



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV GEOTECHNIKY

INSTITUTE OF GEOTECHNICS

**NÁVRH A POSOUZENÍ SANACE ŽELEZNIČNÍHO
NÁSPU NA VSETÍNSKU**

DESIGN AND EVALUATION OF THE REMEDIAL WORKS OF RAILWAY EMBANKMENT
IN VSETÍN AREA

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Adam Vašina

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. Ing. JAN ŠTEFAŇÁK, Ph.D.

BRNO 2022



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N0732A260026 Stavební inženýrství – konstrukce a dopravní stavby
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Specializace	bez specializace
Pracoviště	Ústav geotechniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Adam Vašina
Název	Návrh a posouzení sanace železničního náspu na Vsetínsku
Vedoucí práce	Ing. Ing. Jan Štefaňák, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2021
Datum odevzdání	14. 1. 2022

V Brně dne 31. 3. 2021

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

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

PODKLADY A LITERATURA

Podklady budou studentovi předávány průběžně.

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

[2] LEES, Andrew, 2016. Geotechnical Finite Element Analysis – A practical guide. ICE Publishing.

ISBN978-0-7277-6087-6

[3] IŽVOLT, Libor. Železničný spodok: namáhanie, diagnostika, navrhovanie a realizácia konštrukčných vrstiev telesa železničného spodku. V Žiline: Žilinská univerzita, 2008. ISBN 9788080708023.

[4] SŽ S4 – Železniční spodek, účinnost od 1. ledna 2021, Správa železnic

[5] ROTH, Vladimír, TKANÝ, Zdeněk. Sondovací práce ve stavebnictví. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1959.

[6] ŠIMEK, Jiří. Mechanika zemin: celost. vysokošk. učebnice pro stavební fak. vys. škol techn. 1. vyd. Přeložil Mária MASAROVICHOVÁ. Praha: SNTL, 1990, 387 s. ISBN 80-03-00428-4.

[7] PRAŽSKÝ, Jeroným, JEDLIČKA, Miroslav. Technologie jádrového vrtání. Praha: Státní nakladatelství technické literatury, 1969.

[8] HULLA, Jozef, ŠIMEK, Jiří, TURČEK, Peter: Mechanika zemín a zakladanie stavieb. Alfa, 1991.

ISBN 80-05-00728-0. (SK)

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Úkolem diplomanta je:

- provedení rešerše metod průzkumných prací vhodných pro sesuvná území,
- vyhodnocení dostupných průzkumných děl s cílem zmapování násypu a širšího sesuvného území,
- identifikace možných geologických, geotechnických a hydrogeologických příčin poruch násypu,
- vypracování návrhu sanačního opatření,
- posouzení sanačního opatření výpočtem a jeho zhodnocení z hlediska technického a ekonomického a z hlediska možných rizik

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část závěrečné práce zpracovaná podle platné Směrnice VUT "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací" a platné Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání a zveřejňování závěrečných prací na FAST VUT" (povinná součást závěrečné práce).

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

ABSTRAKT

Práce je zaměřená na objasnění příčin svahových deformací úseku trati v oblasti žst. Valašská Polanka s následným návrhem sanačních opatření, pro které bylo využito vlastního softwaru a komerčního softwaru Plaxis 2D.

KLÍČOVÁ SLOVA

Železniční násep, Plaxis 2D, metoda konečných prvků (MKP), analýza mezní rovnováhy, numerická analýza, stupeň stability, sanace, inženýrskogeologický průzkum

ABSTRACT

This document is focused on the elucidation of embankment deformation nearby žst. Valašská Polanka, with subsequent proposal of remediation measures, for which the own software and commercial software Plaxis 2D were used.

KEYWORDS

Railway embankment, Plaxis 2D, finite element method (FEM), analysis of limit equilibrium, numeric analysis, factor of safety, ground investigation

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE

Bc. Adam Vašina *Návrh a posouzení sanace železničního náspu na Vsetínsku*. Brno, 2022. 88s., 5 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce Ing. Ing. Jan Štefaňák, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce s názvem *Návrh a posouzení sanace železničního náspu na Vsetínsku* je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 13. 1. 2022

Bc. Adam Vašina
autor práce

PROHLÁŠENÍ O PŮVODNOSTI ZÁVĚREČNÉ PRÁCE

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci s názvem *Návrh a posouzení sanace železničního náspu na Vsetínsku* zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 13. 1. 2022

Bc. Adam Vašina
autor práce

PODĚKOVÁNÍ:

Rád bych poděkoval svému vedoucímu diplomové práce Ing. & Ing. Janu Štefaňákovi PhD., za vstřícný přístup, odborné vedení, cenné rady a připomínky, které mi poskytl během řešení mé diplomové práce.

OBSAH

1. ÚVOD.....	3
2. PRŮZKUMNÉ PRÁCE V SESUVNÝCH ÚZEMÍCH	6
2.1 ZÁKLADNÍ DEFINICE	6
2.2 ETAPY INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉHO PRŮZKUMU	7
2.3 GEOTECHNICKÉ KATEGORIE.....	8
2.4 PŘEDPOKLADY ANALÝZY SVAHOVÝCH NESTABILIT	9
3. INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝ PRŮZKUM PŘEDMĚTNÉ LOKALITY	10
3.1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE.....	10
3.2 VÝCHOZÍ POKLADY	10
3.3 PŘEDCHOZÍ VÝSLEDKY	11
3.4 ROZSAH PROVEDENÉHO PRŮZKUMU	11
3.5 TERÉNNÍ ZKOUŠKY A MĚŘENÍ.....	12
3.6 SPECIFIKACE PROVEDENÝCH TERÉNNÍCH PRACÍ	12
3.7 GEOMORFOLOGICKÉ POMĚRY.....	13
3.8 KLIMATICKÉ POMĚRY	13
3.9 GEOLOGICKÉ POMĚRY	14
3.10 HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY	15
3.11 VYHODNOCENÍ SONDÁŽNÍCH PRACÍ	15
4. VÝVOJ VLASTNÍHO SOFTWARE	18
4.1 MODUL STABILITA – VÝPOČET PODLE FELLENIJA	18
4.2 MODUL STABILITA – VÝPOČET PODLE SPENCERA.....	20
4.3 MODUL STABILITA – SESTAVENÍ TLAKOVÉ ČÁRY.....	24
4.4 MODUL STABILITA – VÝSTUP	25
4.5 MODUL KONSTRUKCE – OBECNÁ DEFORMAČNÍ METODA.....	27
5. STÁVAJÍCÍ STUPEŇ STABILITY	31
5.1 STÁVAJÍCÍ STUPEŇ STABILITY (VL. SOFTWARE)	31
5.2 STÁVAJÍCÍ STUPEŇ STABILITY (PLAXIS)	35
6. VARIANTA SANACE A – KOTVENÁ STĚNA.....	37
6.1 KONSTRUKCE – STANOVENÍ SESUVNÉ SLOŽKY	38
6.2 KONSTRUKCE – CELKOVÝ STATICKÝ SYSTÉM.....	42

6.3	KONSTRUKCE – PILOTY	49
6.4	KONSTRUKCE – KOTVY	57
6.5	STUPEŇ STABILITY PŘI PROVÁDĚNÍ SANACE.....	58
6.6	STUPEŇ STABILITY PO PROVEDÍ SANACE A (VL. SOFTWARE)	63
6.7	STUPEŇ STABILITY PO PROVEDÍ SANACE (PLAXIS)	65
6.8	VIZUALIZACE KOTVENÉ STĚNY	70
7.	VARIANTA SANACE B – PŘITÍŽENÍ.....	73
8.	ZHODNOCENÍ VARIANT SANACÍ A, B.....	76
9.	ZÁVĚR.....	78
9.1	INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝ PRŮZKUM (KAP. 3).....	78
9.2	SOFTWARE (KAP. 4)	78
9.3	STÁVAJÍCÍ STUPEŇ STABILITY (KAP. 5)	78
9.4	VARIANTA SANACE POMOCÍ KOTVENÉ PILOTOVÉ STĚNY (KAP. 6)	79
9.5	VAR. SANACE B POMOCÍ PLOŠNÉHO PŘITÍŽENÍ (KAP. 7).....	79
9.6	POROVNÁNÍ VARIANT (KAP. 8)	79
10.	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A MATEM. VÝRAZŮ.....	80
11.	SEZNAM OBRÁZKŮ.....	83
12.	SEZNAM TABULEK.....	85
13.	SEZNAM GRAFŮ	86
14.	ZDROJE	87

1. ÚVOD

Železniční stanice Valašská Polanka byla vybudována jako součást trasy železnice č. 280 a to v letech 1926 až 1928 ze Vsetína do Bylnice. Vlastní těleso železniční stanice bylo v roce 1932 rozšířeno o další kolej v rámci zdvoukolejnění této trasy. Ve 40. letech byla železniční stanice v jejím odřezu (části odřezu) rozšířena o další staniční koleje do současné podoby. Rozšíření odřezu bylo provedeno přisypáním materiálu dovezeného z odvalů Ostravského uhelného revíru. Tyto zeminy byly převážně tvořeny hlušinou, a to karbonskými jílovci, slepenci, pískovci a prachovci. Nejsou žádné písemné a ústní informace o způsobu rozšíření tohoto odřezu, tj. zdali byl před pokládáním jednotlivých kolejí podklad zazuben, odvodněn a jiné.

V rámci provozu železnice, zejména ke konci 20. století, a na přelomu let 2005 až 2010 byly zaznamenány významné poklesy nivelety ve 3. koleji a to opakovaně (i po provedení podbití i sanací). Proto bylo v roce 2011 na základě geofyzikálního průzkumu rozhodnuto o provedení sanace v koleji č. 1, 3, částečně 2, a to formou zřízení odvodňovacích žeber a úpravou podloží kamennými matracemi. V témže roce 2011, byla tato sanace realizována a k dalšímu poklesu nedocházelo. V letech 2017/2018 se však poklesy, zejména ve 3. koleji obnovily a bylo přistoupeno k pravidelnému geodetickému měření poklesů v časových intervalech přibližně jeden měsíc. V tomto období došlo k poklesu až 10 cm a z toho důvodu těžká nákladní doprava z krajní koleje byla vyloučena a omezena na osobní provoz. V roce 2020 na základě geodetickým měření trvalého poklesu SŽ vypsalu veřejnou soutěž na zhotovení inženýrsko-geologického a geotechnického průzkumu v místě s nejvyššími naměřenými deformacemi. Tuto soutěž vyhrála firma WALTEC GDS, s.r.o. Blansko, ve které jsem byl v té době zaměstnán. Zúčastnil jsem se přímo průzkumných prací, tj. realizace vrtů a penetračních sond včetně zpracování výsledků a orientačního výpočtu stability odřezu na základě výsledků laboratorních zkoušek.

Na základě projednání na Ústavu geotechniky VUT jsem se dohodl na zpracování tohoto tématu ve své diplomové práci, s tím, že v rámci průzkumu byly navrženy některé sanační opatření, z nichž jsem jako reálnou viděl realizaci vybudování kotvené pilotové stěny.

V úvodních kapitolách 2 a 3 jsou formou rešerše a výsledků provedeného průzkumu v roce 2020 shrnuty hlavní získané geotechnické a geologické informace, ze kterých

jsem vycházel při následném návrhu sanace odřezu. Cíle mé diplomové práce jsou následující:

- *Pochopení příčin vzniku svahových deformací v zájmové oblasti*
- *Posouzení stávající stability (včetně vývoje a použití vlastního softwaru)*
- *Návrh technicky a ekonomicky přípustných variant sanací*
- *Posouzení stability po provedení příslušných sanací*
- *Zhodnocení časového a ekonomického hlediska navržených řešení*

SEZNAM PŘÍLOH:

- 1) SITUACE ZÁJMOVÉ OBLASTI VE STÁTNÍ MAPĚ M 1:5000
- 2) SITUAČNÍ SCHÉMA SOND GTP V MAPĚ JŽM A STÁTNÍ MAPĚ M 1:5000
- 3) IG ŘEZ 1 – km 28.667 (PŘÍČNÝ)
- 4) IG ŘEZ 2 – KOLEJ Č. 3 (PODÉLNÝ)
- 5) VÝKRES VÝZTUŽE PILOTY

2. PRŮZKUMNÉ PRÁCE V SESUVNÝCH ÚZEMÍCH

2.1 ZÁKLADNÍ DEFINICE

„Inženýrskogeologický průzkum pro liniové stavby je geologickou prací ve smyslu zákona č. 62/1988 Sb., o geologických pracích, ve znění pozdějších předpisů, jejímž cílem je zjistit vlastnosti horninového prostředí v trase liniové stavby a jejím okolí, zejména s ohledem na možný vliv těchto vlastností na návrh, provedení, stabilitu a bezpečnost stavby. Cílem inženýrskogeologického průzkumu je zajistit inženýrskogeologické (geotechnické) podklady pro návrh stavby nebo posouzení kvality stanovené části horninového prostředí a eliminaci potenciálně nebezpečných jevů (geologických ohrožení) souvisejících se změnou stavu horninového prostředí v zájmové oblasti v krátkodobém i v dlouhodobém horizontu.“ [1]

„Inženýrskogeologický model je adekvátně zjednodušená představa skutečných inženýrskogeologických podmínek stavby, sestavená pro dosažení cílů inženýrskogeologického průzkumu. Inženýrskogeologický model je tvořen s přihlédnutím k účelu, pro který mají jeho výsledky sloužit. Vytváří se již při přípravě průzkumu, terénními a laboratorními pracemi se ověřuje a upřesňuje. K ověřování a upřesňování dochází také v souvislosti s etapovitostí inženýrskogeologických průzkumů. Zjednodušováním inženýrskogeologického modelu pro potřeby návrhů geotechnických konstrukcí liniové stavby (umělé objekty) vzniká geotechnický/výpočtový model ve smyslu Eurokódu 7.“ [1]

„Jako inženýrskogeologické poměry označujeme složení, uspořádání a vlastnosti složek horninového prostředí důležité z hlediska projektování, realizace a využívání inženýrských děl. Inženýrskogeologické poměry jsou zjišťovány zejména za účelem projektování, výstavby a ochrany staveb i přírodního prostředí před nežádoucími přírodními nebo antropogenními geodynamickými jevy, zejména nestabilitami, přetvářením nebo nadměrným sedáním.“ [1]

2.2 ETAPY INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉHO PRŮZKUMU

Pro zachování komplexnosti je inženýrskogeologický průzkum rozdělen na etapy. Každá následující etapa tak svým obsahem doplňuje a rozšiřuje etapu předchozí. Jednotlivé etapy jsou také upravovány podle fází a realizace stavby. Podle [2] a [1] dělíme inženýrskogeologický průzkum na následující etapy:

- a) Archivní rešerše – informace a skutečnosti z předchozích v minulosti provedených průzkumů, historických podkladů apod.*
- b) Orientační průzkum (pro studii staveb) – zjištění a ověření místních podmínek při terénních prohlídce*
- c) Předběžný průzkum (pro dokumentaci pro územní rozhodnutí) – Odkryvné a sondovací práce by měly objasnit hlavní problémy zájmové oblasti pro zvolení optimálního technického řešení. Využívá se také geofyzikálních metod, laboratorních zkoušek aj.*
- d) Podrobný průzkum (pro dokumentaci pro stavební povolení) – doplnění a zpřesnění detailů předběžného průzkumu*
- e) Doplnkový průzkum pro projektovou dokumentaci pro provádění stavby – průzkum se záměrem na konkrétní místa nebo kritické detaily vycházející z podrobného průzkumu*
- f) Inženýrskogeologický / geotechnický dozor při realizaci a monitoring*

2.3 GEOTECHNICKÉ KATEGORIE

Požadavky na inženýrskogeologický průzkum jsou také dány stanovenou geotechnickou kategorií. Volba geotechnické kategorie je uvedena v ČSN P 73 1005 s následujícími zohledněními v souladu s ČSN EN 1997-1:

- *Náročností konstrukce*
- *Složitosti inženýrskogeologických poměrů*
- *Třídy rizik*

Z výše uvedených norem rozeznáváme 3 geotechnické kategorie:

- *„1. geotechnická kategorie zahrnuje pouze nenáročné konstrukce v jednoduchých inženýrskogeologických poměrech. Realizace a užívání konstrukcí je zároveň spojena se zanedbatelným rizikem. Právě s ohledem na rizika spojená s realizací železniční dopravní cesty, by do této kategorie měly být řazeny pouze malé a relativně jednoduché konstrukce v prostředí, kde není riziko porušení celkové nebo dílčí stability a kde nedochází k pohybům základové půdy. Zároveň musí být k dispozici dostatečné množství srovnatelných místních zkušeností o inženýrskogeologických poměrech v daném místě.“ [3]*
- *„Do 2. geotechnické kategorie patří obvyklé typy konstrukcí a základů v jednoduchých inženýrskogeologických poměrech s běžným geotechnickým rizikem. S ohledem na průzkum tělesa železničního spodku se jedná o rekonstrukce stávajících tratí bez výrazné změny jejich trasy, vedené na zemním tělese o výšce náspu, resp. hloubce zářezu do 6 m. Stávající zemní těleso, jeho podloží a přilehlé území nesmí vykazovat deformace, které mohou být způsobené poruchami stability, sesuvy, sedáním nebo vytlačováním podloží náspu, poddolovaným územím. Při návrhu konstrukcí zařazených do 2. geotechnické kategorie se provede průzkum (podrobný, v případě potřeby rozšířen o doplňující), včetně odběru vzorků zemin a vody a standardních terénních a laboratorních zkoušek.“ [3]*
- *„3. geotechnická kategorie zahrnuje konstrukce nebo části konstrukcí, které nespadají do 1. a 2. geotechnické kategorie. Jedná se především o přeložky tratí, tzn. vedení železniční dopravní cesty v nové trase po nově budovaném nebo přisýpaném zemním tělese, dále pak náspy/zářezy vyšší/hlubší než 6 m nebo složité opěrné zemní konstrukce, zemní tělesa budovaná na sesuvných, poddolovaných územích nebo na územích se stlačitelným podložím. Do 3.*

geotechnické kategorie patří rovněž speciální zemní tělesa z nestandardních materiálů a zemní tělesa z vyztužených konstrukcí vyšších než 3 m. V rámci přípravy podkladů pro návrh konstrukcí v 3. geotechnické kategorii se kromě standardních průzkumných metod použijí i experimentální zkoušky a modely. Příprava stavby a její realizace je obvykle monitorována, u složitých konstrukcí je vhodné monitorovat konstrukci i v průběhu jejího používání. Předpokládaný rozsah monitoringu má být popsán v závěrečné zprávě z průzkumu. Projekt monitoringu musí být pak zpracován v předstihu, nejpozději v rámci projektové dokumentace před zadáním stavby.” [3]

2.4 PŘEDPOKLADY ANALÝZY SVAHOVÝCH NESTABILIT

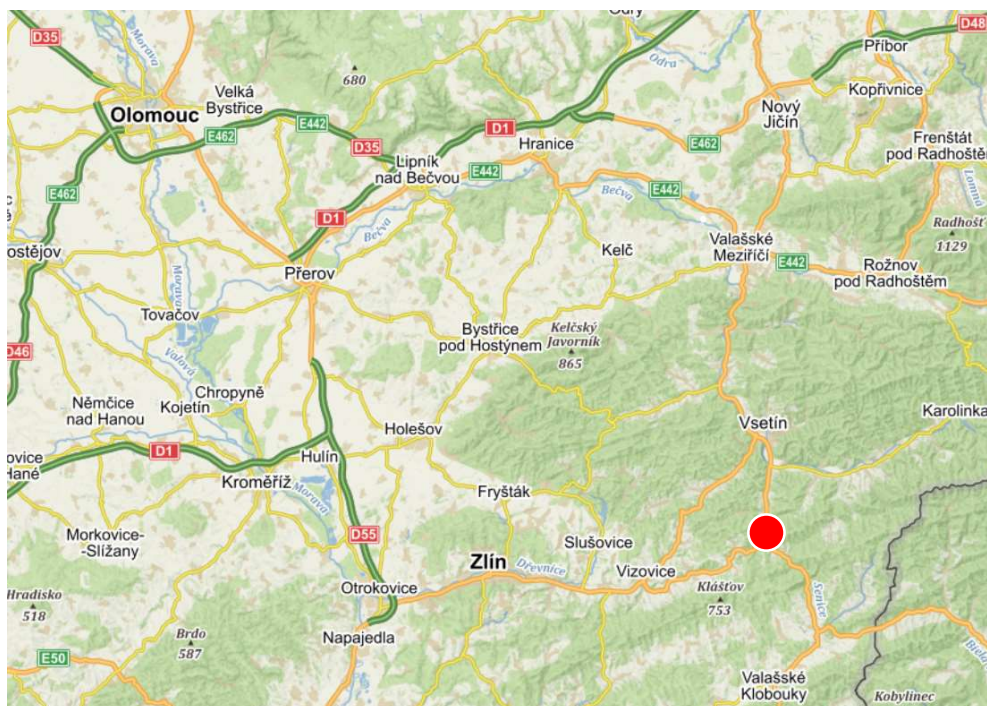
Dle normy ČSN P 73 1005 a [1] má průzkum zájmové oblasti zahrnovat následující charakteristiky:

- *Geomorfologie*
- *Geologie včetně geologického vývoje zájmové oblasti a stratigrafického členění*
- *Hydrogeologické poměry*
- *Seismicity zájmové oblasti*
- *Antropogenní vlivy*
- *Rizikové faktory ve vztahu k přírodnímu prostředí nebo uvažované výstavbě*
- *Hydrologické a klimatické poměrů*

3. INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝ PRŮZKUM PŘEDMĚTNÉ LOKALITY

3.1 ZÁKLADNÍ ÚDAJE

Charakter stavby:	Liniová stavba
Trať:	Hranice na Moravě – Valašské Meziříčí – Horní Lideč
Charakter tratě:	Celostátní TEN-T
Místo stavby:	Valašská Polanka
Okres:	Vsetín
Kraj:	Zlínský kraj
Katastrální území:	Město Valašská Polanka (795232)
Počet kolejí:	Ve stanici 4, tratě 2



● zájmová oblast Valašská Polanka

Obr. 3.1 POLOHA ZÁJMOVÉ OBLASTI [18]

3.2 VÝCHOZÍ POKLADY

Firma WALTEC GDS, s.r.o. provedla geotechnický průzkum, v rámci akce: "Údržba, opravy a odstraňování závad u ST 2020 – geotechnický průzkum koleje č. 3 žst.

Valašská Polanka“ a to v profilu a místech stanovených pracovníkem SŽ GŘ 013, ve 3. koleji a dalších stanovených místech.

Ke zpracování byly dále použity geologické podklady a archivní vrtý z Geofondů Praha. K bližšímu seznámení se s geologickou stavbou lokality jsme použili mapy – geologickou a hydrogeologickou ČR v měřítku 1: 25 000 (25-413) a 1: 50 000 (25-32 Zlín, 25-41 Vsetín). Pro charakteristiku morfologie terénu byla využita státní mapa M 1: 5 000, listy 8–1 a 8–2 Valašské Klobouky.

3.3 PŘEDCHOZÍ VÝSLEDKY

V roce 2011 proběhla v předmětném úseku sanace svahu. V levé části stanice byla snesena kolej č. 1 a 3, proběhlo odtěžení pražcového podloží do hloubky cca 1 m od pláně tělesa železničního spodku. V této úrovni se vyhloubily čtyři rýhy pro odvodňovací žebra v délce cca 11 m pod kolejí č. 1 a 3. Jejich šířka byla 1 m a hloubka cca 2,5 m pod subplání. Voda se tak stáhla do střední a hlubší části náspu, kde zůstává. Poruchy tělesa náspu jsou registrovány od roku 1986 formou povrchových deformací na povrchu svahu a poklesem koleje č. 3, který od roku 2016 činí 10 cm. Pravidelný geodetický monitoring potvrzoval neustálé deformace a poklesy koleje č. 3.

3.4 ROZSAH PROVEDENÉHO PRŮZKUMU

Na základě požadavku zadavatele průzkumu se provedly následující sondážní a vrtné práce v rozsahu:

- Prověřit 6 archivních vrtů ČGS geofond s ID GDO: 722016, 722017, 496430–496433
- 4 jádrové vrtý o celkové metráži 48 m (v koleji 3, 4, ve svahu u přilehlé silniční komunikace a v patě svahu)
- 6 penetračních zkoušek o celkové metráži 50 m (4 v kolejišti, 2 mimo)
- 6 vzorků pro indexové zkoušky jednotlivých zastižených zemin
- 6 neporušených vzorků zemin pro stanovení smykových parametrů
- Vyhodnocení výsledků laboratorních zkoušek a výsledků geotechnického průzkumu
- Zhodnocení stavu železničního spodku

- Stanovení hladin podzemní vody – naražené a ustálené

3.5 TERÉNNÍ ZKOUŠKY A MĚŘENÍ

Dynamické penetrační zkoušky byly provedeny tzv. střední dynamickou penetrační soupravou (DPM) typ WILL dle normy ČSN EN ISO 22476-2, soupravou s následujícími technickými parametry:

- *Hmotnost beranu 30 kg*
- *Výška pádu beranu 0,5 m*
- *Průměr tyčí 0,032 m, dl. 1 m*
- *Průměr hrotu 0,0437 m*
- *Plocha průřezu hrotu 0,0015 m²*

K sondování byly použity ztracené hroty s vrcholovým úhlem 90°. Podle doporučení zmíněné normy je možné hodnotu měrného dynamického penetračního odporu vypočítat podle tzv. holandského vzorce ve tvaru:

$$q_{dyn} = \frac{Q}{Q + q} \cdot \frac{Q \cdot h}{A \cdot s} [MPa] \quad (1)$$

Q – tíha beranu [kN]

q – tíha soutyčí, kovadliny a hrotu v příslušné hloubce, kde určujeme q_{dyn} [kN]

s – zaražení hrotu 1 úderem [m]

h – výška pádu beranu [m]

3.6 SPECIFIKACE PROVEDENÝCH TERÉNNÍCH PRACÍ

Průzkumné terénní práce probíhaly v období 06/2020 – 08/2020. V rámci těchto prací byly provedeny průzkumné penetrační sondy, jádrové vrty a laboratorní práce na odebraných vzorcích zemin. V rámci přípravných prací byly rovněž využity údaje z databáze geologicky dokumentovaných objektů ČGS, Geofondu Praha a geologické mapy M 1: 50 000. Pro vlastní průzkum byly použity soupravy WILL Geotechnik, Německo a to pro dynamickou penetraci DPM a WIRTH B0/B1 německé provenience

pro vrtání jádrových vrtů. Vrtné nářadí, jádrováky, speciální odběrné zařízení pro odběr neporušeného vzorku zeminy v délce až 1 m, vrtné korunky byly z produkce firmy WALTEC GDS, s.r.o.

Celkem byly provedeny 4 jádrové vrty o průměru 180/136 mm, jednoduchým jádrovákem s TK korunkou, tzv. nasucho, do horninového podloží náspu, s jeho ověřením, záběrem 1 m do skalního podkladu, podle požadavku zástupce ŽS GR 013. Pro odběr neporušených vzorků zemin bylo použito zařízení se speciální vnitřní jádrovnicí, při režimu vrtání – otáčky vrtného nástroje 10 – 20 ot./min, bez přitlaku (pouze vlastní tíhou vrtné kolony). Pro ověření skalního podkladu bylo použito diamantového vrtání, jednoduchou jádrovnicí, se vsazovanou korunkou průměru 136 mm, s místní cirkulací, vodním výplachem.

Vrt mezi 1. a 3. kolejí byl z důvodu výskytu sanace, tj. geomřížovin a odvodňovacích žeber, které by mohly být porušeny rotačním vrtáním – navinutí mřížoviny na vrtné nářadí, klínování nářadí v místech žeber, nestabilita stěn vrtu a zavalování vrtu v důsledku častého tažení a zapouštění vrtného nářadí, realizován nárazovou vrtnou soupravou bez rotace nářadí, za použití dvojitého jádrováku firmy WILL Geotechnik a řezné korunky o průměru 112 mm.

Dále bylo provedeno celkem 8 dynamických penetračních sond DPM. Dynamické penetrační sondování bylo ukončeno v hloubce, kde počet úderů na 10 cm přesáhl 40–50 úderů a tím byl prokázán skalní podklad.

3.7 GEOMORFOLOGICKÉ POMĚRY

Z hlediska geomorfologického členění České republiky (*Geomorfologické jednotky České republiky – Jan Bína, Jaromír Demek, /Academia Praha 2012/*), spadá zájmová lokalita do provincie Západní Karpaty, subprovincie Vnější západní Karpaty, podsoustavy Moravsko-slovenské Karpaty a celků Javorníky na východ od vodního toku Senice a Vizovická vrchovina na Západ.

3.8 KLIMATICKÉ POMĚRY

Zájmové území se nachází v klimatické oblasti MT2. Mírně teplá klimatická oblast, v klimatické jednotce MT2 (dle Quitta, 1971) se vyznačuje krátkým, mírně chladným a mírně vlhkým létem, normálně dlouhou chladnou zimou se sněhovou pokrývkou a krátkým a mírným přechodným obdobím – jaro a podzim.

<i>charakteristika</i>	<i>MT2</i>
Počet letních dní ($T_{\max} \geq 25\text{ °C}$)	20 – 30
Počet dní s průměrnou teplotou 10 °C a více	140 – 160
Počet mrazových dní ($T_{\min} \leq -0,1\text{ °C}$)	110 – 130
Počet ledových dní ($T_{\max} \leq -0,1\text{ °C}$)	40 – 50
Průměrná teplota vzduchu ve °C v lednu	-3 – -4
Průměrná teplota vzduchu ve °C v červenci	16 – 17
Průměrná teplota vzduchu ve °C v dubnu	6 – 7
Průměrná teplota vzduchu ve °C v říjnu	6 – 7
Průměrný počet dní se srážkami 1 mm a více	120 – 130
Srážkový úhrn ve vegetačním období (IV – IX)	450 – 500
Srážkový úhrn v zimním období (X – III)	250 – 300
Počet dní se sněhovou pokrývkou	80 – 100
Počet zamračených dní (oblačnost větší než 8/10)	150 – 160
Počet jasných dní (oblačnost menší než 2/10)	40 – 50

Tab. 3.1 KLIMATICKÉ CHARAKTERISTIKY JEDNOTKY MT2 (QUITT, 1971)

3.9 GEOLOGICKÉ POMĚRY

Zkoumaná lokalita přináleží z hlediska regionálního geologického členění k Západním Karpatům, magurskému flyši, v dílčí račanské jednotce. Předkvartérní podklad je zde tvořen tzv. paleogenními vsetínskými vrstvami, tvořenými jílovci, v údolí pak se v podloží vyskytují střednězrnné glaukonitické pískovce. Kvartérní pokryv je tvořen deluviálními sedimenty, v údolí se pak vyskytují fluvialní jíly a hlíny.

Tektonická stavba sledovaného území je výsledkem horotvorných pohybů, kde se vytvářely velké příkrovy flyšových usazenin, a to převážně severním směrem.

V okolí zájmového území se nenachází žádná poddolovaná území. Vyskytují se zde však svahové nestability. Širší okolí zájmového území lze označit jako seismicky nestabilní. Podle ČSN EN 1998-1 ed. 2 činí velikost referenčního špičkového zrychlení podloží $a_{gR} = 0,10 - 0,12\text{ g}$. Dle mapy sesuvných oblastí České geologické služby se v zájmovém území vyskytují registrované sesuvy, a to dočasně uklidněné, uklidněné a 1 aktivní.

Z prověřených archivních vrtů z Geofondu vyplývá, že jsou situovány do oblastí, které jsou mimo náš sledovaný úsek náspu železniční trati a mají význam zejména informativní o geologické stavbě širšího okolí.

3.10 HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Z hlediska hydrogeologické rajonizace náleží zájmové území k hydrogeologickému rajónu č. 322 – flyšové sedimenty v povodí Moravy, které jsou charakteristické značnou variabilitou puklinové propustnosti. Běžným hydrogeologickým kolektorem flyšových oblastí je přípovrchová zóna zvýšené propustnosti, která se nachází v nadloží předkvartérních hornin. Předpokládá se, že v období zvýšených srážek dochází k částečnému nasycení propustnějších deluviálních sedimentů na svazích. V jejich podloží se nacházejí nepropustné horniny a jejich zvětraliny. Pak je pravděpodobné, že na těchto rozhraních dochází k vytváření potenciálních smykových ploch, které mohou vést k pozdějším sesuvům.

V katastrálním území Valašské Polanky se nenachází žádné vodní plochy. Údolím protéká vodní tok Senice, který odvádí srážkovou vodu z okolních svahů.

3.11 VYHODNOCENÍ SONDÁŽNÍCH PRACÍ

GEOLOGICKÉ A GEOTECHNICKÉ POMĚRY VE VRTU JV-1, DPS-1

Posouzení geologických a geotechnických poměrů bylo provedeno na základě realizace inženýrskogeologického vrtu JV-1 a dynamické penetrační zkoušky DPS-1, dále makroskopického popisu získaného vrtného jádra a terénního geologického zhodnocení.

Povrch terénu je zde překryt vrstvou navážky – štěrku kolejového lože o mocnosti 0.6 m. Dále následují konstrukční vrstvy štěrkodrti a kameniva do hloubky 2.0 m. Pod nimi je vrstva jílu štěrkovitého s úlomky jílovce do hloubky 5.0 m. Kvartérní pokryvy dále pokračují deluviálními sedimenty do hloubky 7.2 m. Pod touto vrstvou do hloubky 7.9 m byly zastiženy paleogenní horniny.

Kvartér (0-7.2 m)

Geotechnický typ **GT1**: Navážky – konstrukce pražcového podloží, jíl štěrkovitý hnědý, F2 CG/ sagrcIS (0.0-5.0 m)

Geotechnický typ **GT2**: Deluviální sedimenty – jíl štěrkovitý, šedý, s úlomky jílovce (5.0-7.2 m)

Paleogén: (od 7.2 m)

Geotechnický typ **GT3**: Eluvium – jíl s vysokou plasticitou, vápnitý, tuhý až pevný, F8 CH, CI (7.2-7.7 m)

Geotechnický typ **GT4**: Vápnité prachovité jílovce R3/R4 s vložkami pískovců (7.7–7.9 m)

GEOLOGICKÉ A GEOTECHNICKÉ POMĚRY VE VRTU JV-2, DPS-2

Posouzení geologických a geotechnických poměrů bylo provedeno na základě realizace inženýrskogeologického vrtu JV-2, dynamické penetrační zkoušky DPS-2, makroskopického popisu vrtného jádra a terénního geologického zhodnocení.

Povrch terénu je zde překryt vrstvou navážky – konstrukce živičné vozovky o mocnosti 0.4 m. Následuje navážka štěrkopísku, černé haldoviny a jílovité hlíny písčité se štěrkem o celkové mocnosti 4.3 m. Kvartérní pokryv dále pokračuje zvodnělými deluviálními sedimenty, jílem štěrkovitým. Minimální mocnost těchto zemin je 1,5 m. Následuje eluvium – jíl se střední plasticitou, vápnitý s organickými zbytky. Pod touto vrstvou od hloubky 7.0 m až 7.2 m byly zastiženy paleogenní horniny. Naražená hladina byla zastižena v hloubce 5.4 m, ustálená hladina v hloubce 2.4 m.

Kvartér (0-5.8 m)

Geotechnický typ **GT1**: Navážky – konstrukce vozovky, štěrkopísek s hlínou, černá uhelná haldovina, hlína a jíl štěrkovitý F1 MG/F2 CG/sagrCI (0.0-4.3 m)

Geotechnický typ **GT2**: Deluviální sedimenty – jíl štěrkovitý, šedozelený, s úlomky jílovce, zvodnělé (4.3-5.8 m)

Paleogén: (od 5.8 m)

Geotechnický typ **GT3**: Eluvium – jíl se střední plasticitou, vápnitý, tuhý až pevný, R6/F6 CI, siCI (5.8-7.0 m)

Geotechnický typ **GT4**: Vápnité prachovité jílovce R3/R4 s vložkami pískovců (7.0-7.2 m)

GEOLOGICKÉ A GEOTECHNICKÉ POMĚRY VE VRTU JV-3

Posouzení geologických a geotechnických poměrů bylo provedeno na základě realizace inženýrskogeologického vrtu JV-3, makroskopického popisu vrtného jádra a terénního geologického zhodnocení.

Kvartérní pokryv je v místě JV-3 zastoupen vrstvou hnědé humózní hlíny o mocnosti 0.8 m. Dále pokračují fluviální sedimenty o mocnosti 2.9 m a deluviální sedimenty

(jíl štěrkovitý) mocnosti 2.8 m. Zjištěná mocnost kvartérního pokryvu ve vrtu JV-3 je 6.5 m.

Následují eluviální sedimenty o mocnosti 2.5 m a horniny paleogénu.

Hladina podzemní vody byla naražena v hloubce 6.0 m a vystoupila až k povrchu (0.0 m).

Kvartér (0-6.5 m)

Geotechnický typ **GT5**: Fluviální sedimenty – štěrk, písek, valounky, jíl se štěrkem, (0.0-3.7 m)

Geotechnický typ **GT2**: Deluviální sedimenty – jíl štěrkovitý, šedý, vápnitý, tuhý až pevný, zvodnělé, F1 MG / F2 CG / sagrCl, (3.7-6.5 m)

Paleogén: (od 6.5 m)

Geotechnický typ **GT3**: Eluvium – jíl se střední plasticitou, šedozelený, vápnitý, tuhý až pevný, R6/F6 Cl, Cl (6.5-9.0 m)

Geotechnický typ **GT4**: Vápnité prachovité jílovce R3/R4 s vložkami pískovců (9.0-9.2 m)

GEOTECHNICKÝ TYP	ZATŘÍDĚNÍ DLE SŽ S4 ČSN 73 6133	ČSN EN ISO 14688-2	TĚŽITELNOST DLE ČSN 73 6133	OBJEMOVÁ TÍHA γ [Kn/m ³]	EFEKT. ÚHEL VNITŘNÍHO TŘENÍ φ_{ef} [°]	EFEKT. SOUDRŽNOST [kPa]	MODUL PŘETVÁRNOSTI E [MPa]
GT1	F1 MG F2 CG	sagrdS sagrCl	I.	18.4	24	8	12
GT2	F1 MG F2 CG	sagrdS sagrCl	I.	19	17	0	4
GT3	F6 Cl F8 CH	Cl	I.	19	22	8	5
GT4	R3/R4		I.-II.	23	45	900	600

Tab. 3.2 GEOTECHNICKÉ PARAMETRY ZEMIN A HORNIN V ZÁJMOVÉ OBLASTI

4. VÝVOJ VLASTNÍHO SOFTWARE

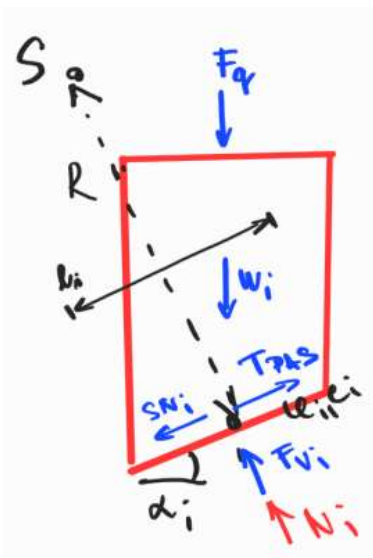
Vzhledem k rozsahu řešeného úkolu, rozložení vrstev zemin a dalších vstupů, jako je zjištěná tlaková voda, byl vytvořen software pro sestavení sesuvných složek, posouzení stabilit a konstrukce vzájemně interagujících se zeminou. Software byl vytvořen v programovacím jazyce Visual Basic (VB) a dělí se do následujících 2 modulů dle klasifikace [4]:

- *Analýza mezní rovnováhy – výpočet stabilit a sesuvných složek*
- *Numerická analýza (prutový / pružinový model) – posouzení netuhé konstrukce s interakcí se zeminou*

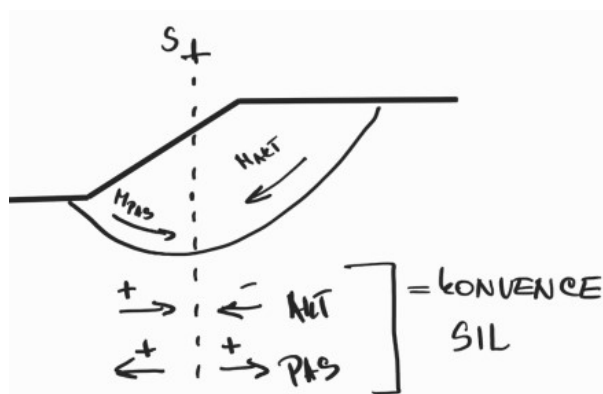
Program vyžaduje následující vstupní data: Úroveň terénu, jednotlivé vrstvy, smykové parametry vrstev, informace o poloze železniční dopravy (proměnného zatížení), náhradní tlakovou hladinu vody. Data o poloze jsou uložena ve formátu souřadnic bodu [X, Y]. Zároveň jsou orientovány k souřadnému systému x,y umístěnému v patě svahu. Tato data jsou načtena a sestavena systematicky do jednotlivých polí. Moduly si tato data volají a provádí s nimi výpočty.

4.1 MODUL STABILITA – VÝPOČET PODLE FELLEENIA

Jedná se o nejjednodušší z proužkových metod. Zanedbává meziproužkové síly a počítá celkovou momentovou podmínku ke středu kružnice, vytínajíc smykovou plochu (obr. 4.1). Stupeň stability FS je pak poměrem M_{pas} / M_{akt} .



Obr. 4.1 SÍLY PŮSOBÍCÍ NA PROUŽEK (F)



Obr. 4.2 KONVERGENCE SIL (F)

$$FS = \frac{M_{pas}}{M_{akt}} = \frac{T_{pas} \cdot R}{S_{Ni} \cdot R} = \frac{T_{pas}}{S_{Ni}} \quad (2)$$

$$FS = \frac{\sum\{N_i \cdot tg(\varphi_i) + c_i \cdot l_i\}}{\sum\{(W_i + Fq_i) * cos(\alpha_i)\}} \quad (3)$$

$$S_{Ni} = (W_i + Fq_i) * cos(\alpha_i) \quad (4)$$

$$T_{pas} = N_i \cdot tg(\varphi_i) + c_i \cdot l_i \quad (5)$$

$$N_i = (W_i + Fq_i) * sin(\alpha_i) - Fvi \quad (6)$$

Fvi = složka tlakové vody [N]

Wi = tíha proužku [N]

Fqi = přitížení proužku např. dopravou [N]

α_i = odklon smykové plochy od horizontály [°]

li = šikmá délka smykové plochy

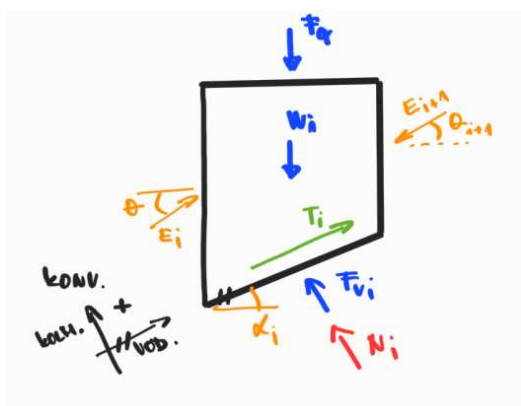
Velmi důležité je ošetřit v programu konvenci sil. Jednotlivá znaménka se mohou měnit v závislosti na úhlu (sklopení) smykové plošky při přecházení úhlů mezi kvadranty pro funkce $\cos()$ a $\sin()$.

Vliv tlakové vody Fvi zahrneme do výpočtu při vyčíslení normálové síly Ni . Ze vzorce je patrné, že složka tlakové vody snižuje „přítlak“ na smykovou plošku, což povede k menšímu tření na plošce, tedy menší celkové pasivní složce.

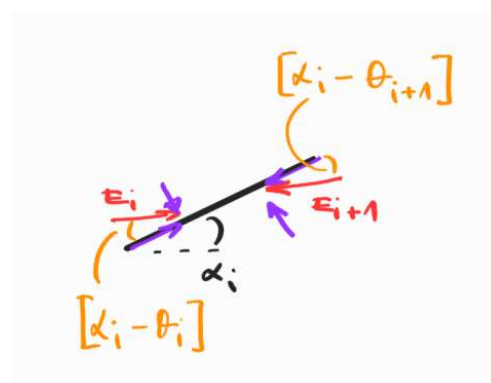
4.2 MODUL STABILITA – VÝPOČET PODLE SPENCERA

Jedná se o výpočetně náročnější metodu. Zavádí konstantně odkloněné meziproužkové síly. Celkový stupeň stability je výsledkem splnění všech 3 podmínek rovnováhy (ve 2 směrech silové a 1 momentové podmínky) při určitém úhlu Θ (théta) pro každý proužek. Jedním ze získaných výsledků je také tlaková čára, ze které byla stanovena sesuvná složka působící na pilotovou stěnu.

SILOVÉ PODMÍNKY:



Obr. 4.3 SÍLY PŮSOBÍCÍ NA PROUŽEK (S)



Obr. 4.4 ROZKLAD MEZIPR. SIL

ROZKLAD MEZIPR. SIL:

$$\Delta N_i - W_i \cos(\alpha_i) - E_i \sin(\alpha_i - \theta_i) + E_{i+1} \sin(\alpha_i - \theta_{i+1}) + F_{vi} = 0$$

$$\Delta N_i = W_i \cos(\alpha_i) + E_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - E_{i+1} \sin(\alpha_i - \theta_{i+1}) - F_{vi}$$

ROZKLAD MEZIPR. SIL

$$\Delta T_i - W_i \sin(\alpha_i) + E_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - E_{i+1} \cos(\alpha_i - \theta_{i+1}) = 0$$

$$\Delta T_i = W_i \sin(\alpha_i) - E_i \cos(\alpha_i - \theta_i) + E_{i+1} \cos(\alpha_i - \theta_{i+1})$$

+ PLATÍ:

$$\Delta T_i = \frac{C_{\alpha_i} + N_i \cdot \tan(\varphi_i)}{F_s}$$

$$S1 = C_{\alpha_i} + [W_i \cos(\alpha_i) + E_i \sin(\alpha_i - \theta_i)] \cdot \tan(\varphi_i) - F_{vi} \cdot \tan(\varphi_i)$$

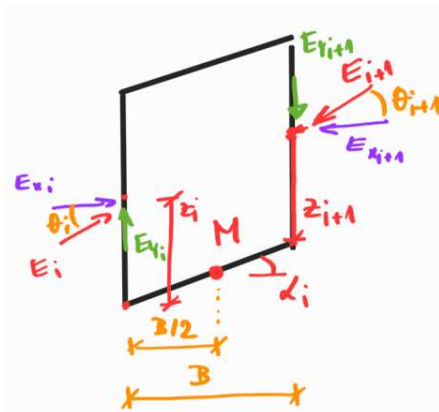
$$S2 = W_i \sin(\alpha_i) - E_i \cos(\alpha_i - \theta_i)$$

$$S3 = \tan(\alpha_i - \theta_{i+1}) \cdot \tan(\varphi_i)$$

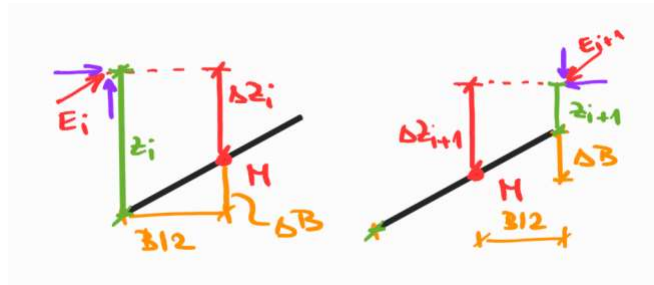
$$\frac{\frac{S1}{F_s} - S2}{\cos(\alpha_i - \theta_{i+1}) \cdot [1 + S3 F_s]} = E_{i+1}$$

MOMENTOVÁ PODMÍNKA:

Pokud všechny ostatní síly (kromě meziproužkových) působí do bodu M, tyto síly nemají žádné rameno vůči bodu M a nezpůsobují tedy žádný další moment, počítá se momentová podmínka jen z meziproužkových sil E_i a E_{i+1} . Pokud bychom měli další zatížení, které by bylo na rameno vůči bodu M, museli bychom jej připočítat do momentové podmínky.



Obr. 4.5 RAMENA JEDNOTLIVÝCH SIL



Obr. 4.6 ROZKLAD RAMEN SIL E_i

$$\tan(\alpha_i) = \frac{\Delta B}{B/2} \Rightarrow \frac{B}{2} \cdot \tan(\alpha) = \Delta B$$

$$\Delta z_i = z_i - \Delta B = z_i - \frac{B}{2} \cdot \tan(\alpha)$$

$$\Delta z_{i+1} = z_{i+1} + \Delta B = z_{i+1} + \frac{B}{2} \cdot \tan(\alpha)$$

$$E_{x_i} = \cos(\theta_i) \cdot E_i$$

$$E_{y_i} = \sin(\theta_i) \cdot E_i$$

$$E_{x_{i+1}} = \cos(\theta_{i+1}) \cdot E_{i+1}$$

$$E_{y_{i+1}} = \sin(\theta_{i+1}) \cdot E_{i+1}$$

$$E_i \cdot z_i - E_{i+1} \cdot z_{i+1} = 0$$

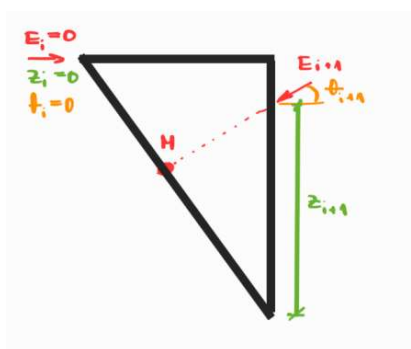
$$E_{x_i} \Delta z_i + E_{y_i} \cdot \frac{B}{2} + E_{y_{i+1}} \cdot \frac{B}{2} - E_{x_{i+1}} \cdot \Delta z_{i+1} = 0$$

$$E_{x_i} \Delta z_i + E_{y_i} \cdot \frac{B}{2} + E_{y_{i+1}} \cdot \frac{B}{2} = E_{x_{i+1}} \cdot \Delta z_{i+1}$$

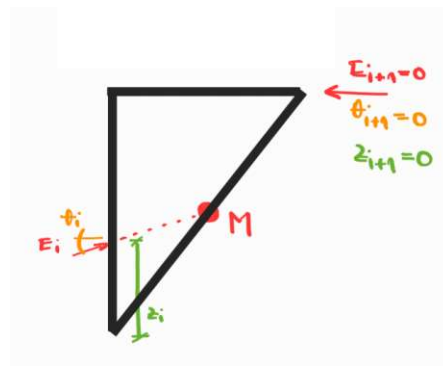
$$\frac{E_{x_i} \Delta z_i + E_{y_i} \cdot \frac{B}{2} + E_{y_{i+1}} \cdot \frac{B}{2}}{E_{x_{i+1}}} = \Delta z_{i+1}$$

$$\frac{E_{x_i} \Delta z_i + E_{y_i} \cdot \frac{B}{2} + E_{y_{i+1}} \cdot \frac{B}{2}}{E_{x_{i+1}}} - \Delta B = \underline{z_{i+1}}$$

Splnit momentové podmínky pro první a poslední klín polygonu mohou, s naší dispozicí sil, jen následující případy:



Obr. 4.7 PRVNÍ KLÍN SPENCER

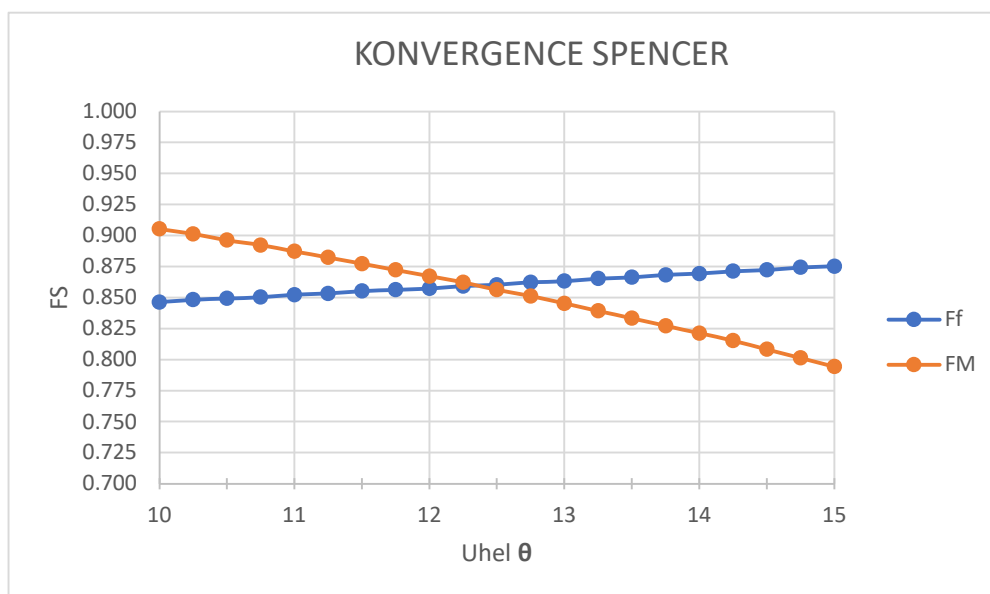


Obr. 4.8 POSLEDNÍ KLÍN SPENCER

Tyto stavy respektují pravidlo, že při korektním výsledku (správně nalezeném FS a úhlu Θ) je první a poslední meziproužková síla $E = 0$. V takovém případě může být momentová podmínka splněna pouze v případě, že zbývající složka E na proužku nezpůsobuje moment (leží na nulovém ramenu vůči bodu M , **obr.4.7 a 4.8**).

Způsob výpočtu:

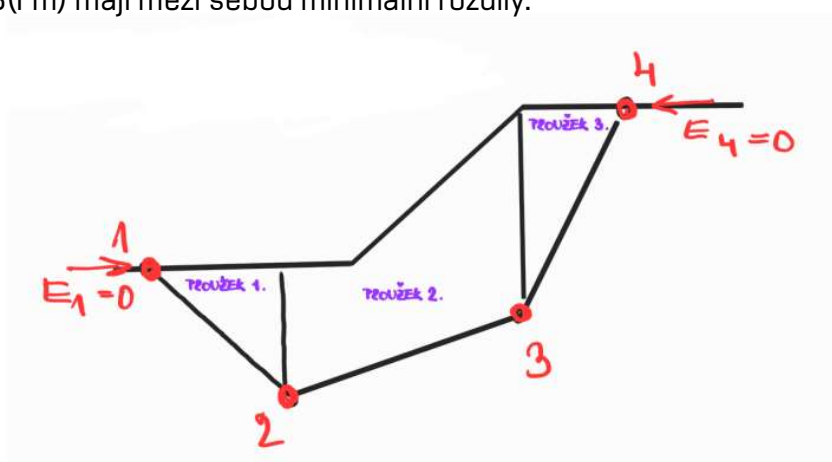
Řešení soustavy je možné najít několika způsoby. Standardním řešením je dvojitá iterace (nalezení úhlu Θ a odpovídající FS). Pokud bychom chtěli vynechat iterace, řešení má následující podobu:



Graf 1. KONVERGENCE SILOVÉ A MOMENTOVÉ PODMÍNKY

Důležité je si uvědomit, že pro zvolený úhel Θ existují dva stupně stability FS, při kterých je splněno samostatně silových (**graf 1 Ff**) a samostatně momentových podmínek (**graf 1 Fm**). Tento pár FS však není řešením soustavy. Pokud zadání konverguje, existuje takový úhel Θ , při kterém je splnění všech podmínek právě pro jeden stupeň stability FS (křížení průběhů). Takto nalezený FS je spolu s úhlem Θ řešením soustavy.

Hledání řešení probíhá ve smyslu předchozího odstavce. Volíme úhly Θ a k těmto voleným úhlům hledáme odpovídající FS při splnění podmínek. Na posledním proužku pak i $E_4 = 0$, $z_4 = 0$ a $M_4 = 0$ (**obr. 4.10**). Řešení je nalezeno, pokud FS(Ff) a FS(Fm) mají mezi sebou minimální rozdíly.



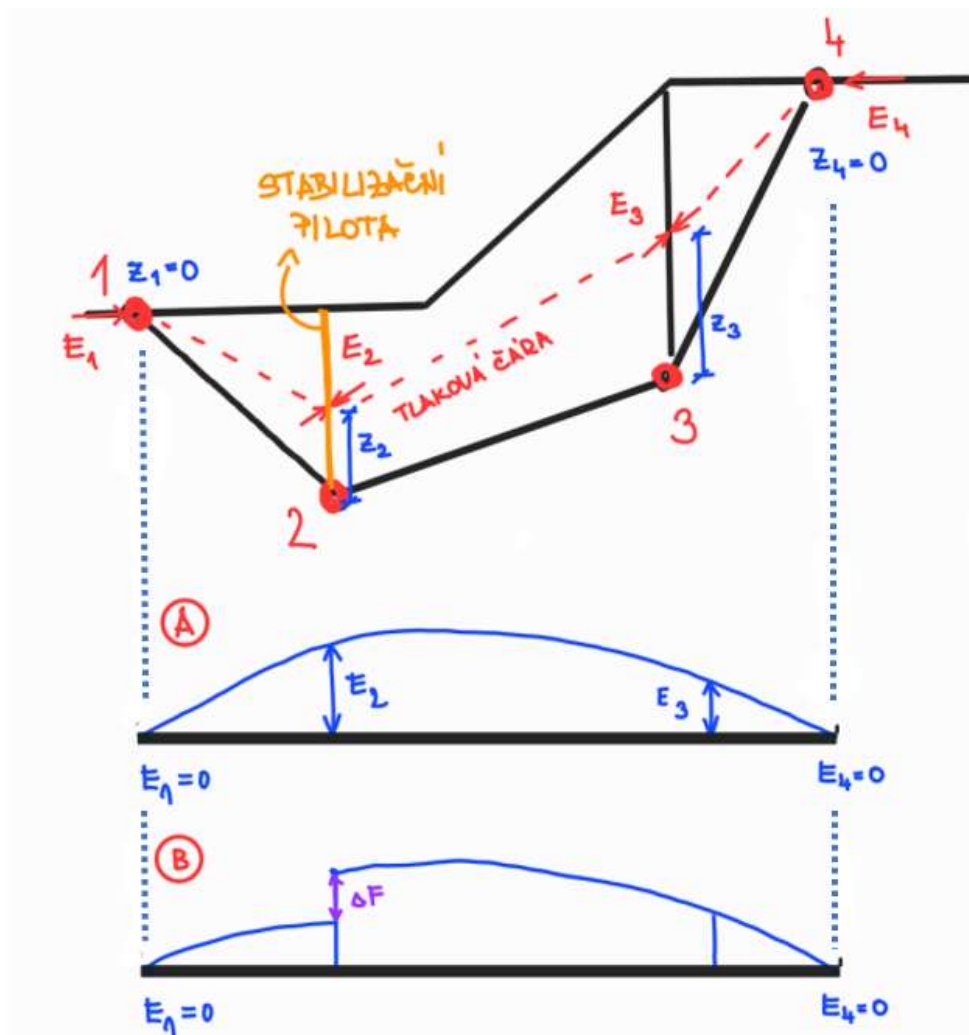
Obr. 4.9 ROZLOŽENÍ PROUŽKŮ NA POLYGONÁLNÍ PLOŠE

Hledání odpovídajícího FS:

V řešeném případě postupem zleva doprava vyčíslíme všechny meziproužkové síly a jejich ramena. Začínáme s proužkem 1. Víme, že síla $E_1 = 0$. Ze vzorců dopočítáme následující sílu E_2 a poté i její rameno z_2 . Takto spočítáme ostatní síly až po E_4 a z_4 . Vždy ze znalosti předchozí síly a ramena. Pokud $E_4 = 0$ a zároveň $z_4 = 0$ (viz předchozí odstavce), je toto FS řešením pro daný úhel Θ .

4.3 MODUL STABILITA – SESTAVENÍ TLAKOVÉ ČÁRY

Výstupem stability podle Spencera, komě stupně stability FS, jsou také meziproužkové síly E_i a jejich příslušná ramena z_i . Pokud vyneseme tyto síly podle jejich ramen, získáváme tlakovou čáru. Pro získání přesnějšího řešení je vhodnější rozdělit smykovou plochu na více jednotlivých proužků.



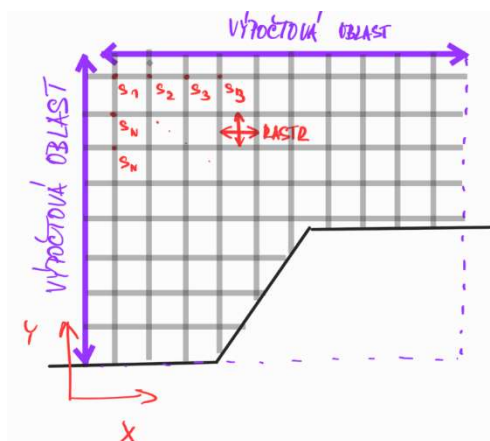
Obr. 4.10 PRŮBĚHY TLAKOVÝCH ČAR

Při splnění momentové a silových podmínek na jednotlivých proužcích, tedy libovolný proužek se nachází v mezní rovnováze, jsou první a poslední meziproužkové síly nulové. V případě obrázku 4.9 se jedná o $E_1 = 0$ [kN] a $E_4 = 0$ [kN].

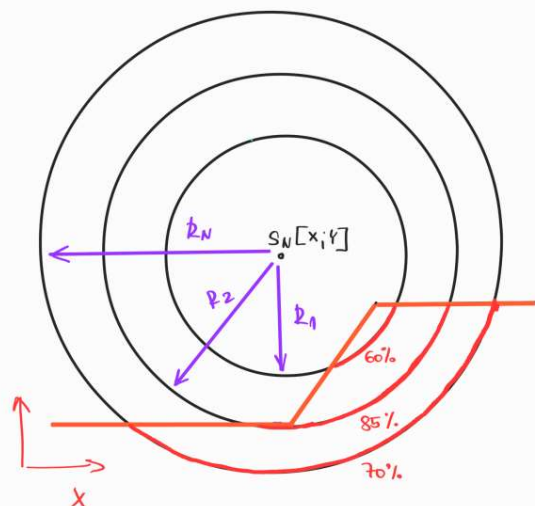
Pokud při výpočtu uvažujeme i s působením stabilizační piloty (ΔF [kN] = síla přenesená pilotou), projeví se účinky, kromě zvýšení SF, i v tlakové čáře (obr. 4.10B).

4.4 MODUL STABILITA – VÝSTUP

Výstupem modulu stabilita je pole stupňů stability FS a k tomu odpovídající pole poloměrů smykových kružnic. Programu je zadána velikost výpočtové oblasti a rastr, ve kterém se budou ověřovat středy kružnic smykových ploch.



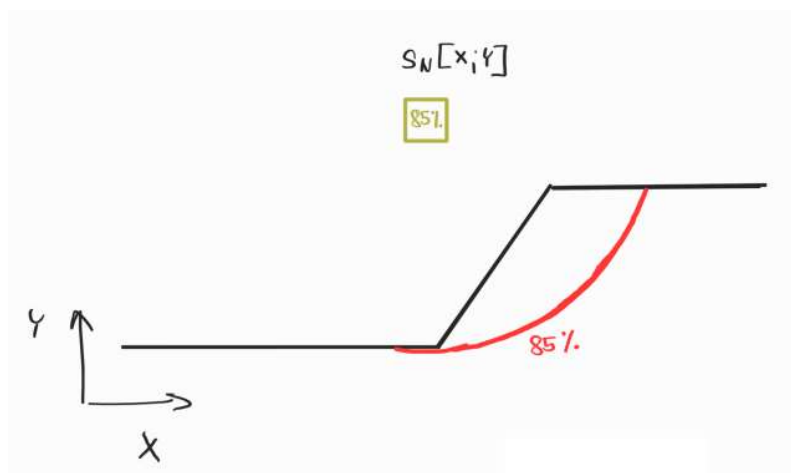
Obr. 4.11 VÝPOČTOVÁ OBLAST PROGRAMU



Obr. 4.12 VÝPOČET FS PRO JEDEN BOD

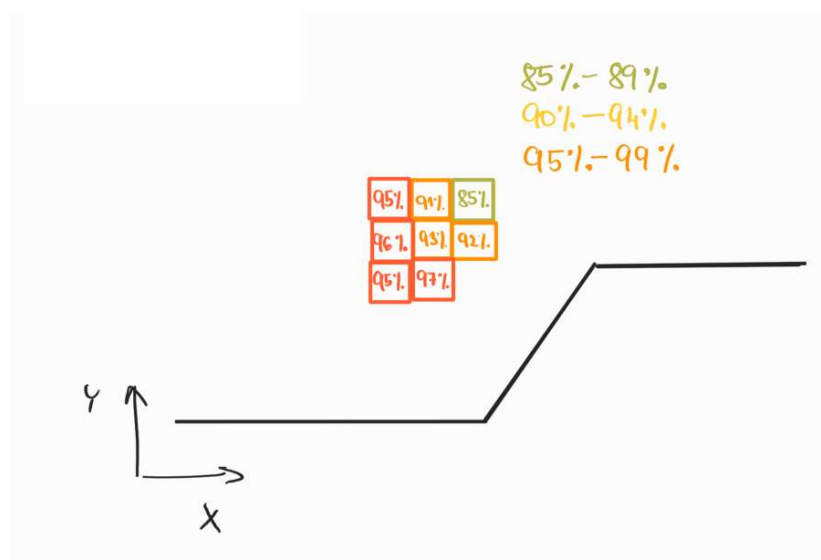
Nyní uvažujme jediný bod (střed kružnice) z rastru. V tomto konkrétním středu se při výpočtu opisují kružnice smykových ploch (obr. 4.12). Počet kružnic a odstupy poloměrů si uživatel definuje. Program obsahuje i optimalizaci pro stanovení minimálního poloměru, tj. poloměr kružnice, při kterém se kružnice dotýká terénu a tento poloměr je dále zvyšován požadovaným krokem v požadovaném množství kružnic. Touto optimalizací je zajištěna rychlost a přehlednost výpočtů.

Pro každý tento poloměr v bodě je spočten stupeň stability FS. Jakmile program dokončí poslední kružnici pro aktuální střed, uloží informace pouze o nejkritičtější smykové ploše ze sady poloměrů.



Obr. 4.13 ULOŽENÍ POUZE NEJKRITIČTĚJŠÍ PLOCHY ZE SADY

Tento proces se opakuje pro každý bod (střed) v rastru ve výpočtové oblasti. Data o stupni stability FS, poloměru kritické plochy ze sady poloměrů a polohy středu se ukládají do příslušných datových polí, ze kterých jsou následně vykreslena spolu s průběhem terénu.

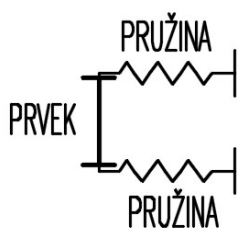


Obr. 4.14 VZNIK POLE STABILIT

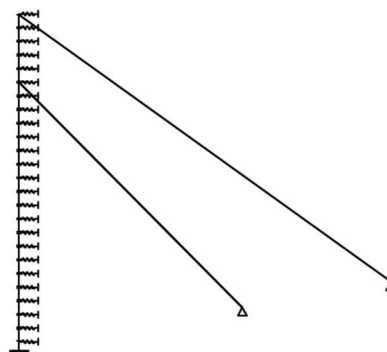
Při posouzení stávající stability byl volen rastr 1x1 m s přírůstkem poloměru kružnic 0.25 m, celkem však 70 kružnic na bod. Při rozměru výpočtové oblasti 100 x 120 m program vypočte $70 \times 100 \times 120 = 840\,000$ stabilit.

4.5 MODUL KONSTRUKCE – OBECNÁ DEFORMAČNÍ METODA

Konstrukce je uvažována jako deformovatelná (netuhá). V programu je přidána možnost vložení odpovídajících reakcí od zeminy při zatlačení konstrukce do svahu při předpínání kotev. Konstrukce je dělená na úseky (konečné prvky), kterým je předepsána tuhost. Takový to segment má v každém uzlu připojení 2 náhradní zemní pružiny (přenášeny pouze vodorovné účinky). Typ výpočtu je přímý s použitím principů obecné deformační metody.



Obr. 4.15 PRVEK PILOTOVÉ STĚNY



Obr. 4.16 STATICKÝ SYSTÉM KOTVENÉ STĚNY

Náhradní tuhost zeminy byla stanovena jako konstantní po hloubce podle [5]. Bylo uvažováno 2 krajních případů (měkké a tuhé boční zeminy) pro zjištění dopadů na výsledné momenty.

$$Kh_5 = \frac{2 \cdot E_{def}}{3 \cdot d} = \frac{2 \cdot 6.5}{3 \cdot 0.9} = 5 \left[\frac{MPa}{m} \right] \rightarrow 5 \left[\frac{MN}{m^3} \right] \quad (7)$$

$$Kh_{15} = \frac{2 \cdot E_{def}}{3 \cdot d} = \frac{2 \cdot 20}{3 \cdot 0.9} = 15 \left[\frac{MPa}{m} \right] \rightarrow 15 \left[\frac{MN}{m^3} \right] \quad (8)$$

$$D_i = Kh_i \cdot b \cdot l \left[\frac{MN}{m} \right], \quad kde \ b \cdot l = A \text{ (PLOCHA ZEM. PRUŽINY)} \quad (9)$$

$$\{P_i\} = [D_i] \cdot \{u_i\} \quad (10)$$

Rovnice (9) udává základní vztah mezi tuhostí zemní pružiny, deformací v daném místě a vzniklou příslušnou silou.



Protože na konstrukci již působí s klidovým tlakem. Pracovním diag pasivních tlaků (dle **obr 4.18** a **4.19** hloubce nutná pro plný pasivní tlak



nebude standardně uvažováno
pouze čistý přírůstek na straně
je dopočtena deformace v dané

$$\sigma_r = \sigma_z \cdot K_r \quad (11)$$

$$\sigma_p = \sigma_z \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (12)$$

$$y_p = \frac{\sigma_p - \sigma_r}{K_{hi}} = \frac{\Delta\sigma}{K_{hi}} \quad (13)$$

V modelu bude pružina používána se 3 podmínkami a vlastnostmi:

$$1) y_i \leq 0 \dots\dots\dots P = 0 \text{ (VYLOUČENÍ TAHU)} \quad (14)$$

$$2) y_p \leq y_i \dots\dots\dots P = \sigma_p \cdot A \text{ (PLNÝ PASIVNÍ TLAK)} \quad (15)$$

$$3) 0 < y_i \leq y_p \dots\dots\dots P = K_{hi} \cdot A \cdot y_i \text{ (PRUŽNÁ OBLAST PRUŽ.)} \quad (16)$$

Podmínky respektují směry a konvence výpočtů z MKP. Konstrukce zde má prohozená znaménka + pro tlak, - pro tah. Ve standartním zápisu by byly podmínky zrcadlené. Lze také uvažovat s absolutními hodnotami deformace y_i do podmínek.

- *Podmínka 1. odstraňuje pružinu, pokud se jedná o tah v daném místě.*
- *Podmínka 2. nahrazuje pružinu silovou složkou pro plně aktivovaný pasivní tlak v daném místě.*
- *Podmínka 3. přidává tuhost zemní pružiny do globální matice tuhosti.*

Způsob výpočtu:

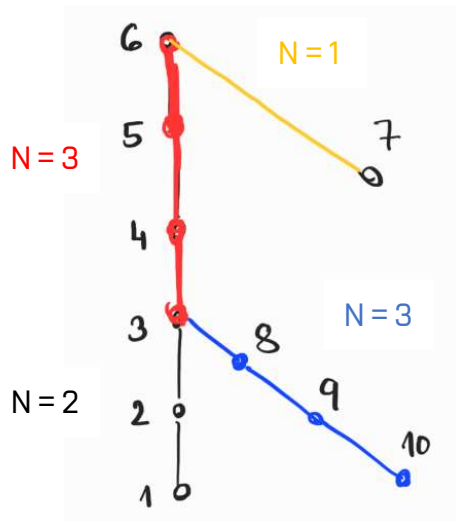
Protože předem neznáme deformaci konstrukce v daném místě, a tedy nelze stanovit silové působení pružiny, je nutné implementovat tuhost pružiny do globální matice tuhosti ještě před zahájením výpočtů deformací.

První výpočet je proveden se všemi aktivními pružinami započítanými do globální matice tuhosti. Výsledné pootočení a posunutí již reflektuje přírůstek působení pružin a program musí pouze zkontrolovat, jestli deformace v daném místě nepřekročila podmínku 1. nebo 2. Pokud dojde ke splnění podmínek 1. nebo 2.

v jakémkoliv uzlu, je proveden nový výpočet, ale tentokrát s odebranými nebo nahrazenými pružinami v daném místě. Výpočet se opakuje do ustálení deformace.

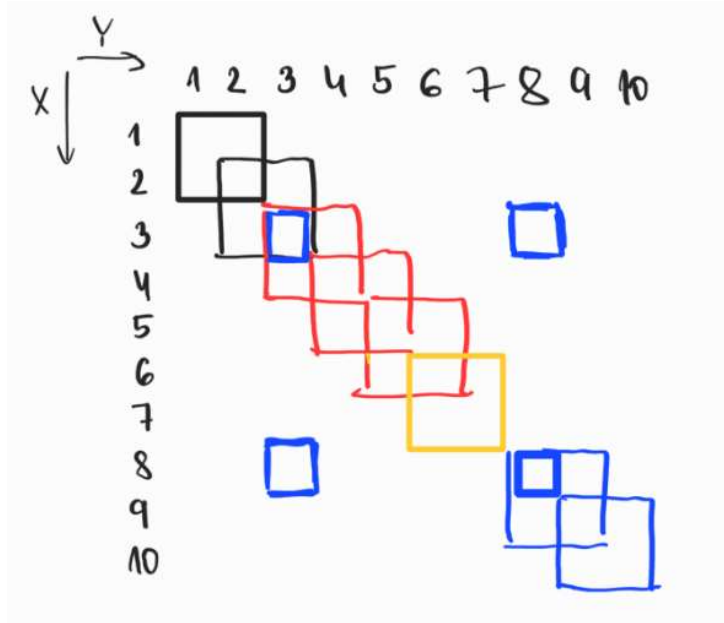
Sestavení globální matice tuhosti:

V každém uzlu bude počítáno s u, v, φ – 2 neznáme složky přemístění a 1 pootočení. Celkem 3 neznáme parametry deformace. Konstrukci tvoří pilotová stěna a 2 řady kotev. Při zadávání těchto prutů do programu uživatel zároveň zadává počet dělení na N úseků (konečných prvků). Příklad dělení na úseky (obr. 4.20).



Obr. 4.20 DĚLENÍ KONSTRUKCE NA KONEČNÉ PRVKY

Celková matice tuhosti pro takovouto konstrukci je znázorněna obr. 4.21.



Obr. 4.21 GLOBÁLNÍ MATICE TUHOSTI

5. STÁVAJÍCÍ STUPEŇ STABILITY

5.1 STÁVAJÍCÍ STUPEŇ STABILITY (VL. SOFTWARE)

Stanovení stupně stability

- 1) Výpočet residuálních pevností (částečné zatížení)
- 2) Stanovení kritické smykové plochy (návrhové plné zatížení)

KROK 1:

Předpoklady výpočtu:

V prvním kroku byly zpětně dopočítány residuální smykové parametry pro kritickou smykovou plochu při 100% využití $FS = 1$. Smykové parametry byly uvažovány jako charakteristické.

- *Zatížení železniční dopravou bylo uvaženo pouze v kolejích 2. a 4. Toto rozložení tak respektuje skutečnost, že koleje 1. a 2. jsou v současné době vyloučeny pro těžký železniční provoz. Velikost zatížení 60 kN/m/mb (návrhová).*
- *Uvážení tlakové vody bylo do modelu vloženo náhradní hladinou, která byla stanovena z jednotlivých vrtů při naražené a ustálené hladině. Způsobený tlak na smykové ploše je pak počítán z výšky mezi hladinou a konkrétním bodem na smykové ploše.*
- *V modelu není kvůli nedostatečným informacím uvažováno s proudící vodou. Její přítomnost a účinky by neměly být opomenuty při dalších průzkumných a návrhových činnostech.*

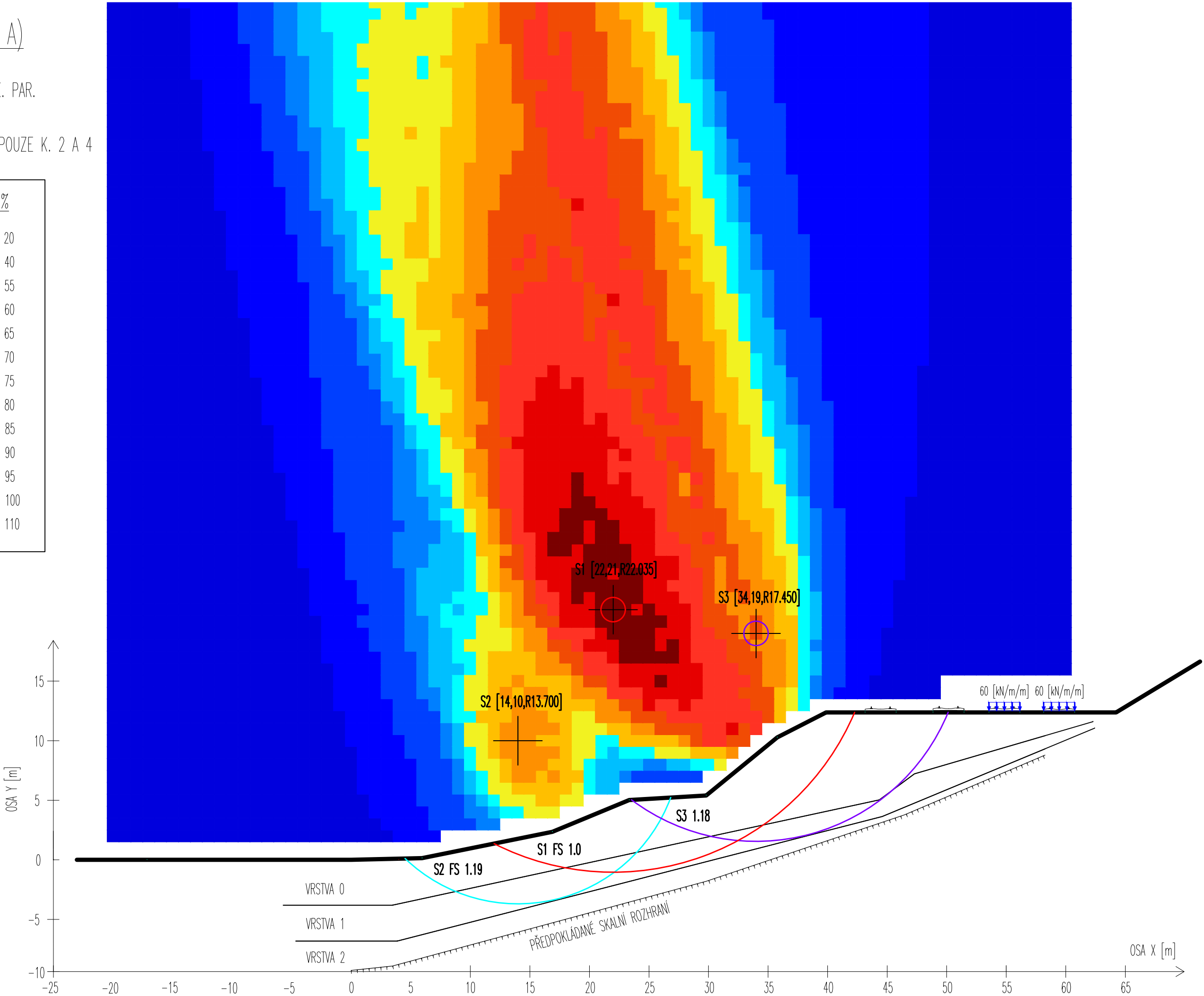
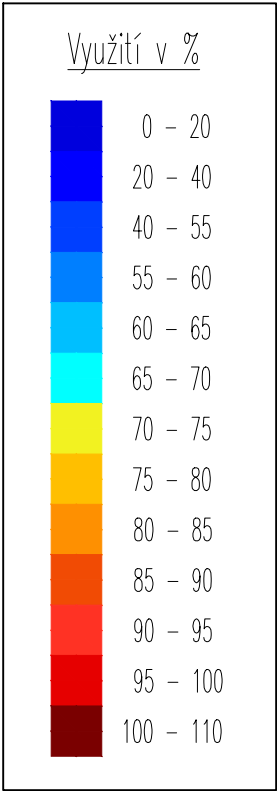
Parametry zemin:

- *VRSTVA 0 $\varphi'_{0,k} = 24^{\circ}$ $c'_0 = 8 \text{ kPa}$*
- *VRSTVA 1 $\varphi'_{1,k} = 17^{\circ}$ $c'_0 = 0 \text{ kPa}$*
- *VRSTVA 2 $\varphi'_{2,k} = 22^{\circ}$ $c'_0 = 8 \text{ kPa}$*

Výsledky:

Výstupy z programu v podobě pole stability je spolu s oblastmi poruch znázorněno na dalším obrázku (**obr. 5.1**).

POLE STABILIT A)
M 1:300
NEREDUKOVANÉ SMYK. PAR.
TLAKOVÁ VODA
ZATÍŽENÍ DOPRAVOU POUZE K. 2 A 4



Obr. 5.1 POLE STABILIT PŮVODNÍ NEREDUKOVANÉ

KROK 2:

Předpoklady výpočtu:

- *Z předchozí fáze jsou vloženy residuální smykové parametry do modelu. Veškeré parametry jsou nyní počítány jako návrhové podle přístupu N3.*
- *Zatížení dopravou je v této fázi uvažováno na návrhovou situaci, a to obsazení všech 4 kolejí.*
- *Tlaková voda je uvažována stejně jako v předchozí fázi.*

Parametry zemin:

- *VRSTVA 0 $\varphi'_{0,d} = 19.6^\circ$ $c'_{0,d} = 6.4 \text{ kPa}$*
- *VRSTVA 1 $\varphi'_{1,d} = 13.7^\circ$ $c'_{0,d} = 0 \text{ kPa}$*
- *VRSTVA 2 $\varphi'_{2,d} = 17.9^\circ$ $c'_{0,d} = 6.4 \text{ kPa}$*

Výsledky:

Pro návrhovou situaci je při výpočtu stability podle Fellenia (F) $F_s = 0.71$ ($V_u = 139\%$) a podle Spencera (S) $F_s = 0.85$ ($V_u = 117\%$) (**obr. 5.2**). Byla ověřena i smyková plocha ve variantě polygonální (**obr. 6.5**) s výsledky (S) $F_s = 0.78$ ($V_u = 128\%$).

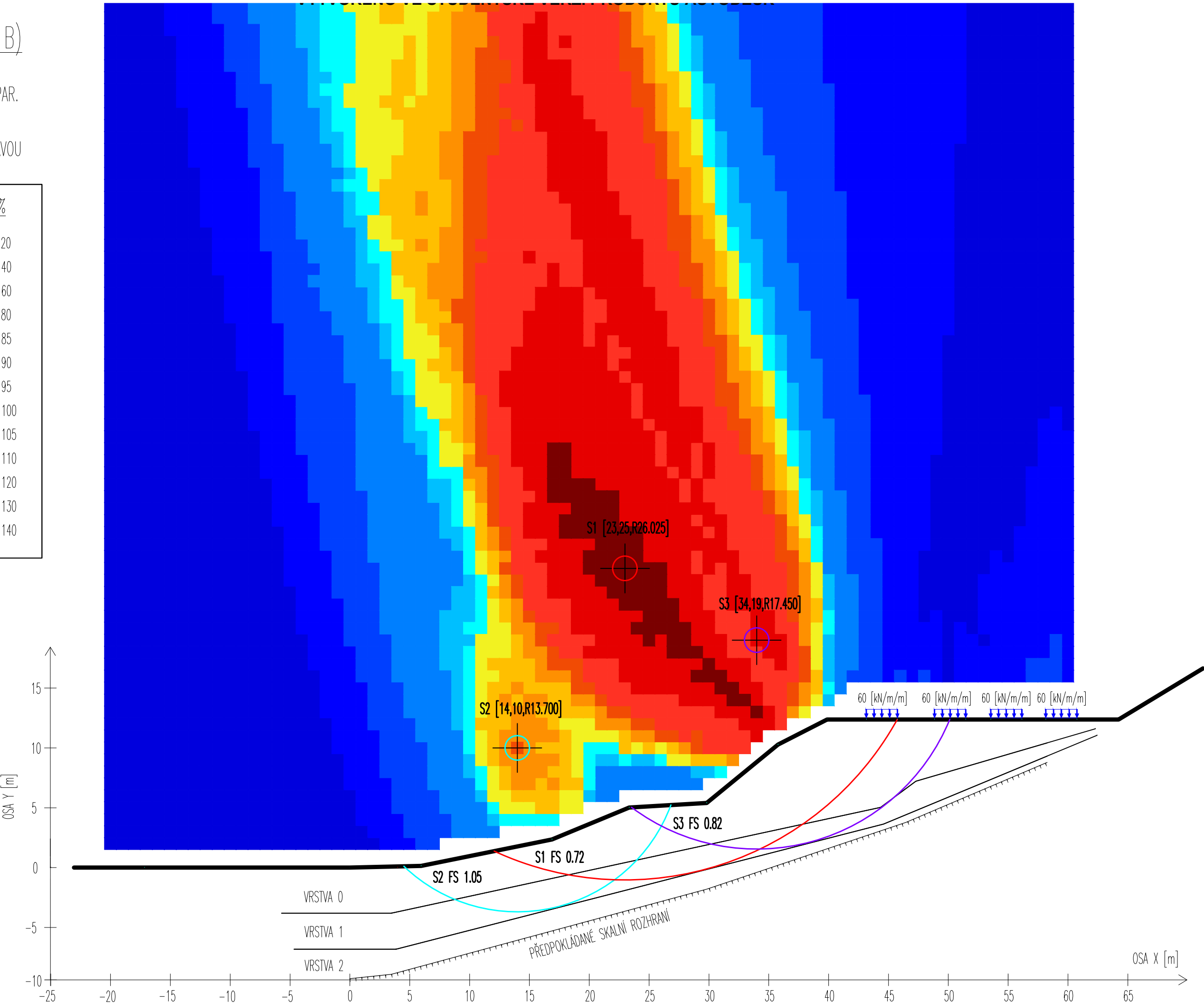
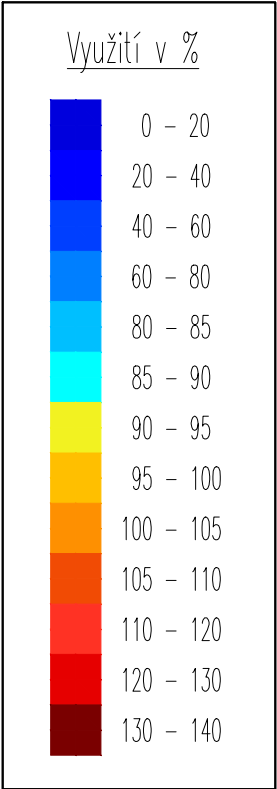
POLE STABILIT B)

M 1:300

REDUKOVANÉ SMYK. PAR.

TLAKOVÁ VODA

PLNÉ ZATÍŽENÍ DOPRAVOU



Obr. 5.2 POLE STABILIT PŮVODNÍ/REDUKOVANÉ PLNÉ

5.2 STÁVAJÍCÍ STUPEŇ STABILITY (PLAXIS)

Stabilita byla ověřena programem PLAXIS 2D. Bylo použito rovinného modelu (rovinná deformace) s 15 uzlovými konečnými prvky.

A) PŘEDPOKLADY VÝPOČTU

GEOMETRICKÉ A GEOTECHNICKÉ PARAMETRY MODELU

Geometrie pro vytvoření modelu byla převzata z dokumentace průzkumu [7]. Aby výpočet probíhal stabilně, byla kritická smyková vrstva rozložena do 2 vrstev s odstupňovanými smykovými parametry. Materiálový model byl zvolen s ohledem na dostupné laboratorní zkoušky jako MOHR-COULOMB MODEL (dále MC).

	MATERIÁL	γ_{unsat}	γ_{sat}	E	ν	c'_d	φ'_d
		[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]	[°]
1	VRSTVA 0	19,5	20,5	18,0	0,30	6.4	19.6
2	VRSTVA 1a	19	20,5	16,0	0,30	2	15
3	VRSTVA 1b (SMYK)	19	21	8,0	0,30	1	13.7
4	VRSTVA 2	20,0	22,0	16,0	0,25	6.4	17.9
5	JÍLOVCE	23	23	600,0	0,2	720	38.7

Tab. 5.1 VSTUPNÍ HODNOTY PRO MC MODEL

ZATÍŽENÍ ŽELEZNIČNÍ DOPRAVOU

Zatížení od železniční dopravy je uvažováno jako rovnoměrné spojitě zatížení 60 kN/m (návrhová hodnota).

ÚČINKY TLAKOVÉ VODY

Do modelu je zadána náhradní tlaková hladina aktivovaná pouze pro vrstvu **VRSTVA 1b (SMYK)** dle naražených a ustálených hladin z dokumentace průzkumu.

CHARAKTERISTIKY MODELU

ŠÍŘKA MODELU [m]	VÝŠKA MODELU [m]	POČET KONEČNÝCH PRVKU [-]	POČET UZLŮ [-]
120	60	4157	33898

Tab. 5.2 CHARAKTERISTIKY VYTVOŘENÉHO MODELU

FÁZE VÝPOČTU

ČÍSLO FÁZE	NÁZEV FÁZE	POPIS	TYP
F0	INITIAL PHASE	VÝPOČET PŮVODNÍ NAPJATOSTI PŘED SANACÍ	INITIAL GRAVITY LOADING
F1	PUV.NAPJ.	VÝPOČET NAPJATOSTNĚ-DEFORMAČNÍHO PŮVODNÍHO STAVU BEZ ZMĚN V GEOMETRII	PLASTIC
F2	PUV. STAB.	VÝPOČET STABILITY S ČÁSTEČNÍ ZATÍŽENÍM OD DOPRAVY	STABILITY

Tab. 5.3 JEDNOTLIVÉ FÁZE VÝPOČTU PROGRAMU PLAXIS

B) VÝSLEDKY

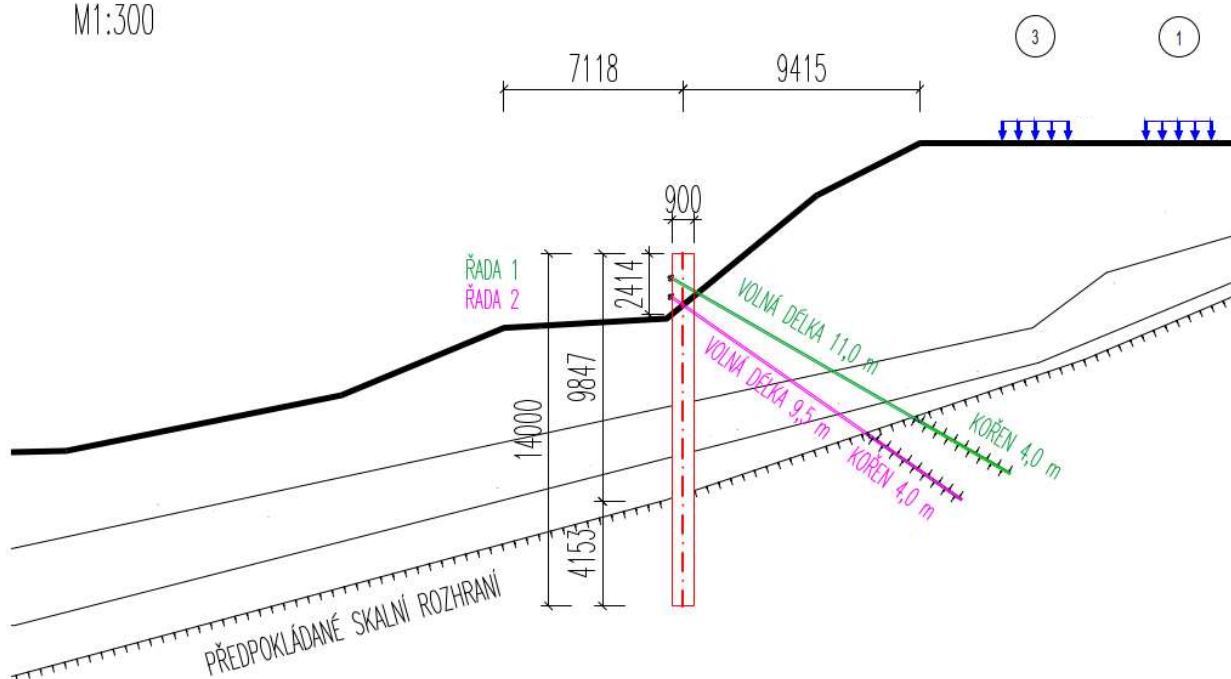
Pro sestavený model nelze nalézt řešení a výpočet selže už při F0. Pokud bychom odebrali zatížení z kolejí 3 a 1, zvýšili φ'_a na 19° u vrstvy **VRSTVA 1b (SMYK)**, výpočtová stabilita se blíží $FS = 1,0$. Lze tedy konstatovat, že pro výchozí volené parametry a geometrii je svah ve stavu labilním.

6. VARIANTA SANACE A – KOTVENÁ STĚNA

První variantou sanace je varianta s kotvenou pilotou stěnou. Při této variantě není nutná přeložka stávající komunikace a nevznikají nároky na zábor soukromých pozemků. V rámci realizace je nutné vytvoření tzv. technologického přetížení, spočívajícího v posílení paty násypového tělesa formou dodatečného přísypu, který bude v průběhu vrtných prací budován ze získaného vývrtku. Zřízení technologického přetížení v této variantě je nutné z hlediska zvýšení stability pojezdové plochy těžké vrtné soupravy.

DISPOZICE KOTVENÉ STĚNY

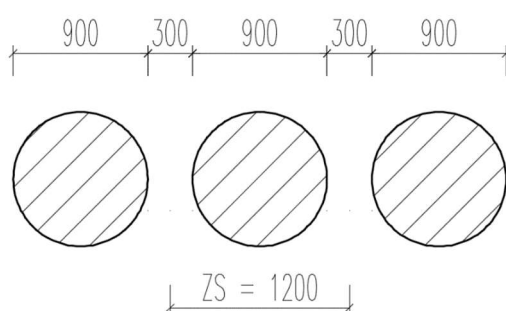
M1:300



Obr. 6.1 DISPOZICE NÁVRHU KOTVENÉ PILOTOVÉ STĚNY

6.1 KONSTRUKCE – STANOVENÍ SESUVNÉ SLOŽKY

V kapitole 5.1 byla nalezena kritický smyková kruhová plocha a polygonální plocha. Tyto dvě plochy byly dále použity pro podrobnější vyšetření tlakových čar (obr. 6.4 a 6.5) dle kapitoly 4.3. Meziproužková síla v místě piloty pro kruhovou smykovou plochu (obr. 6.4) je rovna $E_i = 500$ [kN]. Pro polygonální plochu (obr. 6.5) je rovna $E_i = 400$ [kN]. Protože máme nedostatečnou znalost o rozložení vrstev, mocností a parametrů zemin, bylo uvažováno pro posouzení konstrukce z vyšší hodnoty meziproužkových sil, a to se silou $E_i = 500$ [kN], i když není FS této kruhové plochy horší než u polygonální.



Obr. 6.2 DISPOZICE PILOT

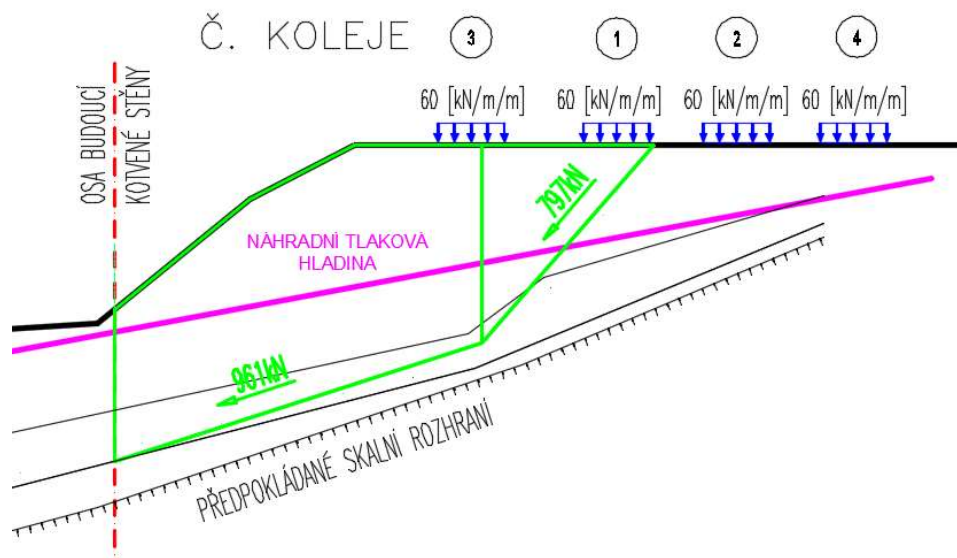
Zatěžovací šířka piloty je 1.2 m, tedy $500 \cdot 1.2 = 600$ kN. Rozložení zatížení na konstrukci je uvažováno jako spojitě rovnoměrné o velikosti $(600) / 8.75 = 68.6$ kN/m. Výpočty bylo zjištěno, že pro zvolenou konstrukci jsou změny ohybového momentu, v případě spojitě rovnoměrného nebo obdélníkového zatížení, malé.

Samotné rozdíly závisí na tuhosti kotevních prvků (EA). U trojúhelníkového zatížení jsou napětí v kotvách nižší než u rovnoměrného. Citlivost konstrukce na tuhost kotev vychází ze skutečnosti, že u rovnoměrného zatížení jsou silové účinky blíže ke kotvám. Pokud by nebyly kotvy dostatečně tuhé (EA), konstrukce by vykazovala vyšší deformace (oproti trojúhelníkovému rozložení sil), což by vedlo ke změně ohybových momentů.

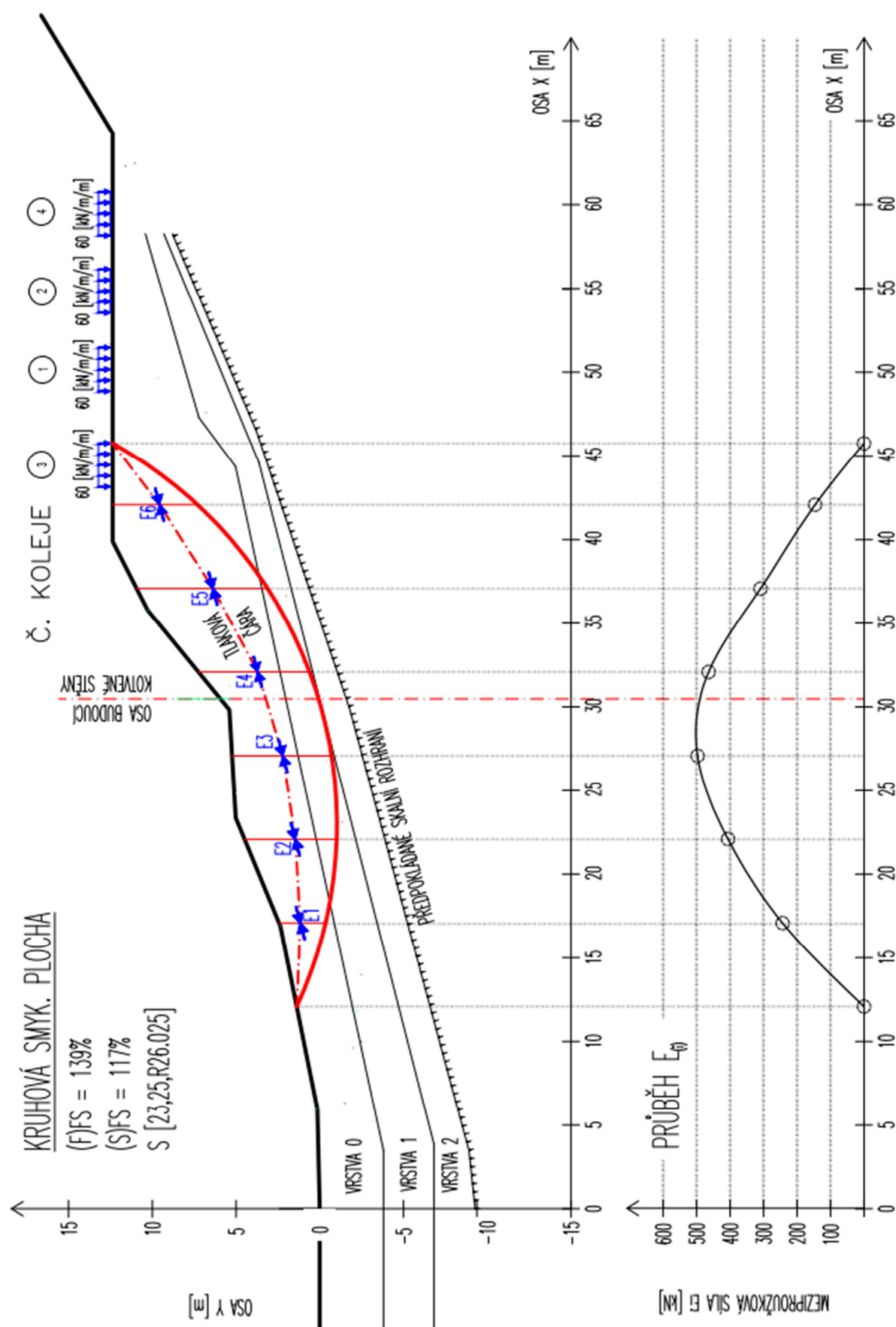
Výpočet pomocí klínů:

Pomocí klínů a jednoduchého rozkladu sil byla ověřena možná varianta porušení svahu a zatížení stěny při specifických podmínkách. Blok je uvažován jako dokonale tuhý, meziproužkové síly zanedbány (proudící voda nebyla uvažována).

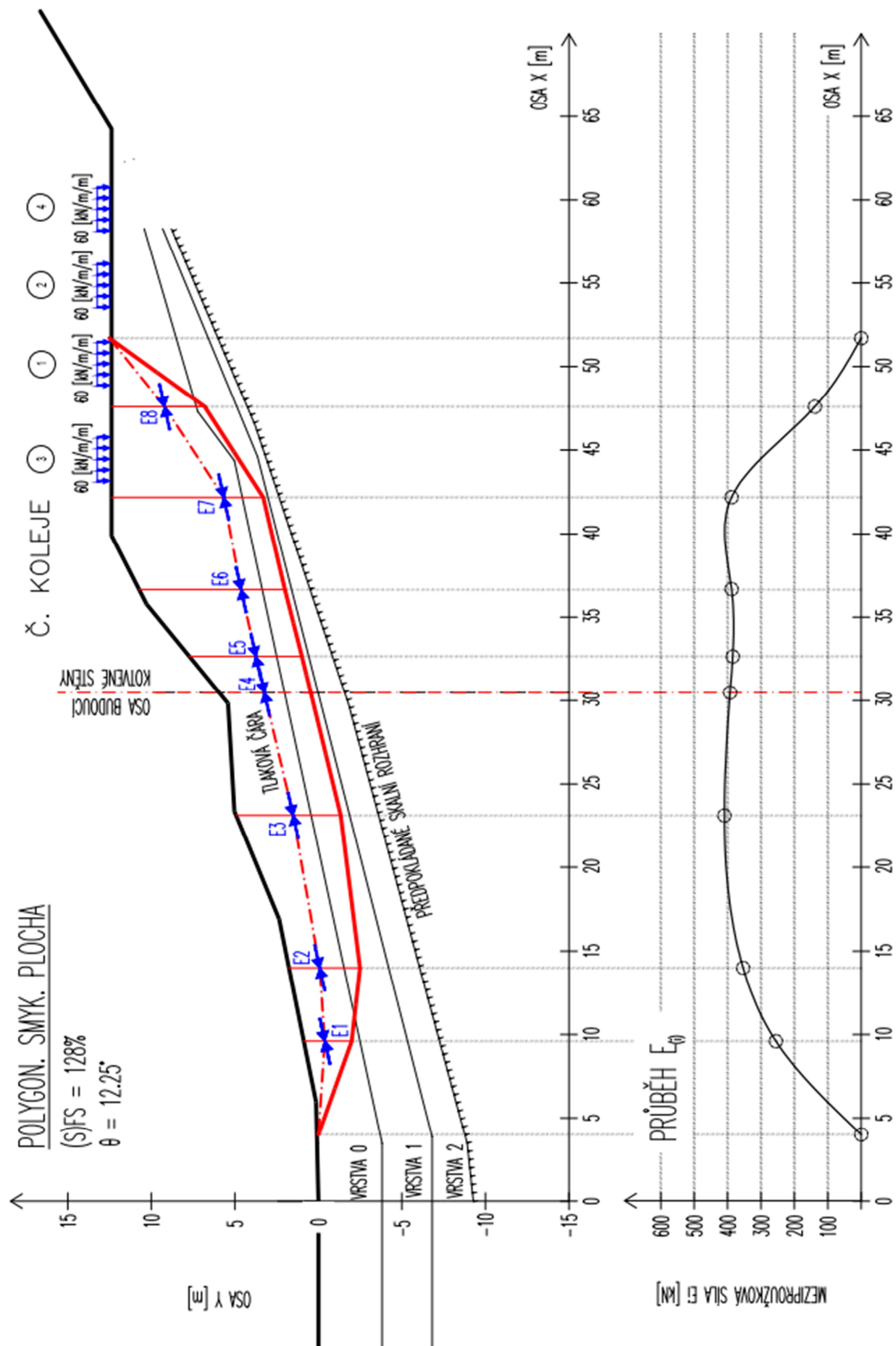
Při hypotetickém náhlém poklesu smykových parametrů a plné saturaci zemin nacházející se nad budoucí kotvenou stěnou dojde ke ztrojnásobení sesuvné složky až na 1800 kN. I s touto složkou bude uvažováno při dimenzování konstrukce.



Obr. 6.3 KLÍNY – ZTRÁTA SMYKOVÝCH PEVNOSTÍ



Obr. 6.4 PRŮBĚH MEZIPROUŽKOVÝCH SIL PRO KRUHOVOU SMYK. PLOCHU



Obr. 6.5 PRŮBĚH MEZIPROUŽKOVÝCH SIL PRO POLYGONÁLNÍ SMYK. PLOCHU

6.2 KONSTRUKCE – CELKOVÝ STATICKÝ SYSTÉM

Výpočet konstrukce nerespektuje změnu tuhosti konstrukce při vzniku trhliny. Pokud dojde k porušení průřezu trhlinou v daném bodě, dojde ke snížení ohybové tuhosti. Pro náš případ činí pokles momentu setrvačnosti z $0,0367 \text{ m}^4$ na $0,0179 \text{ m}^4$, tedy na poloviční velikost (u ideálního průřezu plně porušeného trhlinou). V takovém případě by došlo k redistribuci sil v konstrukci.

PARAMETRY STĚNY:

- *Beton XC2 C40/50*
- *Ocel B500*
- *Ø900 mm (trvalá pažnice Ø1000mm)*
- *Statická délka volný konec po fiktivní vetknutí $L = 8.75 \text{ m}$*
- *Zatěžovací šířka (ZŠ) = 1.2 m*
- *Vzdálenost mezery mezi pilotami = 0.3 m*
- *Jednotlivé piloty budou zřízeny pod ochranou pažnice. Pažnice bude ponechána jako trvalá pro ochranu betonu a výztuže proti proudící vodě. Výztuž bude kvůli vzniku trhlin ochráněna protikorozním nátěrem.*

PARAMETRY KOTEVNÍCH PRVKŮ:

- *TITAN 73/56 [8]*
- *$EA = 251 * 10^3 \text{ [kN]}$*
- *$EI = 125 * 10^6 \text{ [kNmm}^2\text{]}$*
- *$F_{0,2k} = 970 \text{ [kN]}$*
- *Volná délka 1.ř = 11 [m] 2.ř = 9.5 [m]*

FÁZE VÝSTAVBY:

FÁZE 1 (F1) = NAPNUTÍ 1. (HORNÍ) ŘADY KOTEV (napínací síla N1)

FÁZE 2 (F2) = NAPNUTÍ 2. (DOLNÍ) ŘADY KOTEV (napínací síla N2)

FÁZE 3 (F3) = AKTIVACE SESUVNÉ SLOŽKY

Napnutí jednotlivých řad je odděleno do vlastních fází (za účelem zkoumání vlivu změny napětí na již napnutých prvcích). Napínací síly jsou:

$$N1 = 215 \text{ [kN]}$$

$$N2 = 100 \text{ [kN]}$$

PROBLEMATIKA POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ:

Při srovnávání výsledků vnitřních sil konstrukce na následujících stranách, a to především ohybových momentů a sil v kotvách, je nutno brát ohled na nestejně podmínky výpočtu. I když geometrie stěny, kotev a jejich parametry zůstávají stejné, liší se okrajové podmínky plynoucí z použití zemních pružin (3 podmínky z kap. 4.5, jejich odstavení z výpočtu). Pokud se mění počet pružin aktivních ve výpočtu a jejich modul Kh_i , mění se i průběh vnitřních sil (především sledovaný ohybový moment a síly v kotvách). Různé sesuvné složky (0, 200, 400, 600, 800, 1200 a 1800 kN) tak vytvářejí mírně odlišné matematické modely (právě z důvodu různého ustálení deformací a z toho plynoucího počtu aktivních pružin). Z grafů je patrné přiblížení průběhu ohybových momentů (**graf 7**) pro sesuvnou složku 1800 kN (F3). Vzhledem k takto velkému zatížení je celá konstrukce „vyhnuta“ od zeminy (program vyhodnotí tahy a odpojí pružiny viz. kap 4.5). Malý počet pružin v uzlech, byť s rozdílnými moduly (Kh_5 a Kh_{15}), nezmění podstatně výsledné průběhy sil. Oproti tomu ve fázi F1 závisí výsledné průběhy především na průběhu a velikosti modulů Kh_i (aktivní veškeré zemní pružiny), protože konstrukce se při napínání kotev deformuje směrem do zeminy náspu.

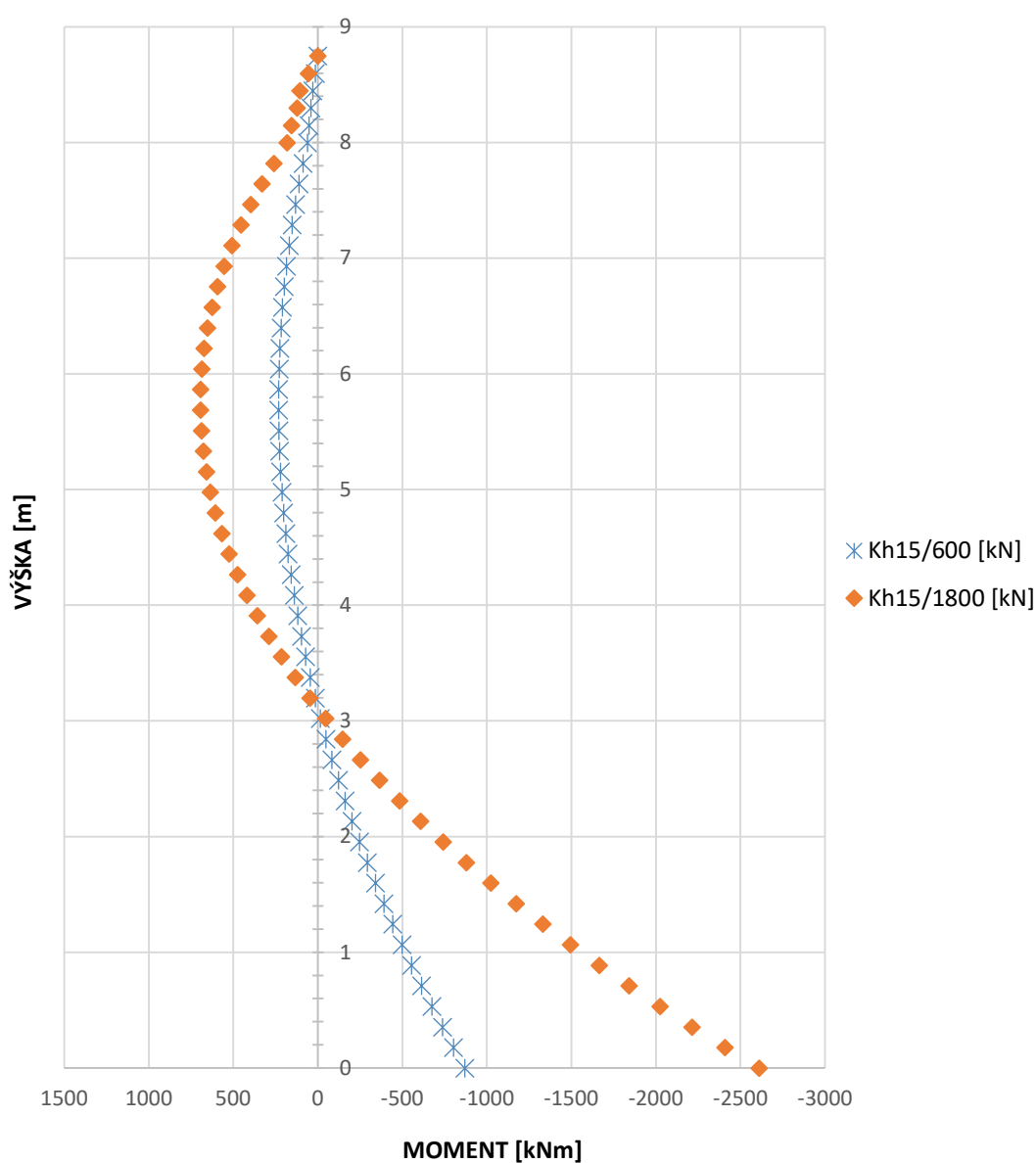
Z výše uvedeného je pro správné ověření F1 a návrh předpětí důležitá znalost parametrů zemních pružin (Kh_i).

Stejným principem se mění i samotné síly při napínání kotev a následně i v jednotlivých fázích. Ve F1 při napínací síle $N1 = 215 \text{ kN}$ je síla $N2 = 0 \text{ kN}$ (tzn. řada 2. zatím nenapnuta). Při předpínání kotev druhé řady na $N2 = 100 \text{ kN}$ se však předepnutá síla $N1$ sníží z 215 kN na 156 kN. Druhá řada kotev se zkrátka přidá k deformaci konstrukce a převezme určitou část vnitřních sil. Museli bychom dopnout první řadu kotev, čímž by se opět změnila síla tentokrát ve spodní řadě kotev. Z toho plyne, že obě řady kotev bychom museli napínat současně pro zaručení stanovených předpínacích sil v obou řadách.

Způsob úvahy předpínacích sil a výstupy dat na následujících stranách jsou však ve smyslu postupného napínání. To znamená, model počítá s poklesem předpětí v první řadě kotev po provedení předepnutí druhé řady. Z toho důvodu bylo rozděleno napínání do 2 fází (F1 a F2).

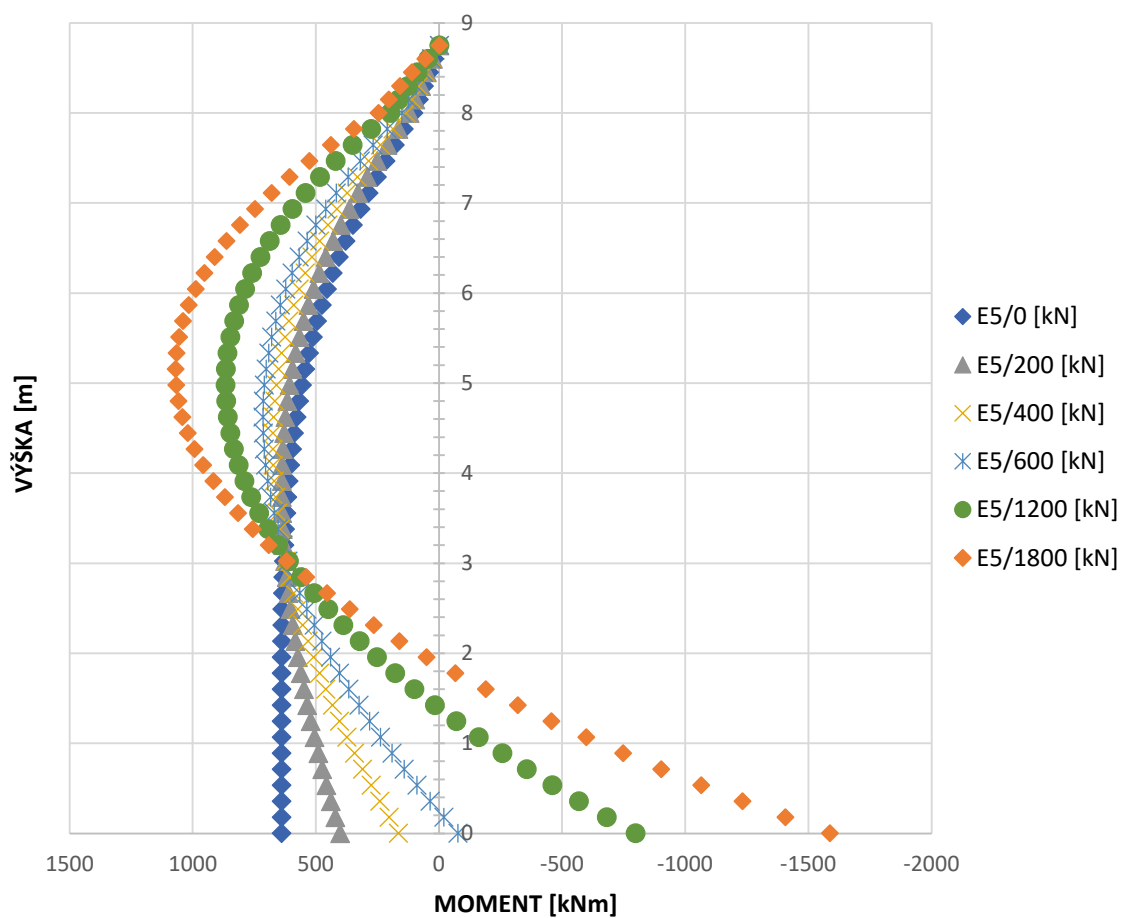
OHYBOVÉ MOMENTY – NEPŘEDEPNUTÉ KOTVY

Nutnost předepnutí kotev je patrná při srovnání ohybových momentů **grafu 2 a 7**. Předpětí zredukuje špičku v patě a rozprostře namáhání směrem k poli. Stěna je pak zatížena ohybovým momentem rovnoměrně.

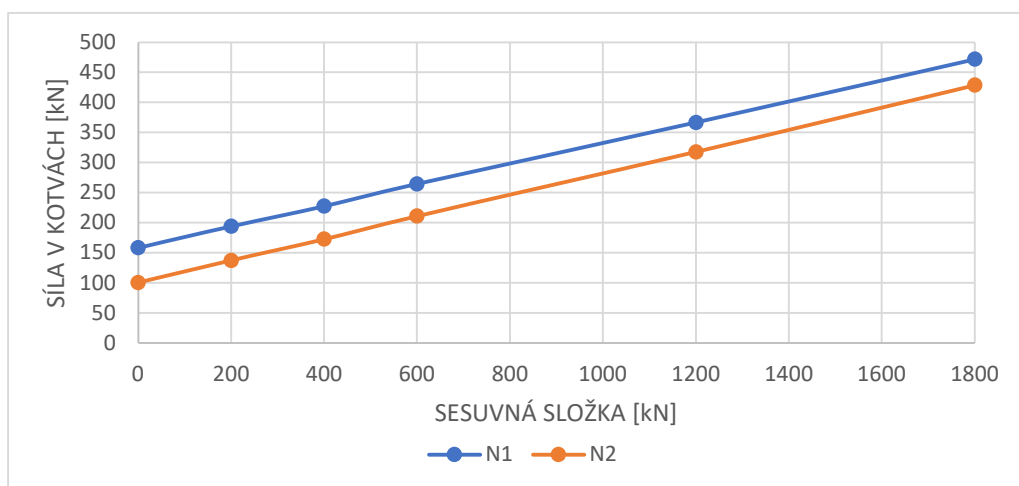


Graf 2. OHYBOVÉ MOMENTY PRO SESUVNÉ SLOŽKY, NEPŘEDEPNUTO, K m15

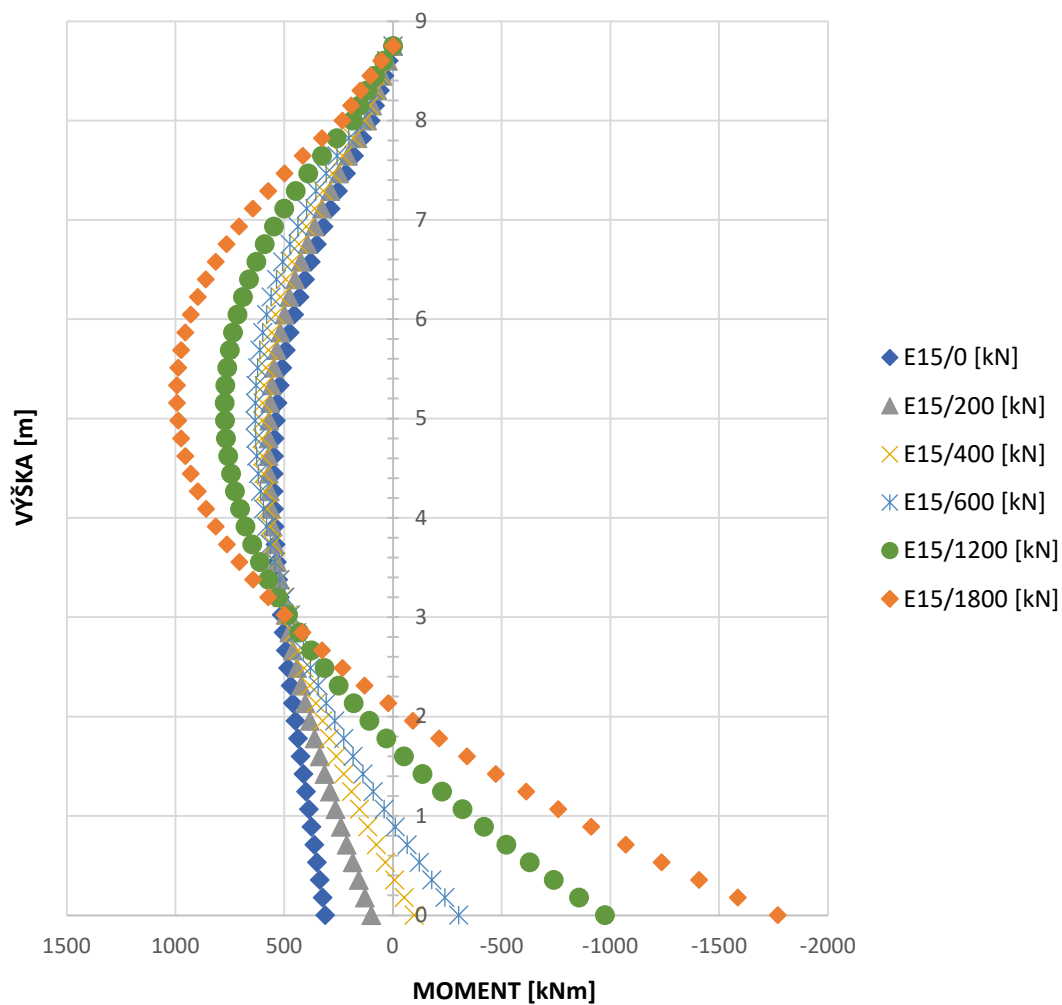
OHYBOVÉ MOMENTY – PŘEDEPNUTÉ KOTVY



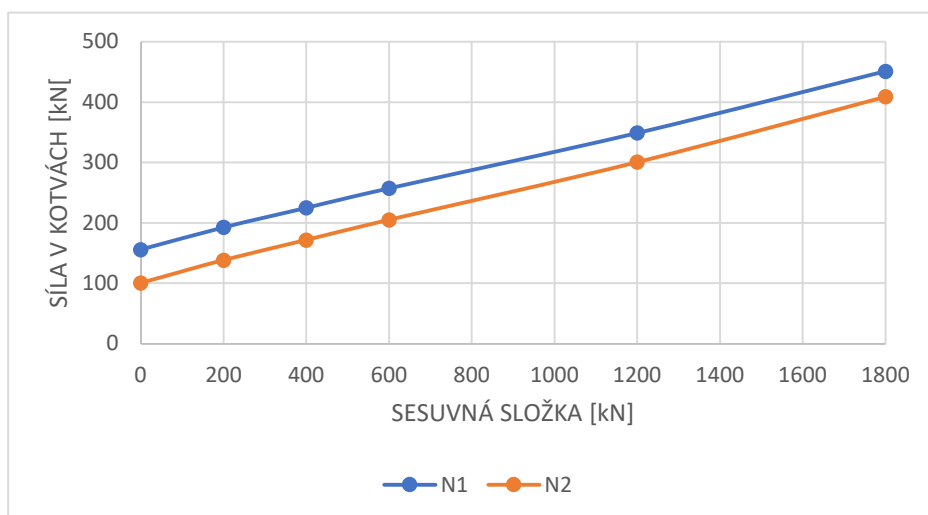
Graf 3. OHYBOVÉ MOMENTY PRO SESUVUNÉ SLOŽKY, PŘEDEPNUTO, Kh 5



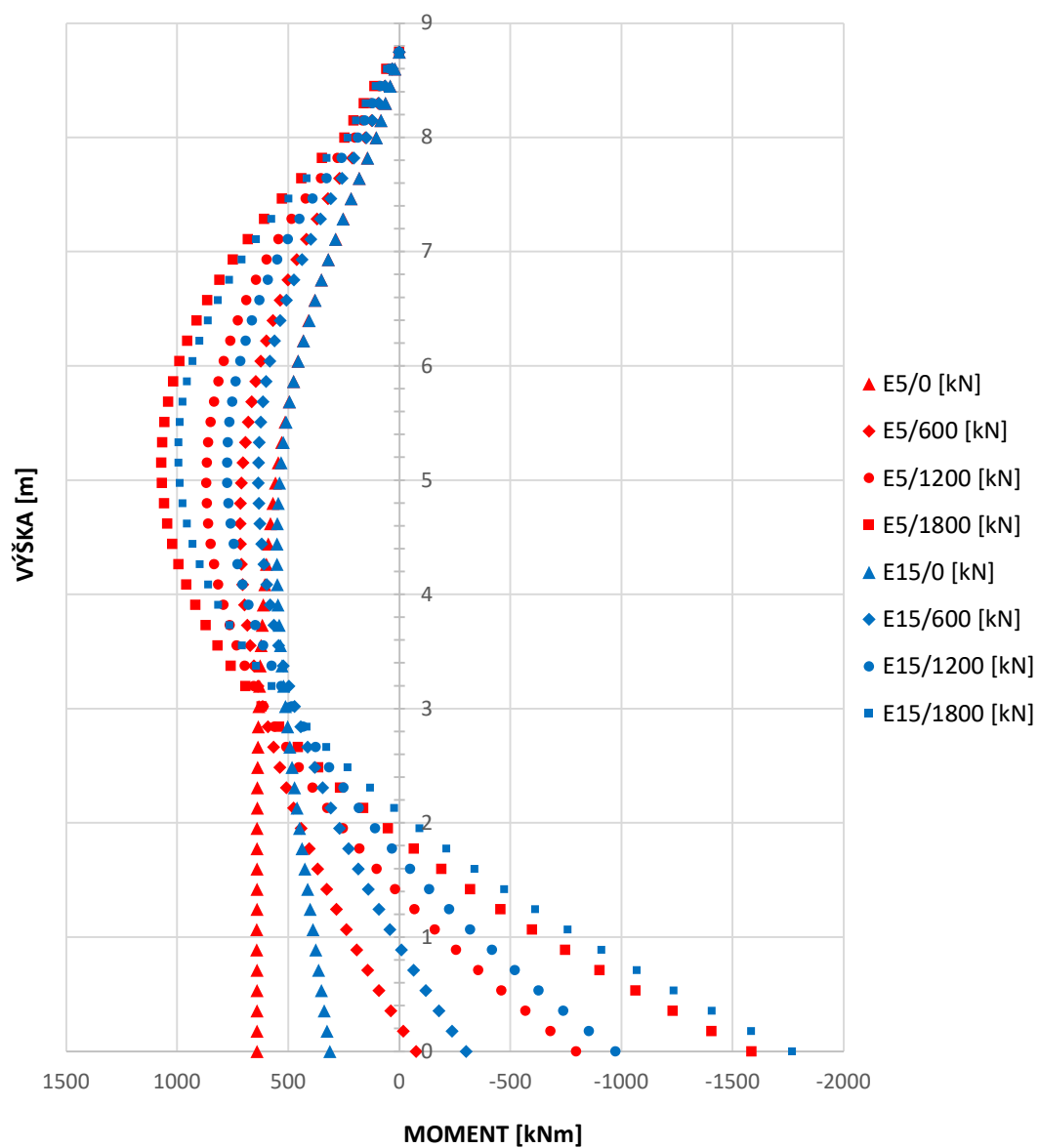
Graf 4. PRŮBĚH SÍLY V KOTVÁCH - SESUVNÁ SLOŽKA, PŘEDEPNUTO, Kh 5



Graf 5. OHYBOVÉ MOMENTY PRO SESUVUNÉ SLOŽKY, PŘEDEPNUTO, Kh 15

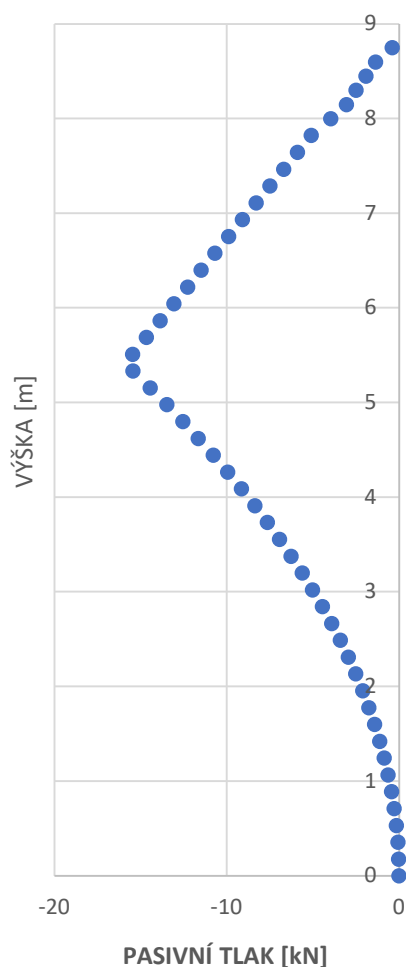


Graf 6. PRŮBĚH SÍLY V KOTVÁCH - SESUVNÁ SLOŽKA, PŘEDEPNUTO, Kh 15

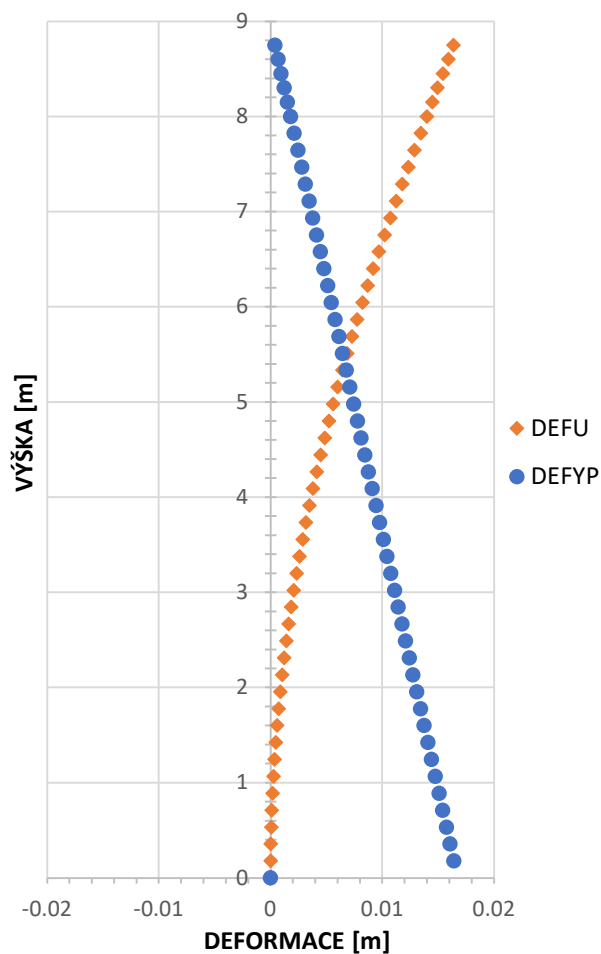


Graf 7. OHYBOVÉ MOMENTY PRO SESUVNÉ SLOŽKY, PŘEDEPNUTO, K_{h5} a K_{h15}

DEFORMACE A PRŮBĚHY PASIVNÍHO TLAKU:



Graf 8. PASIVNÍ TLAK, $K_{hi\ 15}$, FÁZE F2



Graf 9. DEFORMACE, $K_{hi\ 15}$, FÁZE F2

DEFYP = NUTNÁ DEFORMACE PRO AKTIVACI PLNÉHO PASIVNÍHO TLAKU

DEFU = SKUTEČNÁ DEFORMACE KONSTRUKCE

Na **grafu 8** vidíme zlom v průběhu sil. V rozsahu 8.75 - 5.15 m působí plný pasivní tlak. Od 5.15 - 0 m je již pasivní tlak dopočítán z pružného chování zemních pružin a deformací v daném místě (viz. podmínky kap. 4.5) Průběh pasivního tlaku se směrem k patě zmenšuje, jelikož posuny směrem k vetknutí klesají k 0.

6.3 KONSTRUKCE – PILOTY

V předchozích kapitolách byly stanoveny mezní momenty pro dané zatěžovací stavy. Pro dimenzování piloty jsou rozhodující stavy po napnutí 2. řady kotev (F2) a stěna pod nápořem sesuvné složky (F3).

VLASTNÍ PROGRAM - BEZ PŘEDPĚTÍ					PLAXIS - BEZ PŘEDPĚTÍ		
SLOŽKA	Kh5		Kh15		SLOŽKA	TYP1	TYP2
	1800 kN	600 kN	1800 kN	600 kN			
(F3)M _{pata} [kNm]	-2610	-870	-2610	-870	M _{pata}	-750	-820
(F3)M _{pole} [kNm]	+688	+230	+688	+230	M _{pole}	+370	+390
(F3)N1 [kN]	+376	+125	+376	+125	N1 [kN]	+146	+160
(F3)N2 [kN]	+395	+131	+395	+131	N2 [kN]	+146	+160

Tab. 6.1 CELKOVÝ SOUHRN OHYBOVÝCH MOMENTŮ NA KONSTRUKCI BEZ PŘEDPĚTÍ

Porovnáme-li jednotlivé výsledky ohybových momentů, jako první si můžeme všimnout velkých rozdílů v patě vlastního softwaru a softwaru Plaxis 2D. Tyto rozdíly vznikají samotným statickým uvažováním ekvivalentu konstrukce. Mnohem více než úvaha o rozložení zatížení činí tyto rozdíly samotné úvahy vetknutí piloty. V případě programu Plaxis je problém patrný z deformací **grafu 15 a 17**. V hloubce 8.75 m, tj. uvažovaná pata piloty, jsou zřetelné posuny konstrukce. Z celkového průběhu deformace je pak možné konstatovat, že v tomto místě vzniká i pootočení, tedy nejedná se o plné vetknutí. Oproti tomu vlastní program uvažuje v patě piloty plné vetknutí (tj. nulové posuny a pootočení). Tím získáváme daleko vyšší ohybové momenty v patě a o tento příspěvek plného vetknutí snížené momenty v poli.

Oba tyto stavy jsou reálné. Pokud bychom uvažovali plné vetknutí a horniny do kterých vetkneme pilotu mají nízkou pevnost/únosnost (nízký modul a smykové parametry), hrozí porušení konstrukce v poli. Pokud ale vetkneme konstrukci do velmi pevných/únosných hornin (vysoký modul a smykové parametry), hrozí nám porušení v patě. Jinými slovy, samotný bod vetknutí drží a „napřimuje“ celou konstrukci a pokud dojde k posunu a pootočení v tomto bodě, konstrukce se musí v poli bránit zvýšením ohybových momentů.

VLASTNÍ PROGRAM - PŘEDPĚTÍ						
SLOŽKA	Kh5			Kh15		
	1800 kN	600 kN	0 kN	1800 kN	600 kN	0 kN
(F3)M _{pata} [kNm]	-1768	-300	+312	-1586	-75	+640
(F3)M _{pole} [kNm]	+993	+774	-	+1070	+714	-
(F3)N1 [kN]	+376	+125	158	+376	+125	+158
(F3)N2 [kN]	+395	+131	100	+395	+131	+100

Tab. 6.2 CELKOVÝ SOUHRN OHYBOVÝCH MOMENTŮ NA KONSTRUKCI S PŘEDPĚTÍM

Průřez piloty bude dimenzován na nejhorší stav **F3 1800 kN (VLASTNÍ SOFTWARE)** . Normálová síla v průřezu nepřesahuje 500 kN a maximální posouvající síla v patě je 1200 kN (při sesuvné složce 1800 kN). Konstrukce bude dimenzována na ohybový maximální moment 1768 kNm.

A) PARAMETRY C40/50 3500 XC2

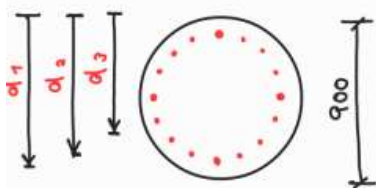
$$f_{ck} = 40 \text{ [MPa]} \quad f_{ctk,ops} = 2,5 \text{ [MPa]} \quad f_{yk} = 500 \text{ [MPa]}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,8 \cdot \frac{40}{1,5} = 21,3 \text{ [MPa]}$$

$$f_{cta} = \alpha_{cc} \cdot f_{ctk,ops} / \gamma_c = 0,8 \cdot 2,5 / 1,5 = 1,33 \text{ [MPa]}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ [MPa]}$$

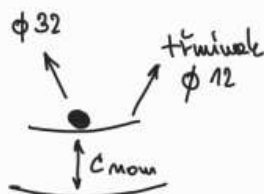
B) MSÚ - PRŮŘEZ



- minimální krycí výztuže s ohledem na provádění:

$$c_{min} = 60 \text{ [mm]} \quad d > 0,6 \text{ [m]}$$

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 60 + 10 = 70 \text{ [mm]}$$



- návrh hl. výztuže → odhad 20 x phi 32 [mm]

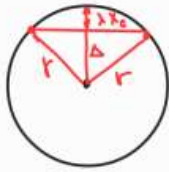
- ramena $d_1 = 802 \text{ [mm]}$

$$d_2 = 785 \text{ [mm]}$$

$$d_3 = 735 \text{ [mm]}$$

$$d_4 = 657 \text{ [mm]}$$

- uvažováno pouze s plně využitou výztuží
- tláčková výztuž nebude uvažována
- $A_{\phi 32} = 1018 \text{ [mm}^2\text{]}$



$$Z_T = r \cdot \left(1 - \frac{4}{3} \cdot \frac{\sin^3(\alpha)}{2\alpha - \sin 2\alpha} \right)$$

$$A_{cc} = r^2 \cdot \arccos\left(\frac{r - x_c}{\lambda x_c}\right) - (r - \lambda x_c) \cdot \sqrt{2 \cdot x_c \cdot \lambda r - \lambda x_c^2}$$

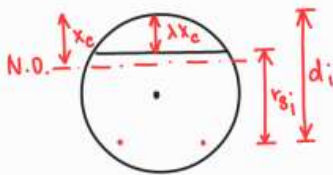
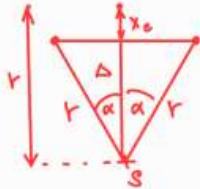
$$\cos(\alpha) = \frac{\Delta}{r}$$

$$\alpha = \arccos\left(\frac{\Delta}{r}\right)$$

$$\Delta = r - \lambda x_c$$

$$r_{gi} = d_i - \lambda x_c$$

$$\alpha_{cc} = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210}{35} = 6$$



$$F_{cc} = F_s$$

$$A_{cc} \cdot f_{cd} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_{cc} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_{cc} = \frac{(9 \times 1018) \cdot 434,78}{21,3 \cdot 10^6} = 0,187 \text{ [m}^2\text{]}$$

↓

$$\lambda x_c = 0,302 \text{ [m]}$$

$$x_c = 0,377 \text{ [m]}$$

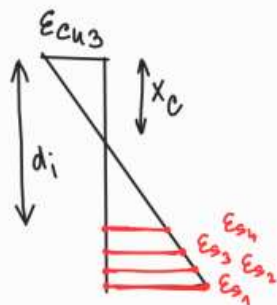
$$r_s = \frac{0,625 \cdot 1 + 0,608 \cdot 2 + 0,558 \cdot 2 + 0,48 \cdot 2 + 0,382 \cdot 2}{9}$$

$$r_s = 0,520 \text{ [m]}$$

$$M_{rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot r_s = 434,78 \cdot 9162 \cdot 0,52 = 2071 \text{ [kNm]}$$

$$M_{rd} > M_{Ed} = 1768 \text{ [kNm]} \dots \text{ VÝHODNĚ}$$

© KONTROLA PŘETVOŘENÍ



$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{x_c} = \frac{\varepsilon_{si}}{(d_i - x_c)} \Rightarrow \varepsilon_{si} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{x_c} \cdot (d_i - x_c)$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{3,5}{0,377} \cdot (0,802 - 0,377) \doteq 3,95 [‰]$$

$$\varepsilon_{s2} = 3,78 [‰]$$

$$\varepsilon_{s3} = 3,32 [‰]$$

$$\varepsilon_{s4} = 2,59 [‰] > \varepsilon_{sd} = 2,17 [‰]$$

$$f_{yd} = E_s \cdot \varepsilon_{sd} \rightarrow \varepsilon_{sd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434,78 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^9}$$

$$\varepsilon_{sd} = 2,17 ‰$$

© KONSTRUKČNÍ PODMÍNKY

- ϕ ŽET. VÝZTUŽE $\geq 16 \text{ mm}$ ✓
- MIN POČET PODPRUTŮ $m \geq 6$ ks ✓
- MAXIMÁLNÍ VZD. PO OBVODE $s_s \leq 200 \text{ mm}$ ✓
- MINIMÁLNÍ PLOCHA VÝZTUŽE $0,5 \leq \lambda_c \leq 1,0 \text{ m}^2 \quad \lambda_s \geq 2500 \text{ mm}^2$ ✓

⑤ SMYKOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU

$$V_{2d,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[C_{2d,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ct,e})^{1/3} + k_1 \cdot \tau_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \\ (V_{\min} + k_1 \cdot \tau_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right\}$$

$$C_{2d,c} = \frac{0,18}{f_{ct,e}} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{802}} = 1,49 \leq 2,0$$

$$\rho_L = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d} = \frac{0,0071}{0,636} = 0,011 \leq 0,02$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ct,e}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,49^{3/2} \cdot 40^{1/2} = 0,4 \text{ [MPa]}$$

$$V_{2d,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[0,12 \cdot 1,49 \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 40)^{1/3} + 0 \right] \cdot 0,636 \\ (0,4 + 0) \cdot 0,636 \end{array} \right\}$$

$$V_{2d,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4026 \text{ kN} \\ 2544 \text{ kN} \end{array} \right\} = 4026 \text{ kN} \geq \pm 1200 \text{ [kN]}$$

Ⓕ MSP - IDEÁLNÍ PRŮŘEZ / ONEŽENÍ NARŽETÍ

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210}{35} = 6$$

a) ideální průřez - neporušený truhlou

$$\boxed{F_{ec} = F_{ct} + F_s}$$

$$A_{ec} \cdot \sigma_{ec} = A_{ct} \cdot \sigma_{ct} + A_s \cdot \sigma_s$$

kte:

$$\sigma_{ec} = \sigma_{ct} \cdot \frac{x_i}{h - x_i}$$

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \sigma_{ct} \cdot \frac{d - x_i}{h - x_i}$$

$$\Delta \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_i^2 = \frac{1}{2} b \cdot (h - x_i)^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_i)$$

$$A_{ec} \cdot r_{ec} = (A_c - A_{ec}) \cdot r_{ct} + \sum \alpha_e \cdot A_{s_i} \cdot r_{s_i}$$

$$\frac{A_{ec} \cdot r_{ec} - (A_c - A_{ec}) \cdot r_{ct}}{\sum r_{s_i}} = \sum \alpha_e \cdot A_{s_i}$$

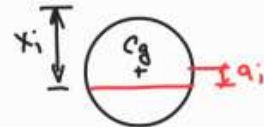
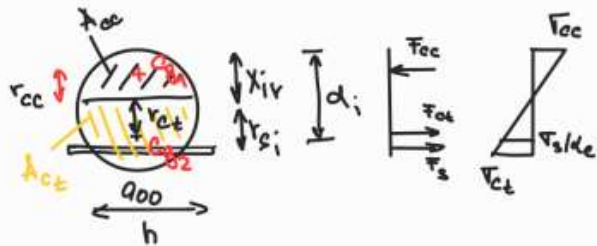
$$\frac{0,374 \cdot 0,22 - (0,636173 - 0,374) \cdot 0,1627}{0,9292} = 0,042756$$

$$\rightarrow x_i = 0,512 \text{ [m]}$$

$$I_i = \frac{1}{4} b h^4 + A_c \cdot a_i^2 + \alpha_e \cdot A_{s_i} \cdot r_{s_i}^2$$

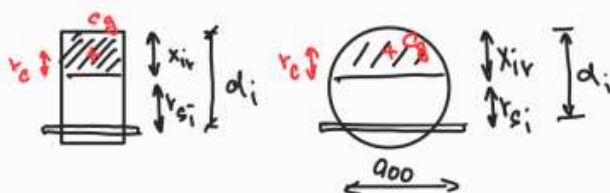
$$I_i = 0,0322 + 0,636 \cdot 0,06^2 + 0,00228$$

$$I_i = 0,0367 \text{ [m}^4\text{]}$$



b) ideální průřez - porušený tlínou

$$A_{ce} \cdot \frac{x_{ir}}{2} = A_s \cdot r$$



$$S_e = S_s$$

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_{ir}^2 = \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{ir})$$

$$b \cdot x_{ir} \cdot \left(\frac{x_{ir}}{2} \right) = \alpha_e \cdot A_s \cdot r_s$$

$$A_{ce} \cdot (r_c) = \alpha_e \cdot A_s \cdot r_{s_i}$$

$$\frac{A_{ce} \cdot r_c}{\sum r_{s_i}} = \sum \alpha_e \cdot A_{s_i}$$

$$I_{ir} = I_{\text{circle}} + A_{ce} \cdot r_c^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot r_{s_i}^2$$

$$I_{ir} = 0,003846 + 0,298 \cdot 0,18^2 + 0,00453$$

$$I_{ir} = 0,0179 \text{ [m}^4\text{]}$$

$$\frac{0,298 \cdot 0,1809}{1,22} = 0,04276$$

$$\rightarrow x_{ir} = 0,428 \text{ [m]}$$

c) VZNIK TRHLIN

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.95}}{\gamma_c} = \frac{2,5}{1,0} = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{c_t} > f_{ctk,0.95}$$

$$\sigma_{c_t} = -\frac{N}{A} + \frac{M}{I_g} \cdot z = -\frac{460}{0,639} + \frac{1768}{0,0367} \cdot 0,45 = 22,4 \text{ [MPa]}$$

$$22,4 \text{ [MPa]} \geq 2,5 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{VZNIK TRHLIN}$$

d) OMEZENÍ NAPĚTÍ

$$|\sigma_c| \leq 0,60 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 40 = 24 \text{ [MPa]}$$

$$|\sigma_s| \leq 0,80 \cdot f_{yk} = 0,80 \cdot 500 = 400 \text{ [MPa]}$$

6.4 KONSTRUKCE – KOTVY

Kotvy byly dimenzovány na maximální sílu 471 kN (F3 1800 kN). Průměr vrtného nástroje je uvažován Ø175 mm.

TITAN 73156 ϕ 175

$$R_{Lk} = F_{0,2k} = 830 \text{ [kN]}$$

$$R_{Ak} = \pi \cdot d_1 \cdot L \cdot \tau_A = \pi \cdot 0,175 \cdot 4 \cdot 300 = 659 \text{ [kN]}$$

$$R_{bk} = \pi \cdot d_2 \cdot L \cdot \tau_B = \pi \cdot 0,075 \cdot 4 \cdot 1000 = 1033 \text{ [kN]}$$

$$R_k = \min \{ R_{Lk}; R_{Ak}; R_{bk} \} = \{ 830; 659; 1033 \}$$

$$R_k = 659 \text{ [kN]}$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_k} = \frac{659}{1,35} = 488 \text{ [kN]}$$

POSOUDEK:

$$R_d > F_d$$

$$488 > 471 \text{ [kN]} \dots \text{VYHODNOTĚ}$$

$$471 \text{ kN (1800 kN)} \rightarrow 96,5\%$$

$$265 \text{ kN (600 kN)} \rightarrow 54,3\%$$

6.5 STUPEŇ STABILITY PŘI PROVÁDĚNÍ SANACE

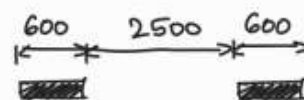
V rámci provádění kotvené stěny bude použita těžká pilotová souprava. Nutnost použití těžké soupravy vychází z potřeby provedení pilot průměru 900 mm vetknutých do skalních až poloskalních hornin. Pilota bude pod ochranou pažnice Ø 1000 mm. Celková délka piloty v řešeném řezu činí $(8,75 + 5,0) = 14,0$ m. Tato délka musí být upřesněna na základě podrobného průzkumu (ověření hloubky a kvality skalního podkladu v jednotlivých řezech řešeného úseku železniční trati).

Parametry soupravy, zejména její hmotnost a nutný manipulační prostor, budou převzaty z technických listů soupravy BAUER BG 20 H [9].

• ŠÍŘKA PAŽNICE 600 [mm]

• DÉLKA PAŽNICE 4800 [mm]

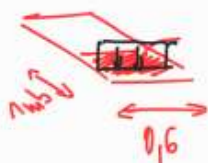
• HMOTNOST 53 [t] (průvazní hmotnost)



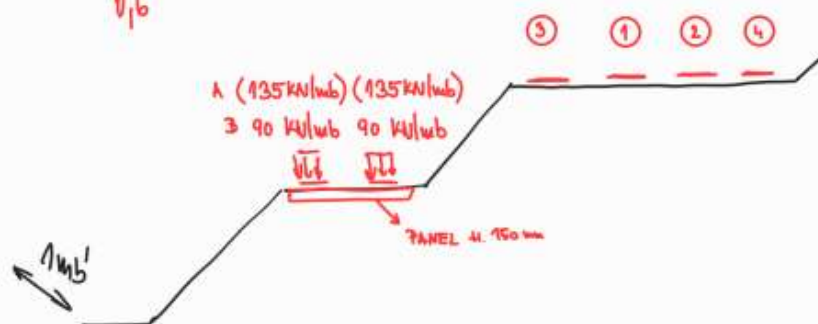
• TÍHA $53\,000 \cdot 9,81 \Rightarrow 520$ [kN]

• PLOCHA PAŽNICE $A_p = 0,6 \cdot 4,8 = 2,88$ [m²]

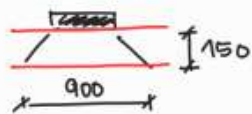
• ZATÍŽENÍ $\sigma_{q_k} = \frac{520}{2 \cdot 2,88} = 90$ $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]; [\text{kPa}]$



$$\sigma_{q_d}^* = 90 \cdot 1,5 = 135 \text{ kPa}$$



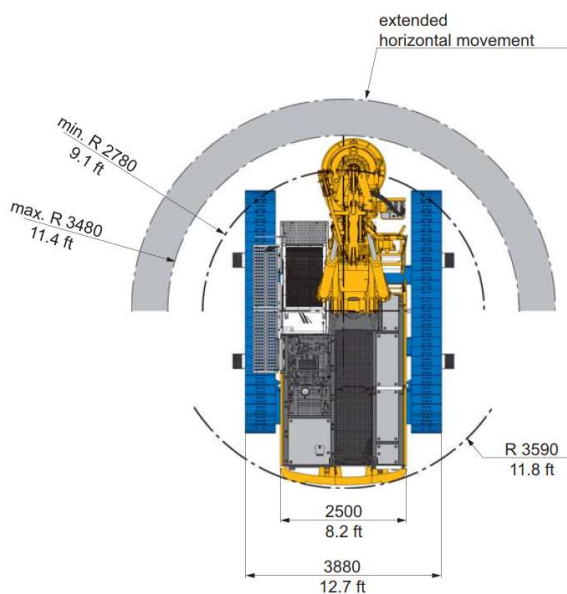
- ROZNOŠ 705 PANELEM



$$\sigma_{q_k} = \frac{520}{2 \cdot 0.9 \cdot 4.8} = 60 \text{ [kPa]}$$

$$\sigma_{q_d}^3 = 60 \cdot 1.5 = 90 \text{ [kPa]}$$

Po prvotním výpočtu stability bez roznášecích panelů dochází k usmýknutí pod krajním pásem u hrany svahu. Z toho důvodu je nutné, aby souprava při provádění stála co možná nejdále od hrany svahu (více jak 2 m od hrany). Při kontrole stability se soupravou byl brán ohled na možné pracovní pozice a polohy stroje (obr. 6.8).



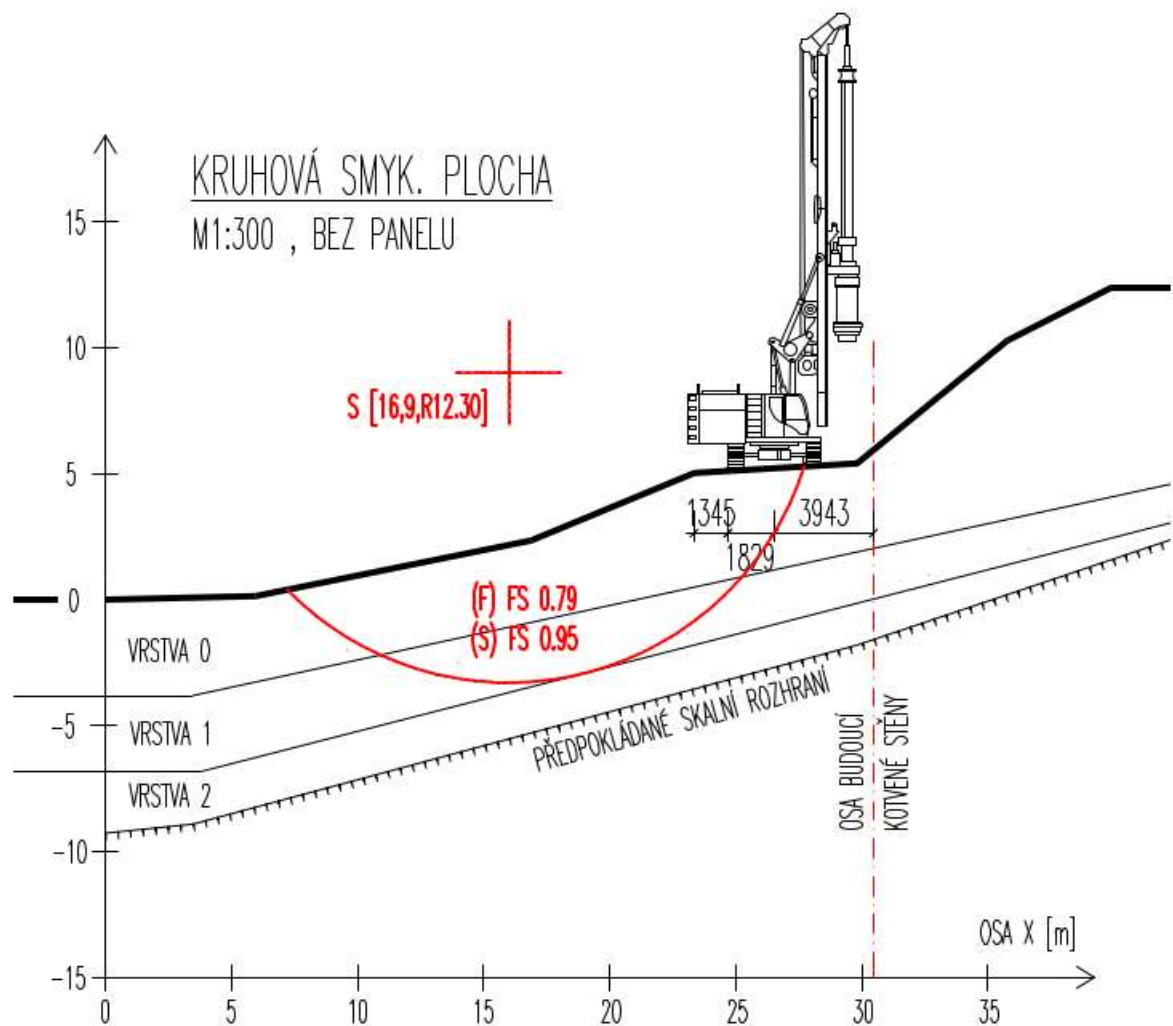
Obr. 6.6 MANIPULAČNÍ PROSTOR SOUPRAVY [22]

Výpočet je proveden pro:

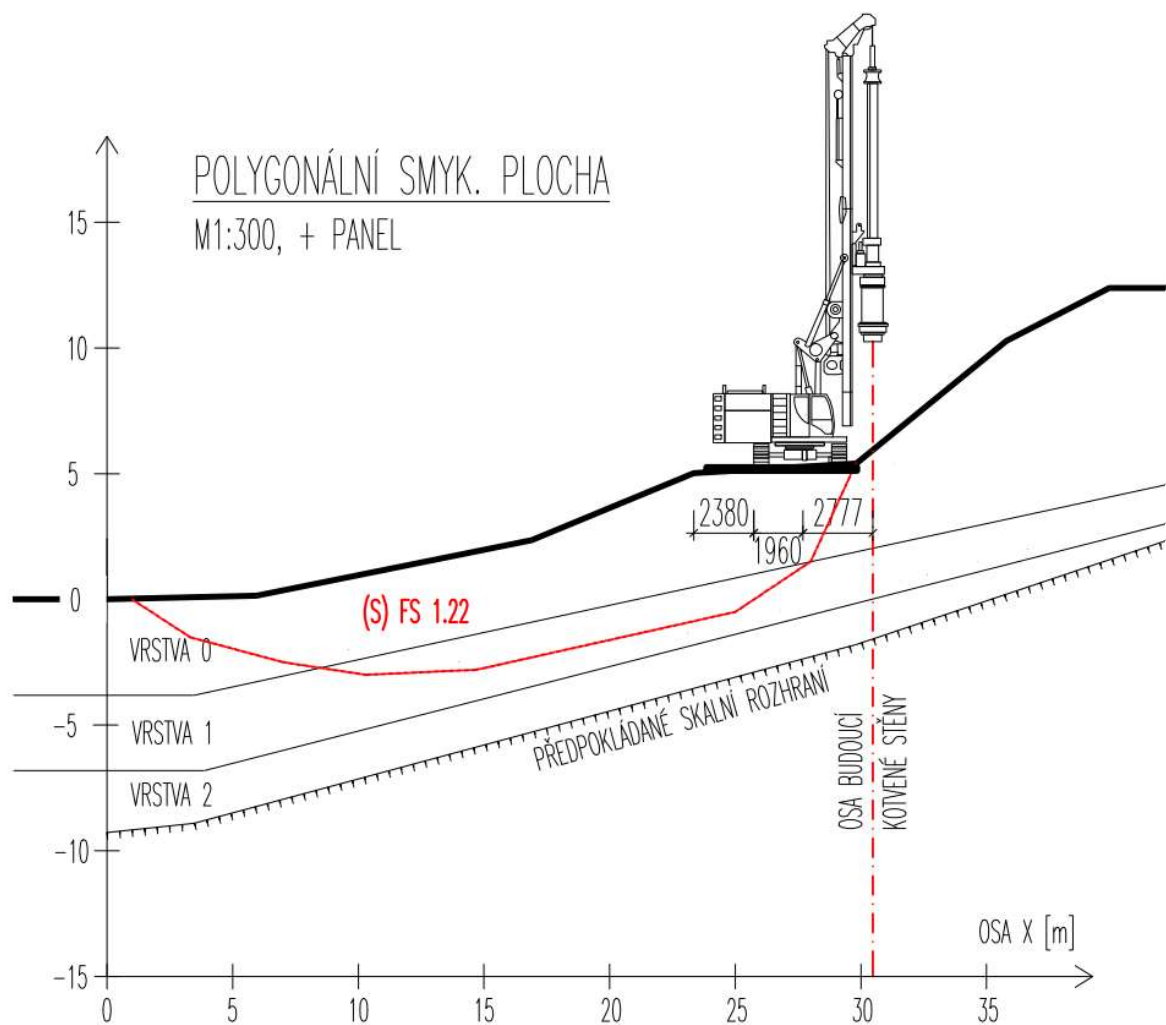
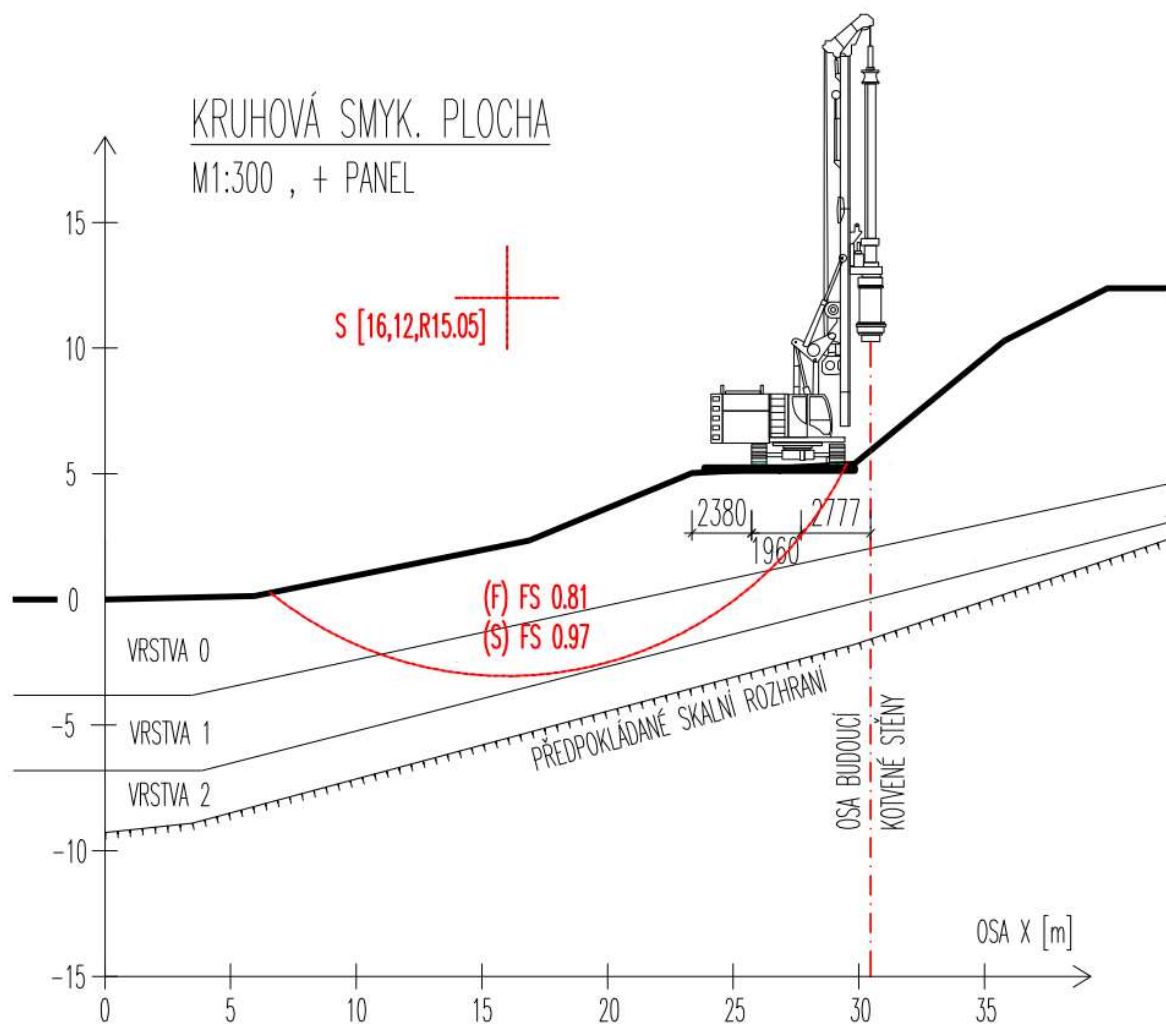
- (KRUH) – BEZ PANELU (OBR. 6.9)
- (KRUH + POLYGON) – PANEL (OBR. 6.10)
- (KRUH + POLYGON) – PANEL + PŘÍTÍŽENÍ (OBR. 6.11)

Při určitém odstupu soupravy od hrany dochází k usmýknutí pod celou soupravou výpočet a) a b). V takovém případě již nepomáhají ani panely a je nutné přitížení paty těchto smykových ploch.

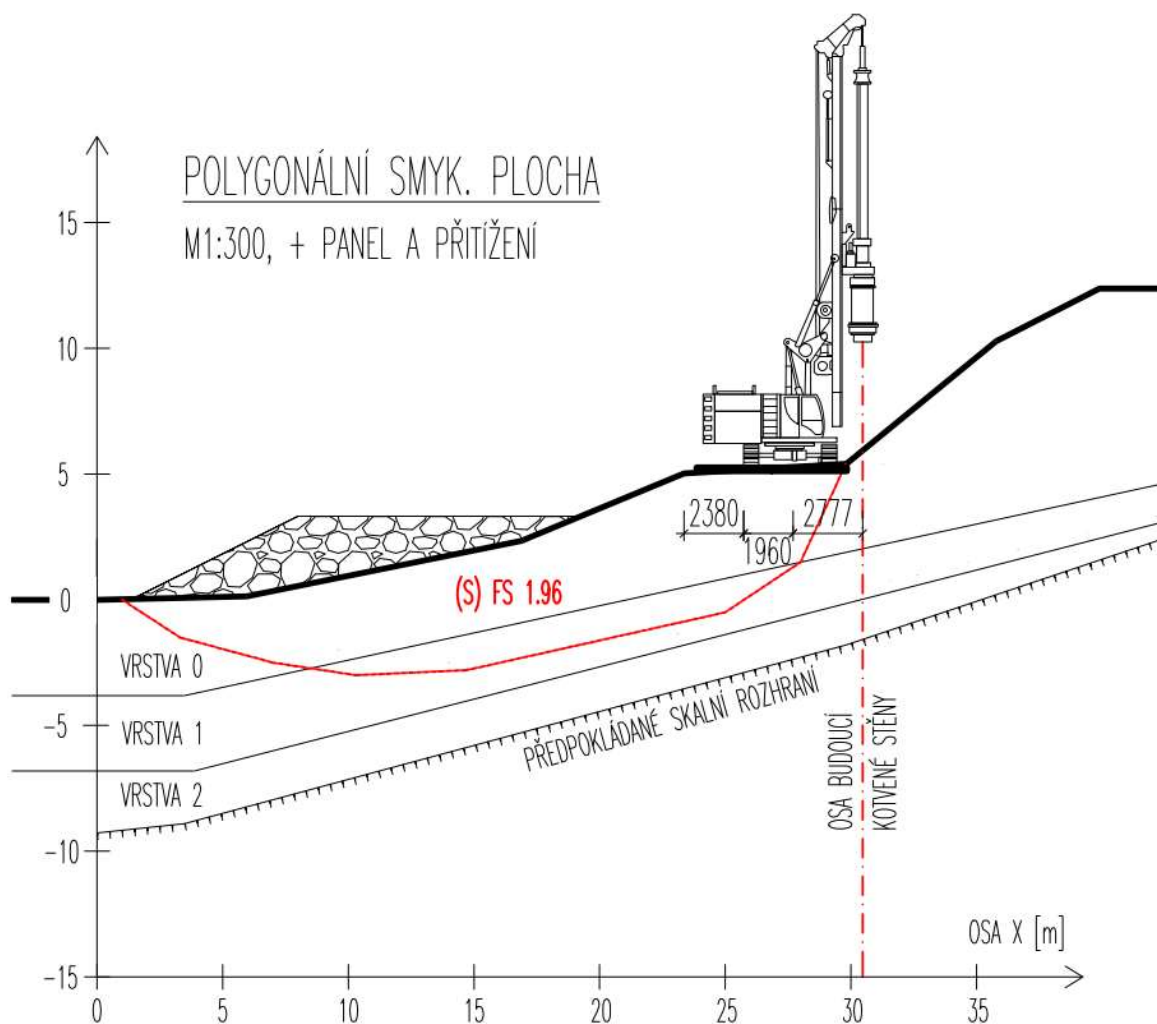
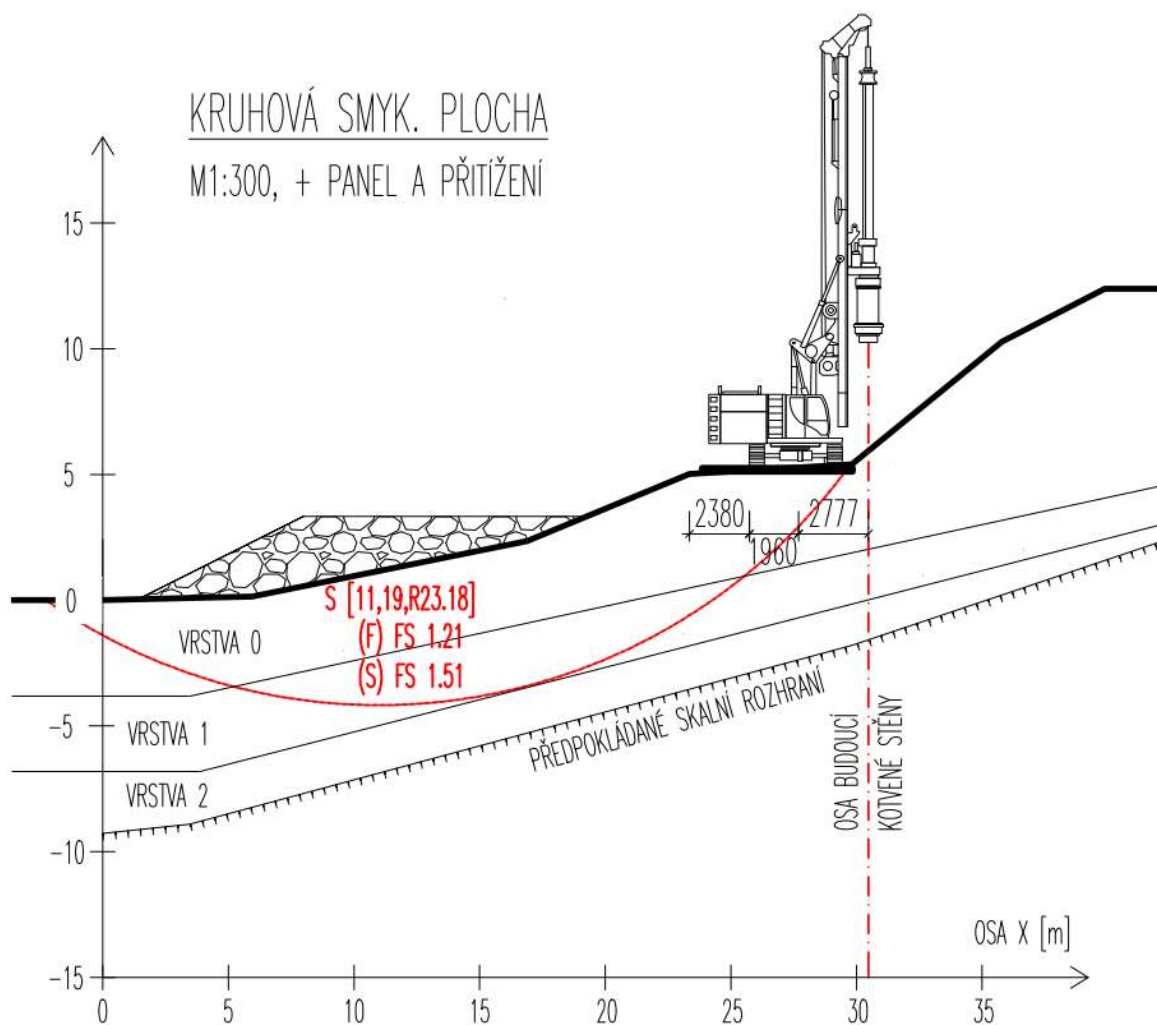
Dodatečné technologické přitížení paty může být, po jejich posouzení ze zemin, získaných z jednotlivých vývrtek pilot. V případě nevhodných zemin je možné tyto zeminy dále například mechanicky zlepšit.



Obr. 6.7 STABILITA PŘI PROVÁDĚNÍ BEZ PANELU



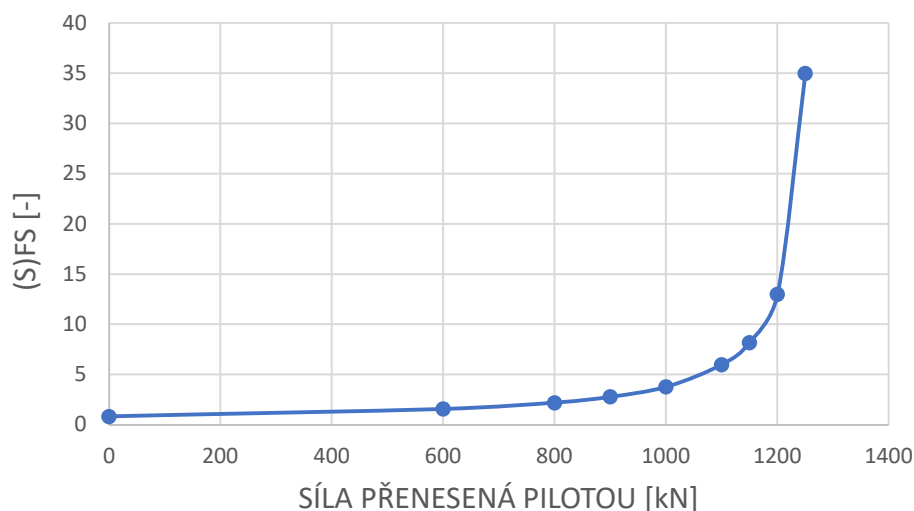
Obr. 6.8 STABILITA PŘI PROVÁDĚNÍ S PANELEM



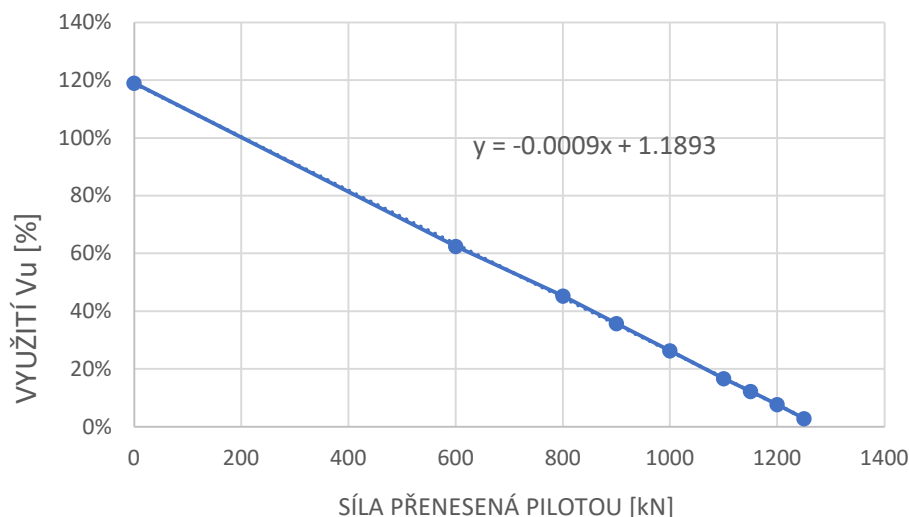
Obr. 6.9 STABILITA PŘI PROVÁDĚNÍ S PANELEM A PŘÍTIŽENÍM

6.6 STUPEŇ STABILITY PO PROVEDÍ SANACE A (VL. SOFTWARE)

Možný způsob, jak posoudit zlepšení stupně stability svahu s kotvenou stěnou (se stabilizační pilotou), je použitím metody výpočtu podle Spencera, konkrétně s vložením pilotou přenesené síly v příslušném proužku. Síla přenesená pilotou (F_p) je pak stanovena jako mezní síla, kterou je schopna stěna přenést. Vzhledem k tomu, že smyková únosnost piloty $\varnothing 900$ mm je násobně vyšší oproti maximální síle vyvolující kritické ohybové namáhání, bude použita rozhodující síla vyvolující ohyb. Tato sesuvná složka byla stanovena na 1800 kN (**kap. 5.3**).



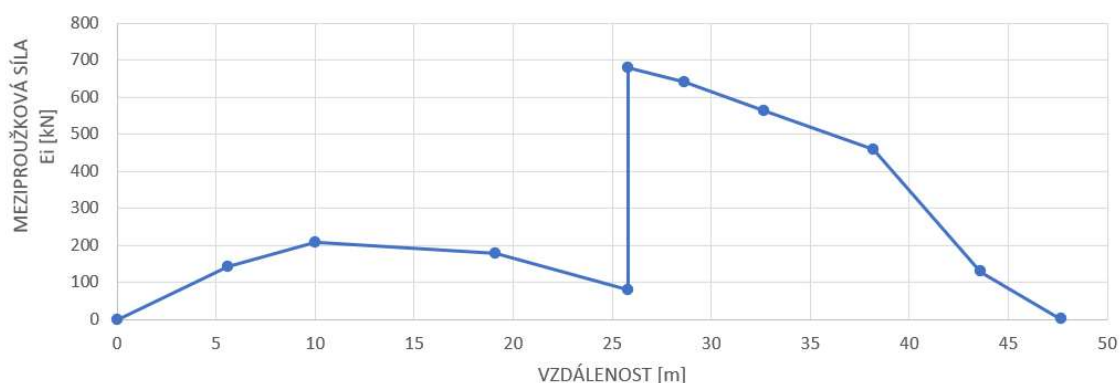
Graf 10. ZVÝŠENÍ STABILITY PILOTOU



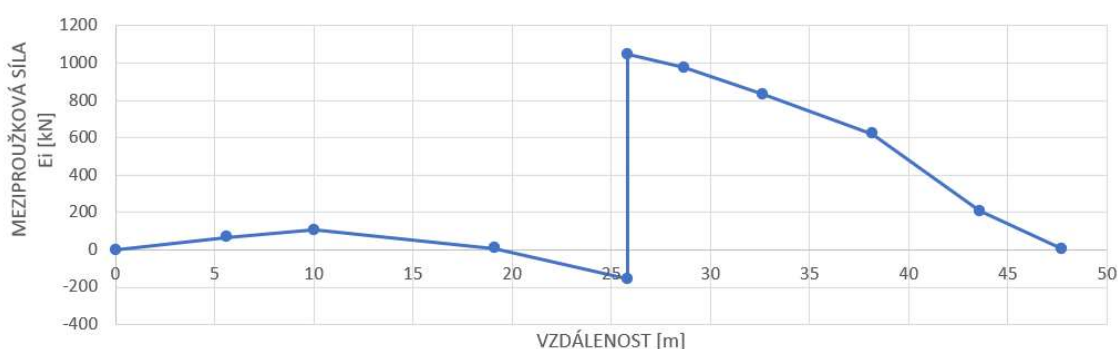
Graf 11. VYUŽITÍ SMYKOVÉ PLOCHY V %

Samotný výpočet probíhá standartním způsobem. Změnu vnesenou stabilizační pilotou můžeme kontrolovat v tlakové čáře, kde se projeví prudkým zvýšením meziproužkových sil (zvýšení sil je rovno velikosti F_p). V **grafu 2 a 3** je pro polygonální smyk, plochu z **obr. 5.7** uvedeno zvyšování stability v závislosti na přenesené složce piloty F_p . Výpočtem lze nalézt řešení do složky F_p 1250 kN. S vyššími složkami není výpočet schopen konvergovat. Z **grafu 5** pro sílu 1200 kN je zřejmé, že pro téměř dva proužky jsou meziproužkové síly tahového charakteru, tedy jednotlivé proužky pod pilotou jsou „zavěšeny“ na pilotě. Při dalším zvyšování síly F_p , až k síle 1321 kN, se blíží stupeň stability k velikosti $FS \rightarrow 0$ (0% využití), v praxi nesmyslné hodnotě.

Při síle $F_p = 600$ kN (**graf 4**) je tlakový charakter meziproužkových sil zachován a zlepšený stupeň stability pro danou smykovou plochu bude považován při této složce, tedy $FS = 1.6$ ($V_u = 62.5\%$)



Graf 12. PRŮBĚH MEZIPROUŽKOVÝCH SIL S PILOTOU ($F_p = 600$ kN)



Graf 13. PRŮBĚH MEZIPROUŽKOVÝCH SIL S PILOTOU ($F_p = 1200$ kN)

6.7 STUPEŇ STABILITY PO PROVEDÍ SANACE (PLAXIS)

A) PŘEDPOKLADY VÝPOČTU

Do výpočtového modelu byla přidána kotvená pilotová stěny s parametry uvedenými tabulce 6.3. Aby program úspěšně dopočítal F0, byla aktivovaná kotvená stěna již v této první fázi a zůstává aktivní i přes fáze F2 a F3. Geometrie, zatížení železniční dopravou a účinky tlakové vody zůstávají stejné podle předpokladů v kapitole 5.2. Výpočet byl ověřen pro konstrukci se zeminou před pilotou (TYP1) a bez zeminy před pilotou (TYP2). Výsledky byly porovnány pro získání informací o působení zeminy v oblasti pasivních tlaků na pilotu.

TUHOSTI PRVKŮ

- *Tuhost kotev 73/56 byly převzaty z příslušných technických listů [10].*
- *Tuhost pilot Ø900 mm s osovou vzdáleností 1.2 m je nutno přepočítat do podoby ekvivalentní stěny obdélníkového průřezu na 1mb délky modelu. Výchozí moment setrvačnosti jedné piloty k jejímu těžišti je $I_y = 0.0322 \text{ m}^4$ a plochou $A_{\text{piloty}} = 0.636 \text{ m}^2$. Tuhost bude přepočítána podle [11].*

$$\hat{E} = E \cdot \frac{A}{h_{eq} \cdot L_{spacing}} = 35 \cdot \frac{0.636}{0.7749 \cdot 1.2} = 23.8 \text{ [GPa]} \quad (17)$$

$$h_{eq} = \sqrt{\frac{12 \cdot I}{A}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 0.0322}{0.636}} = 0.7749 \text{ [m]} \quad (18)$$

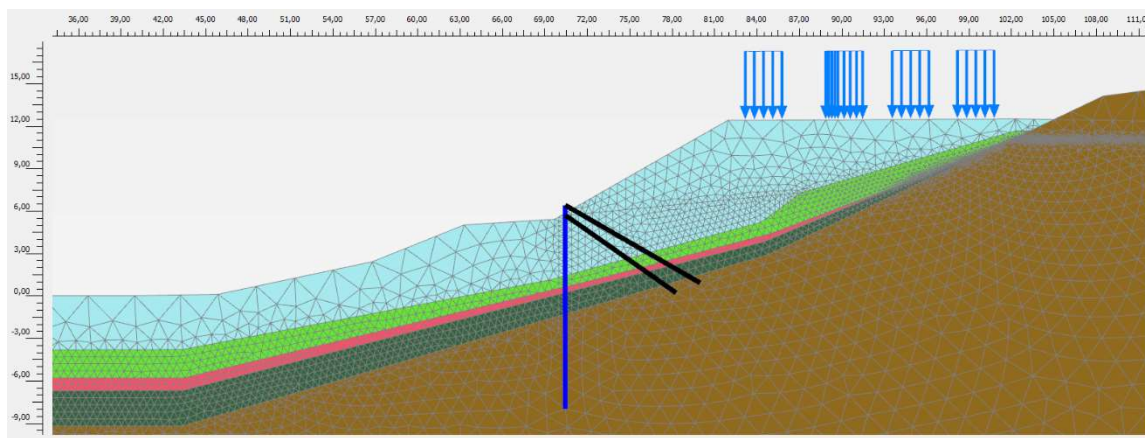
$$EA = 23.8 \cdot 10^9 \cdot 0.636 \rightarrow 15,13 \cdot 10^6 \text{ [kN/mb]} \quad (19)$$

$$EI = 23.8 \cdot 10^9 \cdot 0.0322 = 766 \cdot 10^3 \text{ [kNm}^2\text{/m/mb]} \quad (20)$$

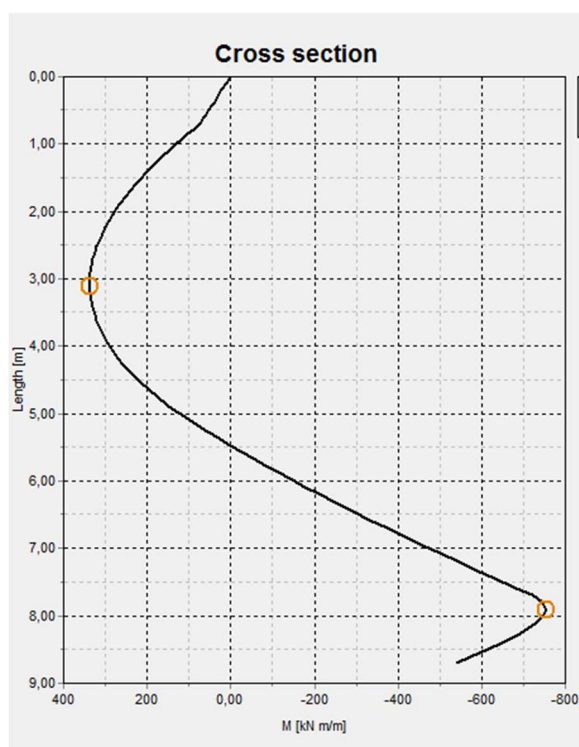
n	MATERIÁL (ELASTIC)	TYP PRVKU	EA	EI
1	KOTVA	ANCHOR	251E3 [kN]	-
2	STENA	PLATE	15.3E6 [kN/mb]	766E3

Tab. 6.3 PARAMETRY PRO MODEL ELASTIC

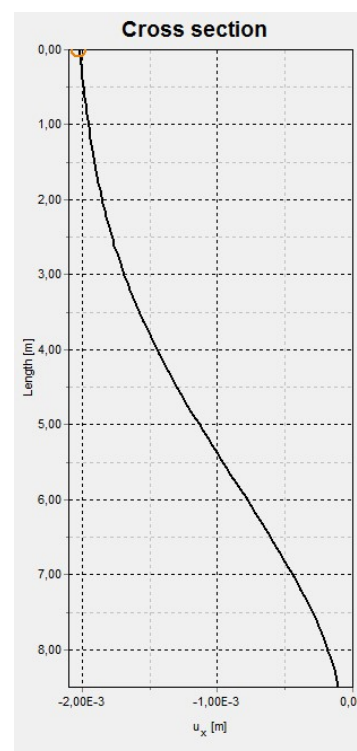
B) TYP1 – KONSTRUKCE SE ZEMINOU PŘED PILOTOU



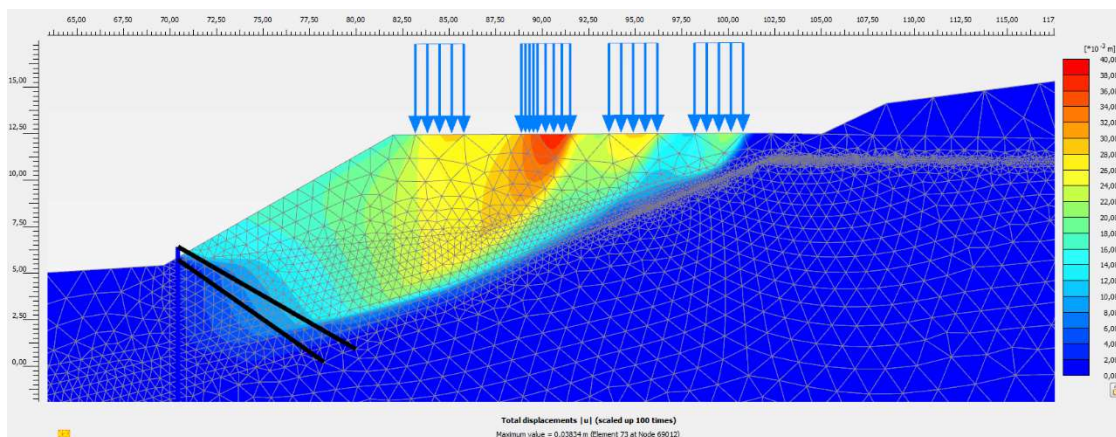
Obr. 6.10 MODEL KONSTRUKCE SE ZEMINOU PŘED PILOTOU (TYP1)



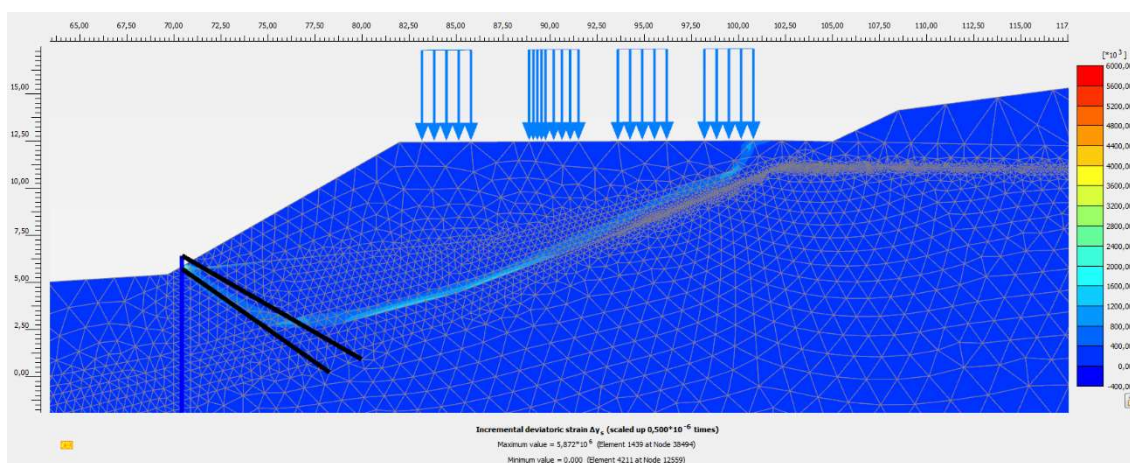
Graf 14. PRŮBĚH MOMENTŮ PILOTY (TYP2, PLAXIS)



Graf 15. DEFORMACE (TYP1, PLAXIS)



Obr. 6.11 CELKOVÉ POSUNY F1 (PLASTIC, TYP1)

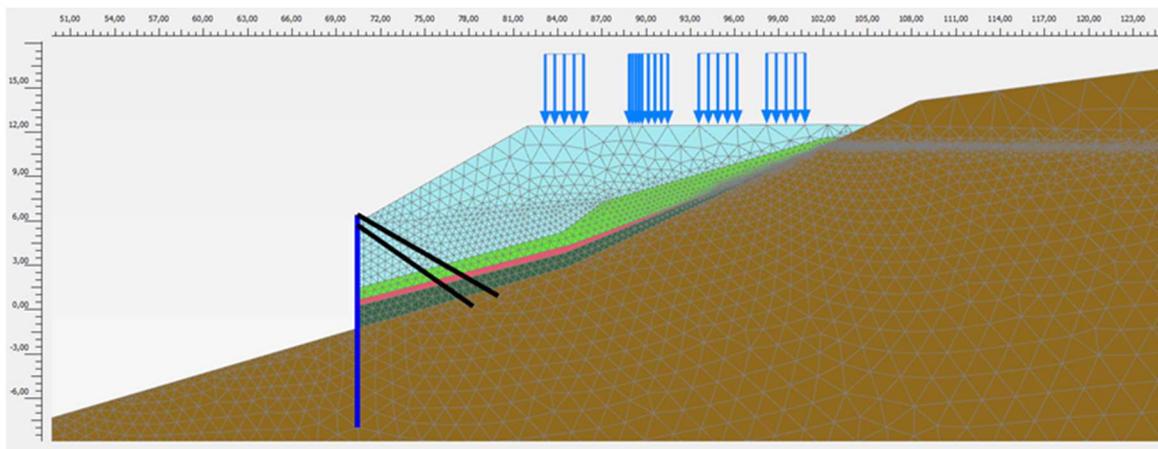


Obr. 6.12 INCREMENTAL DEVIATORIC STRAIN F2 (SAFETY, TYP1)

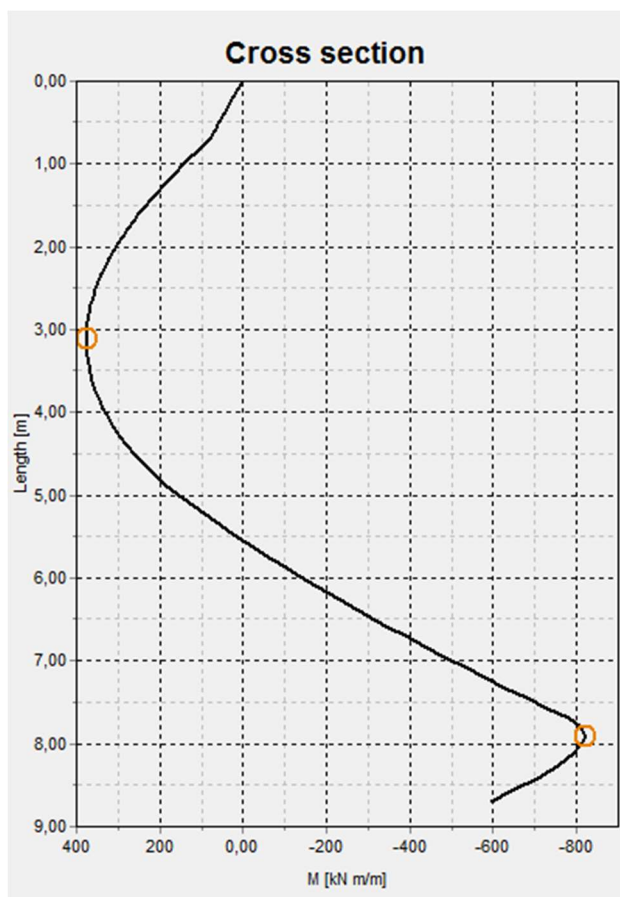
Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	36898	1	70,450	5,700	146,186	0,000	146,186
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	34622	2	78,300	0,200	146,186	0,000	146,186

Tab. 6.4 SILOVÉ NAMÁHÁNÍ KOTEV F1 (PLASTIC, TYP1)

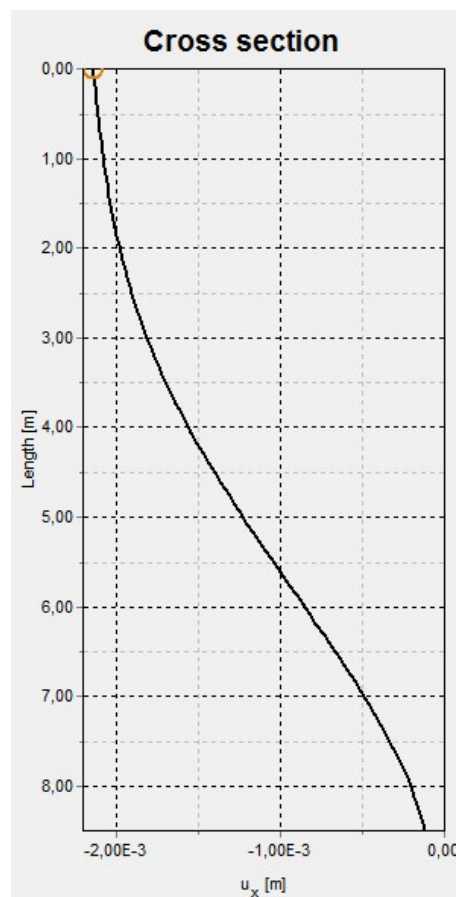
C) TYP2 – KONSTRUKCE BEZ ZEMINY PŘED



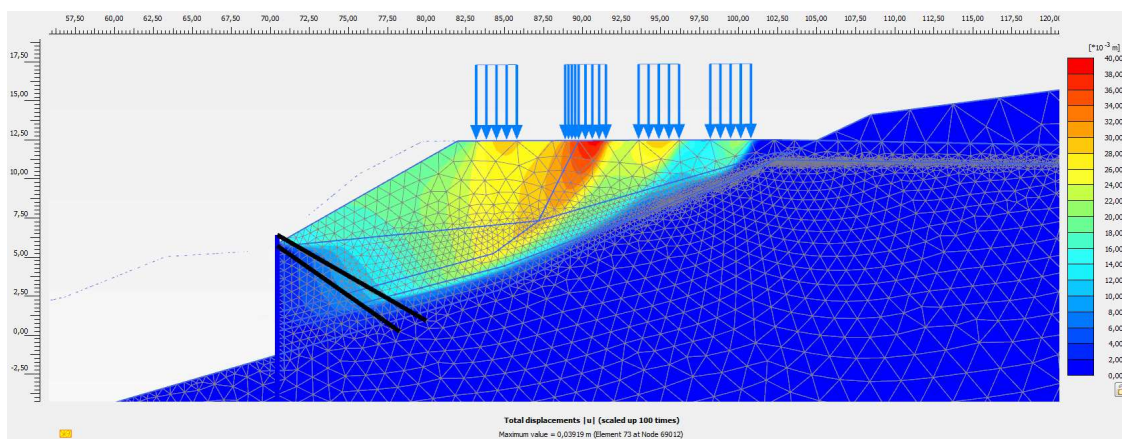
Obr. 6.13 MODEL KONSTRUKCE BEZ ZEMINY PŘED PILOTOU (TYP2)



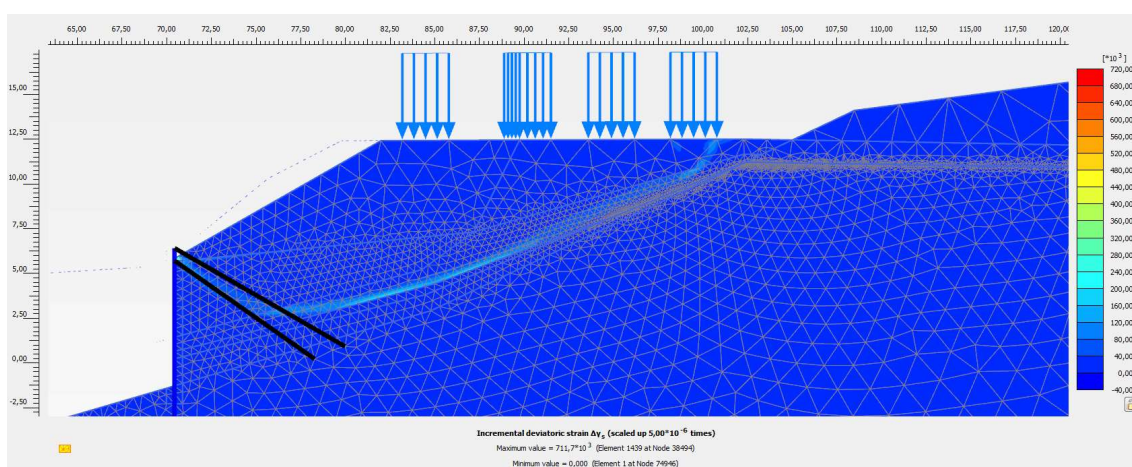
Graf 16. PRŮBĚH MOMENTŮ PILOTY (TYP2, PLAXIS)



Graf 17. DEFORAMCE (TYP2, PLAXIS)



Obr. 6.14 CELKOVÉ POSUNY F1 (PLASTIC, TYP2)



Obr. 6.15 INCREMENTAL DEVIATORI STRAIN F2 (SAFETY, TYP2)

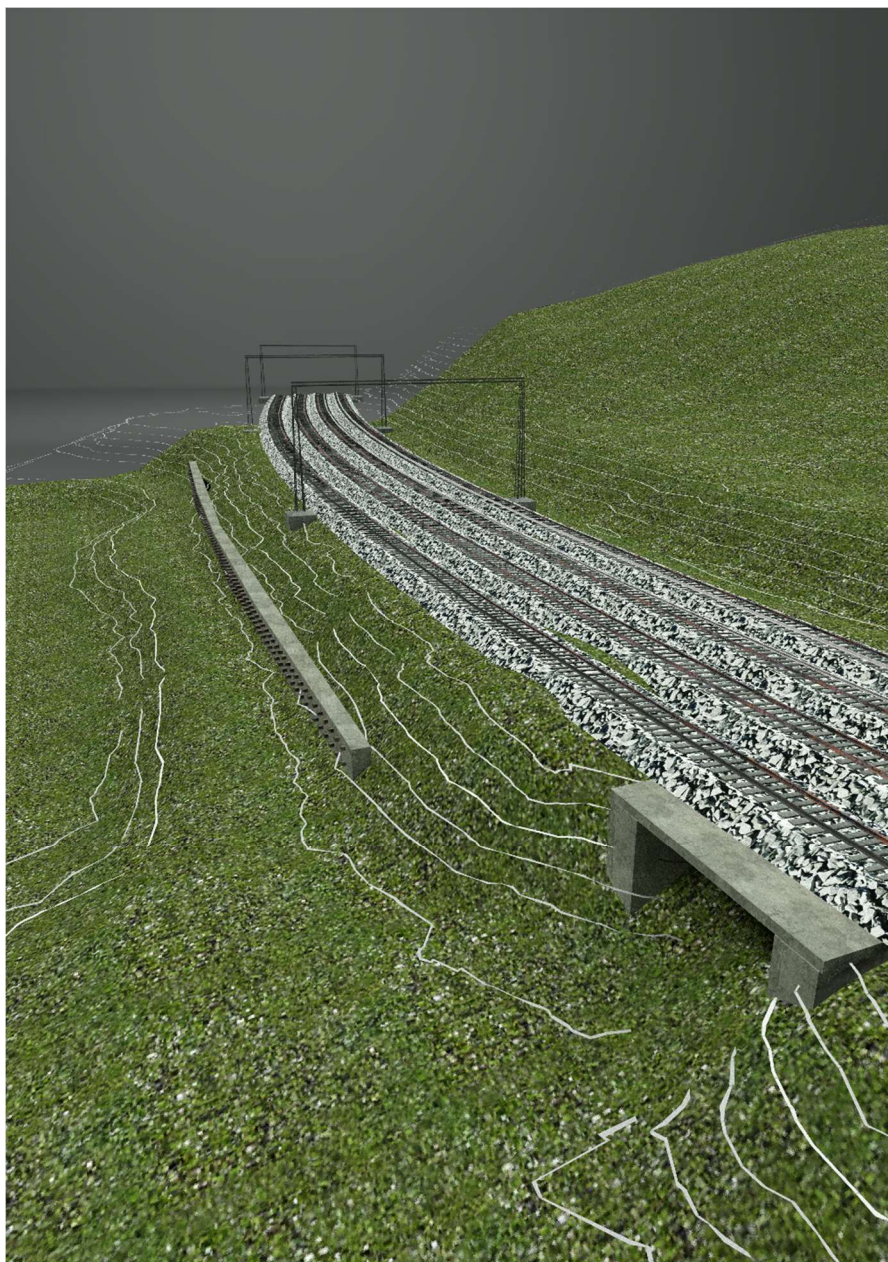
Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	36935	1	70,450	6,400	160,233	0,000	160,233
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	34866	2	80,000	0,900	160,233	0,000	160,233

Tab. 6.5 SILOVÉ NAMÁHÁNÍ KOTEV F1 (PLASTIC, TYP2)

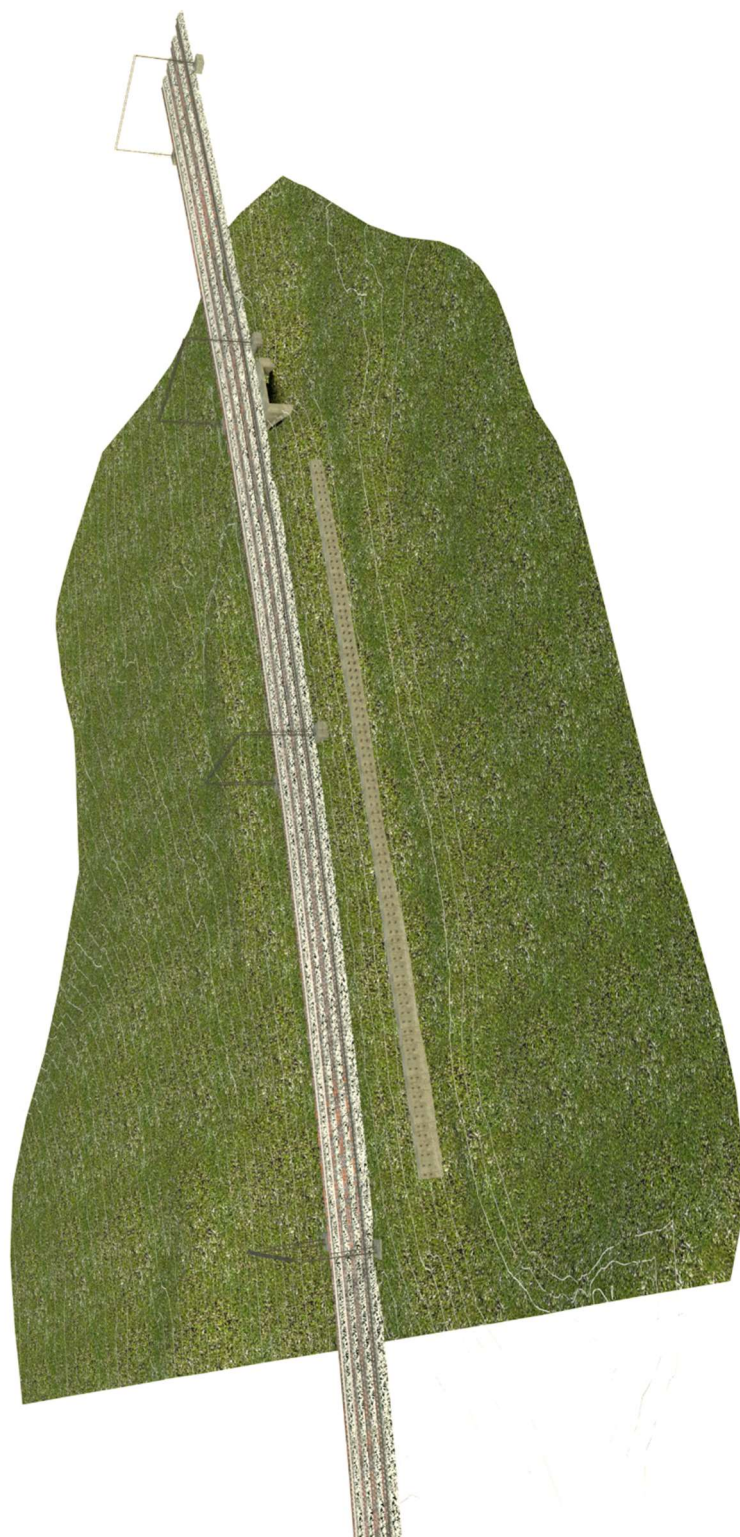
D) POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ

V obou případech (TYP1 a TYP2) je výpočtový stupeň stability $FS = 1,3$. Smyková plocha již není pod celou oblastí, vytváří se pouze pod železniční dopravou a vystupuje k povrchu u kotvené stěny (obr. 6.12 a 6.15). Srovnáme-li grafy 14 a 16, ohybové momenty se liší do 100 kNm. U kotev je rozdíl sil do 15 kN. Příčinu těchto malých rozdílů potvrzují i deformace modelu.

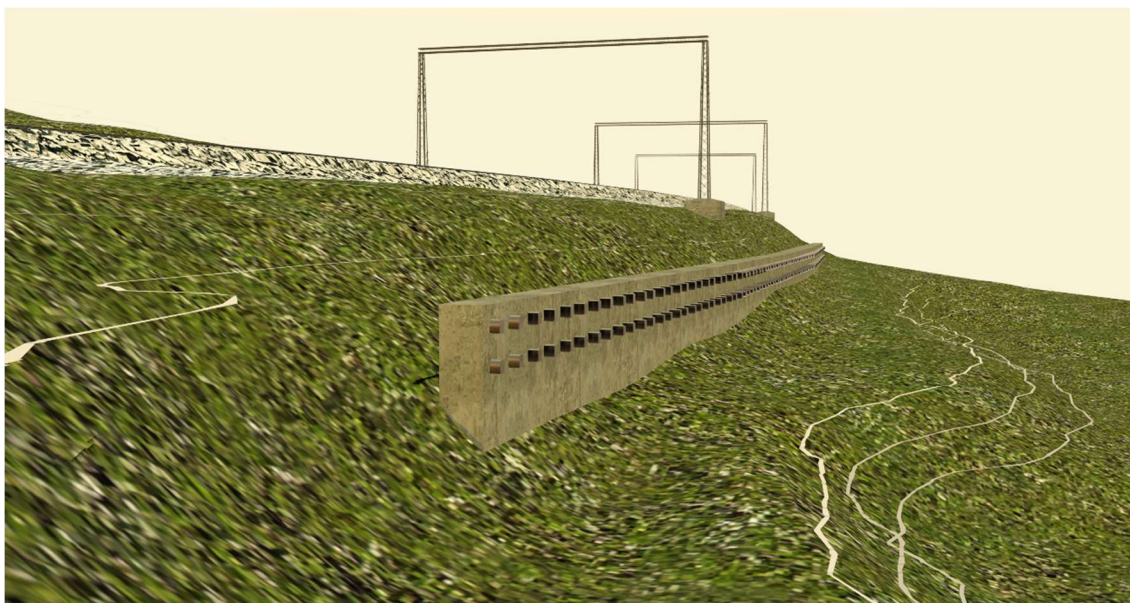
6.8 VIZUALIZACE KOTVENÉ STĚNY



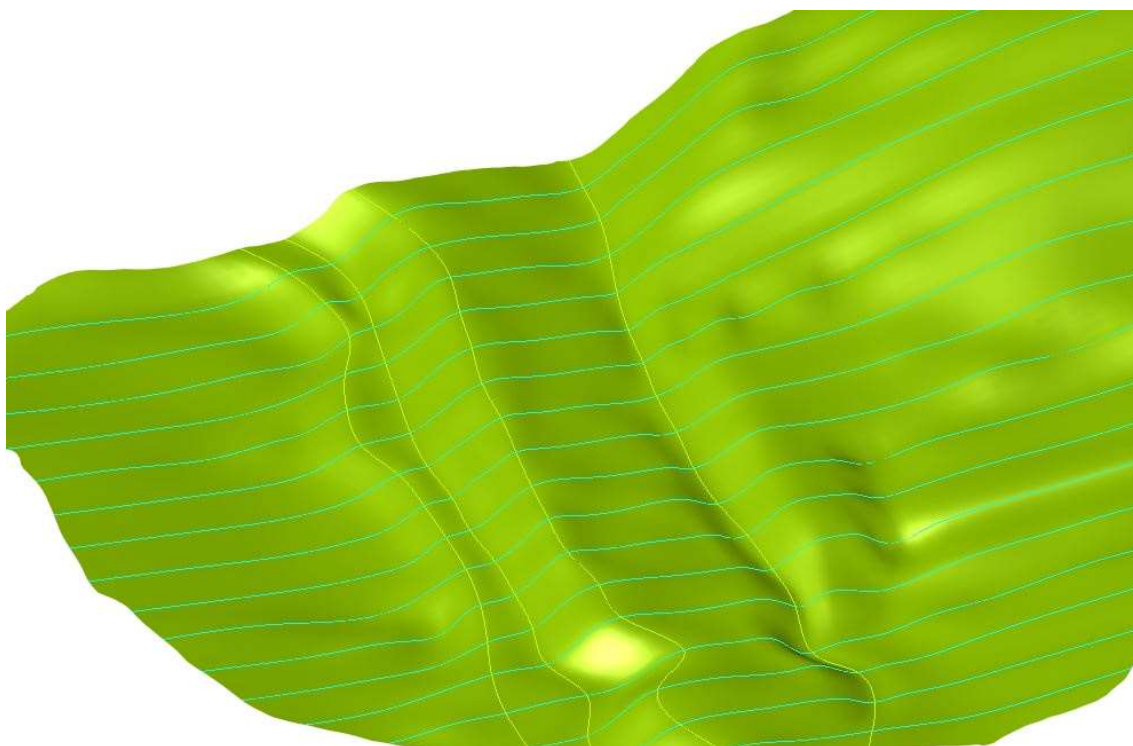
Obr. 6.16 VIZUALIZACE NAVRŽENÉ KOTVENÉ STĚNY - POHLED SMĚREM NA STANICI



Obr. 6.17 POHLED NA CELKOVOU SITUACI



Obr. 6.18 VIZUALIZACE NAVRŽENÉ KOTVENÉ STĚNY - POHLED VE SMĚRU OD ŽELEZNIČNÍ STANICE



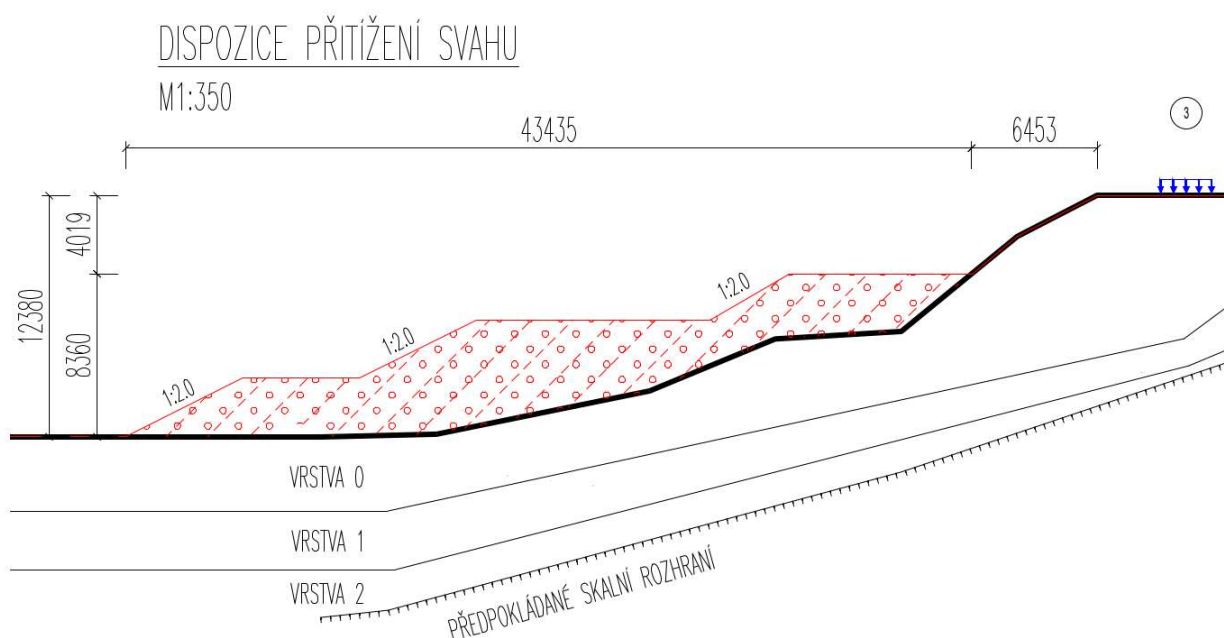
Obr. 6.19 DIGITÁLNÍ MODEL TĚRÉNU S PATRNOU SVAHOVOU DEFORMACÍ

7. VARIANTA SANACE B – PŘITÍŽENÍ

Druhou variantou sanace je varianta plošného přitížení spodních partií násypového tělesa. Z **obr 7.2** je patrné, že zvolené technologické přitížení pro zvýšení stability při provádění kotvené stěny není dostatečné pro celkovou stabilitu. Pokud by mělo přitížení nahradit kotvenou stěnu, musí pokrýt veškeré smykové plochy vystupující i ve vyšších polohách svahu. Nejvýše položené smykové plochy vystupují v oblasti budované stěny ve variantě A, tedy výška přitížení musí být minimálně nad tuto niveletu.

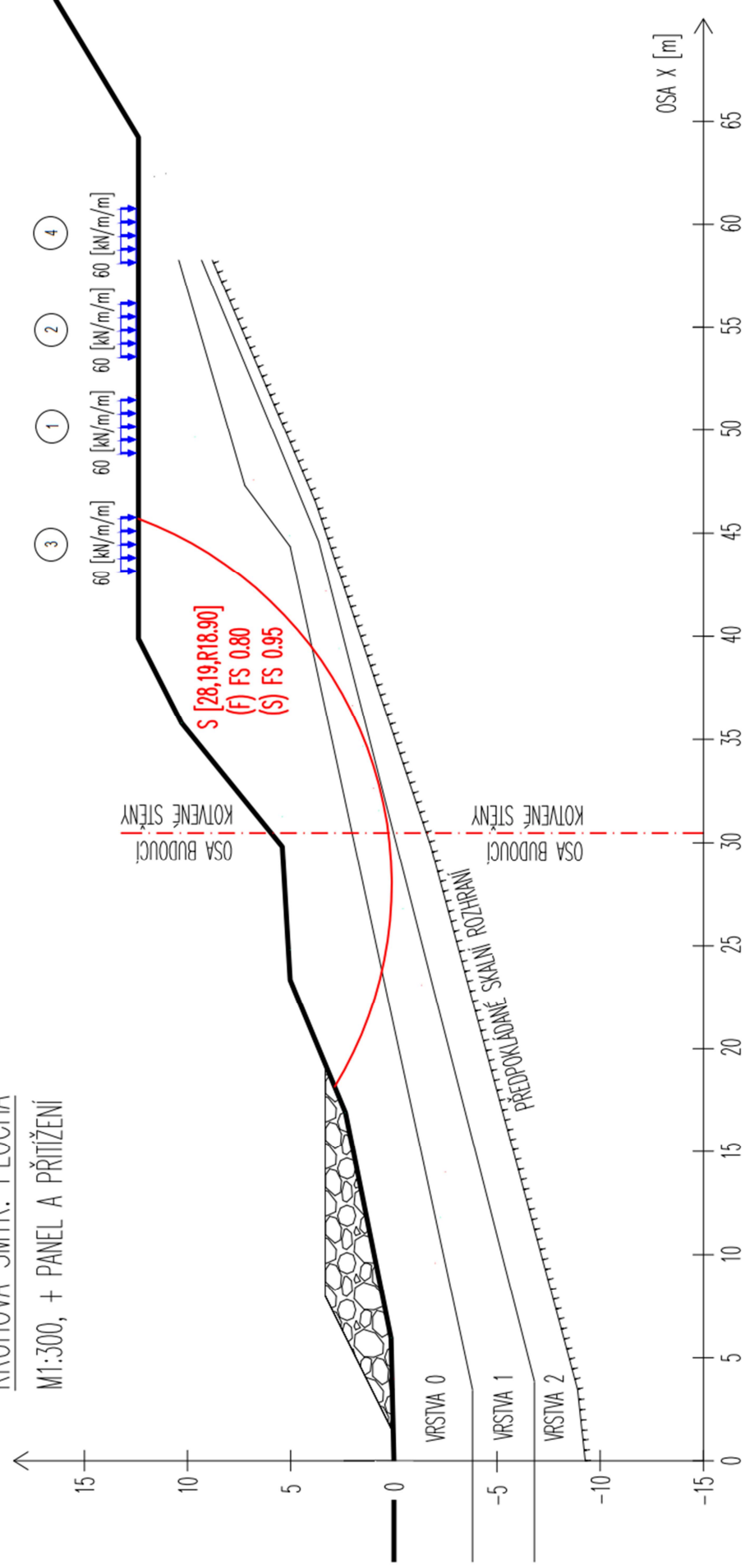
Před samotným návrhem této varianty je nutné zajistit a vyřešit soukromé vlastnictví dotčených parcel. Rozměry přitížení by zasahovaly mimo stávající hranice drážních pozemků. Druhým problémem je nutná přeložka stávající příjezdové komunikace k místním pozemkům. Ve variantě sanace A tato komunikace nebude dotčena.

Bylo zpracováno pole stabilit pro možné rozložení přitížení s vynesemím kritických smykových ploch (**obr. 7.3**) s max využitím V_u 85–90 % ($FS = 1.11$). Samotné provedení by znamenalo přemístění většího množství zeminy. Tato zemina by podle potřeb byla dále upravována.



Obr. 7.1 DISPOZICE NAVRŽENÉ SANACE B - PŘITÍŽENÍ

KRUHOVÁ SMYK. PLOCHA
M1:300, + PANEL A PŘÍTÍŽÍ



Obr. 7.2 STABILITA PŘI PROVÁDĚNÍ – OVĚŘENÍ NUTNOSTI STĚNY

POLE STABILIT C)

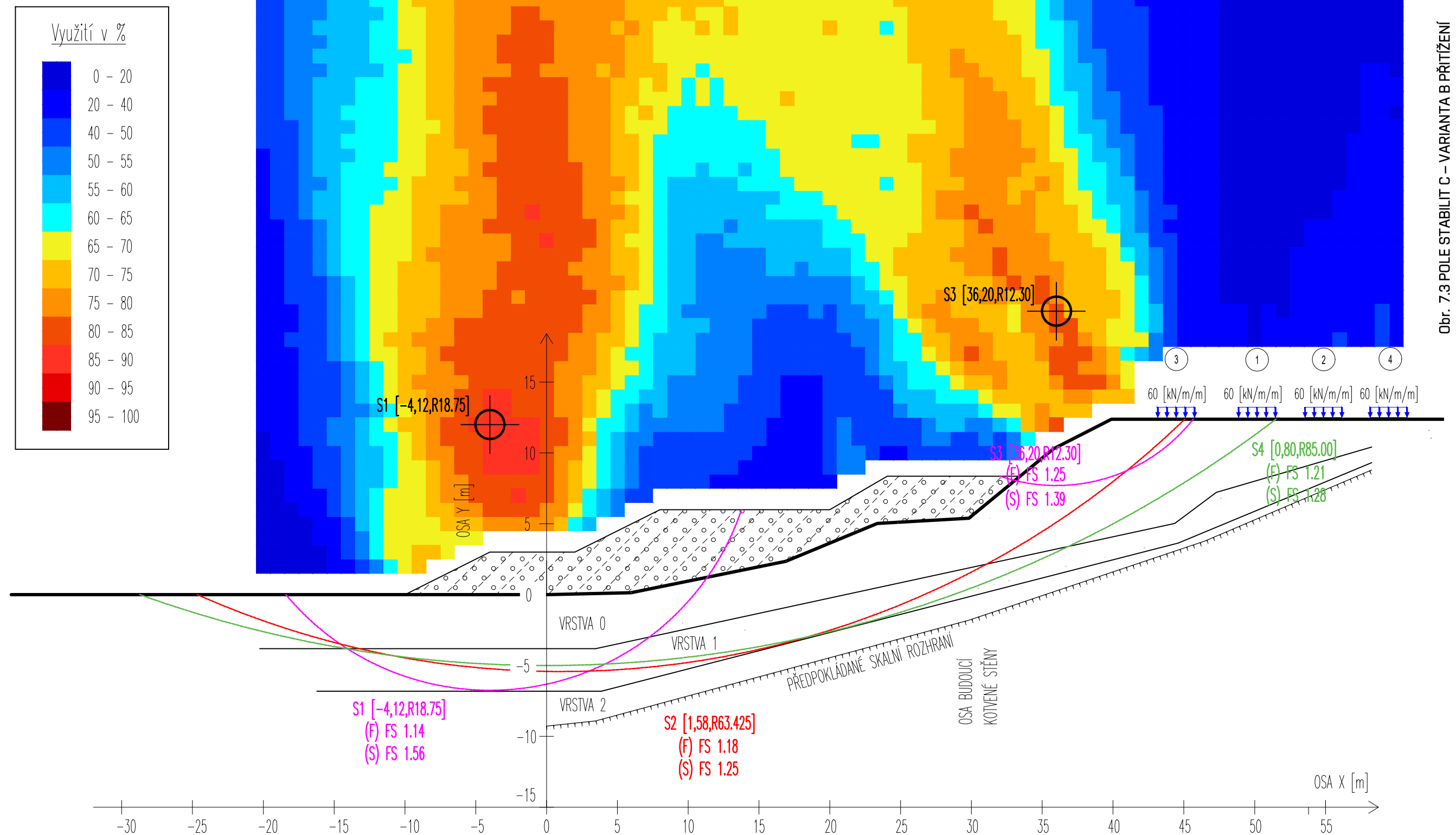
M 1:300

REDUKOVANÉ SMYK. PAR.

TLAKOVÁ VODA

PLNÉ ZATÍŽENÍ DOPRAVOU

PŘÍTÍŽENÍ



8. ZHODNOCENÍ VARIANT SANACÍ A, B

Při výpočtu ceny varianty A je pro zjednodušení uvažováno pouze se zřízením pilot a kotev. U výpočtu ceny varianty B se vychází ze základní sazby 300 Kč/t zeminy plus dopravné do 50 km (100 km celkem na 1 nákladní vozidlo). Kalkulace cen je pouze orientační. Žádné další položky nebyly uvažovány.

ORIENTAČNÍ CENA VAR(A) - PILOTY + MIKROPILOTY (OTSKP 2021)						
PČ	Kód položky	Popis položky	MJ	Množství	Jednotková cena [Kč]	Celková cena [Kč]
-		PRÁCE A DODÁVKA				10 417 500.00 Kč
		PILOTY				6 010 000.00 Kč
1.	264841	VRTY PRO PILOTY TŘ. III A IV DO 1000 mm	m	700.00	5 400.00 Kč	3 780 000.00 Kč
2.	224326	PILOTY ZE ŽELEZOBETONU C40/50	m ³	446	5 000.00 Kč	2 230 000.00 Kč
	2	MIKROPILOTY				4 407 500.00 Kč
2.	264814	VRTY PRO PILOTY TŘ. III A IV DO 200 mm	m	1 025.00	2 450.00 Kč	2 511 250.00 Kč
3.	227821	MIKROPILOTY KOMPLET D DO 100 mm NA POVRCHU	m	1 025.00	1 850.00 Kč	1 896 250.00 Kč

Tab. 8.1 ORIENTAČNÍ CENA VAR(A)

ORIENTAČNÍ CENA VAR(B) - PŘÍTÍŽENÍ						
PČ	Kód položky	Popis položky	MJ	Množství	Jednotková cena [Kč]	Celková cena [Kč]
-		PRÁCE A DODÁVKA				9 506 441.00 Kč
		ZEMNÍ PRÁCE				9 231 000.00 Kč
1.		ZEMINA 0/63	t	15 770.00	300.00 Kč	4 731 000.00 Kč
2.		DOPRAVA (2X50km)	km	100000	45.00 Kč	4 500 000.00 Kč

Tab. 8.2 ORIENTAČNÍ CENA VAR(B)

Časové provedení varianty A závisí na rychlosti provádění pilot. Pokud budeme uvažovat 60 m / den, vychází čas na provedení všech pilot 12 dní. Každý den provede souprava tedy 4–5 pilot. Nárazně na tyto práce mohou být prováděny kotvy a příprava bednění pro pohledovou nadzemní část stěny. Při rychlosti provádění 80 m/den je čas pro provedení kotev zhruba 13 dní. Jednotlivé dilatační celky pohledové části stěny budou betonovány se 4 denním zpožděním za úsekem pilot. Předpínání kotevních prvků bude realizováno po 28 dnech od betonáže daného dilatačního celku stěny, tj. poslední kotva bude předeprnuta 45 den od počátku realizace pilot. Při 5ti denní rezervě je celkový nutný čas ke zřízení varianty A kolem 50 dnů.

Provedení varianty B závisí na počtu nákladních vozidel a vzdálenosti dopravované zeminy. Pokud nákladní vozidlo přiveze 16 t zeminy za jednu cestu a každý den bude zemina přivezena 20x (celkem 320 t/den), je potřebný čas pro navezení 15 770 t zeminy zhruba 50 dní.

9. ZÁVĚR

V předkládané diplomové práci řeším pouze akutní problémy související se stabilitou násypového tělesa, pražcové podloží dotčených kolejí není v této práci řešeno. Závěry práce jsou shrnuty do jednotlivých bodů odpovídající příslušným kapitolám:

9.1 INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝ PRŮZKUM (KAP. 3)

Inženýrskogeologický průzkum objasnil příčiny svahových deformací v zájmovém úseku a potvrdil potenciální smykové plochy s napjatou vodní hladinou. Ze závěru tohoto IGP, tj. výsledků laboratorních zkoušek provedených na odebraných vzorcích neporušených zemin z jádrových vrtů a dynamického penetračního sondování, byly stanoveny charakteristické hodnoty mechanických vlastností zastižených zemin, jednak pro účely stabilitních výpočtů, a dále pro návrhy sanačních opatření. Spolehlivost získaných dat je zde relativně nízká, a to z důvodu situování průzkumných sond a vrtů pouze do jednoho příčného řezu. Pro následující projekční práce bude nutno provést podrobný inženýrskogeologický průzkum s následným monitoringem. Z dosud získaných IG a GT dat jsem provedl stabilitní výpočet a možné návrhy sanací.

9.2 SOFTWARE (KAP. 4)

Potřeba vytvoření vlastního softwaru vyvstala ze specifických požadavků, které známé komerční produkty nenabízejí. Pro specifické potřeby řešení tohoto problému jsem vytvořil vlastní software obsahující 2 samostatné výpočetní moduly pro posouzení stupně stability i vlastní navržené konstrukce.

9.3 STÁVAJÍCÍ STUPEŇ STABILITY (KAP. 5)

Stávající stupeň stability byl stanoven vlastním softwarem na $(F)FS = 0.71$ a $(S)FS = 0.85$ v případě plné návrhové situace. Poloha kritické smykové plochy korespondovala se zvodnělou oblastí zastiženou v rámci vrtných průzkumných prací. Stabilitní řešení stávající situace v softwaru Plaxis 2D nebylo dokončeno z důvodu nedostatečné smykové pevnosti a přílišného vzniku plastických míst vedoucí k závěrům o labilní rovnováze svahu.

9.4 VARIANTA SANACE POMOCÍ KOTVENÉ PILOTOVÉ STĚNY (KAP. 6)

V této kapitole byl proveden návrh a posouzení zvýšení stupně stability po provedení kotvené pilotové stěny. Vytvořeným softwarem byl tento stupeň stability stanoven na $FS(S) = 1.6$ - konkrétní přerušené polygonální smykové plochy. Modelem v Plaxis 2D je nyní nalezená kritická smyková plocha situována pod kolejemi, vystupující k povrchu u kotvené stěny se stupněm stability $FS = 1.3$. Provedl jsem i dimenzování samotné kotvené pilotové stěny, sestávající z pilot $\varnothing 900$ mm s osovou vzdáleností 1.2 m a dvou řad předepnutých kotev 73/56, na příslušné účinky sesuvných složek. Ověřil jsem i stabilitu při provádění samotných pilot těžkou vrtnou soupravou včetně návrhu technologického přetížení, které zvyšující stupeň stability při provádění na $(F)FS = 1.21$ a $(S)FS = 1.51$.

9.5 VAR. SANACE B POMOCÍ PLOŠNÉHO PŘETÍŽENÍ (KAP. 7)

Alternativní varianta sanace (B), tj. konkrétně plošné přetížení, poskytuje dostatečnou bezpečnost z hlediska stability v případě vybudování rozsáhlého přísypu vhodnou zeminou. Přetížení musí být rozloženo po celé délce svahu pro zachycení jak mělkých (blíže ke kolejím) tak hlubších smykových ploch vystupující k povrchu samotného řešeného svahu. Stabilita po provedení plošného přetížení orientačních rozměrů dosahuje $FS = 1.11$. V dalších návrzích by jednotlivé rozměry u této sanace, jako jsou délka a situovaná výška jednotlivých lavic, měly být optimalizovány pro dosažení vyšších bezpečností rezerv.

9.6 POROVNÁNÍ VARIANT (KAP. 8)

V práci jsem zohlednil i časové hledisko výstavby navržených variant, které jsou přibližně stejné, tj. 50 dní. Odhadovaná cena varianty A (kotvená pilotová stěna) je 10.5 miliónů korun. Varianta B (plošné přetížení) vychází na 9,5 miliónů korun. U této varianty cena závisí především na ceně za tunu zeminy a vzdálenosti její dopravy. Dále pak na vyřešení kolizí se soukromými pozemky.

10. SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A MATEM. VÝRAZŮ

E	modul přetvárnosti (deformační odolnosti)
IGP	inženýrskogeologický průzkum
Vu	využití v %
(S)FS	stupeň stability podle Spencera
(F)FS	stupeň stability podle Fellenia
FS	stupeň stability
VB	visual basica
IG	inženýrskogeologické
GT	geotechnické
Q	tíha beranu
q	tíha soutyčí
Ap	plocha pásu soupravy
σ_{qk}	plošné zatížení soupravou
R _{lk}	charakteristický vnitřní odpor kotvy
R _{ak}	charakteristický odpor proti vytržení kořene kotvy ze zeminy
R _{bk}	charakteristický odpor proti vytržení táhla kotvy z kořene
R _k	nejmenší z charakteristických odporu kotev
R _d	návrhový odpor kotvy
σ_{ct}	napětí v betonu v tahu
f _{ctm}	pevnost betonu v tahu
σ_c	napětí v betonu
σ_s	napětí ve výztuži
x _{ir}	výška tlačené části betonu průřezu porušeného trhlinou
x _i	výška tlačené části betonu průřezu neporušeného trhlinou
M _{Rd}	moment únosnosti
M _{Ed}	návrhový čínek momentu
ϵ_s	středně těžká dynamická penetrační zkouška
f _{yd}	návrhová mez kluzu oceli
f _{yk}	charakteristická mez kluzu oceli
f _{cd}	návrhová pevnost betonu

f_{ck}	charakteristická pevnost betonu
c_{nom}	nominální krytí
F3	fáze výstavby 3
F2	fáze výstavby 2
F1	fáze výstavby 1
F0	fáze výstavby 0
DEFYP	deformace konstrukce nutná pro plný pasivní tlak
DEFU	deformace konstrukce
N1	síla v kotvě řady 1.
N2	síla v kotvě řady 2.
c	koheze
φ'_k	charakteristický úhel vnitřního tření
$F_{0,2k}$	pevnost kotvy v tahu (0,2 kvantil)
E_i	meziproužková síla Spencer
E_{i+1}	meziproužková síla Spencer
K_{hi}	tuhost vodorovné náhradní zemní pružiny
K_{h5}	tuhost vodorovné náhradní zemní pružiny rovna 5 [MN/m ³]
K_{h15}	tuhost vodorovné náhradní zemní pružiny rovna 15 [MN/m ³]
MC	Mohr-Coulomb
γ_{unsat}	objemová tíha nesaturované zeminy
γ_{sat}	objemová tíha plně nasycené zeminy
γ	objemová tíha
ν	poissonovo číslo
MKP	metoda konečných prvků
EA	tahová / tlaková tuhost
EI	ohybová tuhost
I_y	moment setrvačnosti k ose y
F_p	síla přenesená stabilizační pilotou
h_{eq}	ekvivalentní výška pilotové stěny
$\hat{E}$	ekvivalentní modul stěny
$L_{spacing}$	osová vzdálenost pilot
y_i	deformace konstrukce v daném místě
y_p	nutná deformace konstrukce v daném místě pro plný pas. tlak

$\bar{\sigma}_z$	geostatické napět
$\bar{\sigma}_p$	pasivní tlak
$\bar{\sigma}_r$	tlak v klidu
K_p	koeficient pasivního zemního tlaku
K_r	koeficient klidového zemního tlaku
JV	jádrový vrt
DPS	dynamická penetrační zkouška
Θ	úhel théta, odklon meziproužkových sil dle Spencera

11. SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 3.1 POLOHA ZÁJMOVÉ OBLASTI [18]	10
Obr. 4.1 SÍLY PŮSOBÍCÍ NA PROUŽEK (F)	18
Obr. 4.2 KONVENCE SIL (F)	18
Obr. 4.3 SÍLY PŮSOBÍCÍ NA PROUŽEK (S)	20
Obr. 4.4 ROZKLAD MEZIPR. SIL	20
Obr. 4.5 RAMENA JEDNOTLIVÝCH SIL	21
Obr. 4.6 ROZKLAD RAMEN SIL E_i	21
Obr. 4.7 PRVNÍ KLÍN SPENCER	22
Obr. 4.8 POSLEDNÍ KLÍN SPENCER	22
Obr. 4.9 ROZLOŽENÍ PROUŽKŮ NA POLYGONÁLNÍ PLOŠE	23
Obr. 4.10 PRŮBĚHY TLAKOVÝCH ČAR	24
Obr. 4.11 VÝPOČTOVÁ OBLAST PROGRAMU	25
Obr. 4.12 VÝPOČET FS PRO JEDEN BOD	25
Obr. 4.13 ULOŽENÍ POUZE NEJKRITIČTĚJŠÍ PLOCHY ZE SADY	25
Obr. 4.14 VZNIK POLE STABILIT	26
Obr. 4.15 PRVEK PILOTOVÉ STĚNY	27
Obr. 4.16 STATICKÝ SYSTÉM KOTVENÉ STĚNY	27
Obr. 4.17 DIAGRAM PASIVNÍHO A AKTIVNÍHO TLAKU V ZÁVISLOTI NA DEFORMACI KONSTRUKCE V DANÉM MÍSTĚ	28
Obr. 4.18 DIAGRAM PASIVNÍHO A AKTIVNÍHO TLAKU – UVAŽOVANÁ OBLAST NAPĚTÍ A DEFORMACÍ	28
Obr. 4.19 ELASTICKO-PLASTICKÝ DIAGRAM	28
Obr. 4.20 DĚLENÍ KONSTRUKCE NA KONEČNÉ PRVKY	30
Obr. 4.21 GLOBÁLNÍ MATICE TUHOSTI	30
Obr. 5.1 POLE STABILIT PŮVODNÍ NEREDUKOVANÉ	32
Obr. 5.2 POLE STABILIT PŮVODNÍ REDUKOVANÉ PLNÉ	34
Obr. 6.1 DISPOZICE NÁVRHU KOTVENÉ PILOTOVÉ STĚNY	37
Obr. 6.2 DISPOZICE PILOT	38
Obr. 6.3 KLÍNY – ZTRÁTA SMYKOVÝCH PEVNOSTÍ	39
Obr. 6.4 PRŮBĚH MEZIPROUŽKOVÝCH SIL PRO KRUHOVOU SMYK. PLOCHU	40
Obr. 6.5 PRŮBĚH MEZIPROUŽKOVÝCH SIL PRO POLYGONÁLNÍ SMYK. PLOCHU	41

Obr. 6.6 MANIPULAČNÍ PROSTOR SOUPRAVY [22]	59
Obr. 6.7 STABILITA PŘI PROVÁDĚNÍ BEZ PANELU.....	60
Obr. 6.8 STABILITA PŘI PROVÁDĚNÍ S PANELEM.....	61
Obr. 6.9 STABILITA PŘI PROVÁDĚNÍ S PANELEM A PŘÍTÍŽENÍM	62
Obr. 6.10 MODEL KONSTRUKCE SE ZEMINOU PŘED PILOTOU (TYP1)	66
Obr. 6.11 CELKOVÉ POSUNY F1 (PLASTIC, TYP1)	67
Obr. 6.12 INCREMENTAL DEVIATORIC STRAIN F2 (SAFETY, TYP1)	67
Obr. 6.13 MODEL KONSTRUKCE BEZ ZEMINY PŘED PILOTOU (TYP2).....	68
Obr. 6.14 CELKOVÉ POSUNY F1 (PLASTIC, TYP2)	69
Obr. 6.15 INCREMENTAL DEVIATORI STRAIN F2 (SAFETY, TYP2)	69
Obr. 6.16 VIZUALIZACE NAVRŽENÉ KOTVENÉ STĚNY - POHLED SMĚREM NA STANICI	70
Obr. 6.17 POHLED NA CELKOVOU SITUACI.....	71
Obr. 6.18 VIZUALIZACE NAVRŽENÉ KOTVENÉ STĚNY - POHLED VE SMĚRU OD ŽELEZNIČNÍ STANICE.....	72
Obr. 6.19 DIGITÁLNÍ MODEL TÉRÉNU S PATRNOU SVAHOVOU DEFORMACÍ	72
Obr. 7.1 DISPOZICE NAVRŽENÉ SANACE B - PŘÍTÍŽENÍ.....	73
Obr. 7.2 STABILITA PŘI PROVÁDĚNÍ – OVĚŘENÍ NUTNOSTI STĚNY	74
Obr. 7.3 POLE STABILIT C – VARIANTA B PŘÍTÍŽENÍ	75

12. SEZNAM TABULEK

Tab. 3.1 KLIMATICKÉ CHARAKTERISTIKY JEDNOTKY MT2 (QUITT, 1971)	14
Tab. 3.2 GEOTECHNICKÉ PARAMETRY ZEMIN A HORNIN V ZÁJMOVÉ OBLASTI.....	17
Tab. 5.1 VSTUPNÍ HODNOTY PRO MC MODEL.....	35
Tab. 5.2 CHARAKTERISTIKY VYTVOŘENÉHO MODELU.....	35
Tab. 5.3 JEDNOTLIVÉ FÁZE VÝPOČTU PROGRAMU PLAXIS.....	36
Tab. 6.1 CELKOVÝ SOUHRN OHYBOVÝCH MOMENTŮ NA KONSTRUKCI BEZ PŘEDPĚTÍ	49
Tab. 6.2 CELKOVÝ SOUHR OHYBOVÝCH MOMENTŮ NA KONSTRUKCI S PŘEDPĚTÍM	49
Tab. 6.3 PARAMETRY PRO MODEL ELASTIC	65
Tab. 6.4 SILOVÉ NAMÁHÁNÍ KOTEV F1 (PLASTIC, TYP1)	67
Tab. 6.5 SILOVÉ NAMÁHÁNÍ KOTEV F1 (PLASTIC, TYP2)	69
Tab. 8.1 ORIENTAČNÍ CENA VAR(A)	76
Tab. 8.2 ORIENTAČNÍ CENA VAR(B)	76

13. SEZNAM GRAFŮ

Graf 1. KONVERGENCE SILOVÉ A MOMENTOVÉ PODMÍNKY	22
Graf 2. OHYBOVÉ MOMENTY PRO SESUVNÉ SLOŽKY, NEPŘEDEPNUTO, K_{h15}	44
Graf 3. OHYBOVÉ MOMENTY PRO SESUVNÉ SLOŽKY, PŘEDEPNUTO, K_{h5}	45
Graf 4. PRŮBĚH SÍLY V KOTVÁCH - SESUVNÁ SLOŽKA, PŘEDEPNUTO, K_{h5}	45
Graf 5. OHYBOVÉ MOMENTY PRO SESUVNÉ SLOŽKY, PŘEDEPNUTO, K_{h15}	46
Graf 6. PRŮBĚH SÍLY V KOTVÁCH - SESUVNÁ SLOŽKA, PŘEDEPNUTO, K_{h15}	46
Graf 7. OHYBOVÉ MOMENTY PRO SESUVNÉ SLOŽKY, PŘEDEPNUTO, K_{h5} a K_{h15}	47
Graf 8. PASIVNÍ TLAK, K_{hi15} , FÁZE F2	48
Graf 9. DEFORMACE, K_{hi15} , FÁZE F2	48
Graf 10. ZVÝŠENÍ STABILITY PILOTOU	63
Graf 11. VYUŽITÍ SMYKOVÉ PLOCHY V %	63
Graf 12. PRŮBĚH MEZIPROUŽKOVÝCH SIL S PILOTOU ($F_p = 600$ kN)	64
Graf 13. PRŮBĚH MEZIPROUŽKOVÝCH SIL S PILOTOU ($F_p = 1200$ kN)	64
Graf 14. PRŮBĚH MOMENTŮ PILOTY (TYP2, PLAXIS)	66
Graf 15. DEFORMACE (TYP1, PLAXIS)	66
Graf 16. PRŮBĚH MOMENTŮ PILOTY (TYP2, PLAXIS)	68
Graf 17. DEFORMACE (TYP2, PLAXIS)	68

14. ZDROJE

1. *Metodický pokyn Ministerstva dopravy ČR pro přípravu, realizaci a sledování liniových dopravních staveb ve vztahu .* [online]. Copyright © [cit. 11.01.2022]. Dostupné z: <http://www.geology.cz/extranet/sgs/svahove-nestability/metodicky-pokyn-md-deformace.pdf>. [Online]
2. ČSN P 73 1005.
3. SŽDC S4.
4. Potts David Zdravkovic Lidija Burland John, Chapman Tim, Skinner Hilary, and Brown Michael. *ICE manual of geotechnical engineering: Volume I.* místo neznámé: © Institution of Civil Engineers 2012, July 07, 2015.
5. Modul reakce podloží podle ČSN 73 1004 | Vodorovná únosnost piloty - pružný poloprostor | GE05 | Online nápověda. Stavební software pro statiky a geotechniky | Fine [online]. Copyright © Fine spol. s r.o. [cit. 06.01.2022]. Dostupné z: <https://www.fine.cz>.
6. Automatizácia projektování. Hurrych, P. *Vysoké Tatry: autor neznámý, 1978.*
7. WALTEC GDS,s.r.o. Údržba, opravy a odstranění závad u st 2020, geotechnický průzkum koleje č.3 Valašská Polanka. Blansko, 2020. .
8. Etusivu - Solcon [online]. Copyright © [cit. 06.01.2022]. Dostupné z: <https://www.solcon.fi/wp-content/uploads/2019/04/TITAN-Technical-data-sheet.pdf>.
9. [online]. Dostupné z: <http://www.bauer.de/bma/company/bauer-newsletter/BAUER-Maschinen-Group-presents-state-of-the-art-technology-for-specialist-foundation-engineering/?lang=en&type=bmanewsletter>. [Online]
10. Etusivu - Solcon [online]. Copyright © [cit. 04.01.2022]. Dostupné z: <https://www.solcon.fi/wp-content/uploads/2019/03/TITAN-Technical-Data-Sheet.pdf>.
11. Sluis, J & Besseling, Floris & Stuurwold, P. (2014). Modelling of a pile row in a 2D plane strain FE-analysis. 10.1201/b17017-51. .
12. Z nížin do hor: geomorfologické jednotky České republiky. Bína, Jan a Demek, Jaromír. Praha: ACADEMIA, 2012. ISBN 978-80-200-2026-0.
13. Geofond Praha.
14. [Online] <http://www.viafrez.cz/zemni-freza.php>.
15. Ižvolt, Libor. Železničný spodok. místo neznámé: EDIS, 2008. ISBN-9788080708023.

16. [Online] <https://www.kellergrundbau.cz/>.
17. Račanský, Václav. 03 - Zlepšování zemin, Hloubkové zlepšování, Vibrované štěrkové pilíře.
18. Mapy Google. [Online] maps.google.cz.
19. Předpjaté betonové pračce: Rektifikační podpora. ŽPSV OHL GROUP. 2014.
20. Ardiaca, Dusko Hadzijanec. Mohr-Coulomb parameters for modelling of concrete structures. Plaxis Bulletin, Spring issue. [Online] 2009.
21. Speciální zemní práce ve stavebnictví. Hornická skripta. [Online] <http://podzemi.solvayovylomy.cz/prirucka/geotech/geotech.htm>.
22. Drilling & Pile Driving Equipment - Equipment Corporation of America [online]. Copyright ©u [cit. 06.01.2022]. Dostupné z: https://www.ecanet.com/uploads/files/BG_20_H_BT_50_EN_905_841_2.pdf. [Online]
23. ČSN EN 1990. Zásady navrhování konstrukcí. 2002, Příloha C.
24. Hobst, Leoš a Zajíc, Josef. Kotvení do hornin. Praha: SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1972.
25. Roth, Vladimír a Tkaný, Zdeňek. Sondovací práce ve stavebnictví. Praha: SNTL - Státní nakladatelství technické literatury, 1959.
26. Pražský, Jeroným a Jedlička, Miroslav. Technologie jádrového vrtání. Praha: SNTL - Státní nakladatelství technické literatury, 1969.
27. Hoza, František, a další. Kapesní příručka geologa. Praha: SNTL - Státní nakladatelství technické literatury, 1965.
28. Pražský, Jeroným. Průzkumný vrt. Praha: SNTL - Státní nakladatelství technické literatury, 1964.
29. Záruba, Quido a Mencl, Vojtěch. Sesuvy a zabezpečování svahů. 1987.
30. Vrtané piloty. Masopust, Jan. Praha: Čeněk a Ježek, 1994.
31. Záruba, Quido a Mencl, Vojtěch. Inženýrská geologie. Praha: Nakladatelství ČSAV, 1954.