. 59 - Posúdenie interakcie posúvajúcej sily a krútenia (šmyková výstuž)

F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta \varepsilon_s$ [1e-4]	$\Delta \varepsilon_t$ [1e-4]	Extrém vo vložke	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
0,0	2209,0	0,0	5,1	0,0	1	21,8	100,0	vyhovuje

Tab č. 60 - Posúdenie interakcie posúvajúcej sily, krútenia, ohybu a normálovej sily

Vložka	y_1 [mm]	z_1 [mm]	$\Delta \varepsilon_{st}$ [1e-4]	ε [1e-4]	ε_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Medza [%]	Posudok
1	638	0	5,1	5,1	450,0	101,7	101,7	465,9	21,8	vyhovuje

Tab č. 61 - Podrobné posúdenie výstuže

Variant	Zosuv	Ozn.	Ø	Os. vzdial.	Max. ohyb. moment	Odpov. normál. sila	Max. posúv. sila	Pozdĺžna výstuž		Skrutkovica	
								Počet	Ø	Stúpanie	Ø
-	-	-	[m]	[m]	[kNm]	[KN]	[KN]	-	[mm]	[mm]	[mm]
Vysoký násyp	akt.	HP	1,2	1,4	3693	1338	1836	25	32	80	16
		DP	1,2	1,4	2960	1782	1316	16	32	95	14
	pot.	HP	1,2	1,4	2772	1291	1407	15	32	90	14
		DP	1,2	1,4	3147	1701	1945	17	32	80	16
Most	akt.	HP	1,5	1,7	6002	1819	2209	27	32	95	16
	pot.	HP	1,2	1,4	2880	898	1637	17	32	80	14

Tab č. 62 - Výpis výstuže jednotlivých pilót oboch variantov pre aktívny aj potenciálny zosuv

7.2 Posúdenie kotevných prahov

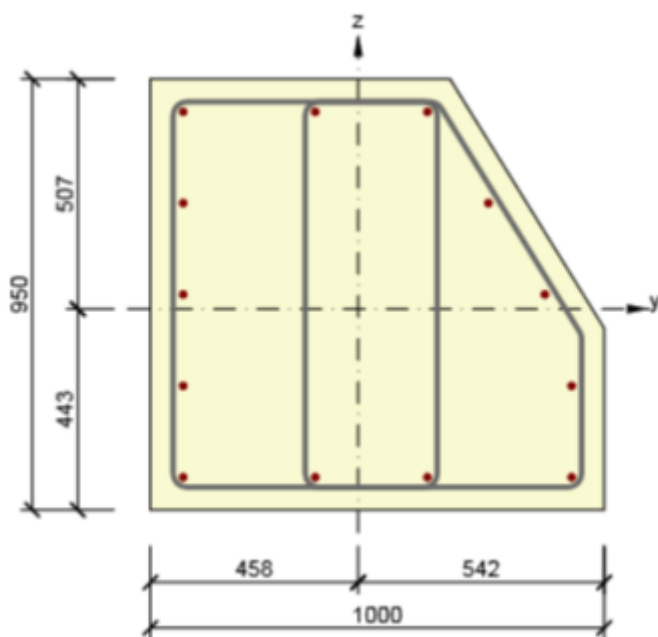
Kotevný prah bol posúdený v programe IDEA StatiCa na náhradné zaťaženie od stálej kotevnej sily P ako kvázistále zaťaženie a od skúšobnej sily P_p ako mimoriadne zaťaženie. Pre ilustračný posudok bol zvolený kotevný prah najmenších rozmerov 1,00 x 0,95 m s najväčšou dosiahnutou silou v kotve 1039 kN. Jedná sa o kotevný prah spodnej úrovne kotiev na pilóte variantu vedenia trasy mostom s aktívnym zosuvom. Výsledky ostatných prahov sú zhrnuté v tabuľke č. 98.

Materiálové charakteristiky

Betón C30/37, XC3, XD1

Výstuž z betonárskej ocele B500B

Min. menovité krytie výstuže 30 mm

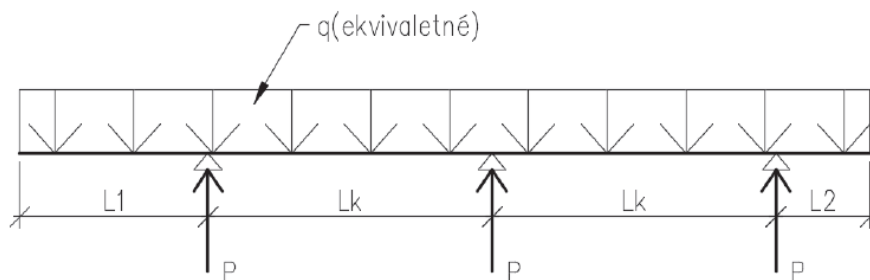


Obr. č. 136 - Prierez výstuže - 13ØR16 a strmienky ØR12 á 200 mm

Typ lana	L _p φ15,75-St 1670/1860	
Výpočtová délka kotvy	41,5 m	
Délka koreňa kotvy	15 m	
Modul pružnosti E	195,00 GPa	
Počet lán	7 ks	
Plocha profilu A	900 mm	
Voľná dĺžka L _{free} + 0,3 m	26,8 m	
Požadovaná sila P_d	1039 kN	
Koef. bezpečnosti odporu kotvy	1,35	
Koef. skúšobnej sily	1,25	
Zaručená sila P₀ = P_D x 1,32 / 1,25	1122 kN	
D L = (P ₀ x L _{free}) / (A x E)	171,36 mm	
D L' = Δ L + 5 mm	176,36 mm	
Kotevná sila P = (Δ L' x A x E) / L_{free}	1155 kN	
Kontrolná skúška		
Koeficient pre skúšobnú silu	1,25	
Skúšobná sila P_p - kontrolná skúška = P₀ x 1,25	1403 kN	
Overovacia skúška		
Koeficient pre skúšobnú silu	1,35	
Skúšobná sila P_p' - overovacia skúška = P₀ x 1,35	1515 kN	
Medza pevnosti kotevného tiahla P _{tk}	1953 x 0,8 =	1562,4 kN
Únosnosť tiahla pri 0,1% prot. P _{0,1K}	1754 x 0,95 =	1666,3 kN

Tab. č. 63 - Výpočet základných údajov o predpätí kotevného prahu 1,0 x 0,95 m

7.2.1 Posúdenie vnútorných síl – kvázistále náhradné zaťaženie



Obr. č. 137 - Náhradné statické schéma kotevného prahu pre kvázistále náhradné zaťaženie

Parameter	Kotevný prah 1,0 x 0,95
Kotevná sila P [kN]	1155,0
Sklon kotvy od vodorovnej [°]	20
Vodorovná zložka kotevnej sily P _H [kN]	1085,3
Osová vzdialenosť kotiev L _k [m]	1,7
Dĺžka konzoly max. (L1,L2) [m]	0,85
Ekvivalentné zaťaženie q _e [kN.m ⁻¹]	638,4
Max. ohyb. moment na konzole M _{ed,max,k} [kN.m]	230,6
Max. ohyb. moment v poli M _{ed,max,p} [kN.m]	147,6

Max. ohybový moment $M_{ed, max}$ [kN.m]	230,6
Max. příčná síla na konzole $V_{ed, max, k}$ [kN]	542,7
Max. příčná síla v poli $V_{ed, max, p}$ [kN]	651,2
Max. příčná síla $V_{ed, max}$ [kN]	651,2

Tab č. 64 - Kvázistálé náhradné zaťaženie

N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
0,0	-651,2	0,0	0,0	0,0	230,6

Tab č. 65 - Účinky zaťaženia – vnútorné sily

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed, y}$ [kNm]	$M_{Ed, z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kN]	Hodnota [%]	Posudok
Únosnosť N-M-M	0,0	0,0	230,6			44,2	vyhovuje
Šmyk	0,0			651,2	0,0	98,0	vyhovuje
Krútenie					0,0	0,0	vyhovuje
Interakcie	0,0	0,0	230,6	651,2	0,0	93,4	vyhovuje
Ohybová štíhlosť	0,0	0,0	0,0			0,0	vyhovuje

Tab č. 66 - Súhrnné údaje

Únosnosť N-M-N

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed, y}$ [kNm]	$M_{Ed, z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
0,0	0,0	230,6	Nu-Mu-Mu	44,2	100,0	vyhovuje

Tab č. 67 - Výsledky kombinácie MSÚ

Typ	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	0,0	0,0	0,0
M_y [kNm]	0,0	0,0	0,0
M_z [kNm]	230,6	521,6	-484,3

Tab č. 68 - Návrhová únosnosť pri pôsobení ohybového momentu a normálovej sily

Šmyk

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	Posudok zóny	Článok	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
651,2	0,0	664,5	bez redukcie	6.2.3(3)	98,0	100,0	vyhovuje

Tab č. 69 - Výsledky kombinácie MSÚ

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd, c}$ [kN]	$V_{Rd, max}$ [kN]	$V_{Rd, r}$ [kN]	$V_{Rd, s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
651,2	192,0	2511,9	2526,9	664,5	664,5

Tab č. 70 - Návrhové hodnoty posúvajúcej sily a únosnosti v šmyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
4	2262	1810	570	839	734	45,0	90,0	1,00
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{cw} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,12	1,49	0,15	0,00	0,0	392,0	0,3	0,53	0,60

Tab č. 71 - Vstupné hodnoty a medzivýsledky posúdenia šmyku

Krútenie

T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
0,0	351,9	0,0	100,0	vyhovuje

Tab č. 72 - Výsledky kombinácie MSÚ

T_{Ed} [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	T_{Rd} [kNm]
0,0	351,9	1374,5	0,0	351,9

Tab č. 73 - Návrhové hodnoty krútiaceho momentu a únosnosti v krútení

A_k [mm ²]	u_k [mm]	t_{eff} [mm]	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	A_{sp} [mm ²]	θ [°]
534336	2926	244	0	0	0	45,0

Tab č. 74 - Vstupné hodnoty a medzivýsledky posúdenia krútenia

Interakcie

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kN]	Hodnota V+T [%]	Hodnota V+T+M [%]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
0,0	0,0	230,6	651,2	0,0	90,2	93,4	93,4	100,0	vyhovuje

Tab č. 75 - Výsledky Kombinácie MSÚ

$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	rce. 6.31 [%]	rce. 6.29 [%]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
192,0	351,9	2511,9	1374,5	339,1	25,9	25,9	100,0	vyhovuje

Tab č. 76 - Posúdenie interakcie posúvajúcej sily a krútenia (beton)

A_{sl} [mm ²]	F_{sl} [kN]	$V_{sl,lim}$ [kN]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
2614	651,2	1217,8	53,5	100,0	vyhovuje

Tab č. 77 - Posúdenie interakcie posúvajúcej sily a krútenia (pozdĺžna výstuž)

a_{sw} [mm ² /m]	F_{sw} [kN]	$V_{sw,lim}$ [kN]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
565	221,7	245,9	90,2	100,0	vyhovuje

Tab č. 78 - Posúdenie interakcie posúvajúcej sily a krútenia (šmyková výstuž)

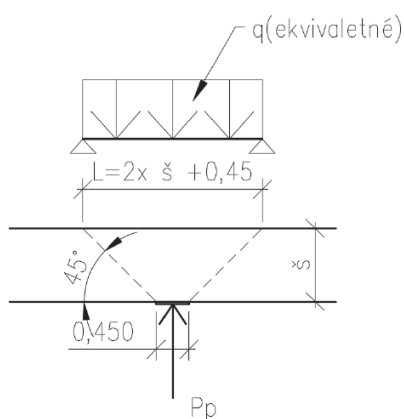
F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta \varepsilon_s$ [1e-4]	$\Delta \varepsilon_t$ [1e-4]	Extrém vo vložke	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
295,9	651,2	0,0	14,2	0,0	5	93,4	100,0	vyhovuje

Tab č. 79 - Posúdenie interakcie posúvajúcej sily, krútenia, ohybu a normálovej sily

Vložka	y_1 [mm]	z_1 [mm]	$\Delta \varepsilon_{st}$ [1e-4]	ε [1e-4]	ε_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Medza [%]	Posudok
5	-386	-371	14,2	28,0	450,0	158,6	435,2	465,9	93,4	vyhovuje

Tab č. 80 - Podrobné posúdenie výstuže

7.2.2 Posúdenie vnútorných síl – mimoriadne náhradné zaťaženie



7.2.3

Obr. č. 138 - Náhradná statická schéma kotevného prahu pre mimoriadne náhradné zaťaženie

Parameter	Kotevný prah 1,0 x 0,95
Skúšobná sila P_p [kN]	1515,0
Sklon kotvy od vodorovnej [°]	20
Vodorovná zložka kotevnej sily P_H [kN]	1423,6
Dĺžka náhradného nosníka L [m]	2,45
Ekvivalentné zaťaženie q_e [kN.m ⁻¹]	581,1
Max. ohybový moment $M_{ed,max}$ [kN.m]	436,0
Max. priečna sila $V_{ed,max}$ [kN]	711,8

Tab č. 81 - Mimoriadne náhradné zaťaženie

N [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
0,0	-711,8	0,0	0,0	0,0	436,0

Tab č. 82 - Účinky zaťaženia – vnútorné sily

Typ posudku	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kN]	Hodnota [%]	Posudok
Únosnosť N-M-M	0,0	0,0	436,0			72,3	vyhovuje
Šmyk	0,0			711,8	0,0	85,6	vyhovuje
Krútenie					0,0	0,0	vyhovuje
Interakcie	0,0	0,0	436,0	711,8	0,0	93,7	vyhovuje
Ohybová štíhlosť	0,0	0,0	0,0			0,0	vyhovuje

Tab č. 83 - Súhrnné údaje

Únosnosť N-M-N

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	Typ	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
0,0	0,0	436,0	Nu-Mu-Mu	72,3	100,0	vyhovuje

Tab č. 84 - Výsledky kombinácie MSÚ

Typ	F_{Ed}	F_{Rd1}	F_{Rd2}
N [kN]	0,0	0,0	0,0
M_y [kNm]	0,0	0,0	0,0
M_z [kNm]	436,0	603,1	-558,9

Tab č. 85 - Návrhová únosnosť pri pôsobení ohybového momentu a normálovej sily

Šmyk

V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	Posudok zóny	Článok	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
711,8	0,0	831,6	bez redukcie	6.2.3(3)	85,6	100,0	vyhovuje

Tab č. 86 - Výsledky kombinácie MSÚ

V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,r}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Rd} [kN]
711,8	237,9	2737,4	3115,0	831,6	831,6

Tab č. 87 - Návrhové hodnoty posúvajúcej sily a únosnosti v šmyku

n_c	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	b_w [mm]	d [mm]	z [mm]	θ [°]	α [°]	α_{cw} [-]
4	2262	1810	564	837	735	45,0	90,0	1,00
$C_{Rd,c}$ [-]	k [-]	k_1 [-]	ρ_l [-]	σ_{cp} [MPa]	σ_{cw} [MPa]	v_{min} [MPa]	v [-]	v_1 [-]
0,15	1,49	0,15	0,00	0,0	428,0	0,3	0,53	0,53

Tab č. 88 - Vstupné hodnoty a medzivýsledky posúdenia šmyku

Krútenie

T_{Ed} [kNm]	T_{Rd} [kNm]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
0,0	439,8	0,0	100,0	vyhovuje

Tab č. 89 - Výsledky kombinácie MSÚ

T_{Ed} [kNm]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$T_{Rd,s}$ [kNm]	T_{Rd} [kNm]
0,0	439,8	1718,1	0,0	439,8

Tab č. 90 - Návrhové hodnoty krútiaceho momentu a únosnosti v krútení

A_k [mm ²]	u_k [mm]	t_{eff} [mm]	a_{sw} [mm ² /m]	A_{sl} [mm ²]	A_{sp} [mm ²]	θ [°]
534336	2926	244	0	0	0	45,0

Tab č. 91 - Vstupné hodnoty a medzivýsledky posúdenia krútenia

Interakcie

N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	V_{Ed} [kN]	T_{Ed} [kN]	Hodnota V+T [%]	Hodnota V+T+M [%]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
0,0	0,0	436,0	711,8	0,0	85,6	93,7	93,7	100,0	vyhovuje

Tab č. 92 - Výsledky Kombinácie MSÚ

$V_{Rd,c}$ [kN]	$T_{Rd,c}$ [kNm]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	rce. 6.31 [%]	rce. 6.29 [%]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
237,9	439,8	2737,4	1718,1	299,2	26,0	26,0	100,0	vyhovuje

Tab č. 93 - Posúdenie interakcie posúvajúcej sily a krútenia (betón)

A_{sl} [mm ²]	F_{sl} [kN]	$V_{sl,lim}$ [kN]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
2614	711,8	1400,4	50,8	100,0	vyhovuje

Tab č. 94 - Posúdenie interakcie posúvajúcej sily a krútenia (pozdĺžna výstuž)

a_{sw} [mm ² /m]	F_{sw} [kN]	$V_{sw,lim}$ [kN]	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
565	242,0	282,7	85,6	100,0	vyhovuje

Tab č. 95 - Posúdenie interakcie posúvajúcej sily a krútenia (šmyková výstuž)

F_b [kN]	$\Delta F_{td,s}$ [kN]	$\Delta F_{td,t}$ [kN]	$\Delta \varepsilon_s$ [1e-4]	$\Delta \varepsilon_t$ [1e-4]	Extrém vo vložke	Hodnota [%]	Medza [%]	Posudok
565,3	711,8	0,0	24,7	0,0	5	93,7	100,0	vyhovuje

Tab č. 96 - Posúdenie interakcie posúvajúcej sily, krútenia, ohybu a normálovej sily

Vložka	y_1 [mm]	z_1 [mm]	$\Delta \epsilon_{st}$ [1e-4]	ϵ [1e-4]	ϵ_{lim} [1e-4]	$\Delta \sigma_{st}$ [MPa]	σ [MPa]	σ_{lim} [MPa]	Medza [%]	Posudok
5	-386	-371	24,7	50,9	450,0	2,1	502,2	535,8	93,7	vyhovuje

Tab č. 97 - Podrobné posúdenie výstuže

Zosuv	Ozn.	Os. vzd. [m]	Kotevný prah [m]	Kvázistále náhr. zaťaženie		Mimoriadne náhr. zaťaženie		Výstuž			
				Max. ohyb. moment $M_{ed,max}$ [kNm]	Max. pričná sila $V_{ed,max}$ [kN]	Max. ohyb. moment $M_{ed,max}$ [kNm]	Max. pričná sila $V_{ed,max}$ [kN]	Pozdĺžna		Strmienky	
								Počet	\emptyset [mm]	\emptyset [mm]	\acute{a} [mm]
Variant - vysoký násyp											
Akt.	HK	1,40	1,5x1,10	155,9	534,5	384,2	445,4	20	12	10	200
	HK	1,40	1,5x1,10	118,6	406,5	292,2	338,8	13	12	10	200
	DK	1,40	1,0x0,95	107,5	368,7	245,8	401,2	13	12	10	200
Pot.	HK	1,40	1,5x1,10	171,0	586,4	549,9	637,6	20	12	10	200
	HK	1,40	1,5x1,10	105,1	360,3	258,9	300,2	13	12	10	200
Variant - most											
Akt.	HK	1,70	1,8x1,40	225,4	636,5	706,9	698,2	20	14	10	200
	DK	1,70	1,0x0,95	230,6	651,2	436,0	711,8	13	16	12	200
Pot.	HK	1,40	1,5x1,10	130,4	447,1	321,4	372,6	20	12	10	200

Tab č. 98 - Výpis výstuže kotevných prahov s výsledkami náhradných zaťažení

8 POROVNANIE VARIANTOV A ZHODNOTENIE

Po získaní výsledkov zo všetkých vytvorených modelov a následnom posúdení nosných konštrukcií nastala potreba navrhnuté riešenia porovnať s ohľadom na možné riziká a súvislosti. Hlavné bolo porovnanie medzi variantom vedenia trasy vysokým násypom a variantom vedenia trasy mostom. Ďalej tiež boli porovnané oba varianty v prípade s aktívnym a potenciálnym zosuvom. Detailnejšie informácie je možné dohľadať v predchádzajúcich častiach práce alebo v prílohe č. 05, kde budú v prehľadnej excelovskej tabuľke zhrnuté parametre konštrukcií a výsledky práce.

Ozn. pilóty	Dĺžka pilóty	Ø pilóty	Os. vzdial.	Max. normál. síla	Max. posúv. síla	Max. moment	Max. posunutí pilóty	Max. posunutí základu	Min. stupeň stability
	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[-]
Vysoký násyp - aktívny zosuv									
HP	19,00	1,20	1,40	1338	1836	3693	0,0331	-	1,278
DP	15,50	1,20	1,40	1782	1316	2960	0,0294	-	
Vysoký násyp - potenciálny zosuv									
HP	19,00	1,20	1,40	1291	1407	2772	0,0378	-	1,180
DP	15,50	1,20	1,40	1701	1945	3147	0,0382	-	
Most - aktívny zosuv									
HP	21,00	1,50	1,70	1819	2209	6002	0,0398	0,0372	1,154
Most - potenciálny zosuv									
HP	21,00	1,20	1,40	898	1637	2880	0,0447	0,0315	1,210
	Hodnota z fázy zaťaženie dopravou modelom LM1								
	Hodnota z fázy zaťaženie dopravou modelom LM3								
	Hodnota z fázy zemetrasenie								

Tab č. 99 - Súhrn výsledkov max. vnútorných síl a posunutí pilót a min. stupňa stability

Z vyššie uvedenej tabuľky je zrejmé, že najviac namáhanou pilótou s ohybovým momentom až 6002 kNm je pilota zaistenia mostnej podpory v prípade aktívneho zosuvu, okrem maximálneho momentu je v tomto variante zaznamenané maximálne posunutie ŽB základu mostnej podpory o 37,2 mm, s ktorým by konštruktéri v prípade realizácie mostu museli počítať. Najväčší posun pilóty o 44,7 mm bol zaznamenaný u variantu s mostom avšak v prípade potenciálneho zosuvu. Najnižší stupeň stability 1,180 bol zaznamenaný u variantu s vysokým násypom s potenciálnym zosuvom vo fáze zaťaženia zaťažovacím modelom LM3. Z tabuľky č. 99 s farebne vyznačenými bunkami je zrejmé, že všetky najnepriaznivejšie hodnoty variantu vedenia trasy mostom vznikli pri **fáze zaťaženia zemetrasením**. U variantu s vysokým násypom bola okrem fáze zemetrasenia rozhodujúca aj fáza zaťaženia modelom LM1, a to prevažne u vnútorných síl na dolnej pilóte. Pre stupeň stability bola v tomto variante prekvapujúco rozhodujúca fáza zaťaženia modelom LM3, pravdepodobne vplyvom nerovnomerného priťaženia koruny násypu. V prípade aktívneho zosuvu sa zo statického a stabilného hľadiska javí ako vhodnejší variant s vysokým násypom.

V prípade potenciálneho zosuvu je z hľadiska vnútorných síl na pilóte a stability svahu výhodnejší variant s mostom avšak deformácie sú priaznivejšie pre variant s vysokým násypom.

Ozn. kotvy	Celková dĺžka	Dĺžka koreňa kotvy	Voľná dĺžka kotvy	os. vzdial. kotiev	Počet lán	Počiatočná sila	Max. dosiah. sila
	[m]	[m]	[m]	[m]	[KN]	[KN]	[KN]
Vysoký násyp - aktívny zosuv							
HK	43,00	13,50	29,50	1,40	6	630	854
HK	48,50	14,50	34,00	1,40	5	350	645
DK	40,50	12,50	28,00	1,40	4	300	586
Vysoký násyp - potenciálny zosuv							
HK	43,00	13,50	29,50	1,40	7	310	931
HK	48,50	14,50	34,00	1,40	4	360	576
Most - aktívny zosuv							
HK	46,00	15,00	31,00	1,70	7	700	1019
DK	41,00	15,00	26,00	1,70	7	670	1039
Most - potenciálny zosuv							
HK	45,50	15,00	30,50	1,40	5	400	712
	Hodnota z fázy zaťaženie dopravou modelom LM1						
	Hodnota z fázy zemetrasenie						

Tab č. 100 - Súhrn dimenzií kotiev s max. dosiahnutými silami

Z tabuľky nad textom, v ktorej je uvedený stručný prehľad lanových kotiev použitých do konštrukcií pilotových stien vyplýva, že najväčšie sily v kotvách vznikli u pilotovej steny istiacej mostnú podporu aktívneho zosuvu. Dosiagnuté boli normálové sily 1019 kN a 1039 kN vo fáze zaťaženia zemetrasením. Kotvy vo variante s vysokým násypom dosiahli max. sily prevažne vo fáze zaťaženia modelom LM1. Z pohľadu kotvenia pilotovej steny aktívneho zosuvu sa ako výhodnejší javí variant s vysokým násypom. Aj keď je počet kotiev kotvenia pilotovej steny istiacej mostnú podporu menší, budovanie kotiev tak veľkých rozmerov môže byť technologicky náročnejšie.

Z hľadiska rozdielu medzi prevádzkovým a mimoriadnym zaťažením sa stupeň stability variantu s mostom u aktívneho zosuvu pohybuje okolo 6 %. Pre potenciálny zosuv je tento rozdiel rôzny pre fázu zaťaženia modelom LM1 s hodnotu 13,3%, LM3 s hodnotou 7,1 % a u vystavaného násypu je tento rozdiel prekvapivo najmenší s hodnotou 2,7 %. Najväčší rozdiel medzi prevádzkovým a mimoriadnym zaťažením bol zaznamenaný u variantu s mostom a pre oba typy zosuvov sa pohybuje okolo **18 %**. Z hľadiska deformácií je rozdiel medzi prevádzkovým a mimoriadnym zaťažením hornej pilóty variantu s vysokým násypom okolo 25 mm u oboch zosuvov. U dolnej pilóty sa tento rozdiel pohybuje od 16 do 20 mm. Vo variante s mostom je rozdiel medzi týmito zaťažzeniami pre pilótu aktívneho zosuvu 20 mm a pre základovú pätku **31 mm**. Pri potenciálnom zosuve je naopak rozdiel posunu pilóty **36 mm** a posun základovej pätky 22 mm. Rozdiely

prevádzkového a mimoriadneho zaťaženia sa tak javia byť najväčšie u variantu vedenia trasy mostom.

Pri modelovaní v programe Plaxis bolo spočiatku náročnejšie zaistenie násypu na min. stupeň stability v dôsledku znížených parametrov šmykovej pevnosti. Hlavným prvkom zaistenia bola kotvená pilótovej stena, u ktorej bolo rozhodujúce najmä umiestnenie pilót nad a pod násypom, dimenzie osovej vzdialenosti a dĺžky pilót a v neposlednom rade počítačné predpätie kotiev. Okrem istenia kotvenou pilotovou stenou prispela k stabilite násypu sanácia podložia a jej následné zahĺbenie, vrstevnatosť, tvar násypu a konsolidácia jednotlivých vrstiev. V závere mali vplyv na výsledky okrem fázy zaťaženia zemetrasením aj fáze zaťažovacích modelov LM1 a u stupňa stability zaťažovací model LM3.

Modelovanie variantu s mostom v programe Plaxis bolo oproti prvému variantu výrazne jednoduchšie a časovo menej náročnejšie. Dôvodom bol podstatne menší počet fáz výstavby a tiež jednoduchšie konštrukčné riešenie. Hlavným a jediným prvkom zaistenia bola v prípade aktívneho aj potenciálneho zosuvu kotvená pilótovej stena situovaná nad mostnou podporou. Ako najkritickejšia sa u variantu s mostom ukázala fáza so zemetrasením, pri ktorej vznikli najväčšie deformácie a namáhanie na pilóte a v kotvách a zároveň boli zaznamenané najnižšie stupne stability.

Aj keď sa z pohľadu výstavby môže zdať konsolidácia jednotlivých vrstiev násypu časovo náročná, konštrukcia samotného násypu je oproti konštrukcií mostu výrazne jednoduchšia. Vo výsledku by tak mohla výstavba násypu zabráť menej času.

9 ROZPOČET

Jednou z posledných zásad pre vypracovanie diplomovej práce bolo ekonomické zhodnotenie variantov. Aby bolo možné vypočítať kubatúry a cenovo porovnať variant s mostom a vysokým násypom bola ako jednotná dĺžka trasy určená priemerná dĺžka jedného mostného poľa $L_p = 39,2$ m. Ceny jednotlivých položiek boli z cenníku CENKROS získané z reálneho prevedenia vysokého násypu a mostného objektu 210-00 diaľnice D1 na Slovensku. Cena vysokého násypu bola spočítaná z kubatúr a cien násypu a stabilizačných opatrení. U variantu s mostom bola k cene jedného mostného poľa pripočítaná hodnota stabilizačných opatrení mostných podpor 10P a 10L.

Jeden z Č.	Výkaz výmer	M.J.	Množstvo celkom		J.C. [€]	Náklad [€]	
			Aktívny zosuv	Pot. zosuv		Aktívny zosuv	Pot. zosuv
1	Hĺbené vykopávky jám nezapažených, tr. horniny 1-2	m ³	1 0583,2	1 0583,2	3,3	3 4691,8	3 4691,8
2	Konštrukcie z hornín - násypy so zhutnením zo zemín súdržných	m ³	8 616,9	8 616,9	1,4	12 029,3	12 029,3
3	Konštrukcie z hornín - násypy so zhutnením zo zemín nesúdržných	m ³	10 005,8	10 005,8	2,3	22 953,3	22 953,3
4	Vrty pre kotvenie, injektáž, mikropilóty a monitoring na povrchu, tr. horniny II, D do 200 mm	m	3 694,5	2 561,0	13,1	48 291,1	33 474,5
5	Vrty pre pilóty, tr. horniny III, D do 1200 mm	m	965,6	965,6	145,3	140 323,0	140 323,0
6	Pilóty betónované na mieste s vytiahnutím pažnice, betón železový C 30/37	m	965,6	965,6	73,9	71 394,6	71 394,6
7	Pilóty betónované na mieste s vytiahnutím pažnice, betonárska výstuž 10 505	t	205,5	166,1	1392,5	286 147,6	231 331,6
8	Steny vodiace z betónu železového, tr. B 12,5	m	78,4	78,4	232,5	18 225,6	18 225,6
9	Spevňovanie hornín a konštrukcií kotvením na povrchu, predpínacia výstuž - laná	m	3 694,5	2 561,0	24,6	90 715,3	62 882,2
10	Spevňovanie hornín a konštrukcií, injektovanie nízkotlakové na povrchu, kamenivom ťaženým, spojivom cementovým, ílovým, chemickým, bitúmenovým, plynnoemulzným	hod	81,0	54,0	35,7	2 894,6	1 929,7
11	Spevňovanie hornín a konštrukcií, injektovanie vysokotlakové na povrchu, kamenivom ťaženým, spojivom cementovým, ílovým, chemickým, bitúmenovým, plynnoemulzným	hod	243,0	54,0	42,5	10 337,0	2 297,1
12	Spevňovanie hornín a konštrukcií, opláštenie, spevnenie geotextíliou a geomrežovinou, sklon do 1:5	m ²	4 285,7	4 285,7	2,2	9 565,8	9 565,8
13	Základy, pásy z betónu železového, tr. C 30/37 (B 35)	m ³	155,8	122,2	103,3	16 094,2	12 625,9

14	Debnenia zvislé alebo šikmé (odklonené) pôdorysné priame alebo zalomené, stien základ. pásov, vr. prípadných vzpier zhotovenie - dielce	m ²	258,5	180,1	11,6	3 009,8	2 096,9
15	Debnenia zvislé alebo šikmé (odklonené) pôdorysné priame alebo zalomené, stien základ. pásov, vr. prípadných vzpier odstránenie - dielce	m ²	258,5	180,1	2,5	652,9	454,9
16	Základy, pásy, výstuž z betonárskej ocele 10505	t	3,9	2,9	1 331,7	5 220,3	3 810,8
Cena násypu dĺžky jedného mostného poľa - aktívny zosuv						737 854,26 €	
Cena násypu dĺžky jedného mostného poľa - potenciálny zosuv						625 395,12 €	
Rozdiel aktívny a potenciálny zosuv						112 459,14 €	

Tab č. 101 - Položkový rozpočet pre variant s vysokým násypom

Č.	Výkaz výmer	M.J.	Množstvo celkom		J.C. [€]	Náklad [€]	
			Aktívny zosuv	Pot. zosuv		Aktívny zosuv	Pot. zosuv
1	Hĺbené vykopávky jám zapažených tr. h.1-4 (časť výkopu pre základ 10L)	m ³	63,0	63,0	8,9	557,6	557,6
2	Hĺbené vykopávky jám nezapažených tr. h. 1-4 (10L+10P) 221 + 222	m ³	443,0	443,0	0,7	288,0	288,0
3	Základy pásy z betónu prostého tr. C12/15 (10L+10P) 8,6+8,6	m ³	17,2	17,2	65,7	1 130,7	1 130,7
4	Základy pásy z betónu železového C30/37 (10L+10P) 57,1+57,1	m ³	114,2	114,2	107,1	12 230,8	12 230,8
5	Základy, pásy, debnenie z dielcov (10L+10P) 34,6 + 34,6	m ²	69,2	69,2	97,6	6 751,8	6 751,8
6	Základy, pásy, výstuž z bet. ocele (10L+10P) 7,32 + 7,32	t	14,6	14,6	1 394,8	20 419,7	20 419,7
7	Vrty pre pilóty, pilóty betonované na mieste s vytiahnutím pažnice + betón + betón. výstuž (10L+10P) 216+216	m	432,0	432,0	146,3	63 214,6	63 214,6
8	Zvislé konštrukcie inž. stavieb, piliere z betónu železového tr. C 35/45 (10L+10P) 60,94 + 60,27	m ³	125,2	125,2	115,2	14 424,2	14 424,2
9	Zvislé konštrukcie inž. stavieb, piliere debnenie tradičné drevené (10L+10P) 116,84 + 108,58	m ²	225,4	225,4	111,3	25 078,0	25 078,0
10	Zvislé konštrukcie inž. Stavieb, piliere výstuž z bet. ocele (10L+10P) 6,08 + 5,92	t	12,0	12,0	1 408,2	16 898,4	16 898,4
11	Vodorovné nosné konštrukcie inžinierskych stavieb, mostné komorové z betónu predpätého tr.C30/37	m ³	6 958,0	6 958,0	83,4	580 088,5	580 088,5
12	Vodorovné nosné konštrukcie inžinierskych stavieb, mostné komorové debnenie z dielcov	m ²	27 351,0	27 351,0	14,9	408 076,9	408 076,9
13	Vodorovné nosné konštrukcie inžinierskych stavieb, mostná komorová výstuž z bet. ocele	t	1 289,0	1 289,0	755,0	973 195,0	973 195,0

14	Vodorovné nosné konštrukcie inžinierskych stavieb, mostná komorová výstuž z predp. ocele	t	247,0	247,0	2 165,0	534 755,0	534 755,0
15	Výsuvná skruž	ks	1,0	1,0	1 500 000	1 500 000	1 500 000,0
Cena jedného mostného poľa mostu 210 bez zaistenia						4 157 109,1	
Stabilizačné opatrenia							
16	Vrty pre kotvenie, injektáž, mikropilóty a monitoring na povrchu, tr. horniny II, D do 200 mm	m	2 768,0	910,0	13,1	36 180,5	11 894,6
17	Vrty pre pilóty, tr. horniny III, D do 1200 mm	m	420,0	504,0	145,3	61 034,4	73 241,3
18	Pilóty betónované na mieste s vytiahnutím pažnice, betón železový C 30/37	m	420,0	504,0	73,9	31 053,5	37 264,2
19	Pilóty betónované na mieste s vytiahnutím pažnice, betonárska výstuž 10 505	t	112,5	85,6	1 392,5	156 623,1	119 244,2
20	Steny vodiace z betónu železového, tr. B 12,5	m	36,9	36,8	232,5	8 588,8	8 564,7
21	Spevňovanie hornín a konštrukcií kotvením na povrchu, predpínacia výstuž - laná	m	2 768,0	910,0	24,6	67 965,5	22 344,1
22	Spevňovanie hornín a konštrukcií, injektovanie nízkotlakové na povrchu, kamenivom ťaženým, spojivom cementovým, ílovým, chemickým, bitúmenovým, plynnoemulzným	hod	32,0	20,0	35,7	1 143,6	714,7
23	Spevňovanie hornín a konštrukcií, injektovanie vysokotlakové na povrchu, kamenivom ťaženým, spojivom cementovým, ílovým, chemickým, bitúmenovým, plynnoemulzným	hod	96,0	60,0	42,5	4 083,7	2 552,3
24	Základy, pásy z betónu železového, tr. C 30/37 (B 35)	m ³	117,8	57,4	103,3	12 168,0	5 933,2
25	Debnenia zvislé alebo šikmé (odklonené) pôdorysné priame alebo zalomené, stien základ. pásov, vr. prípadných vzpier zhotovenie - dielce	m ²	176,8	83,2	11,6	2 058,8	969,2
26	Debnenia zvislé alebo šikmé (odklonené) pôdorysné priame alebo zalomené, stien základ. pásov, vr. prípadných vzpier odstránenie - dielce	m ²	176,8	83,2	2,5	446,6	210,3
27	Základy, pásy, výstuž z betonárskej ocele 10505	t	4,7	1,5	1 331,7	6 297,7	2 011,6
Cena jedného mostného poľa mostu 210 so zaistením – aktívny zosuv						4 544 753,52 €	
Cena jedného mostného poľa mostu 210 so zaistením – potenciálny zosuv						4 442 053,57 €	
Cena zaistenia jedného mostného poľa mostu 210 – aktívny zosuv						387 644,42 €	
Cena zaistenia jedného mostného poľa mostu 210 – potenciálny zosuv						284 944,47 €	
Rozdiel aktívny a potenciálny zosuv						102 699,96 €	

Tab. č. 102 - Položkový rozpočet pre variant vedenia trasy mostom

Z vyššie uvedeného rozpočtu jednoznačne vyplýva, že variant s mostom s cenou 4 544 754 € pre aktívny zosuv a cenou 4 442 054 € pre potenciálny zosuv je oproti variantu vedenia trasy vysokým násypom s cenou 737 854 € pre aktívny zosuv a cenou 625 395 € pre potenciálny zosuv približne šesť násobne drahší. Cenový rozdiel je natoľko značný, že pri návrhu trasy diaľnice D1 je variant vedenia trasy vysokým násypom z cenového hľadiska jasnou voľbou.

Z ceny jedného mostného poľa mostu 210 tvorí zaistenie mostných podpor aktívneho zosuvu sumu 387 644 € a u potenciálneho zosuvu sumu 284 944 €.

Ďalej bol porovnávaný cenový rozdiel oboch variantov v prípade s aktívnym a potenciálnym zosuvom. Zaistenie potenciálneho zosuvu vychádza bezpochyby o čosi lacnejšie ako zaistenie aktívneho zosuvu. U variantu s mostom predstavuje tento rozdiel vzhľadom k jeho celkovej cene pomerne zanedbateľnú položku 102 699 €. U variantu s vysokým násypom je rozdiel medzi zaistením aktívneho a potenciálneho zosuvu 112 459 €, čo je zhruba 15% ceny aktívneho zosuvu.

Zosuv	Variant	Cena jedného mostného poľa mostu 210 so zaistením	Rozdiel most/vysoký násyp	Cena zaistenia jedného mostného poľa mostu 210	Rozdiel most/vysoký násyp
Aktívny	Most	4 544 753,52 €	83,76%	387 644,42 €	44,85%
	Vysoký násyp	737 854,26 €		702 871,70 €	
Potenciálny	Most	4 442 053,57 €	85,92%	284 944,47 €	53,54%
	Vysoký násyp	625 395,12 €		613 365,87 €	
Rozdiel aktívny/potenciálny zosuv - most		102 699,95 €	2,26%	102 699,95 €	26,49%
Rozdiel aktívny/potenciálny zosuv - vysoký násyp		112 459,14 €	15,24%	89 505,84 €	12,73%

Tab. č. 103 - Súhrn výsledných cien a ich rozdielov

10 ZÁVĚR

Cieľom práce bolo porovnanie variantov vedenia trasy diaľnice D1 na Slovensku zosuvným územím. V prvom variante bola trasa vedená vysokým násypom, v druhom variante viedla trasa premostením.

V úvode praktickej časti boli zhrnuté základné údaje o geologických, hydrogeologických a ďalších pomeroch v oblasti zosuvu na trase diaľnice D1 v úseku Hubová – Ivachnová okolo km 7,000. Ďalej boli zo záverečných správ geotechnických prieskumov diaľnice D1 spracované údaje o prieskumných prácach, geologických, hydrogeologických a monitorovacích objektoch, z ktorých bol následne vytvorený inžinierskogeologický rez zosuvnou oblasťou v km 7,000 so zákresom šmykovej plochy. Pre potreby výpočtu boli zhrnuté vstupné údaje geotechnických parametrov, parametrov konštrukcií a prvkov vysokého násypu a pravej mostnej podpory mostu 210. Ďalej tiež bolo spočítané zaťaženie od dopravy, zemetrasenia a stáleho zaťaženia ŽB základu mostnou podporou. Po získaní všetkých vstupných údajov boli v programe Plaxis 2D modelované a analyzované numerické modely pre oba varianty vedenia trasy, pre prípad s aktívnym aj potenciálnym zosuvom všetkých troch prípadov použitia návrhových prístupov podľa ČSN EN 1997-1. Výsledky výpočtov deformácií, vnútorných síl a stupňov stability vybraných fáz výstavby boli zhrnuté do prehľadných tabuliek. Súčasťou výpočtov bolo posúdenie pilót a kotevných prahov v programe IDEA StatiCa.

V závere práce boli jednotlivé varianty navzájom porovnané z hľadiska stupňa bezpečnosti, deformácií a namáhania. Najnižšia hodnota stupňa stability 1,154 bola zistená v prípade variantu s mostom vo fáze zaťaženia zemetrasením u aktívneho zosuvu. V prípade potenciálneho zosuvu bola najnižšia hodnota 1,180 zaznamenaná u variantu s vysokým násypom vo fáze zaťaženia modelom LM3. Z hľadiska deformácií boli najväčšie posuny zaznamenané u aktívneho aj potenciálneho zosuvu vo variante vedenia trasy mostom s najväčšou hodnotou posunu pilóty 45 mm a posunom základovej pätky o 37 mm. Najväčšie posuny všetkých konštrukcií vznikli vo fáze zaťaženia zemetrasením. Maximálny ohybový moment bol pilóta namáhaná vo variante s mostom v prípade aktívneho zosuvu s hodnotou 6002 kNm vo fáze so zemetrasením. Rozdiel medzi ohybovým momentom pri prevádzkovom a mimoriadnom zaťažení je takmer 22%. U potenciálneho zosuvu boli pilóty najviac namáhané u variantu s vysokým násypom pri fáze zaťaženia modelom LM1 s hodnotou 3147 kNm.

Súčasťou práce bol aj položkový rozpočet z cenníku CENKROS oboch variantov, z ktorého vyšiel ako jasný víťaz pre aktívny aj potenciálny zosuv variant vedenia trasy vysokým násypom. Aj keď pre variant vedenia trasy mostom hovoria niektoré kritéria, tak zásadný rozdiel v nákladoch na výstavbu rozhoduje pre vysoký násyp. Konkrétne výsledky je možné dohľadať v predchádzajúcich dvoch kapitolách venovaných porovnaniu variantov. Vďaka schematickým výkresom, ktoré sú

súčasťou práce je možné si vytvoriť podrobnejší obraz o problematike a navrhovaných riešeniach. Jedným z prínosov práce je možnosť aplikácie použitého prístupu na podobné prípady potykajúce sa s rizikami vedenia trasy zosuvným územím.

11 ZOZNAM POUŽITÝCH ZDROJOV

NORMY

ČSN EN 1997-1 *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla*. Praha: Český normalizační institut, 2006.

ČSN EN 1991-2 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Český normalizační institut, 2005.

STN EN 206-1 *Betón - Časť 1: Špecifikácia, vlastnosti, výroba a zhoda*. Bratislava, 2002.

STN 03 8375 *Ochrana kovových potrubí uložených v půde alebo vode proti korózii*. Bratislava, 1986.

STN 73 6133 *Stavba ciest. Teleso pozemných komunikácií*. Bratislava, 2017.

STN EN 1998-1 *Eurokód 8. Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť. Časť 1: Všeobecné pravidlá, seizmické zaťaženia a pravidlá pre budov*. Bratislava, 2005.

STN EN 1998-1/NA/Z2 *Eurokód 8. Navrhovanie konštrukcií na seizmickú odolnosť. Časť 1: Všeobecné pravidlá, seizmické zaťaženia a pravidlá pre budovy*. Bratislava, 2012

OSTATNÁ LITERATÚRA A ZDROJE

BAŽANT, Zdeněk. *Zakládání staveb*. Třetí, přepracované vydání. Praha: STNL/ALFA, 1981.

BRINKGREVE, R. B. J et al. *Plaxis 2D 2010 – Users manual 2010*. Delft: 2011.
ISBN: 9076016100

Dopravoprojekt. *Diaľnica D1 Hubová – Ivachnová, časť odhumusovanie a sanácia podložia. Projektová dokumentácia*. Bratislava: 2018

Dopravoprojekt. *Prehľadná situácia D1 Hubová–Ivachnová* [online]. 2016 [cit. 2018-12-24].
Dostupné z: http://dopravoprojekt.sk/wp-content/uploads/2016/09/D1_HI_IVA_prehľadna_situacia.pdf

GeoExperts spol. s r.o. *Diaľnica D1 Hubová – Ivachnová. Inklinometrické a inklinometricko-deformetrické meranie podpovrchových deformácií*. Žilina, 2018.

GEOFOS, s r.o. *Inžinierskogeologický prieskum stavby diaľnice D1 Hubová – Ivachnová. Geologická dokumentácia vrtov v trase diaľnice*. Žilina, 2005.

GEOFOS, s r.o. *Inžinierskogeologický prieskum stavby diaľnice D1 Hubová – Ivachnová. Podrobný inžinierskogeologický prieskum*. Žilina, 2006.

GEOFOS, s r.o. *Diaľnica D1 Hubová – Ivachnová, úsek S3. Doplnkový IG prieskum, II. Etapa*. Žilina, 2010.

GEOFOS, s r.o. *Diaľnica D1 2 useky D1 Hubova-Ivachnova a D1 Fričovce-Svinia. Geotechnický monitoring I. etapa (úsek Hubová - Ivachnová)*. Žilina, 2011.

- HULLA, J. a TURČEK P. *Zakladanie stavieb*. Bratislava: Jaga group, 1998. ISBN 80-88905-05-2.
- CHALMOVSKÝ, Juraj. *Základy matematického modelování v geotechnice s využitím programu Plaxis*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2014. ISBN 978-80-214-4938-1.
- MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2012. ISBN 978-80-87438-31-2.
- MASOPUST, Jan. *Vrtané piloty*. Praha: Čeněk a Ježek, 1994.
- MATULA, M. a PAŠEK, J. *Zásady inženýrskogeologického mapování. Sborník geologických věd*. Praha: Academia Praha, 1966.
- MAZÚR, E. a LUKNIŠ, M. *Geomorfologické členenie SSR a ČSSR*. 1. vydanie. Bratislava: Slovenská kartografia, 1980.
- NOVÁK R. A kol. *Mosty na D1 Hubová–Ivachnová. ABS* [online]. 2018 [cit. 2018-12-04]. Dostupné z: <https://www.asb-portal.cz/stavebnictvi/inzenyrske-stavby/mosty/mosty-na-d1-hubova-ivachnova>
- PLAXIS 2D Reference Manual 2018 [online]. 2018 [cit. 2019-01-02]. Dostupné z: https://www.plaxis.com/?plaxis_download=2D-2-Reference.pdf
- PLAXIS 2D Tutorial Manual 2018 [online]. 2018 [cit. 2019-01-02]. Dostupné z: https://www.plaxis.com/?plaxis_download=2D-1-Tutorial.pdf
- QUITT, Evžen. *Klimatické oblasti Československa*. Brno: Geografický ústav ČSAV, 1971.
- SHP. *Most na D1 v km 6,465 – 7,036 nad c I/5. Projektová dokumentácia*. Brno: 2014.
- ŠGÚDŠ. *Svahové deformácie na území Slovenskej republiky*. [online]. 2010 [cit. 2019-01-05]. Dostupné z: <https://www.geology.sk/geoinfoportal/mapovy-portal/registre-geofondu/svahove-deformacie/>
- ÚVZ SAV. *Mapa seizmického ohrozenia územia Slovenska v hodnotách makroseizmickej intenzity pre 475-ročnú návratovú periódu* [online]. 2018 [cit. 2019-01-05]. Dostupné z: <http://www.seismology.sk/Maps/>
- VILHAN, M. A ŠEJNOHA, M. *Aplikace metody konečných prvků při analýze pažicích konstrukcí, Část I – Základní principy modelování*, Geotechnika 3/2004, str. 9 –14.
- ZÁRUBA, Quido a Vojtěch MENCL. *Sesuvy a zabezpečování svahů*. 2., přeprac. a dopln. vyd. Praha: Academia, 1987.

12 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

θ	uhol medzi tlačeními diagonálami a osou nosníku kolmou na posúvajúcu silu
α	uhol medzi šmykovou výstužou a osou nosníku kolmou na posúvajúcu silu
α_{cw}	súčiniteľ zohľadňujúci stav napätia v tlačennom páse
ρ_l	stupeň vystuženia pozdĺžnou ťahovou výstužou
σ_{cp}	normálové napätie v priereze od zaťaženia obmedzené 0,2 fcd
σ_{wd}	návrhové napätie smykovej výstuže
Θ	uhol medzi tlačenu diagonálou a osou nosníku kolmo na posúvajúcu silu
A_{sw}	prierezová plocha smykovej výstuže
A_{sp}	plocha predpínacia výstuž nachádzajúca sa vo vnútri strmienku účinného na krútenie
A_{sl}	prierezová plocha ťahaná pozdĺžna výstuže
a_{sw}	prierezová plocha smykovej výstuže na jednotku dĺžky
A_k	plocha obmedzená strednica spojených stien
b_w	šírka prierezu v mieste ťahaného prierezu
$C_{Rd,c}$	súčiniteľ pre výpočet návrhové únosnosti v šmyku
d	účinná výška prierezu
DK	dolná kotva
DP	dolná pilota
E_{50}^{ref}	referenčný sečný modul pružnosti
E_{oed}^{ref}	referenčný edometrický modul pružnosti
E_{ur}^{ref}	referenčný modul pružnosti pri zaťažení a opätovnom pritážení
F_{ed}	návrhová hodnota pôsobiacej sily od vonkajšieho zaťaženia
$F_{Rd,1}$	prvá sada síl na medzi únosnosti odpovídající prvnímu prieseční na interakční ploche
$F_{Rd,2}$	druhá sada síl na medzi únosnosti odpovídající prvnímu průsečíku na interakčne ploch
HP	horná pilota
HK	horná kotva
k	súčiniteľ pre výpočet návrhové únosnosti v šmyku
k_1	súčiniteľ pre výpočet návrhové únosnosti v šmyku
LM1	zaťaženie dopravou zaťažovacím modelom LM1
LM3	zaťaženie dopravou zaťažovacím modelom LM3
MKP	metóda konečných prvkov
$M_{ed,y}$	návrhová hodnota ohybového momentu okolo osy y
$M_{ed,z}$	návrhová hodnota ohybového momentu okolo osy z
n_c	počet vetiev smykovej výstuže
N_{ed}	návrhová hodnota normálové sily
T_{ed}	návrhová hodnota pôsobiaceho krútiaceho momentu

T_{Rd}	rozhodující návrhový kroutící moment na mezi únosnosti
$T_{Rd,c}$	návrhový kroutící moment při vzniku trhlin
$T_{Rd,max}$	návrhová nosnost v kroucení
$T_{Rd,s}$	návrhová hodnota maximálního kroutícího momentu, kterou prvek může přenést při namáhání výztuže vzdorující na kroucení
t_{eff}	účinná tloušťka stěny
U_k	obvod plochy
v_{min}	součinitel pro výpočet návrhové únosnosti ve smyku
v	součinitel redukce pevnosti betonu
v_1	součinitel redukce pevnosti betonu
V_{Rd}	výsledná návrhová únosnost ve smyku
z	rameno vnitřních sil

13 SEZNAM PŘÍLOH

Príloha 01 – Situácia rezu S–S v km 7,000

Príloha 02 – Schematický IG profil km 7,000

Príloha 03 – Schéma zaistenia aktívneho zosuvu - vysoký násyp

Príloha 04 – Schéma zaistenia aktívneho zosuvu - vysoký most

Príloha 05 – Prehľad parametrov konštrukcií a výsledkov