



Štola pod železniční tratí ražená metodou ADECO-RS

Adit under railway track
excavated using ADECO-RS method

Bakalářská práce

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Katedra geotechniky

Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Autor: Josef Haba
Vedoucí práce: doc. Dr. Ing. Jan Pruška

Praha 2016



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Haba Jméno: Josef Osobní číslo: 395574
Zadávající katedra: Katedra Geotechniky
Studijní program: Stavební inženýrství
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

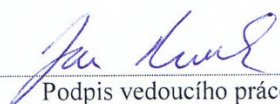
II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

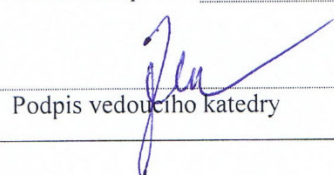
Název bakalářské práce: Štola pod železniční tratí ražená metodou ADECO-RS
Název bakalářské práce anglicky: Adit under railway track excavated using ADECO-RS method
Pokyny pro vypracování:
Obecná rešerše o metodě ADECO-RS, teoretické porovnání této metody s NRTM, předběžný návrh štoly

Seznam doporučené literatury:
Disertační práce Ing. Černé-Vydrové, Ph.D; články v časopise Tunel, zdroje ITA-AITES

Jméno vedoucího bakalářské práce: Doc. Dr. Ing. Jan Pruška

Datum zadání bakalářské práce: 23.2.2016 Termín odevzdání bakalářské práce: 22.5.2016


Podpis vedoucího práce


Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

24.2.2016

Datum převzetí zadání



Podpis studenta(ky)

Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci zpracoval samostatně a v seznamu použité literatury jsem uvedl veškeré použité prameny a literaturu. Prohlašuji, že předkládaná práce nebyla využita k získání jiného titulu.

V Praze dne 22.5.2016

Josef Haba

Poděkování

Rád bych věnoval poděkování vedoucímu této práce doc. Dr. Ing. Janu Pruškovi, za jeho rady a připomínky. Dále bych rád poděkoval Ing. Otakaru Hasíkovi, za umožnění navštívení podzemních děl, souvisejících s tématem této bakalářské práce.

Abstrakt

Tato bakalářská práce se zabývá konvenční tunelovací metodou ADECO-RS použitou na výstavbě ražené štoly, která bude sloužit jako podchod pro teplovod pod železniční tratí. V teoretické části práce je metoda ADECO-RS porovnána s Novou rakouskou tunelovací metodou. V praktické části, je pomocí metody konečných prvků namodelována ražba štoly s nízkým nadložím a přitížením povrchu od železniční dopravy.

Klíčová slova: Ražená štola, ADECO-RS, NRTM, konvenční ražba, řešení, návrh, porovnání

Abstract

The bachelor thesis is about conventional tunneling method ADECO-RS used on excavated adit for underpass of caliduct under railway track. ADECO-RS is compared with New austrian tunnel method. In practice part of the thesis there is modeling excavating adit under low overburden with hight load surwey by railway traffic.

Keywords: Excavated adit, ADECO-RS, NATM, solution, design, comparison

Obsah

1. Úvod	11
2. Teoretická část	13
2.1. Štola - popis projektu	14
2.1.1. Předstihová opatření	15
2.1.2. Fotografie z ražby	15
2.2. NRTM	16
2.2.1. Historie NRTM	17
2.2.2. Ostění	19
2.2.3. Observační metoda	21
2.2.4. Fenner-Pacherova křivka pro NRTM	21
2.3. ADECO-RS	25
2.3.1. Historie	25
2.3.2. Princip metody	25
2.3.3. Ostění	30
2.4. Porovnání NRTM a ADECO-RS	31
2.5. Numerické modelování v geotechnice	33
2.5.1. Metoda Konečných prvků (MKP)	33
2.5.2. Materiálové modely teorie plasticity	34
3. Praktická část	37
3.1. Parametry modelu	38
3.1.1. Zeminy	38
3.1.2. Jádro – prokotvená oblast před čelbou:	39
3.1.3. Primární ostění:	41
3.1.4. Jehlový deštník:	43
3.2. Zatížení od dopravy	43
3.3. Geometrie modelů	47
3.4. 3D model	48
3.4.1. Geometrie	48
3.4.2. Síť konečných prvků	49
3.4.3. Okrajové podmínky	53
3.4.4. Zatížení	53
3.4.5. Fáze výstavby	54

3.5.	Výsledky	56
3.5.1	Vliv prokotvení jádra před čelbou.....	57
3.5.2	Vliv jehlování (Farchantský jehlový deštník).....	59
3.6.	2D model bez redukce napětí vlivem prostorového chování.....	60
3.6.1	Geologie a rozhraní:	60
3.6.2	Síť MKP:	61
3.6.3	Fáze výstavby:	62
3.7.	2D model metodou redukce napětí.....	63
3.7.1	Fáze výstavby:	63
3.8.	Interpretace výsledků	66
4.	Závěr	67
5.	Použité zdroje a přílohy	69

1. Úvod

Ve světě podzemního stavitelství je možné se setkat s celou řadou různých metod souvisejících s výstavbou podzemních děl. Trendem současnosti je však pomalý útlum užití konvenčních tunelovacích metod a výrazný příklon k metodám kontinuálním. Tedy k nasazování tunelovacích strojů pro kontinuální ražbu (často, ne zcela přesně, nazývána TBM). Důvodů je celá řada. Prvním z nich může být určitý pokrok techniky a vývoj samotných tunelovacích strojů. Dále pak výstavba bazových tunelů, kde výhody kontinuální ražby jsou oproti konvenčním metodám zejména v rychlosti ražby a zároveň, při takto dlouhých stavbách, dochází i k úspoře financí.

Konvenční (cyklické) metody však své místo nadále mají. Zejména u kratších podzemních děl, kde nasazení TBM nemá až na výjimky opodstatnění. Je potřeba také dodat, že ražba proměnné geometrie či kaveren, bez použití konvenčních metod, není vůbec možná.

I v České Republice, po dvaceti letech dominance Nové rakouské tunelovací metody (NRTM), se začínají objevovat progresivnější přístupy a místní geotechnická společnost pomalu začíná objevovat nové, avšak v zahraničí již dobře zaběhnuté metody, jako je např. Metoda obvodového vrubu (Perforex), nasazení zeminových štítů (EPB) na prodloužení linky V.A v pražském metru nebo aktuálně nasazený kombinovaný štít na železničním tunelu Ejpovice.

Tato bakalářská práce se věnuje zejména geotechnickému posouzení ražené štoly pod železniční tratí, raženou konvenčně s využitím předstihovým opatření odpovídající metodě ADECO-RS, jež v České republice nebyla doposud použita.

V teoretické části této práce je popsána Nová rakouská tunelovací metoda a metoda ADECO-RS. Následně jsou obě metody porovnány a stručně popsány vhodné podmínky pro jejich nasazení. Dále je popsána teorie statického výpočtu pomocí numerické metody konečných prvků (MKP).

V praktické části je proveden numerický model pro výpočet štoly ve 3D pomocí MKP. V závěru této práce je i nastíněna jiná možnost výstavby navrženého podchodu pod železniční tratí.

2. Teoretická část

2.1. Štola - popis projektu

S rozmachem zateplování budov a snižování jejich energetické náročnosti, ubývají nároky zákazníků na množství dodávané energie ve formě tepla. To je nepříjemný fakt pro dodavatele těchto energií. Pražská teplárenská, jež je dominantním dodavatelem této komodity v Praze, musí v současné době pro své budoucí ekonomicky vyrovnané působení hledat další nové příjemce svého produktu. Proto investuje nemalé částky do zmodernizování a také do rozšíření své energetické sítě. Jeden z mnoha projektů je napojení své sítě do budovaného komplexu AFI CITY Kolbenova. Součástí napojení je vybudování větve teplovodního potrubí včetně podejití tříkolejně železniční elektrifikované tratě Praha – Turnov a Praha - Lysá nad Labem – Kolín. Právě ono podejití si žádá vybudování štoly z důvodu napojení teplovodu do budoucího areálu AFI City v Praze 9 - Vysočanech..

Jedná se o raženou štolu využívající předstihová opatření odpovídající konvenční metodě ADECO-RS.

Štola má na délku 25,08 m + startovací a cílová šachta o rozměrech 3,7 x 5,6 m. Šířka štoly je 4,12 m (světlá šířka 3,3m). Převážná většina štoly v podkovitém raženém profilu je vysoká 3,41 m (světlá výška 2,15 m) Ražba bude probíhat dovrchně ve sklonu cca 1,3% .

Technické řešení štoly je navrženo se zvláštním zřetelem na minimalizaci poklesů povrchu z důvodu ražby pod nepřerušným železničním provozem v těsné blízkosti nad prováděným podzemním dílem. Z tohoto důvodu byl navržen příčný řez štoly, aby se co nejvíce podobal kruhu, což je staticky nejvhodnější příčný řez. Délka záběru je omezena na 0,8 m až 1,0m tj. minimální délka záběru užívaná v obtížných geologických podmínkách a také v blízkosti jiných stavebních objektů. Primární ostění se bude budovat rovnou se spodní klenbou a celý obvod výrubu bude vyztužen příhradovými rámy primárního ostění.

2.1.1. Předstihová opatření

V předstihu bude zajištění výrubu provedeno kotvením čelby laminátovými samozávrtnými svorníky IBO. Ty mají minimalizovat deformace čela výrubu, navíc je takto zajištěná čelba opatřením proti nekontrolovanému vyjetí horniny do výrubu, a tedy i minimalizace rizika ohrožení železniční dopravy nad prováděným dílem.

Dalším předstihovým opatřením je zajištění okolo výrubu předháněnými jehlami délky 6 m v klenbě. Toto opatření opět zabrání propadání nadloží do výrubu a zpevní nadloží štoly, takže výrazně omezí deformace a zvýší bezpečnost ražby (Toto opatření se běžně používá při tunelování ve zhoršených geologických poměrech, které se systematicky předepisuje v sousedním Německu, tzv. Farchantský jehlový deštník.)

2.1.2. Fotografie z ražby



Obr.1: Výstavba štoly

2.2. NRTM

Nová rakouská tunelovací metoda (New Austrian Tunneling Method – NATM, v německy mluvících zemích Neue Österreichische Tunnelbauweise – NÖT) je konvenční tunelovací metoda. NRTM spočívá ve spolupůsobení ostění s okolním horninovým prostředím a dohromady tak tvoří stabilní konstrukci. Maximálně využívá vlastností horninového prostředí, které se stává hlavním nosným prvkem a minimalizuje rozsah výztužných prvků. Metoda využívá známé vlastnosti, že se vzrůstající deformací výrubu klesá horninový tlak. Ostění je prováděno jako dvouplášťové, přičemž primární je co možná nejpoddajnější aby se mohlo adaptovat na deformace horninového prostředí. Jeho rychlá aplikace zabrání rozvolnění horniny a síly v okolí výrubu tak uvede do rovnováhy. Sekundární ostění se provádí ve vhodný okamžik (často i po několika měsících) po odeznění horninového tlaku a ukončí tak další konvergenční projevy výrubu a zajistí stabilitu díla po dobu životnosti. [01] [02] [03]

Její rozšířenost je zejména díky její univerzálnosti a přizpůsobitelnosti technologie na základě zastižené geologie a geomechanického monitoringu.[04]

Na její masovou rozšířenost v současnosti má vliv také fakt, že díky využívání horninového prostředí jako nosného prvku dochází k výrazným úsporám materiálu, potřebného na ostění, což přináší ekonomické úspory během provádění. Tunelářské společnosti k ražbě touto metodou nepotřebují žádné speciální tunelovací stroje. K samotné ražbě obvykle postačí běžný tunelbagr, v případě zastižení hornin skalního charakteru, potom znalost trhacích prací.

2.2.1. Historie NRTM

Jedna z prvních myšlenek NRTM byla formulována již v 19. století. **Ritter Franz von Rziha** (1878):

„Zatížení ostění je tvořeno tíhou horniny uvolněné nad stropem v průběhu času“

Podzemní stavitelství předminulého století však zatím nemělo technické prostředky a technologie, které by umožňovali realizaci některých již známých myšlenek. Až s vývojem stříkaného betonu (1911-1914), kotvení a rozvoj mechaniky hornin umožnili prosazení myšlenek: **Engessera (1881)** a **Schmidta (1926)**

Za autora NRTM je však považován **Prof. L. von Rabcewicze** (1948) zejména za svůj patent dvouplášťové výztuže:

„....způsob vystrojování výrubu vyznačující se tím, že se stěny podepřou nejprve slabým poddajným vystrojením proti horninovému tlaku. Po doznění horninového tlaku se osadí definitivní výstroj nanesením pevného ostění na vnitřní plochu předtím osazené výstroje“

Tento patent umožnil využívání horninového prostředí jako nosného prvku. Dále již v rychlém sledu přicházeli další odborníci s myšlenkami umožňující vznik této metody.:

Ing. A Brunner (1953)Patent:

„.... postup ražení a zabezpečení tunelů, štola pod., při němž se na stěny výrubu hned po vylomení nastříká pomocná klenba z rychletvrdnoucího stříkaného betonu...“

prof. L. Muller (1957): zformuloval 22 zásad NRTM

Ing. H. Laufer (1960): Sestavil klasifikace hornin podle doby stability nevystrojeného výrubu, která vycházela z měření na řadě alpských tunelů

Prof. L. von Rabcewicz (1962): Definoval NRTM na XII Geomechanickém kolokviu v Salzburku.

Jako jednu z prvních realizací tunelů na které byla použita NRTM lze považovat stavbu Schwainkeimského tunelu z roku 1964. Rabcewicz a Muller se tak mohli prosadit se svými akademickými myšlenkami v teorii mechaniky hornin, tou dobou podporované tzv. „Salzburkou školou“. V měkkých horninách byla NRTM poprvé použita v roce 1968 při stavbě tunelů v městské zástavbě Frankfurtu nad Mohanem. [04], [05]

V Česku se o NRTM vážněji začíná uvažovat až s příspěvkem *„Zaměření výzkumu a otázky zavádění NRTM na podzemních stavbách v ČSSR“*, který zazněl na pražské konferenci Podzemní stavby 1988 a který uváděl hlavní principy tunelovací metody a upozorňoval na rozdíly mezi úrovní tunelového stavitelství u nás a ve světě. [03] V bývalém ČSSR totiž tou dobou stále ještě dominovala Prstencová tunelovací metoda a nemechanizované štítování. Metoda spočívající v ražbě plným profilem a okamžitým uzavíráním líce výrubu litinovým nebo ŽB ostěním. Tato metoda, která se díky výstavbě pražského metra stala dobře zvládnutou rutinou a od původní Prstencové metody jako dovezený artikl z SSSR se ještě dále zdokonalila (proto také nazývána jako Pražská prstencová metoda) a i díky dobrým zkušenostem s dosavadní metodou, bylo uvažování o nasazení NRTM v našich podmínkách složité. Začít přemýšlet zcela opačně, že horninový masiv nemusí být na obtíž, kterému musíme veškeré jeho projevy včas zastavit, ale že to může být mnohdy i kvalitní stavební materiál, který při vlídném zacházení může převzít nosnou funkci a spolu s primárním ostěním a svorníky zajistit potřebnou stabilitu výrubu. [06]

S politickým převratem po roce 1989 začíná být zřetel i na finančně efektivnější výstavbu podzemních děl, a tedy velmi rychlé opuštění masivních konstrukcí typických pro výše zmíněnou Prstencovou metodu a příklon k co nejefektivnějšímu dimenzování konstrukcí. Čeští tuneláři začínají navazovat kontakty se zahraničím a NRTM tak zapouští kořeny i u nás.

Mezi první liniově ražené objekty pomocí NRTM patří traťový tunel **pražského metra** na trase IV.B-05 mezi stanicemi **Kolbenova – Hloubětín**. Silniční tunel **Hřebeč**, který se nachází na I/35 mezi městy Svitavy a Moravská Třebová. První nasazení na železnici potom na tunelu **Vepřek**, nacházejícím se na I. tranzitním koridoru v úseku Praha- Děčín [03] [04]

Podobně jako Prstencová metoda v poválečném období se i NRTM v nově vzniklé České republice stala po dvě desetiletí téměř výhradně užívanou metodou na našem území.

2.2.2. Ostění

Ostění u podzemních děl ražených metodou NRTM se skládá ze dvou částí (vrstev): primárního a definitivního (sekundárního) ostění.

Primární ostění je tvořené stříkaným betonem, při obou površích vyztuženým kari sítěmi. Zásadní pro primární ostění je zejména jeho poddajnost, aby bylo schopné přenášet velké deformace v důsledku působení okolní horniny. Deformace se pohybují v řádu centimetrů. Jsou však známy i případy deformace v decimetrech až do velikosti kolem 1 metru. [08] V závislosti na vlastnostech horninového prostředí a velikosti výrubu se tloušťka ostění pohybuje od 10 do 40 cm. Primární ostění bývá obvykle ještě vyztuženo příhradovými rámy.

Definitivní ostění zajišťuje stabilitu po celou dobu životnosti podzemního díla. Je obvykle vytvořeno z železobetonu, výjimečně, např. v netlačivých horninách, je i možné užití pouze prostého betonu. Definitivní ostění může být někdy také

nazýváno ostěním sekundárním, dá se považovat za tuhé a zřizuje se obvykle až po ustálení konvergencí primárního ostění nebo když rychlost deformace nepřekračuje 2 mm/měsíc, což může být i několik měsíců po samotné ražbě. Jedná o trvalou konstrukci, s návrhovou životností 100 let, kde k zatěžovacím stavům přibývají i teplotní a klimatické vlivy či dotvarování a smršťování betonu a další vlivy v rámci provozu tunelu. V České Republice je proto definitivní ostění dimenzováno na stejné, nebo větší zatížení než je ostění primární. V některé zahraniční literatuře je však na definitivní ostění u NRTM nahlíženo poněkud odlišně a předpokládá pouze zvýšení koeficientu bezpečnosti konstrukce ostění složených z obou ostění, tedy že zatížení je schopné přenést již samotné primární ostění. [08]

Náročnost ražby z hlediska stability výrubu souvisí se zastiženou geologií a odpovídá **Technologickým třídám NRTM:**

Technologické třídy NRTM		
Třída NRTM	Horniny	Zeminy
1	Velmi dobré podmínky ražení stabilita > 2 týdny	-
2	dobré podmínky ražení stabilita 2 dny až 2 týdny	-
3	zhoršené podmínky ražení stabilita 2 hod až 2 dny	zeminy konsistence tvrdé
4	nepříznivé podmínky ražení stabilita < 2 hod	zeminy s konzistencí pevnou , pevnost ve smyku je vyčerpána
5a	velmi nepříznivé podmínky ražení	zeminy s konzistencí tuhou
5b	velmi nepříznivé podmínky ražení nestabilní hornina	zeminy s konzistencí měkkou
nevhodné pro ražení	-	Nevhodné zeminy F kašovitá konzistence S a G pod HPV

Tab.1: Technologické třídy NRTM

2.2.3. Observační metoda

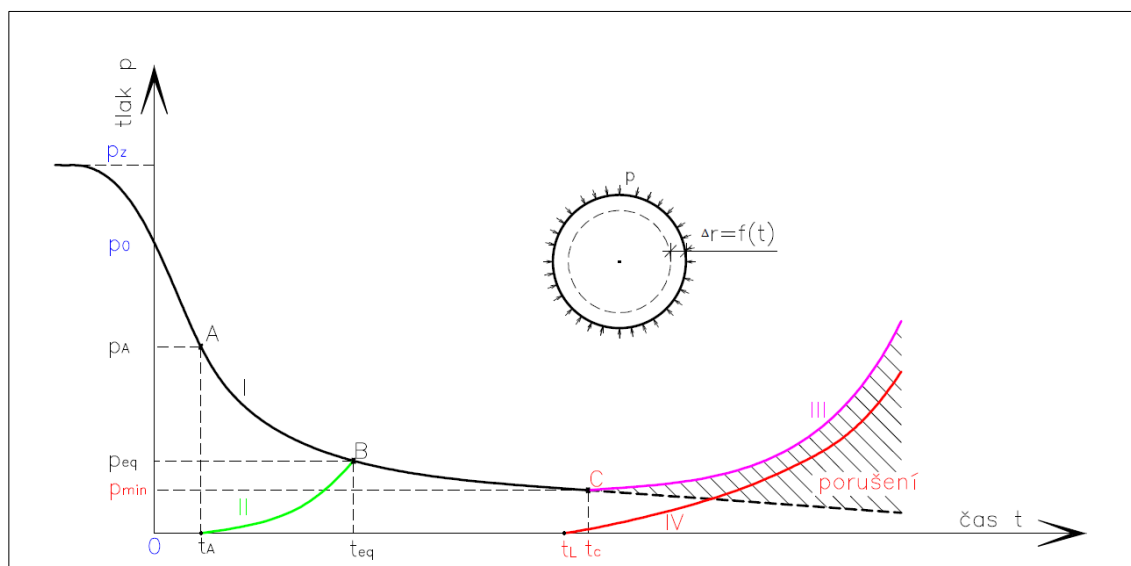
NRTM je metodou velmi adaptabilní na změnu geologie i hydrologických podmínek. Aby však mohla být NRTM použitelnou, je nutná aplikace tzv. observační metody navrhování konstrukcí, spočívající v neustálém sledování chování konstrukce, zastižené geologie a dalších skutečností ovlivňující stabilitu díla. V závislosti na zjištěných skutečnostech vybraných monitorovacích veličin je poté nutná následná úprava původního návrhu konstrukce.

Pro NRTM lze observační metodu shrnout do třech bodů.

- 1. Základní návrh primárního ostění** - u kterého jsou stanoveny pravděpodobné meze deformací ostění na základě statického výpočtu.
- 2. Monitoring chování** - nejčastěji Konvergenční měření, tedy měření deformací ostění.
- 3. Porovnání měřených veličin s výpočtem očekávanými trendy** – v případě nepříznivého průběhu deformací primárního ostění je nutno zavést opatření. [07]

2.2.4. Fenner-Pacherova křivka pro NRTM

Fenner-Pacherovy křivky jsou grafickým znázorněním deformace horninového prostředí v reakci na vyražení výrubu. Zásahem do masivu, jako je ražba, dochází k postupné ztrátě stability prostředí a její deformace v blízkém okolí výrubu. Příčinou je, že výrub se začíná deformovat. V případě přítomnosti podzemní vody se mění její proudění směrem do vzniklého prostoru a v těsné blízkosti se rozvolňuje hornina, a tím dochází ke snižování pevnosti výrubu. F-P křivka tedy znázorňuje průběh napětí v závislosti na čase, případně závislost napětí na deformaci. [03]



Obr.2: Fenner-Pacherova křivka pro NRTM

I-křivka reakce horninového masivu (Fenner-Pacherova křivka)

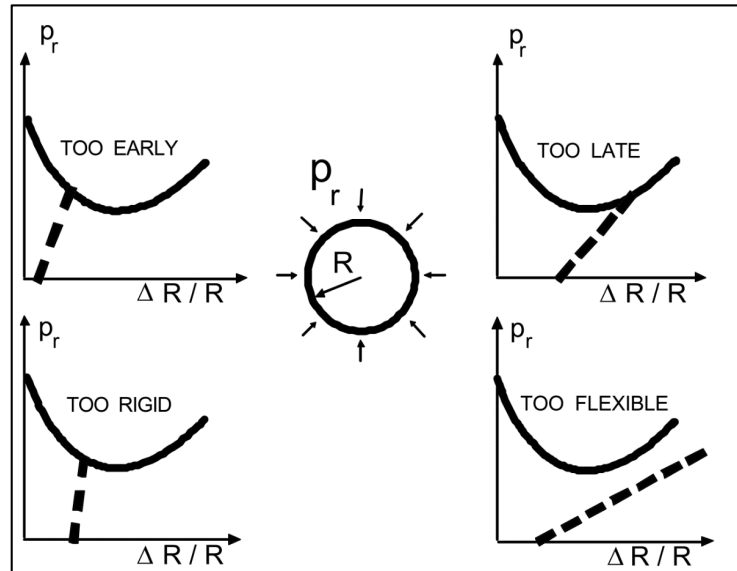
II-křivka reakce včas zabudovaného ostění (stříkaný beton jako ostění)

III-křivka nárůstu tlaku z porušení masivu

IV-křivka reakce pozdě a příliš poddajného vyztužení

Z **obr.2** je patrné, že deformace horninového masivu jsou závislé v čase. Proto po vyražení záběru, může být výrub po určitou dobu nevyztužen. V této době však již probíhají deformace, které snižují velikost horninového tlaku z p_0 na p_z , což odpovídá snížení původní geostatické napjatosti. Je také patrné, že aplikace primárního ostění je vhodné provádět až po odeznění části horninové tlaku p_A , avšak zavčas, aby stříkaný beton, používaný jako primární ostění, stihl vytvrdnout do požadované pevnosti. Bod **C** představuje minimální hodnotu p_{min} odpovídající pružnému přetváření horniny (tzv. *pravý horninový tlak*). V čase pozdějšímu t_c začne opět vzrůstat napětí od okolního masivů tzv. *nepravý horninový tlak* vlivem nadměrných deformací způsobující porušení horninového masivu. Pokud by tedy aplikace primárního ostění byla provedena pozdě, např. v čase t_L , křivka reakce vyztuže by se potom neprotla s křivkou tlaku z porušení, což by vedlo ke kolapsu výrubu včetně nedozrálého, příliš poddajného ostění. [07]

Z výše uvedeného platí, že pro efektivní zajištění výrubu je důležitá optimální volba tuhosti, náběhu pevnosti a čas zřízení stříkaného betonu. Odlišné průběhy primárního ostění jsou pro přehlednost ještě uvedeny na obr.3



Obr. 3: Různé průběhy ostění na F- P křivce [16]

*TOO EARLY - PŘÍLIŠ BRZO; TOO LATE - PŘÍLIŠ POZDĚ; TOO RIGID - PŘÍLIŠ TUHÉ
TO FLEXIBLE - PŘÍLIŠ PODDAJNÉ*

Díky znalosti Fenner–Pacherovy závislosti je možné aplikovat hospodárně nadimenzované ostění.

Pokles horninového tlaku, vede k rovnovážnému stavu společně s namáháním primárního ostění. Konvergence ostění se sleduje pomocí monitoringu což je intervalové měření deformací líce primárního ostění. [07]

Ustalování konvergencí by mělo odpovídat průběhu, zjištěného statickým výpočtem. Tento výpočet se limitně blíží k určité deformaci. Je-li rychlost deformací pomalejší než se předpokládalo, je potom hospodárné upravit původní návrh a zeslabit primární ostění. Jeli však rychlost deformací větší než očekávané, je potom nutné včas (ještě před dosažením limitní deformace) přikročit k některému z možných stabilizačních opatření. Těch je celá řada a konkrétní opatření závisí na konkrétní situaci. Např.: zesílení svorníkové výztuže, zkrácení záběru, členění výrubu, kotvení čelby, podepření čelby horninovým pilířkem či její

kotvení, uzavírání dílčích výlomů spodní klenbou, jehlováním, mikropilotovými deštníky, tryskovou injektáží atd. [07]

U NRTM se často používá kombinace více opatření, typickou je pro ni ale výše zmíněné členění výrubu. Základní horizontální členění výrubu se používá v kvalitních horninových masivech (IV. technologická třída výrubu). V méně kvalitních horninách (V a více) by však za použití takového členění došlo k propadu stropu kaloty a proto se volí členění svislé - vhodný tvar dílčích výrubů a značným zmenšením rozpětí klenby primárního ostění ve střední kalotě se docílí k výrazně lepší stabilitě podzemního díla během ražby. [07]

2.3. ADECO-RS

A.DE.CO-R.S. (L'**A**nalisi delle **DE**formazioni **CO**ntrollate nelle **R**occe e nei **S**uoli v anglicky mluvících zemích: **A**nalysis of **CO**ntrolled **DE**formation in **R**ocks and **S**oils). Jedná se o konvenční metodu předpokládající vztah mezi deformací čelby, velikostí deformace probíhající před čelbou a velikostí deformace výrubu. Pro bezpečnou ražbu využívá předstihová opatření ve formě stabilizace (vyztužení) jádra, přičemž jádrem je zde myšlen horninový masiv o průměru výrubu před čelbou. Zvýšením tuhosti jádra před čelbou se zabrání nežádoucím deformacím (omezí se „vyboulení“ čelby do výrubu) a tím rovněž dojde k minimalizaci deformací v oblasti tunelu. Ražba tunelu při použití této metody probíhá zásadně plným profilem.[8]

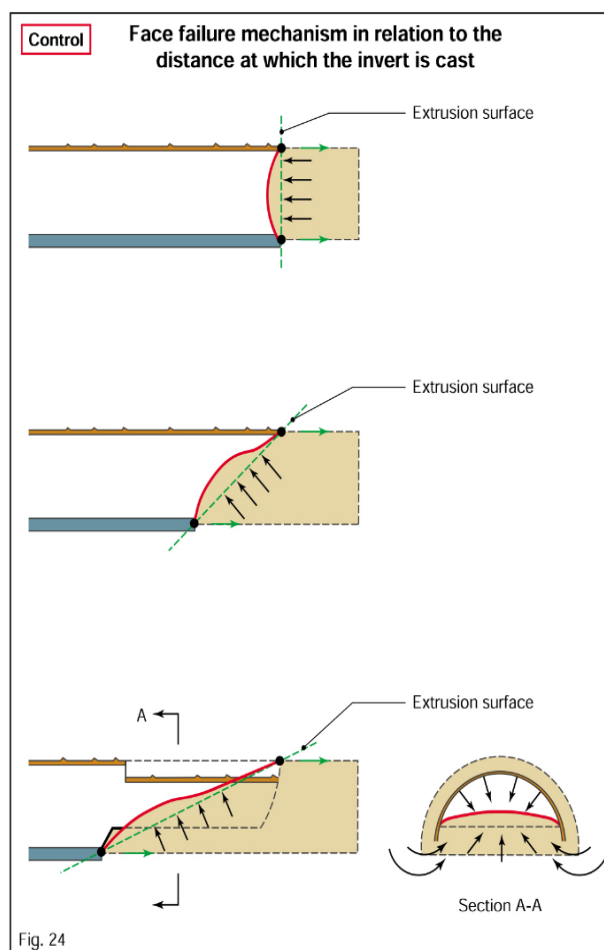
2.3.1. Historie

Autorem ADECO-RS je profesor Pietro Lunardi, který v Itálii roku 1965 představil tuto tunelovací metodu, kterou sám nazval: „zprůměrněním tunelování“. Od té doby byla použita na řadě tunelů, zejména v Itálii. Na našem území se doposud dávalo přednost jiným metodám, ale například v sousedním Slovensku byla tato metoda minulý rok úspěšně použita na dálničním tunelu Lietavská Lúčka – Višnové – Dubná Skala. [8] [9] [10]

2.3.2. Princip metody

Principem této konvenční tunelovací metody je stabilizace jádra před čelbou pomocí horizontálních kotev délky minimálně o průměru tunelu. Horizontálními kotvami jsou nejčastěji sklolaminátové kotvy, mohou to být ale i například mikropiloty. V případě nestabilního horninového prostředí je možné zvýšit stabilitu horniny pomocí tryskové injektáže nebo pomocí metody Perforex (Metoda obvodového vrubu), v Česku použita na Březenském tunelu. Další ze

zásadních stabilitních opatření je rychlé uzavírání dna, které má za následek zvýšení tuhosti celého ostění a zabránění deformacím horninového prostředí. Se zvyšující se vzdáleností uzavírání dna od čelby, ztrácí toto opatření na efektivnosti viz obr.4. Bylo zjištěno, že stabilita jádra ovlivňuje celkovou stabilitu podzemního díla. Díky tomuto bylo možné omezit monitoring pouze na projevy deformace čelby a na základě měření potom upravovat návrh a poté samotné provádění ražby.

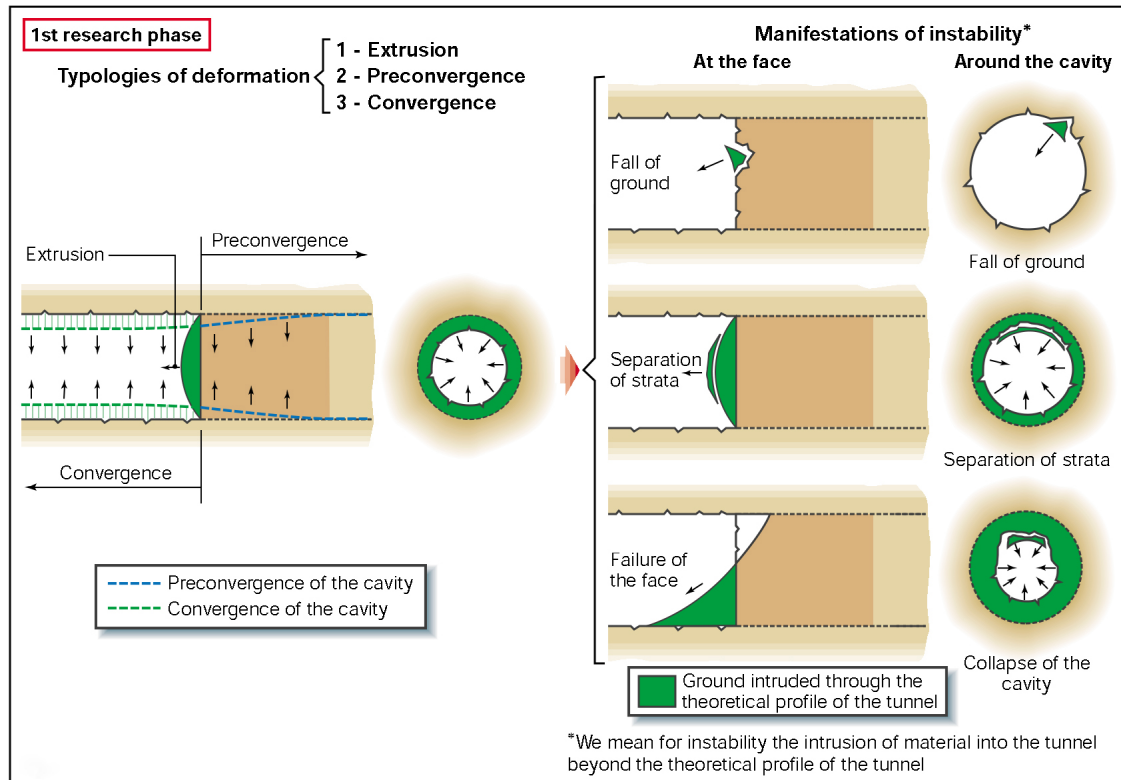


Obr.4: Vliv vzdálenosti uzavřeného líce dna na deformaci čelby [17]

Extrusion surface- Extruze povrchu

Pro popis deformací užívá metoda ADECO-RS tyto výrazy:

1. **Jádro** – objem zeminy před čelbou, ohraničený teoretickým výrubem
2. **Extruze** – reakce horninového masivu na ražbu. Jedná se deformace probíhající převážně v jádře před čelbou. Velikost závisí na pevnostních a deformačních vlastnostech horniny v oblasti jádra. Extruze dále závisí na primárním napětí v místě ražby.
3. **Pre-konvergence** – konvergence jádra, která probíhá v předstihu před čelbou. Naměřené hodnoty dokazují spojení mezi extruzí jádra v místě čelby a pre-konverencí. [11]



Obr.5: Projevy deformace a nestability dle ADECO-RS [17]

Extrusion – Extruze; Preconvergence – Pre- convergence ;Convergence – Konvergence
Fall of ground -Vypadávání zeminy; Separation of strata – Odpadávání vrstev; Failure of the face
– Provalení čelby; Collapse of the cavity – Zhroucení výrubu

ADECO-RS používá tři geotechnické kategorie:

1. Kategorie A: Čelba je stabilní - chování jako skalní horniny.

Je definována, pokud identifikované napětí v čelbě a v okolí výrubu není dostatečné na to, aby překonalo pevnostní vlastnosti horniny. Deformace probíhá pružně, vyskytuje se okamžitě v řádu milimetrů. Čelba je stabilní, avšak k lokálním nestabilitám může docházet například v důsledku vypadnutí horninového bloku horniny, způsobené nepřívětivým uložením geologických vrstev. Stabilitu tunelu neovlivňuje ani přítomnost podzemní vody, pokud hornina samotná není na vodu náchylná a nezhoršuje její pevnostní vlastnosti. Stabilizační techniky se používají výjimečně. Jen v případech

zabránění zhoršení masivu za účelem zachování profilu výlomu

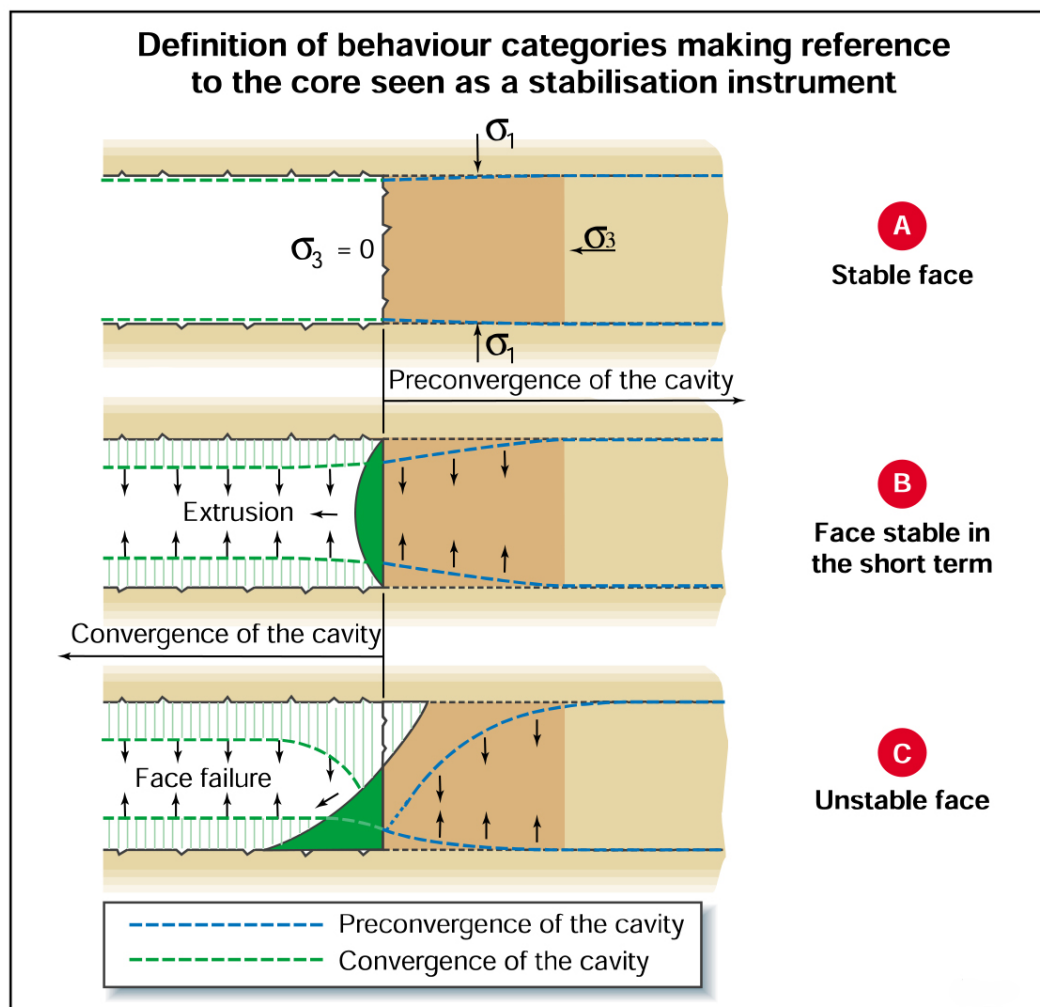
2. Kategorie B: Čelba je stabilní krátkodobě - chování soudržných materiálů.

Je definována, když identifikované napětí v podloží čelby a výrubu je během výlomu dostatečné na to, aby překonalo pevnost podloží v elastické oblasti. „Klenbový efekt“ se nevytváří ihned v okolí výlomu, ale ve vzdálenosti, která závisí na velikosti pásu podloží, který je předmětem plastifikace. Deformace, která se objevuje při normálních hodnotách ražení a patří do elasto-plastické škály, které je měřitelná v centimetrech. Při normálních hodnotách ražení je tunel stabilní a stabilita se zlepšuje anebo zhoršuje při zvyšování anebo snižování rychlosti ražení. Deformace raženého jádra ve formě vytlačení (extruze) neovlivňuje stabilitu tunelu, protože podloží je také schopné shromáždit dostatečnou zůstatkovou sílu. Nestabilita se projevuje ve formě unikání sypkého materiálu při čelbě a okolo výrubu. Přítomnost vody, hlavně za hydrodynamických podmínek, snižuje pevnost masivu ve smyku, podporuje rozšiřování plastifikace, a tím pádem zvyšuje nestabilitu. Tomu je přinejmenším v blízkosti čelby potřebné předejít, a to odvedením vody pryč z raženého jádra.

3. Kategorie C: Čelba je nestabilní - chování nesoudržných materiálů. [08]

Je definovaná v případě, že identifikovaný stav napětí v masivu je dostatečný na to, aby překonal pevnostní vlastnosti materiálu, dokonce i v zóně okolo čelby. „Klenbový efekt“ se nemůže vytvořit ani na čelbě, ani okolo výlomu, protože podloží nemá dostatečnou únosnost. Deformace je neakceptovatelná, protože okamžitě vede ke vzniku poruchy,

čímž následně vznikají projevy nestability, jako je například porucha čelby a kolaps výrubu bez času potřebného na radiální zajištění: zlepšování masivu musí být vykonané před čelbou, aby před zajištěním mohlo zabezpečit vytvoření umělého klenbového efektu. Když se přítomnost vody při hydrostatických podmínkách nebere náležitě do úvahy, podporuje se rozšíření plastifikace dalším snížením pevnostních vlastností masivu a v podstatě se zvyšuje deformace.



Obr.6: Kategorie pro stabilitu čelby dle metody ADECO-RS [17]

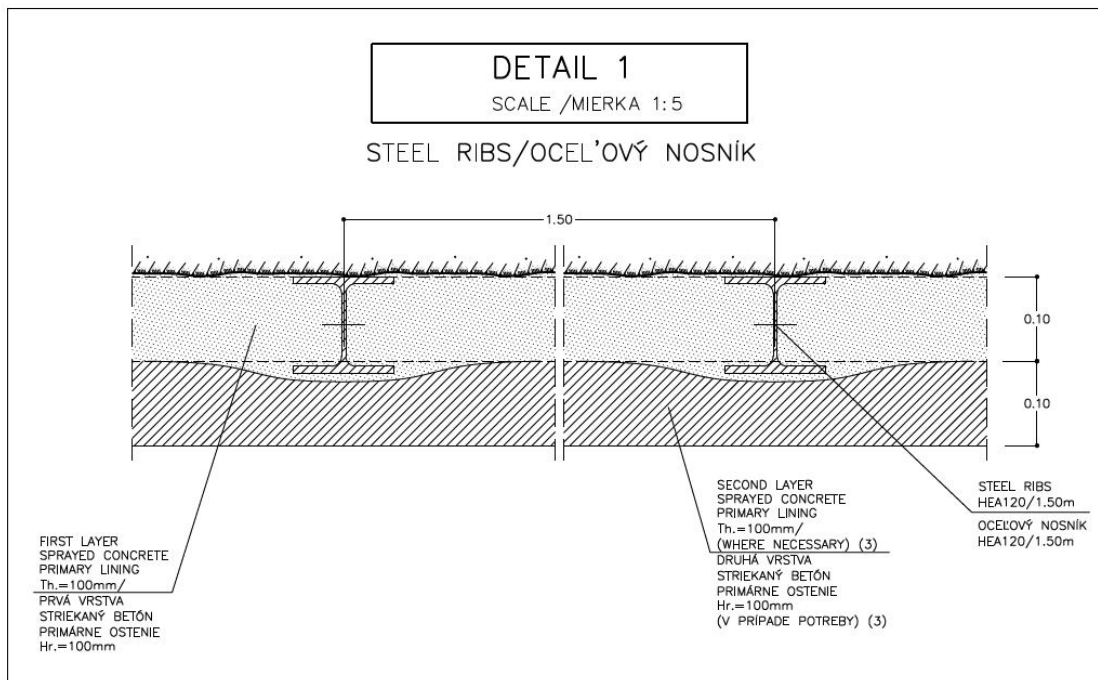
Stable face- Stabilní čelba; Face stable in the short term- Stabilní čelba krátkou dobu

Unstable face- Nestabilní čelba

2.3.3. Ostění

Primární ostění se podobně jako u NRTM provádí ze stříkaného betonu. Avšak provádí se jako tuhé, vyztužené např. válcovanými profily tuhých rámců. Je žádoucí, aby aktivace primárního ostění byla co možná nejrychlejší. Ostění u metody ADECO-RS musí být schopno přenést veškerý horninový tlak, aniž by docházelo k výraznějším projevům deformace primárního ostění.

Definitivní ostění se provádí tuhé, v technologicky minimálním odstupu od čelby s rychlým uzavíráním spodní klenby.

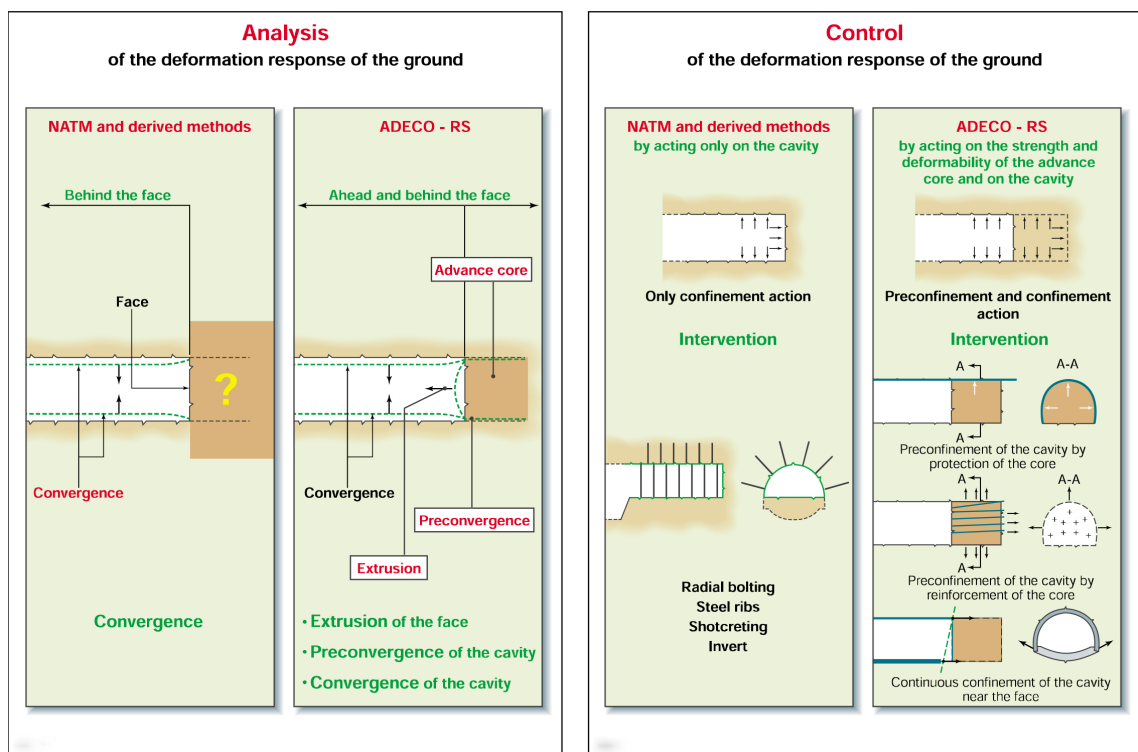


Obr.:7: Řež ostěním, vyztuženým válcovanými I profily, tunel Lietavská Lúčka -
Višňové – Dubná Skala [10]

2.4. Porovnání NRTM a ADECO-RS

Obě metody jsou metodami konvenčními s cyklickým postupem ražby a jejich použití je možné v takřka stejných geologických podmínkách. Největší odlišnosti jsou zejména v odlišném přístupu ke stabilitě projevů horninového masivu.

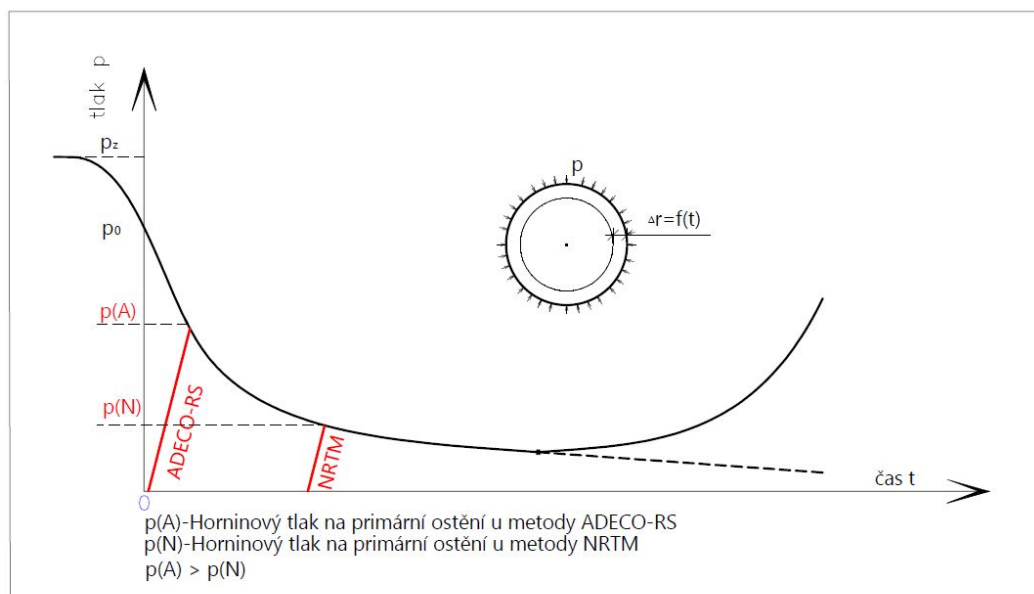
NRTM pro následující ražbu důsledně pozoruje zastiženou geologii, pečlivě kontroluje konvergence primárního ostění a na základě této analýzy neustále upravuje návrh tloušťky ostění, délku záběru, prokotvení horninového prstence, členění výrubu či aplikuje další zajišťovací opatření. Efektivní je využití této metody zejména v prostředí, kde lze využít samonosnost horninového masivu. Zvláště výhodné je použití v extravilánu, kde nejsou kladeny vysoké nároky na deformace nadloží a případné sedání povrchu není fatálním problémem. Metoda je sice hojně užívána i v městské zástavbě, v těsné blízkosti pod základy obytných budov, avšak takovéto nasazení si žádá další zvláštní opatření a hospodárnost této metody strmě klesá.



Obr.8: Rozdíly mezi NRTM a ADECO-RS z pohledu analýzy a kontroly [17]

ADECO-RS se omezuje pouze na pozorování jádra výrubu a na základě zjištěných deformací zvýší, nebo naopak sníží prokotvenost čelby. ADECO-RS zdaleka nevyžaduje tak striktní sledování zastižené geologie, razí se plným profilem bez ohledu na geologii. U primárního a definitivního ostění se provádí rychlé uzavírání dna, které má příznivý vliv na snížení deformací horninového masivu, především k minimalizaci sedání povrchu nad podzemním dílem. Nevýhodou tohoto řešení je oproti NRTM velké zatížení na samotné ostění, tedy i vyšší dimenzační nároky, je i méně hospodárné než je ostění u NRTM. Lze považovat provádění této metody pro zhotovitele o něco jednodušší, avšak za cenu vyšších investičních nákladů. Metoda ADECO-RS se hodí do podmínek s monotonní geologií a zejména tam, kde je přísný požadavek na minimální deformace nadloží. [08]

Obě metody mohou využívat stejných předstihových opatření. Z výše uvedeného vyplývá, že naprosto odlišně se nahlíží na poddajnost a přenášené zatížení ostění, což je dobře vidět na průběhu Fenner-pacherovy křivky:



Obr.9: Porovnání ADECO-RS a NRTM na průběhu Fenner-Pacherovy křivky

Zatímco u NRTM je žádoucí určitá poddajnost primárního ostění z důvodu snížení horninového napětím u metody ADECO-RS je primární ostění dimenzováno na horninový tlak, aniž by byla uvažována větší poddajnost primárního ostění.

2.5. Numerické modelování v geotechnice

Návrh každé složitější konstrukce, jejíž chování si člověk neumí spolehlivě představit, si žádá vytvoření modelu řešené úlohy. Na samém počátku podzemního stavitelství se tehdejší tuneláři mohli spolehnout pouze na svůj um a vlastní zkušenosti. S přibývajícimi znalostmi o chování horniny se začali vytvářet empirické či analytické metody výpočtu geotechnických úloh. V případě řešení úlohy, v které nebyla dostatečná důvěra v analytické řešení, nezbylo než si návrh ověřit na skutečné konstrukci, na tzv. fyzikálním modelu. Jedná se většinou o laboratorní model kýžené konstrukce ve vhodném měřítku a v obdobné geologii. Chování modelu více, či méně vystihuje skutečné chování geotechnického problému. S fyzikálními modely ve stavebnictví se dnes ještě hojně můžeme setkat ve vodohospodářském stavitelství a hydraulice. V geotechnice dnes roli fyzikálních modelů téměř výhradně převzalo numerické modelování. V Praxi zejména metoda konečných prvků (MKP - FEM - **F**inite **E**lement **M**ethod), která se v současnosti stává dominantní a další matematické iterační metody jako jsou např. metoda konečných diferencí (FDM - **F**inite **D**iference **M**ethod) či metoda hraničních prvků (BEM - **B**oundary **E**lement **M**ethod) v současnosti ustupují spíše do pozadí.

2.5.1. Metoda Konečných prvků (MKP)

Základní principy metody jsou:

- Spojitá oblast zájmu je diskretizována - pokrytá sítí geometrických prvků tvořící síť konečných prvků.
- Každý prvek je nutné popsat vlastnostmi a vhodným materiálovým modelem.
- V uzlech sítě se zavádějí účinky zatížení a okrajové podmínky úlohy.
- Hledaná veličina je soustavami rovnic vypočítána v uzlu sítě. Následnou aproximací okolních uzlů potom získáváme i veličiny mezi vypočtenými body. [12]

Z výše uvedeného plyne, že na přesnost výsledků má vliv množství použitých prvků diskretizující spojitou oblast, tedy hustota sítě. Naneštěstí pouhé zvýšení hustoty sítě nemusí vždy vést k věrohodnějším výsledkům. Zbytečně velké zahušťování sítě zvyšuje časové nároky na řešení rovnic a může vést i k neodpovídajícím výsledkům v některých uzlech sítě. Pro vhodnou hustotu sítě existují doporučení v závislosti na typu a velikosti řešené úlohy. Ke snížení doby výpočtu potom vede vytvoření dostatečně husté sítě pouze v některých námi vybraných oblastech zájmu. U tunelů to bývá v oblasti nadloží a v blízkosti ostění. Pro časově únosný výpočet je účelné zvolit vhodné meze modelu, avšak takové, aby řešení nebylo ovlivněno okrajovými podmínkami zavedenými na okraji modelu.

Velmi důležité při vytváření úlohy je zvolení vhodného materiálového modelu a zejména zadání vlastností prvků (zeminy, horniny,...). Při návrhu podzemního díla obvykle bývá proveden geologický průzkum, ve kterém jsou kýžené parametry uvedeny. Avšak ne vždy popsaná geologie odpovídá zastiženému prostředí při samotné ražbě. Volba parametrů geologie by proto neměla být pouze lehkomyšlně opsána z dokumentace průzkumných vrtů, ale měly by se uvažovat jednotlivé souvislosti, např. méně příznivé parametry, výskyt podzemní vody atd.

2.5.2. Materiálové modely teorie plasticity

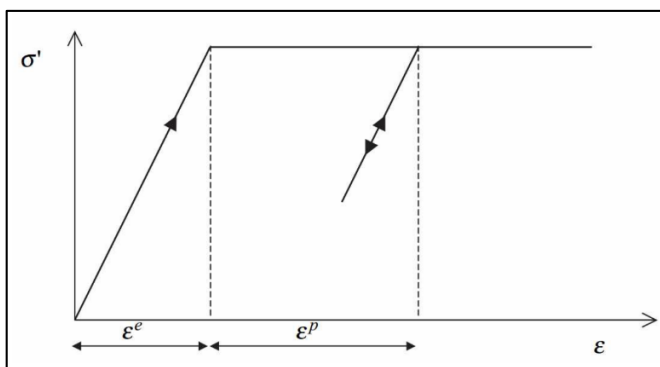
Reálná zemina se při zatížení jen svou malou část chová lineárně pružně dle Hookova zákona. Je proto nutné popsat deformaci materiálu (zeminy) vhodným materiálovým modelem, co možná nejrealističtěji vystihujícím vztahem mezi napětím a přetvořením.

V geotechnice se materiálové modely dají rozdělit do dvou skupin. První skupina modelů [**Mohr-Coulomb (MC)**, **Mohr-Coulomb modifikovaný (MMC)**, **Drucker-Prager (DP)**,...] uvažuje plastické přetvoření pouze ve smyku. Smyková pevnost závisí na tlaku kolmém na smykovou plochu. Druhá skupina modelů [**Modifikovaný Cam clay (MCC)**, **Hypoplastický model jílu**,...] předpokládá

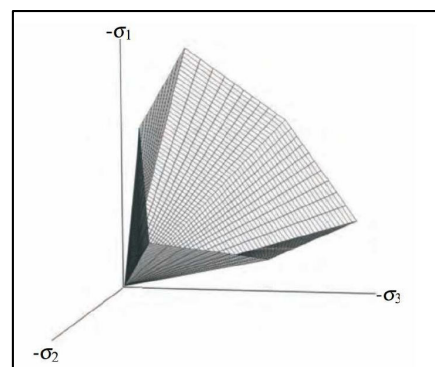
plastické chování jak ve smyku, tak i v tlaku, tedy ve směru kolmém i rovnoběžném na smykovou plochu.

Mohr - Coulombův materiálový model

Jedná se o materiálový model, který uvažuje lineárně elastické - ideálně plastické chování zeminy. Patří mezi nejstarší konstitutivní vztahy pro zeminy a v českém prostředí je možné jej považovat za nejpoužívanější materiálový model pro zeminy i horniny. MC uvažuje plastické přetvoření pouze ve smyku. [13]



Obr.10: Elaso-plastický materiálový model



Obr.11: Mohr-Coulombova podmínka plasticity v hl. napětích

3. Praktická část

Numerické modelování štoly

Pro modelování ražby štoly pod železniční tratí je vytvořen 3D model v softwaru Midas GTS, respektující skutečné provádění výstavby včetně časové závislosti jednotlivých fází. Na základě svislých deformací horninovém masivu v 3D modelu je vytvořen odpovídající 2D model v programu GE05 MKP.

3.1. Parametry modelu

3.1.1 Zeminy

V prvním kroku tvorby modelu jsou zadány materiálové parametry. Pro zeminy byl zvolen Mohr-Coulombův materiálový model a na základě geologického průřezu jsou pro jednotlivé zeminy uvažovány následující parametry:

GT 1: Navážky tuhé konzistence Y- F3			
Objemová tíha	γ	18,00	kN/m ³
Objemová tíha sat. Zeminy	γ_{sat}	19,00	kN/m ³
Poissonovo číslo	N	0,35	-
Modul pružnosti	Edef	22,00	Mpa
Úhel vnitřního tření	Φ_{ef}	24,00	°
Soudržnost zeminy	Cef	12,00	kPa
Materiálový model	Mohr - Coulomb		-

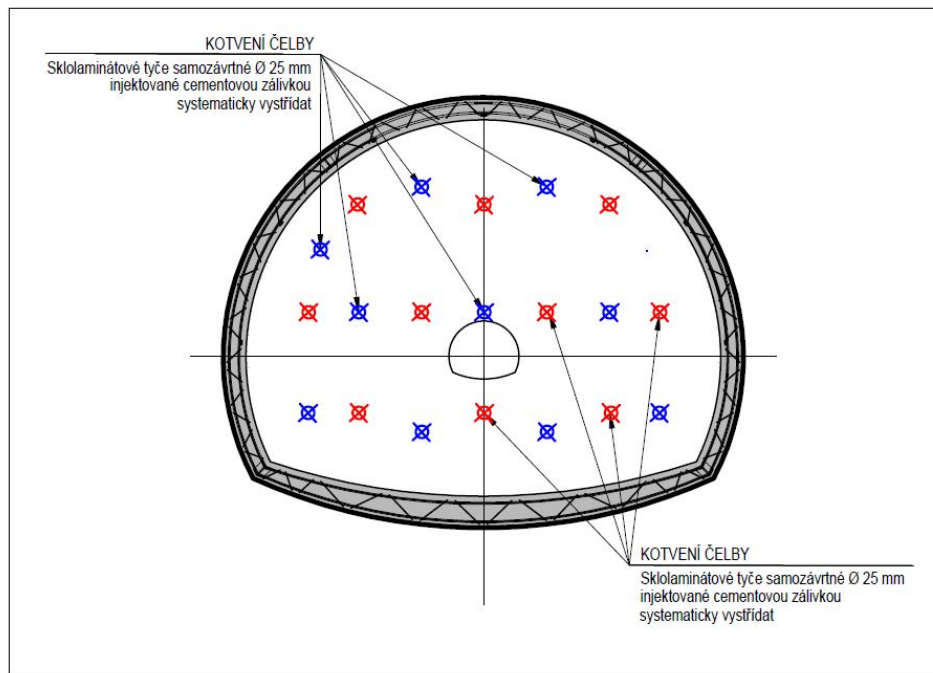
Tab.2: Parametry zeminy pro GT1

GT 2 : Jíl pevný se střední až vysokou plasticitou F6			
Objemová tíha	γ	21,00	kN/m ³
Objemová tíha sat. Zeminy	γ_{sat}	22,00	kN/m ³
Poissonovo číslo	N	0,40	-
Modul pružnosti	Edef	46,00	Mpa
Úhel vnitřního tření	Φ_{ef}	19,00	°
Soudržnost zeminy	Cef	100,00	kPa
Materiálový model	Mohr - Coulomb		-

Tab.3: Parametry zeminy pro GT2

3.1.2 Jádro – prokotvená oblast před čelbou:

Jádro je prokotveno sklolaminátovými svorníky IBO. Délky 6 m. Svorníky jsou v čelbě rozmístěny dle vrtného schématu v počtu 10 ks. Smyková únosnost svorníku je 160 kN. Plocha odpovídající na jeden svorník činí cca 1 m².



Obr.12: Rozmístění svorníků v čelbě

Zavedení vodorovných svorníků do numerického modelu je provedeno metodou, kdy se prokotvená oblast horninového masivu před čelbou, nahradí horninou se zlepšenými parametry. Obvykle se zvyšuje smyková pevnost zeminy dle vztahu:

$$c_{h+s} = c_h + c_s$$

c_{h+s} ... smyková pevnost (soudržnost) zvýšená vyztužením svorníky [kPa]

c_h ... smyková pevnost (soudržnost) zeminy před zavedením svorníků [kPa]

c_s ... navýšení soudržnosti vlivem svorníkové výztuže [kPa]

$$c_s = \frac{N_u}{A_k} \times \frac{1 + \sin \varphi_{ef}}{2 \cdot \cos \varphi_{ef}} \times \frac{1}{\gamma_{kc}}$$

N_u ... únosnost svorníku [kN]

A_k ... plocha připadající na jeden svorník [m²]

φ_{ef} ... úhel vnitřního tření horniny [°]

γ_{kc} ... součinitel spolehlivosti kotvení [-]

$$c_s = \frac{160}{1,00} \times \frac{1 + \sin 19^\circ}{2 \cdot \cos 19^\circ} \times \frac{1}{1,5} = 74,8 \text{ kPa}$$

$$c_{h+s} = 100 + 74,8 = 174,8 \text{ kPa}$$

Tento vztah pro navýšení smykové pevnosti se často úspěšně používá při výpočtu parametrů prokotvené zeminy, kde jsou zavedeny radiální svorníky (podobně jako vztah dle prof. Kolymbase). Vzhledem k odlišnému namáhání svorníků stabilizující jádro před čelbou, je tento vztah spíše orientační. Skutečná smyková pevnost prokotveného jádra bude ve skutečnosti spíše ještě větší.

Vlivem zavedení kotev byl navýšen i modul pružnosti o 30%, což je přibližně procentuální navýšení vycházející z parametrických studií, např.: [14]. Ostatní parametry zeminy příslušící oblasti jádra, byly ponechány nezměněny a odpovídají původní geologii GT2 : F6.

Jádro – prokotvené jádro před čelbou :			
Objemová tíha	γ	21,00	kN/m ³
Objemová tíha sat. Zeminy	γ_{sat}	22,00	kN/m ³
Poissonovo číslo	N	0,40	-
Modul pružnosti	E _{def}	59,8	Mpa
Úhel vnitřního tření	Φ_{ef}	19,00	°
Soudržnost zeminy	C _{ef}	174,8	kPa
Materiálový model	Mohr - Coulomb		-

Tab.4: Parametry zeminy pro jádro před čelbou

3.1.3 Primární ostění:

Primární ostění je provedeno ze stříkaného betonu SB 20 (C20/25) J2. Aby bylo možné do modelu zanést vliv tvrdnutí, tedy i časovou složku modelování, byly uvažovány dvě stádia pevnosti. Rychlost ražby řešené štoly odpovídá jednomu záběru denně. V modelu je zaveden mladý beton (*24 hodin po nástřiku*) a pak starší vytvrdnutý beton, předpokládající vyšší tuhost (*po více jak 72 hodinách od aplikace*). Pro přibližné stanovení odpovídajícího modulu pružnosti E , je vycházeno z „Předepsaných pevností v tlaku mladého stříkaného betonu pro jednotlivé obory“ [18] a z modulu pružnosti vyzrálého betonu C20/25 vypočteného ze vztahu:

$$E_{cm} = 9500 f_{cm}^{\frac{1}{3}}$$

E_{cm} ... střední hodnota modulu pružnosti [GPa]

f_{cm} ... střední hodnota pevnosti v tlaku

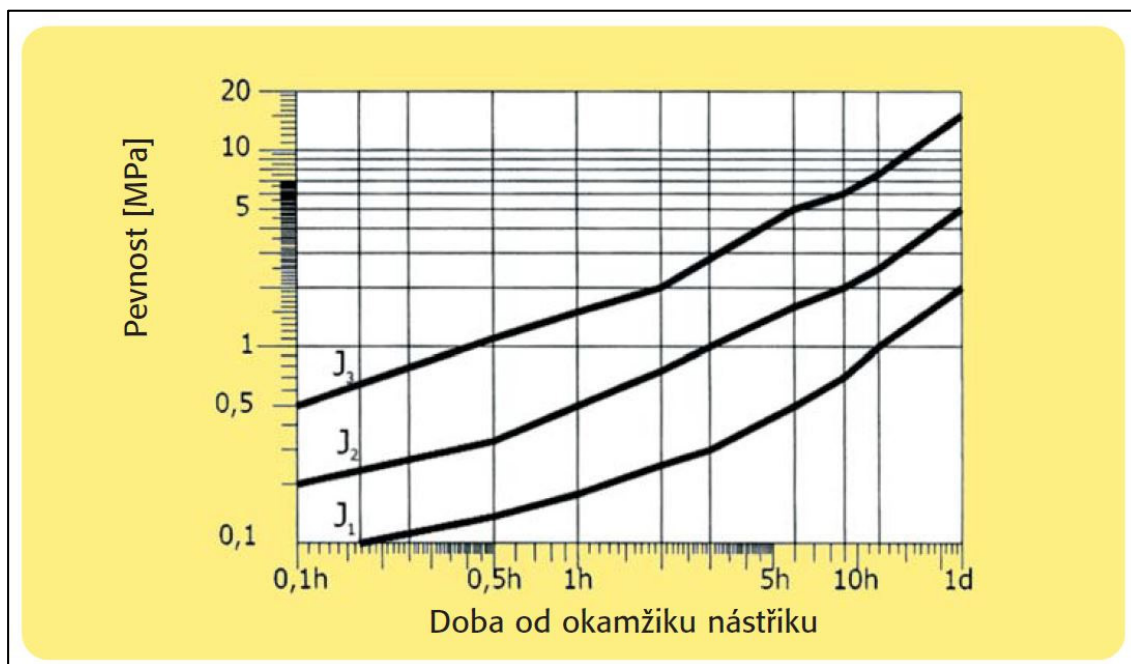
$$f_{cm} = f_{ck}[\text{MPa}] + 8$$

$$f_{cm} = 5 + 20 = 28 \text{ Mpa}$$

$$E_{cm} = 9500 \times 28^{\frac{1}{3}} = \mathbf{29 \text{ Gpa}}$$

Obory	Doba po nástřiku									
	6 min.	10 min.	30 min.	1 hod.	2 hod.	3 hod.	6 hod.	9 hod.	12 hod.	24 hod.
J1	0,10	0,14	0,18	0,25	0,30	0,50	0,70	1,00	2,00	
J2	0,20	0,25	0,33	0,50	0,75	1,00	1,60	2,00	2,50	5,00
J3	0,50	0,75	1,10	1,50	2,00	2,80	5,00	6,00	7,50	15,00

Tab.5: Pevnosti stříkaného betonu v časech 6min až 24 hod (MPa) [18]



Obr.13: Průběh nárůstu pevnosti stříkaného betonu v časech 0,1 hod až 1 den
[18]

SB 25 (C20/25) - mladý beton (24hod)			
Objemová tíha	γ	25,00	kN/m ³
Poissonovo číslo	N	0,3	-
Modul pružnosti	E	6,000	GPa
Teplotní součinitel	Δ	0,00001	1/°K
Tloušťka	tl.	0,18	m
Materiálový model	Elastický		-

Tab.6: Parametry stříkaného betonu pro model 24 hod

SB 25 (C20/25) - starší beton (72 hod)			
Objemová tíha	γ	25,00	kN/m ³
Poissonovo číslo	N	0,3	-
Modul pružnosti	E	18,000	GPa
Teplotní součinitel	Δ	0,00001	1/°K
Tloušťka	tl.	0,18	m
Materiálový model	Elastický		-

Tab.7: Parametry stříkaného betonu pro model 72 hod

Tloušťka primárního ostění včetně dna je uvažována 0,18 m. Samotné dno bývá často masivnější než ostatní části (na konkrétní štole má dno průřez tl. od 0,18 m

v bocích až po tl. 0,25 m v ose štoly) Uvažování jednotné tloušťky celého ostění vykazuje menší tuhost a je tedy toto zjednodušení na straně bezpečné.

3.1.4 Jehlový deštník:

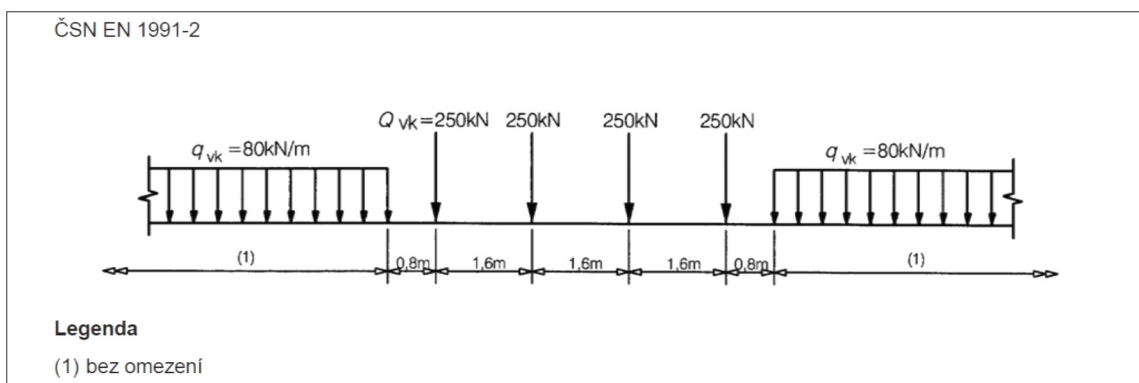
Jehlový deštník je tvořen ocelovými pruty délky 6 m o \varnothing 25 mm.

Jehlový deštník- jeden prut			
Objemová tíha	γ	78,50	kN/m ³
Poissonovo číslo	N	0,3	-
Modul pružnosti	E	210,000	GPa
Teplotní součinitel	Δ	0,00001	1/°K
Tloušťka	\varnothing	0,25	m
Materiálový model	Elastický		-

Tab.8: Parametry stříkaného betonu pro model 72 hod

3.2. Zatížení od dopravy

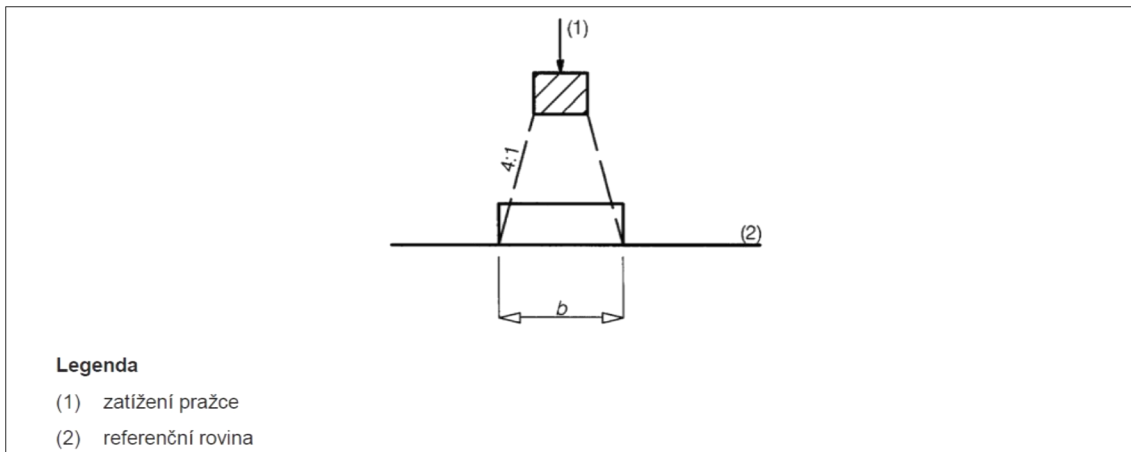
Štola je ražená pod třemi kolejemi, které jsou součástí dvou vytížených železničních tratí. Vzhledem k nízkému nadloží dosahující cca 5 m mezi vnějším profilem teoretického výrubu a temenem kolejnice, má kolejová doprava vliv na ražbu štoly. Pro stanovení zatížení povrchu v blízkosti štoly je vycházeno z ČSN EN 1991-2 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. [19] Norma definuje několik zatěžovacích modelů pro zatížení železniční kolejovou dopravou. Zvolen je model zatížení 71.



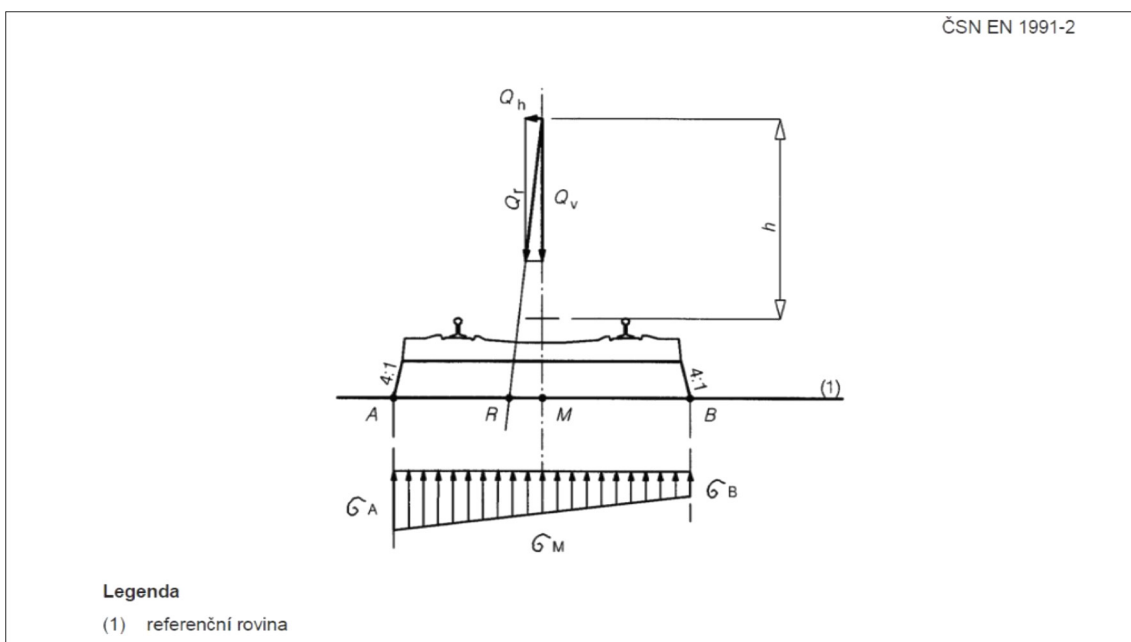
Obr.14: Model zatížení 71 a charakteristické hodnoty svíslého zatížení [19]

Ve výpočtu jsou uvažovány charakteristické hodnoty .

Roznos zatížení štěrkovým ložem, v podélném a příčném směru je, dle normy, uvažováno pod sklonem 4:1 viz obr.14 a obr.15



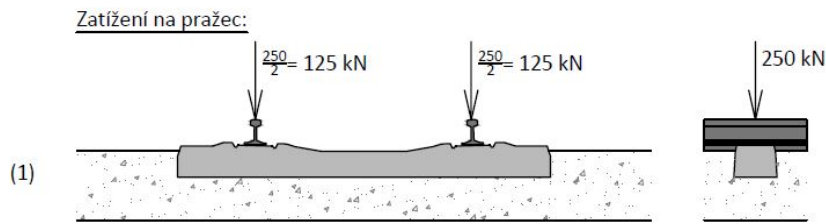
Obr.15: Podélné roznášení zatížení pražci a kolejovým ložem [19]



Obr.16: Příčné roznášení zatížení pražci a kolejovým ložem [19]

Koleje nad štolou jsou převýšené ($D=91$ mm), pro zjednodušení je však vliv odstředivých sil zanedbán.

Dynamický součinitel není uvažován.



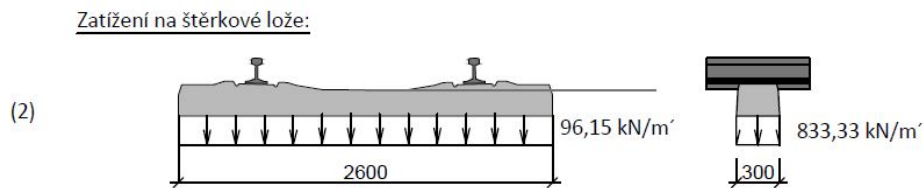
Obr.17: Nápravné zatížení působící na kolejnice

Příčné šterkové lože od zatíženého pražce:

$$f_{\text{lože}} = \frac{\text{Nápravná síla}}{\text{délka pražce}} = \frac{250}{2,600} = 96,15 \text{ kN/m'}$$

Podélné zatížení na šterkové lože od zatíženého pražce:

$$f_{\text{lože}} = \frac{\text{Nápravná síla}}{\text{šířka pražce}} = \frac{250}{0,30} = 833,33 \text{ kN/m'}$$



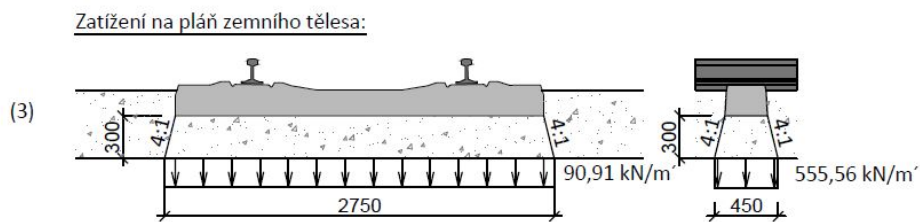
Obr.18: Zatížení od nápravy působící na šterkové lože

Příčné zatížení na pláš zemního tělesa od zatíženého pražce:

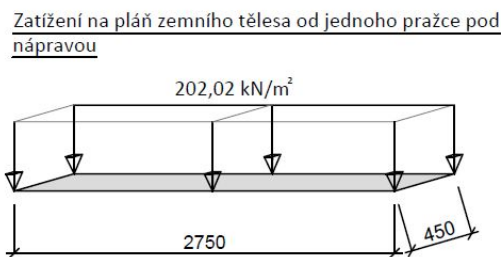
$$f_{\text{lože}} = \frac{\text{Nápravná síla}}{\text{roznášecí délka}} = \frac{250}{2,750} = 90,91 \text{ kN/m'}$$

Podélné zatížení na pláš zemního tělesa od zatíženého pražce:

$$f_{\text{lože}} = \frac{\text{Nápravná síla}}{\text{šířka pražce}} = \frac{250}{0,45} = 555,55 \text{ kN/m'}$$

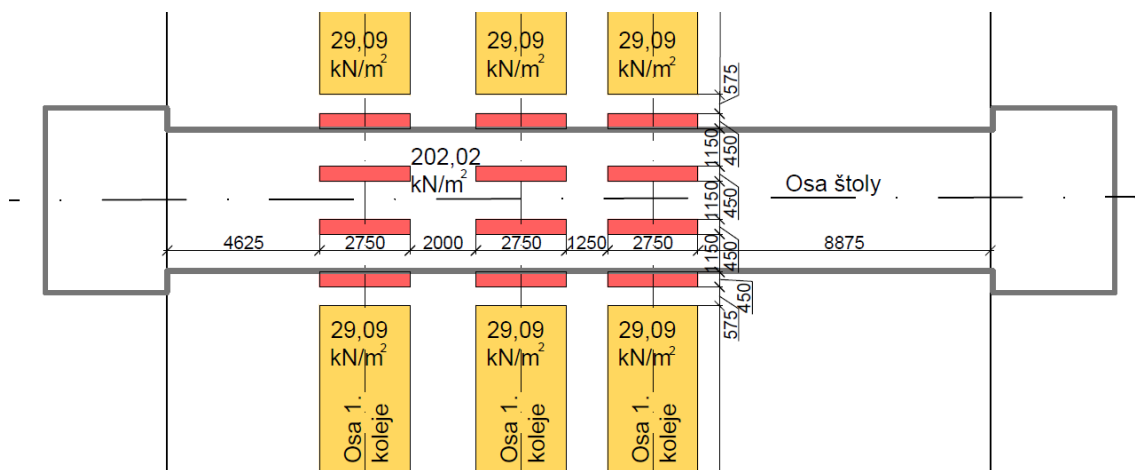


Obr.19: Zatížení od nápravy působící na pláň zemního tělesa 1



Obr.20: Zatížení od nápravy působící na pláň zemního tělesa 2

Obdobně pod spojitým zatížením: 80 kN/m².

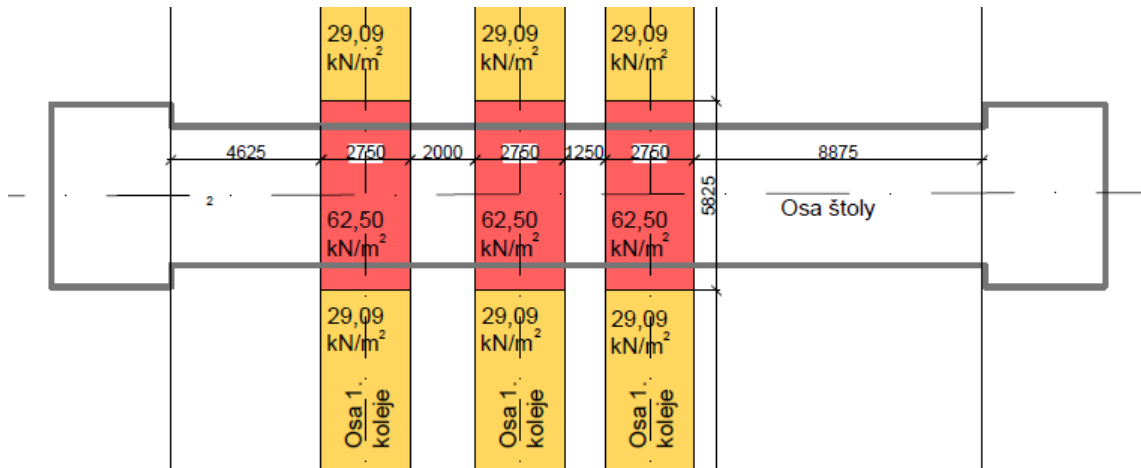


Obr.21: Zatížení od pražců působící na pláň zemního tělesa

Pro zjednodušení zadání zatížení od dopravy, je zatížení od jednotlivých pražců zprůměrováno v celoplošné zatížení:

$$f_{250} = \frac{250 \times 4}{16} = 62,5 \text{ kN/m}^2$$

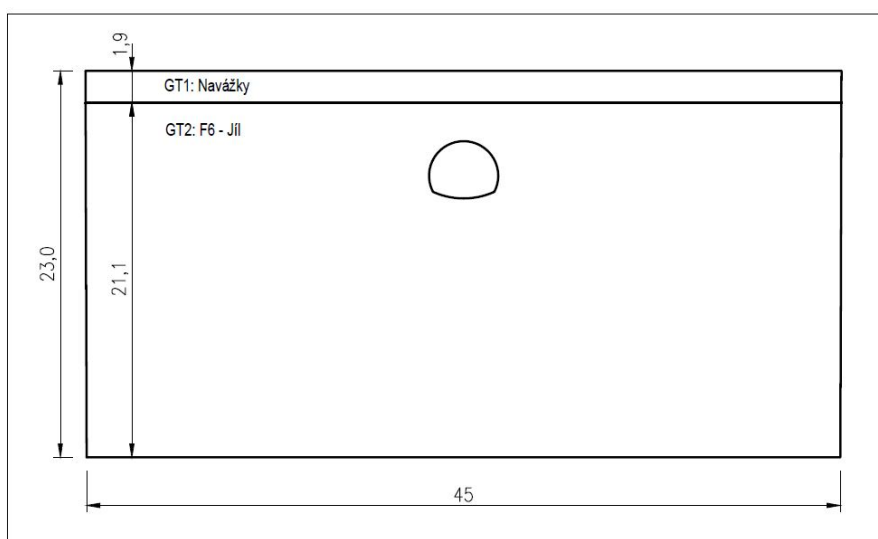
$$f_{80} = \frac{80}{2,75} = 29,09 \text{ kN/m}^2$$



Obr.22: Plošné zatížení působící na pláš zemního tělesa

3.3. Geometrie modelů

Pro vytvoření geometrie modelu bylo vycházeno z příčného řezu štolou. Byly vytvořeny linie pro topologii a rozhraní geologických vrstev respektující geologickou dokumentaci. V důsledku malé mocnosti geologických vrstev byly obě vrstvy sloučeny v jednu a materiálové parametry uvažovány s přihlédnutím k vlastnostem obou zemin. Aby nedošlo k ovlivnění výsledků modelu vlivem okrajových podmínek, jsou rozměry modelu zvoleny zhruba na pětinasobek průměru štoly.



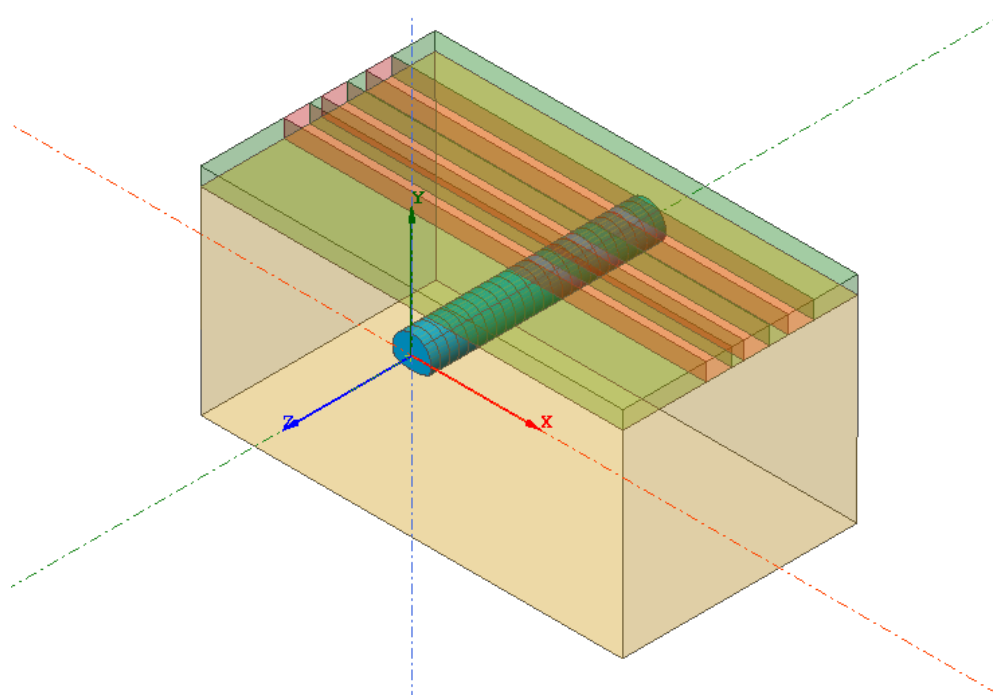
Obr.23: Geometrie pro 2D i 3D model

3.4. 3D model

3.4.1 Geometrie

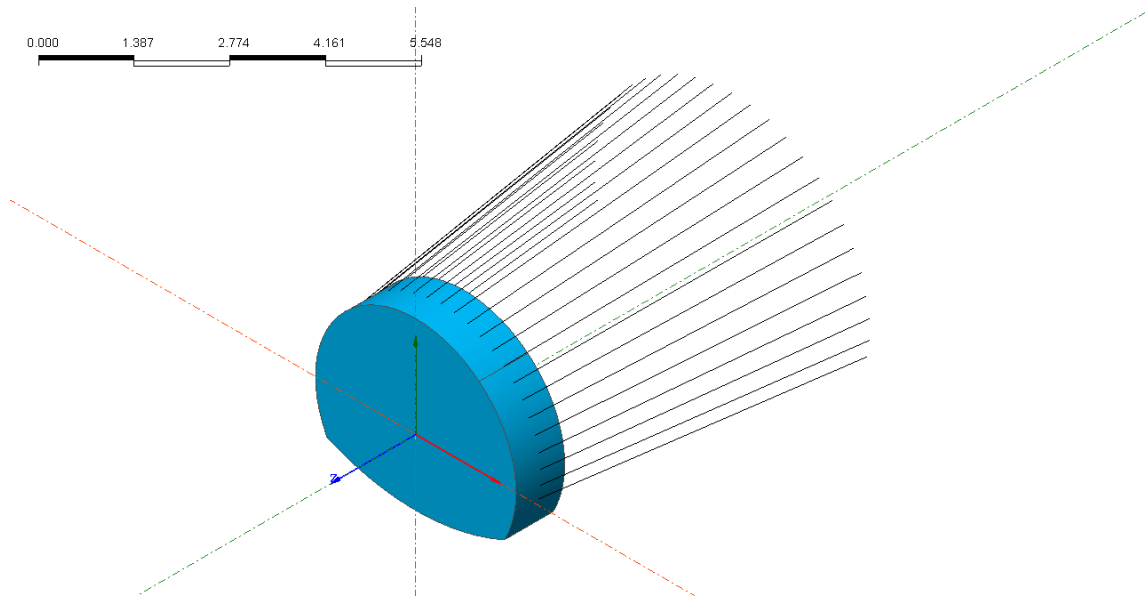
Prostorová složka modelu je vytvořena z na-importovaného příčného řezu ve formátu DXF do programu Midas GTS. Délka ražby je 25 m, což odpovídá celé délce podzemního díla.

Tubus budoucí štoly je rozdělen na 25 částí, čímž vznikají tělesa o mocnosti 1 m, odpovídající délce jednoho záběru ražby.



Obr.: 24 Prostorová geometrie 3D modelu

Dále je prostorovými prutovými prvky namodelován jehlový deštník. Jednotlivé pruty deštníku jsou v modelu uloženy ve vzdálenosti 260 mm na líci ostění. 310 mm mezi konci jehel. Délka jehlového deštníku je uvažována 6 m, šikmo pod úhlem 10° od vodorovné roviny.



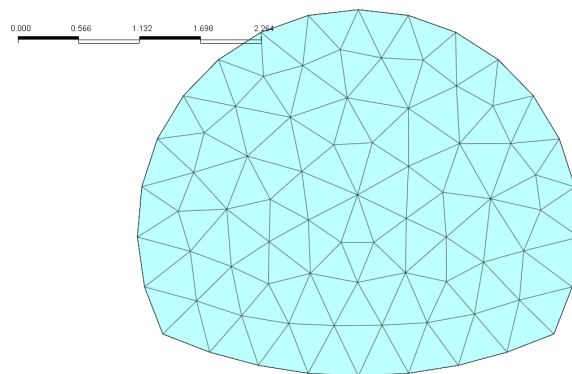
Obr.25: Geometrie jehlové deštníku

Svorníková výztuž ze sklolaminátu, která stabilizuje jádro před čelbou, je nahrazena oblastí se zvýšenými parametry soudržnosti a modulu pružnosti (viz 3.1.1.)

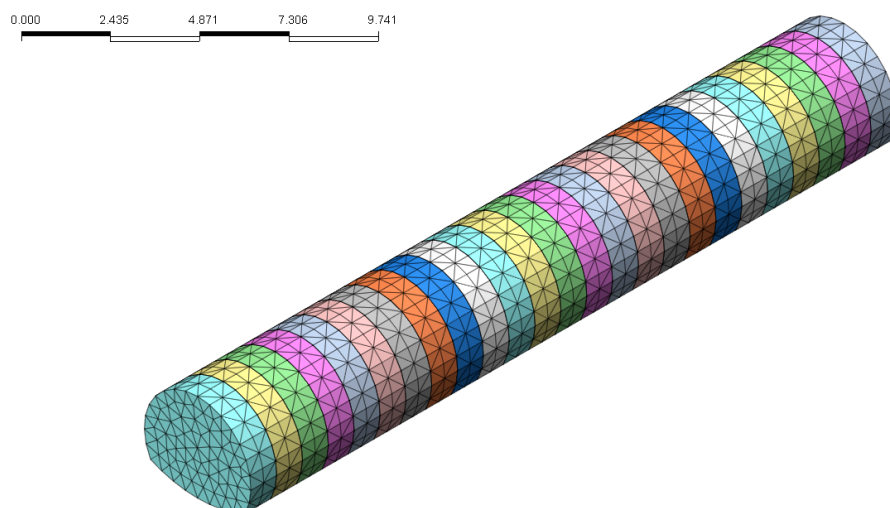
3.4.2 Síť konečných prvků

Po vytvoření 3D modelu je tvořena síť konečných prvků. K tvorbě sítě je přistupováno s ohledem k velikosti řešené úlohy.

Podrobná (zahuštěná) síť je zvolena v oblasti ohraničující příčný řez štoly, tedy v prostoru jádra/ výrubu. Délka prvku je zvolena na 0,5 m, což je vzhledem k velikosti příčného řezu dostatečné.

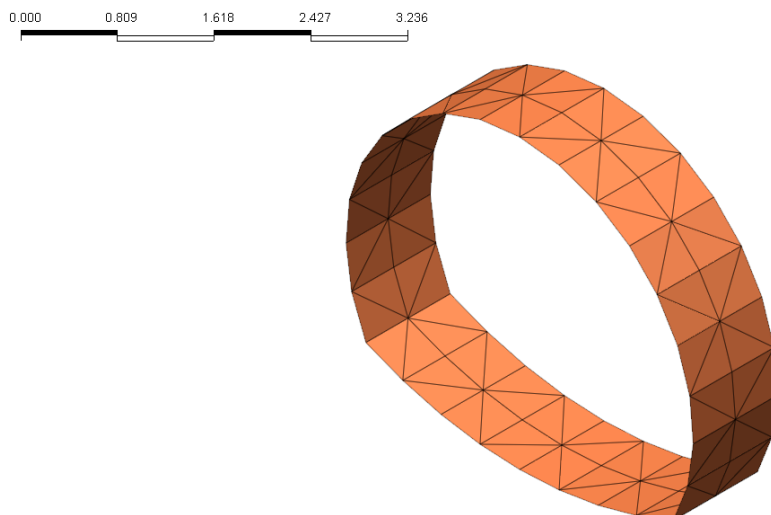


Obr.26: Síť MKP v oblasti výrubu

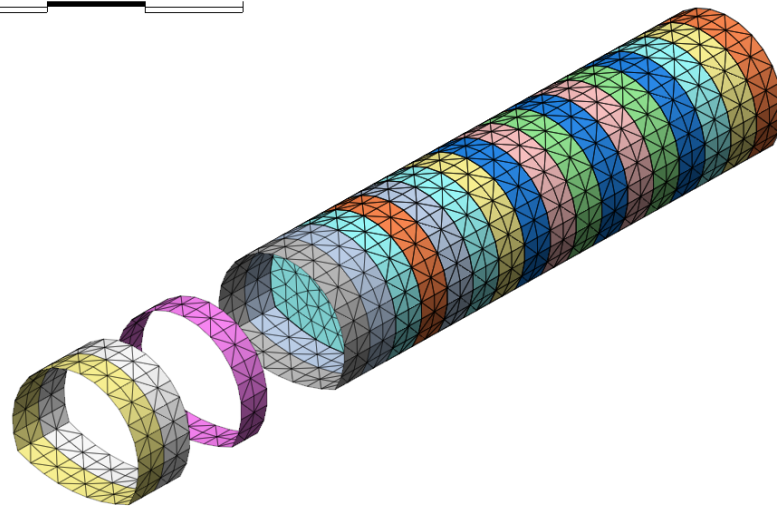
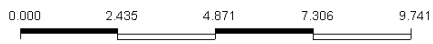


Obr.27: Síť MKP v oblasti jádra a výrubu

Další síť je vytvořena pro primární ostění štoly, k tomu jsou zvoleny plošné prvky. Délka prvku je rovněž 0,5 m.

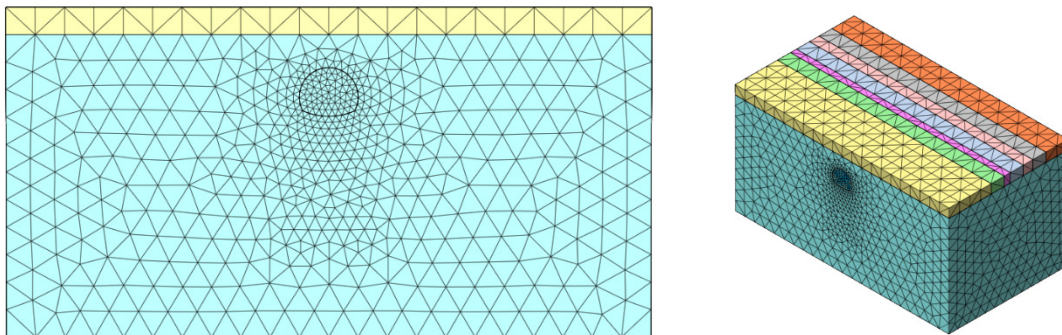


Obr.28: Síť z plošných prvků pro primární ostění



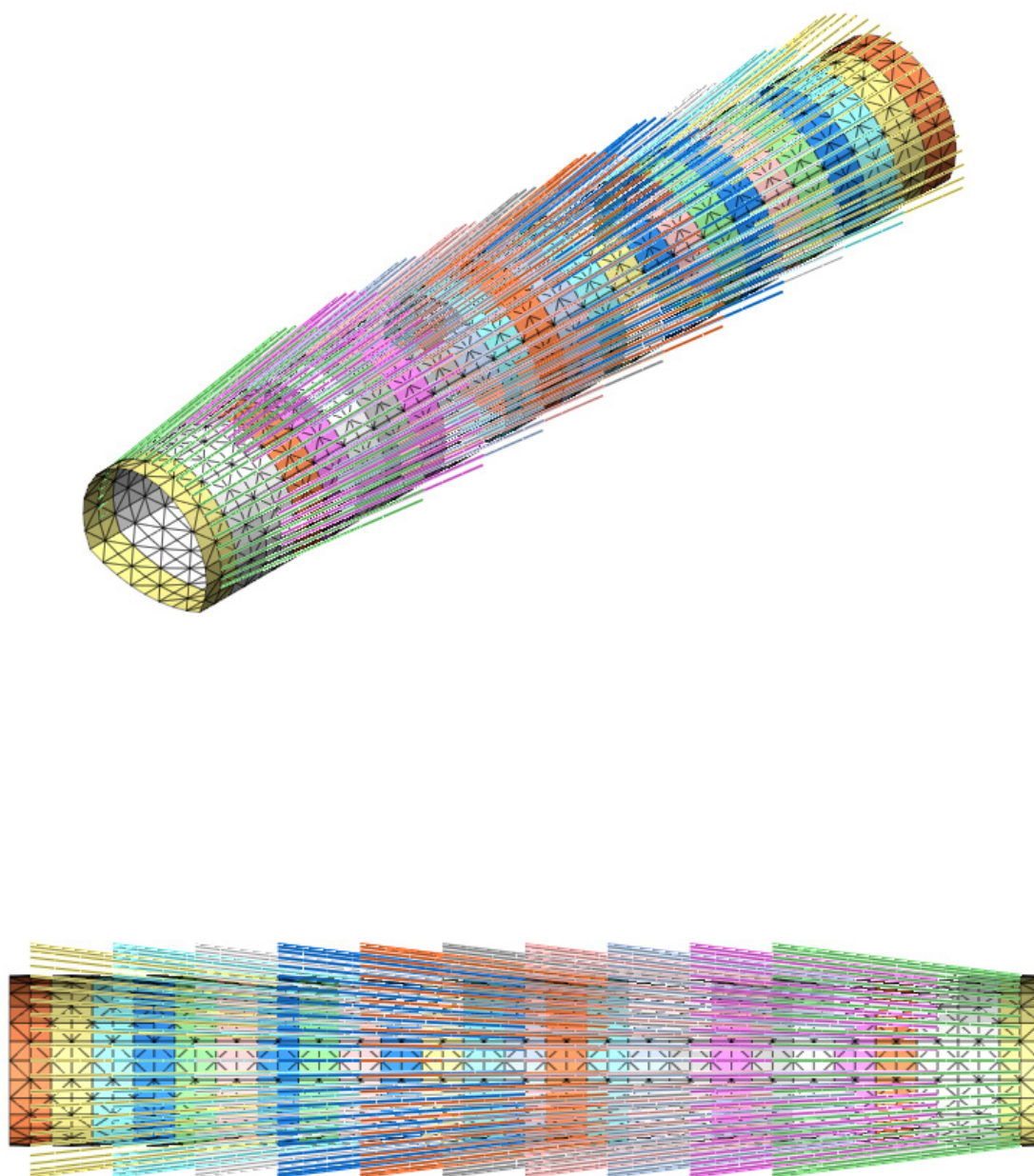
Obr.29: Síť MKP pro ostění a jádro

Obvykle se síť konečných prvků provádí z delších prvků (méně zahuštěná síť) v místech, kde nejsou očekávány výraznější změny deformace a napětí. Proto jsou ostatní části modelu, kromě jehlového deštníku, tvořené sítí o délce prvku 2 m.



Obr.30: Síť MKP pro horninové prostředí a jádro

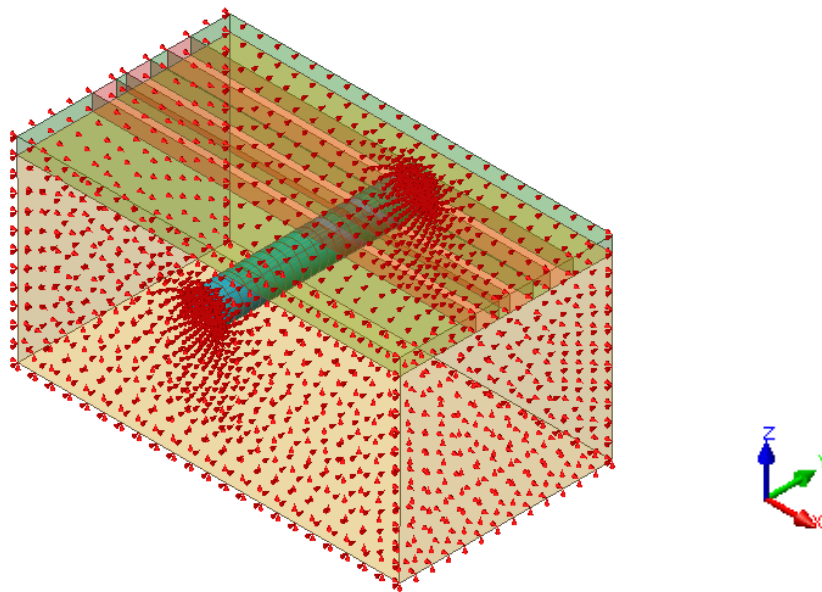
Jehlový deštník je tvořen jednorozměrnými prvky. Každá prostorová linie délky 6 m. odpovídá jedné kotevní tyči. Ta je rozdělena na 10 sousedících konečných prvků.



Obr.31: Jehlový deštník

3.4.3 Okrajové podmínky

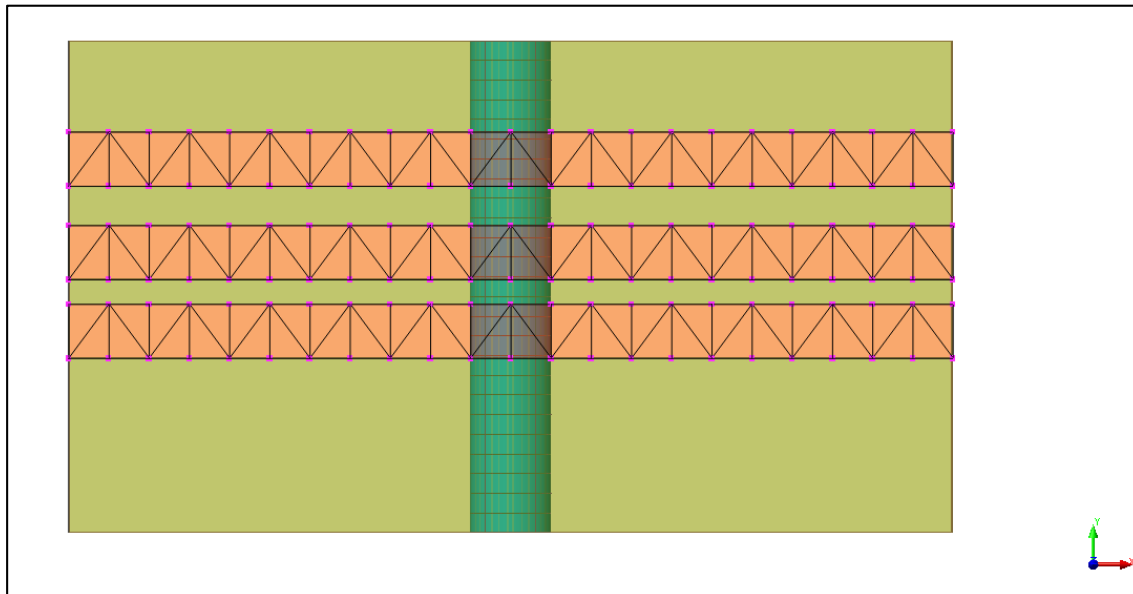
Pro výpočet metodou konečných prvků je nutné zavést vhodné okrajové podmínky modelu. Svislým stěnám, rovnoběžným s osami ZY, je bráněno ve směru x. Obdobně je odebrán stupeň volnosti stěnám rovnoběžným s osami ZX ve směru Y. Spodní stěně modelu YX je odebrán stupeň volnosti ve směru Z.



Obr. 32: Okrajové podmínky 3D modelu

3.4.4 Zatížení

Zatížení je uvažováno vlastní tíhou zeminy a plošným přitížením povrchu od železniční dopravy. Přitížení je uvažováno $62,5 \text{ kN/m}^2$ na pláni zemního tělesa pod všemi třemi kolejemi na šířku odpovídající roznosu zatížení šterkovým ložem. Podélně je zatížení uvažováno bez omezení, což by nemělo mít zásadnější vliv na dosažené výsledky v oblasti výrubu.



Obr.: 33 Přítížení povrchu od doprava v 3d modelu

3.4.5 Fáze výstavby

Aktivace

Deaktivace

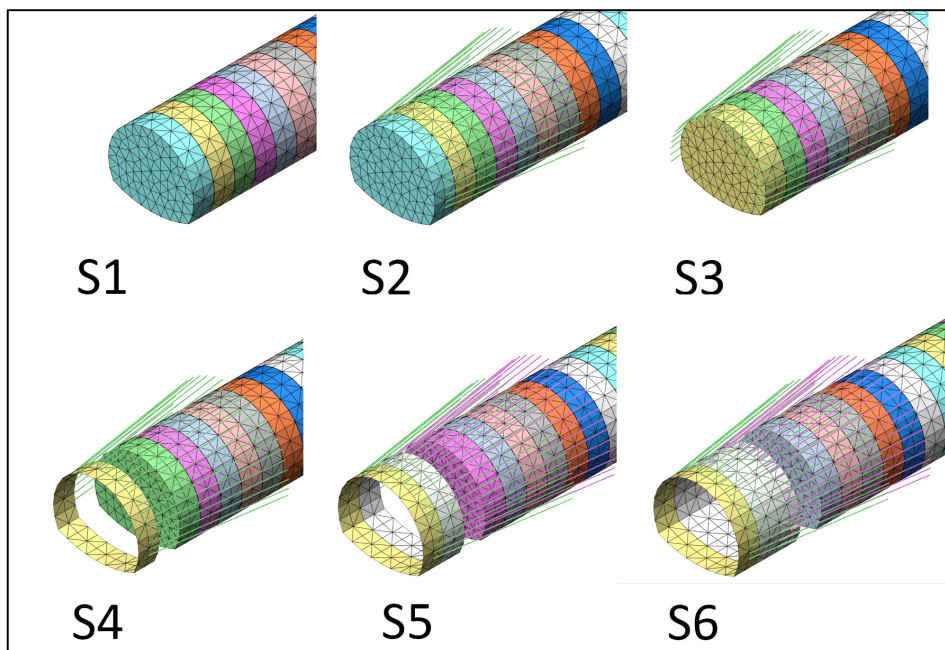
Set Type	Set Name Prefix	I.S.	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14
Mesh	Default Mesh Set	-														
Mesh	GT1 NAVAZKY	1														
Mesh	GT2 F6	1														
Mesh	JADRO	1to25			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Mesh	JEHLOVY DESTNIK			1			2		3		4		5		6	
B.C.	OSTENI							1	2	3	4	5	6	7	8	9
Mesh	OSTENI					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
B.C.	Podpory modelu	-														
Load	VLASTNI TIHA	-														
Load	ZELEZNICE		-													

Tab.9: Fáze výstavby 1-14

Set Type	Set Name Prefix	S15	S16	S17	S18	S19	S20	S21	S22	S23	S24	S25	S26	S27	S28	S29	S30
Mesh	Default Mesh Set																
Mesh	GT1 NAVAZKY																
Mesh	GT2 F6																
Mesh	JADRO	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25			
Mesh	JEHLOVY DESTNIK	7		8		9		10									
B.C.	OSTENI	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Mesh	OSTENI	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25		
B.C.	Podpory modelu																
Load	VLASTNI TIHA																
Load	ZELEZNICE																

Tab.10: Fáze výstavby 15-30

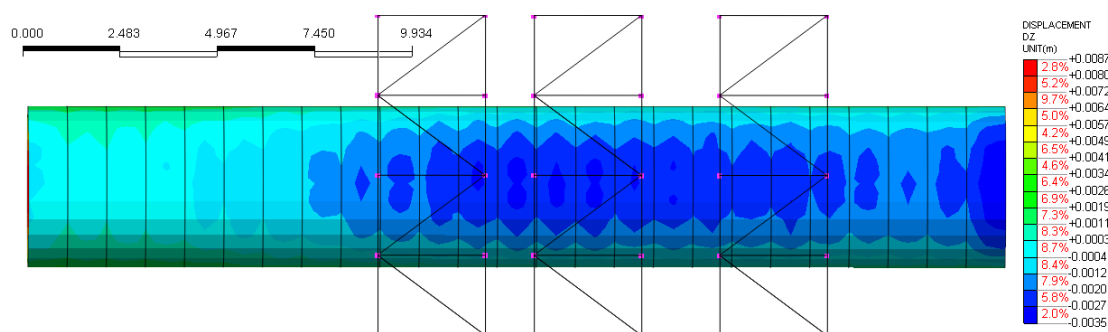
- **I.S.:** Výpočet geostatické napjatosti a vynulování deformací
- **S1:** Přitížení povrchu od železniční dopravy a vynulování deformací
- **S2:** Aktivace 1. jehlového deštníku
- **S3:** Deaktivace zeminy 1. záběru
- **S4:** Aktivace: 1. ostění (stáří betonu: 24 hod.)
Deaktivace zeminy 2. záběru
- **S5:** Aktivace 2. jehlového deštníku
Aktivace 2. ostění (stáří betonu: 24 hod.)
Deaktivace zeminy ve 3. záběru
- **S6:** Aktivace 3. ostění (stáří betonu: 24 hod.)
Zesílení podpor pro 1. ostění (stáří betonu: 72hod.)
Deaktivace zeminy ve 4. záběru
- **S7:** Aktivace 4. ostění (stáří betonu: 24 hod.)
Zesílení podpor pro 2. ostění (stáří betonu: 72hod.)
Aktivace 3. jehlového deštníku
Deaktivace zeminy v 5. záběru
- **S8 až S30:** obdobné cyklické opakování předchozích fází. Viz tabulka xx.



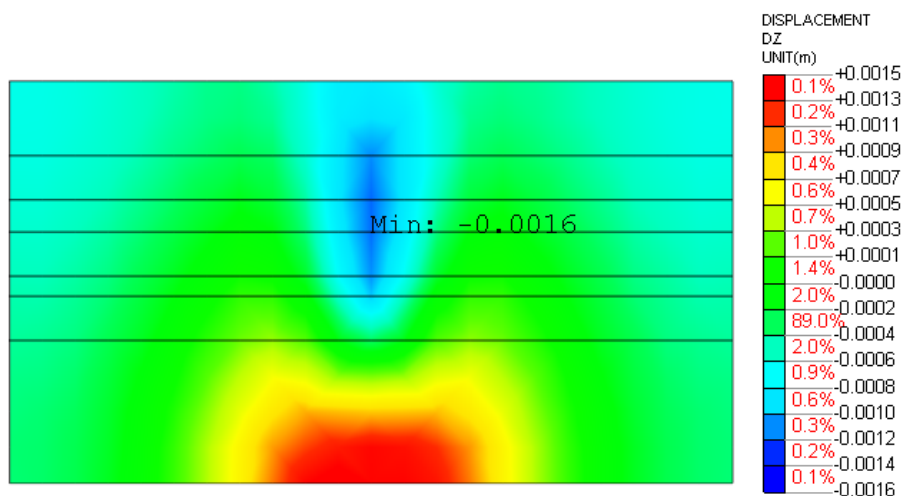
Obr.34: Fáze výstavby (S1 až S6)

3.5. Výsledky

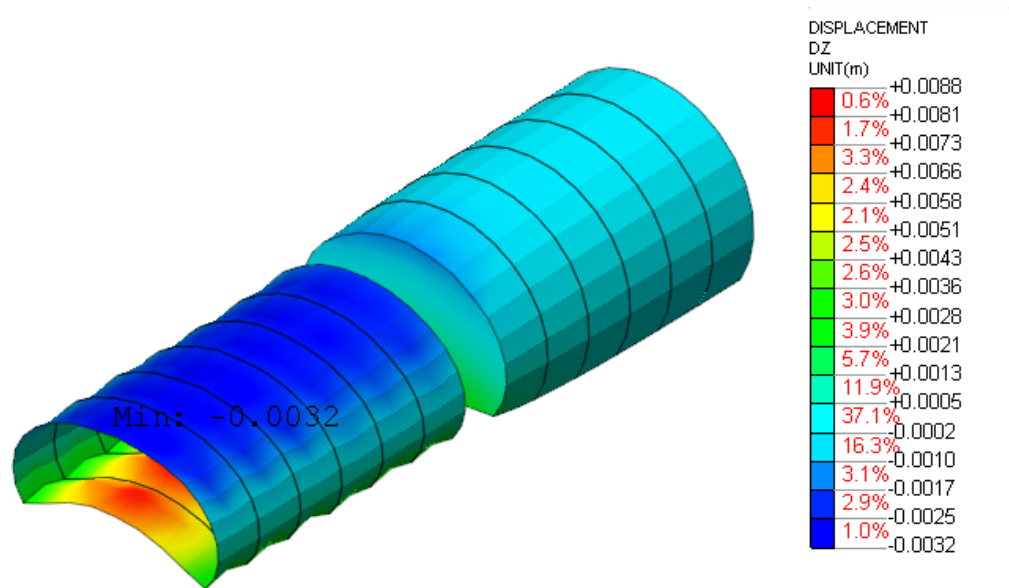
Z 3D modelu je zřejmé, že při zatížení od železnice je největší svislou deformací pokles kaloty výrubu, který dosahuje 3,5 mm. Na povrchu dosahuje maximální sednutí 1,9 mm. Jedná se však o deformace vzniklé velmi blízko okraje modelu, kde evidentně dochází k ovlivnění okrajovými podmínkami. Jako průkazné jsou proto brány deformace vzniklé po podejití 3. koleje. Tedy mezi fázemi S 22 až S 25 (cca 20 až 23 m od začátku ražby), což je i nejvíce kritické místo ražby, kde se přímo projevuje zatížení od 3. koleje a zároveň je svislé sednutí navýšené vlivem kumulování deformací z předchozích ostění. Maximální uvažované svislé sednutí povrchu je tedy **1,6 mm** (fáze S 25). Maximální sednutí kaloty **3,2 mm** vznikne ve fázi č. 23 na ostění č. 13.



Obr.35: Svislá deformace primárního ostění

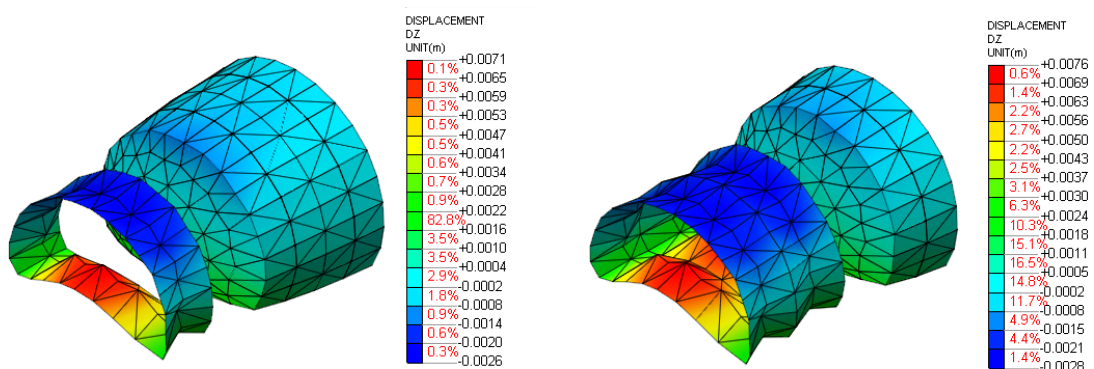


Obr.36: Maximální deformace sednutí povrchu v průběhu ražby, (fáze S 25.)



Obr.37: Maximální deformace ostění Dz ostění č.13 až č.22 (fáze S 21)

Nevystrojený výrub pod 3. kolejí ve fázi č. 22 dosahuje proměnné svislé deformaci v závislosti na poloze mezi čelbou a předchozím ostěním.



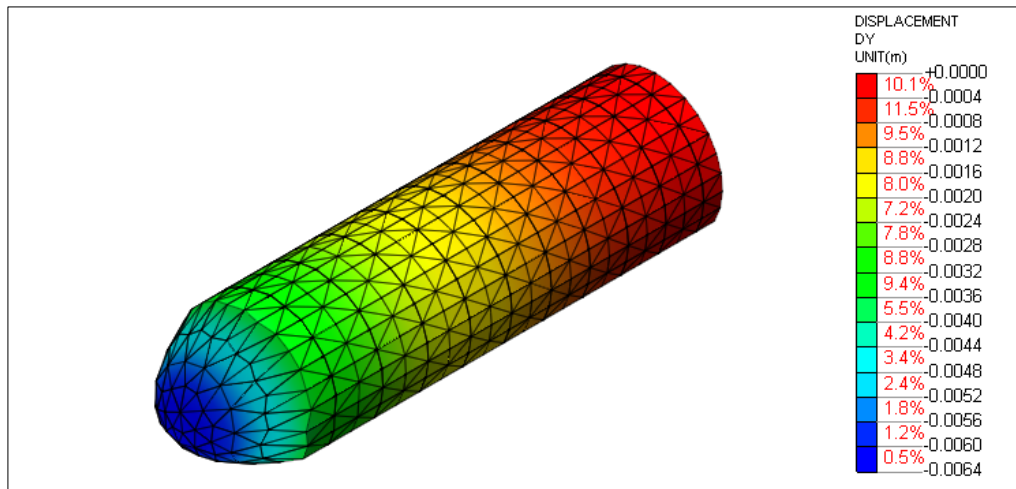
Obr.38: Deformace ostění č. 19 + 20 a jádra č.21+22 (fáze S.22 a S.23)

Velké hodnoty zvedání dna odpovídají vypružení zeminy vlivem materiálového modelu. Ve skutečnosti však k takovýmto velkým deformacím dna nedojde.

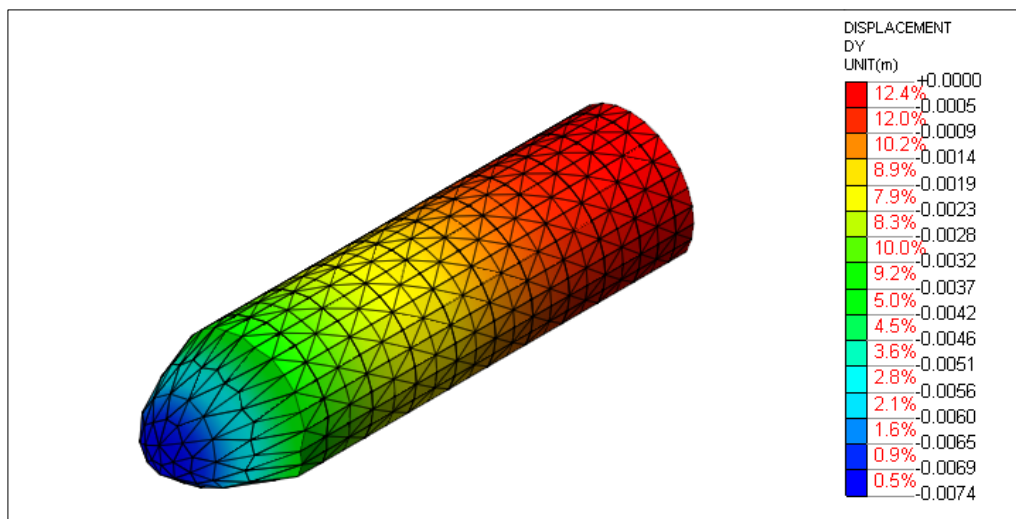
3.5.1 Vliv prokotvení jádra před čelbou

Jádro před čelbou v dané geologii, vyztužené sklolaminátovými svorníky, (1 svorník/m²) sníží vodorovnou deformaci čelby z 7,4 mm na 6,4 mm, což redukuje vodorovnou deformace o **1,0 mm**. Svislá deformace v kalotě i na povrchu činí

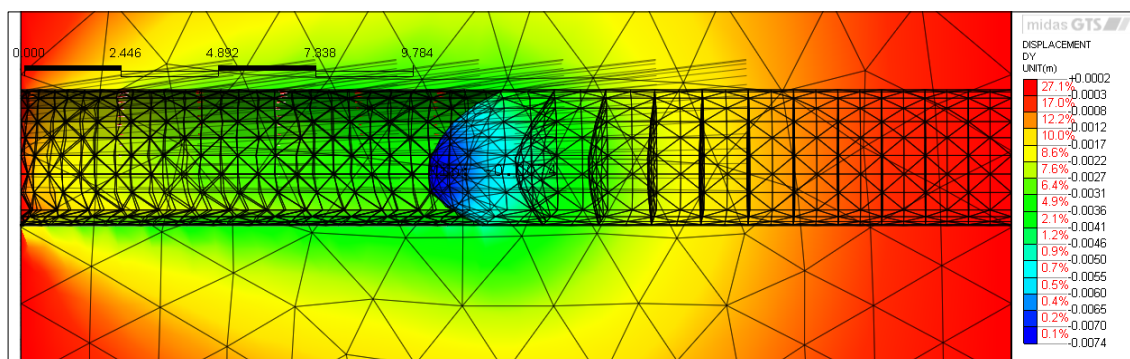
rozdíl v řádu desetin milimetru. V dané geologii má tedy stabilizace čelby jen malý vliv na deformace nadloží vlivem ražby. Vyztužení jádra zde spíše zajišťuje bezpečnost ražby v případě nenadálého vyjetí horniny do výrubu.



Obr.39: Deformace prokotvené jádra(fáze S 17)



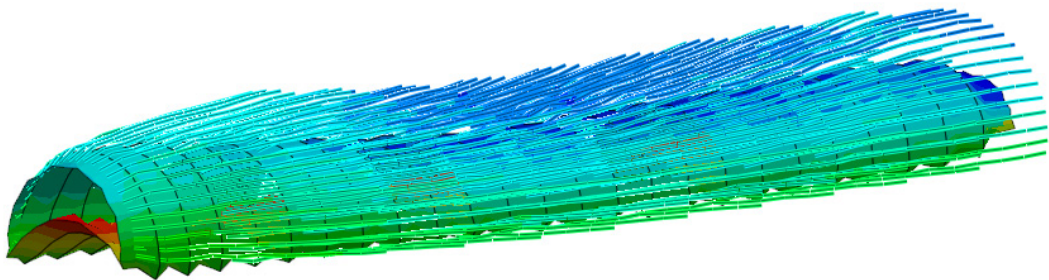
Obr.40: Deformace neprokovteného jádro(fáze S17)



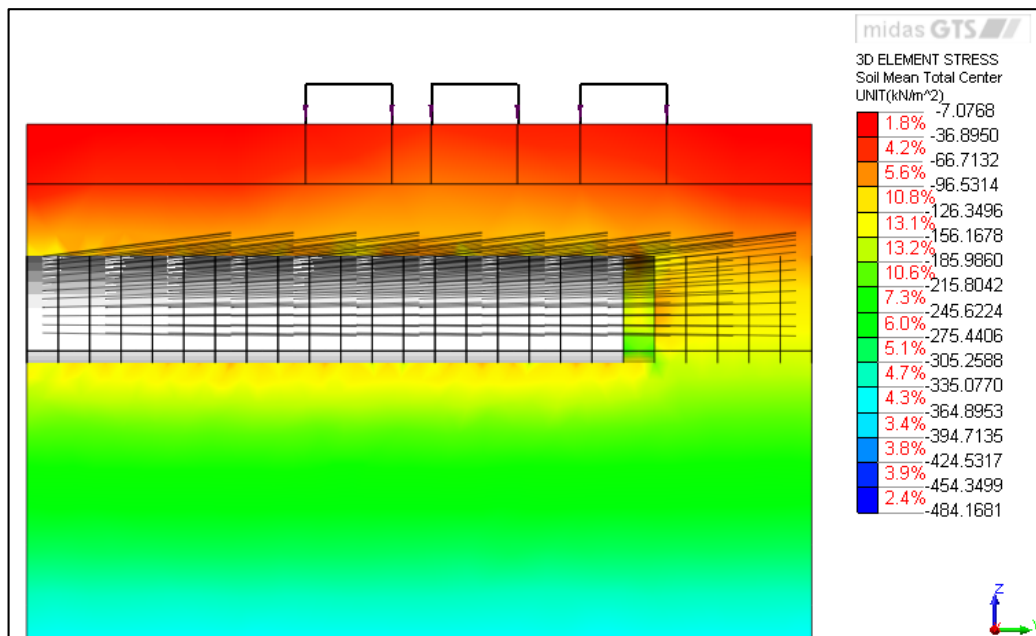
Obr.41: Vodorovné deformace nekovtené čelby směrem do výrubu

3.5.2 Vliv jehlování (Farchantský jehlový deštník)

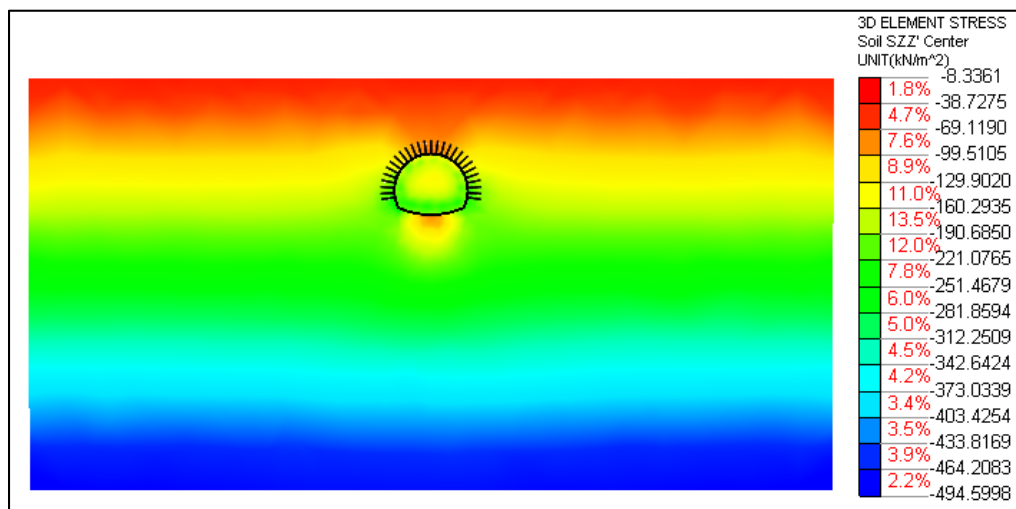
Podobně jako vyztužené jádro, ani vliv jehlového deštníku v numerickém modelování neprokázal zásadně pozitivnější vliv na snížení deformací. Během ražby však deštník zajišťuje stabilitu nevystrojeného záběru proti nenadálému vypadávání bloků horniny. Proto zejména pod železniční tratí má své opodstatnění.



Obr.42: Deformace xyz Jehlový deštník a ostění



Obr.43: Sigma tot (fáze 22)



Obr.44: Sigma SZZ (fáze 25, řez pod 3. kolejí)

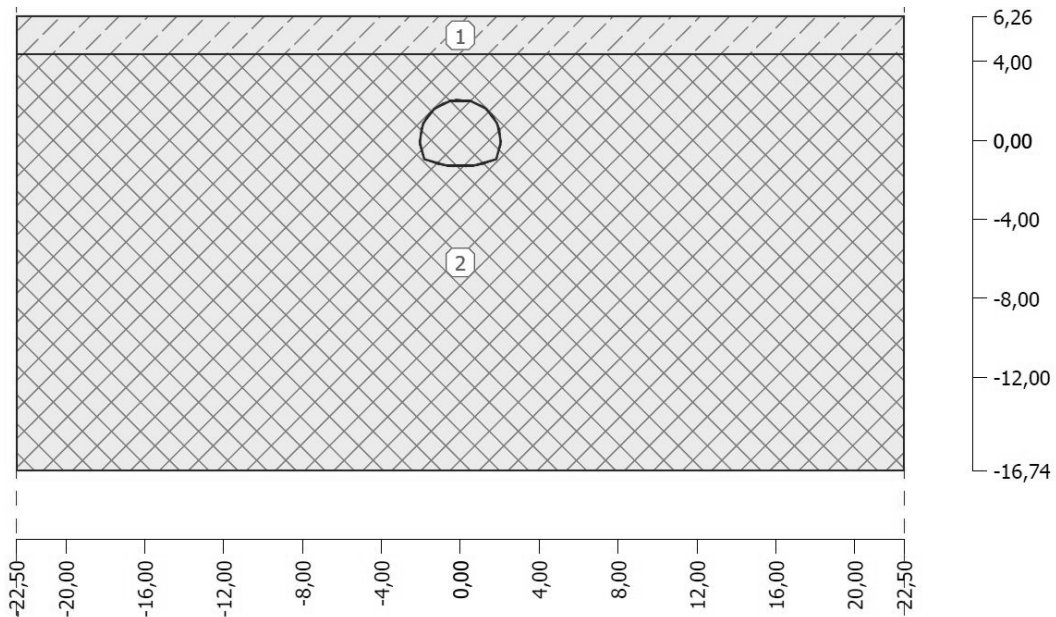
3.6. 2D model

bez redukce napětí vlivem prostorového chování.

Dvourozměrné modely mají tu výhodu, že jejich výpočet obvykle trvá jen v řádu několika minut. Díky tomu je možné na těchto dvou rozměrných modelech rychle zjišťovat odezvu různých opatření a prakticky ihned získat kýžené výsledky. Na rozdíl od 3D modelu, kde mohou iterace dosahovat i několika desítek hodin v závislosti na velikosti řešeného modelu. (Např. výpočet 3D numerického modelu stanice metra Veleslavín na lince A v Praze, trval více než 2 dny). Je zjevné, že na takovýchto časově náročných 3D modelech nelze efektivně zjišťovat vlivy různých stavebních opatření (alespoň za současného stavu výpočetní techniky). Proto i v této bakalářské práci, je navržen jednoduchý model ve 2D, podávající přibližné chování horninového masivu vlivem ražby.

3.6.1 Geologie a rozhraní:

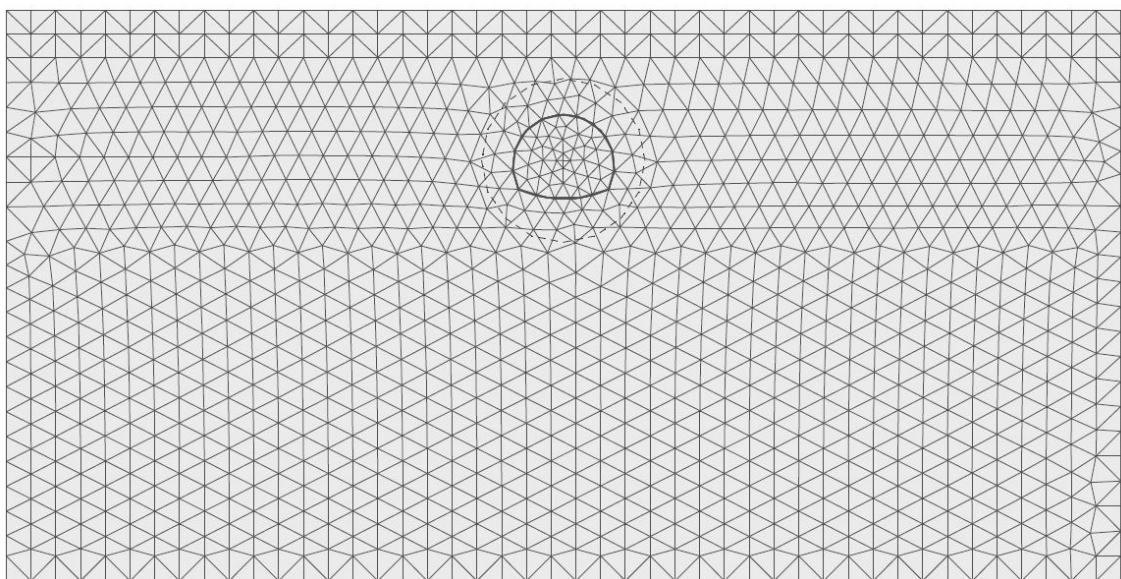
Při tvorbě modelu ve 2D v programu GE05 MKP, jsou nejprve vytvořena rozhraní, odpovídající geologickým vrstvám. Do nich byly přiřazeny materiály: **(1)** GT 1: Navážky tuhé konzistence Y- F3 a **(2)** GT 2: Jíl pevný se střední až vysokou plasticitou F6 viz Tab.2 a 3. Jako materiálový model byl zvolen Mohr-Coulomb.



Obr.45: Rozhraní a přiřazení zemin

3.6.2 Síť MKP:

Síť konečných prvků v programu GE05 MKP je tvořena trojúhelníkovou šestiuzlovou sítí. Jako optimální pro řešenou úlohu je zvolena délka prvku 1 m. Kolem středu výrubu byla síť zahuštěna na vzdálenost o poloměru 3,3 m na velikosti prvku 0,3 m. Což činí síť o 5257 uzlů. 2950 prvků z toho 2154 plošných, 199 nosíkových a 597 nosíkových.



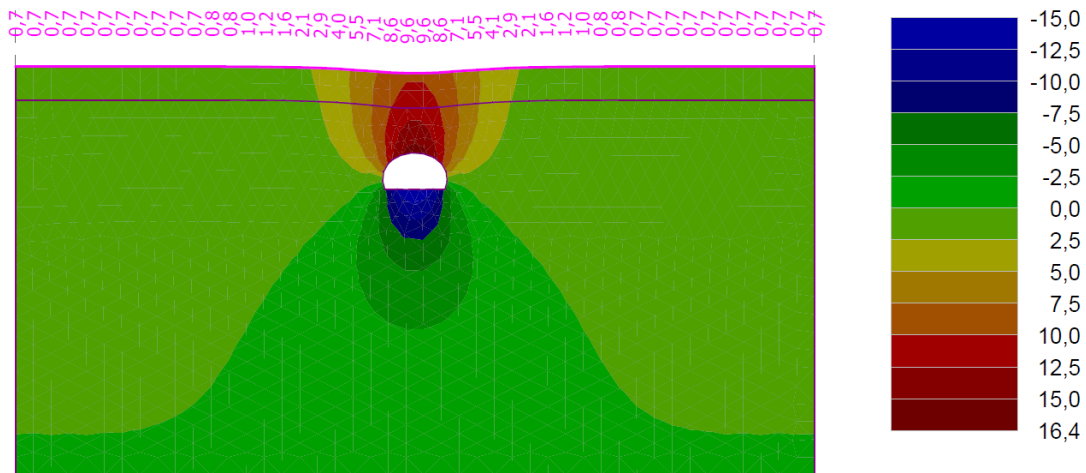
Obr.46: Síť konečných prvků pro 2D model

3.6.3 Fáze výstavby:

1.FÁZE: Výpočet původní geostatické napjatosti horninového masivu + zavedení zatížení od dopravy

2.FÁZE: Úplná deaktivace zeminy ve výrubu, viz obr.47

Výsledky : celkové; veličina : Sednutí d_z ; rozsah : <-15,0; 16,4> mm



Obr.47: Svislá deformace od výrubu

Poměrně malá plocha výrubu štoly v analogii se soudržnou zemínou je po úplné deaktivaci zeminy v obrysu výrubu stabilní. To znamená, že horninový masiv je samonosný dokonce i bez podepření primárního ostění nebo svorníkování. Svislá deformace v kalotě, po zatížení od dopravy, dosahuje 16,4 mm. Na povrchu potom 9,6 mm. Poklesová sedlina dosahuje šířky cca 12 m.

Při provádění ražby, tohoto konkrétního díla bez zajištění výrubu primárním ostěním je naprosto nemyslitelné. Jednak je stabilita nevystrojené štoly velmi labilní a je pravděpodobné, že by mohlo dojít k závalu díla včetně velmi nepříjemných následků na povrchu. Snad s výjimkou ražby ve skalních horninách, kde je možné výrub nevystrojovat, je okamžitá aplikace primárního ostění vždy nutností, už jen kvůli zabránění dalšímu rozvolňování horniny v okolí výrubu. Jedním z cílů numerického modelování je stanovení svislých deformací povrchu od ražby. Na této konkrétní štolě jsou vzhledem k drážní dopravě nad raženým dílem povoleny deformace sednutí pouze v řádu několika mm na temeni kolejnice.

Z jednoduchého 2D modelu je zjevné, že deformace nevystrojeného výrubu dosahuje 10 mm. Ve skutečnosti však ony výše znázorněné deformace neodpovídají skutečnosti, protože tento 2D model uvažuje 1 m' nevystrojeného výrubu, avšak již nebere v úvahu podepření již zhotoveným ostěním v předchozím záběru, čelbu a její stabilizaci horizontálními kotvami a ani jehlování horninového masivu v okolí výrubu.

K zohlednění třetího rozměru a změny napjatosti horninového masivu vlivem ražby i aktivace stabilizační opatření, ve 2D modelu slouží Metoda označována také jako Metoda redukce napětí. Jedná se o metodu, která slouží k částečné deaktivaci sil, kterými zemina uvnitř výrubu působí na okolní zeminu. [15] Procentuální poměr deaktivace závisí na velikosti výrubu, geologii, tuhosti ostění, rychlosti ražby,... V praxi bývá poměr deaktivace nejčastěji stanoven na základě odhadu. Poměrně úspěšně se však lze ke stupni aktivace v jednotlivých fázích dobrat na základě porovnání s 3D modelem.

3.7. 2D model metodou redukce napětí

Program Geo5 MKP využívá k zohlednění vlivu čelby a postupu ražby tzv. „Exkavaci“, což je procentuální poměr aktivované/deaktivované zeminy ve výrubu působící na okolní prostředí. Pro odpovídající stupeň deaktivace v konkrétní fázi je v tomto modelu vycházeno ze svislých deformací kaloty štoly, získané v numerickém 3D modelu.

Fáze: 3D Model	Svislý pokles kaloty
S22	1,7-2,5 mm
S23	2,5-3,2 mm
S25	3,2 mm

Tab.11: Svislý pokles kaloty z 3D modelu

3.7.1 Fáze výstavby:

1.FÁZE: Zavedení zatížení od dopravy + výpočet geostatické napjatosti horninového

2.FÁZE: Deaktivace 10% zeminy ve výrubu - zbývající působení: 90%

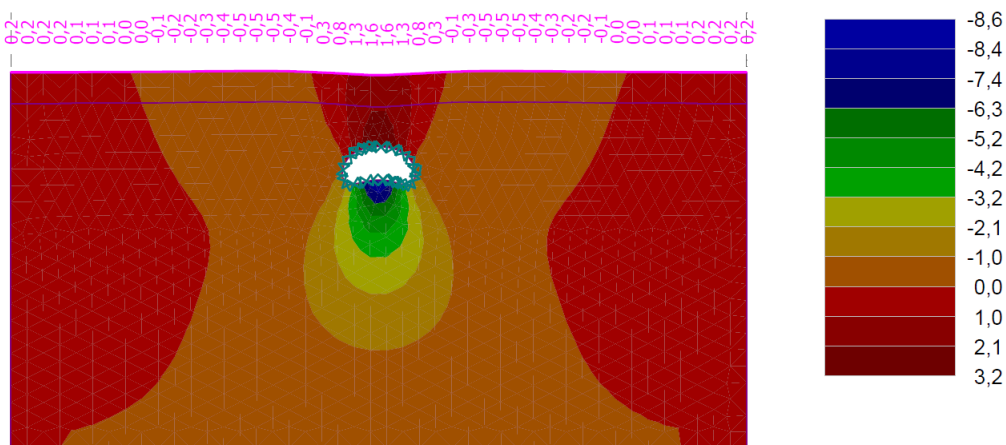
3.FÁZE: Primární ostění stáří 24 hod + deaktivace 30% zeminy ve výrubu - zbývající působení: 60%

3.FÁZE: Primární ostění stáří 72 hod + deaktivace zbylých 60% zeminy ve výrubu.

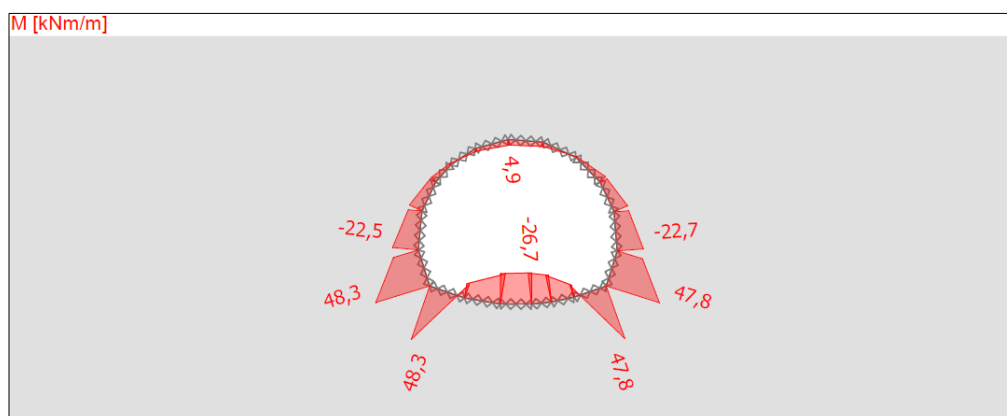
Fáze 2D model	Deaktivace	Zbývající působení	Svislý pokles kaloty
S1	0%	100%	0 mm
S2	10%	90%	2,9 mm
S3	30%	60%	3,2 mm

Tab.12: Exkavace a svislý pokles kaloty ve 2D modelu

Výsledky : celkové; veličina : Sednutí d z; rozsah : <-8,6; 3,2> mm

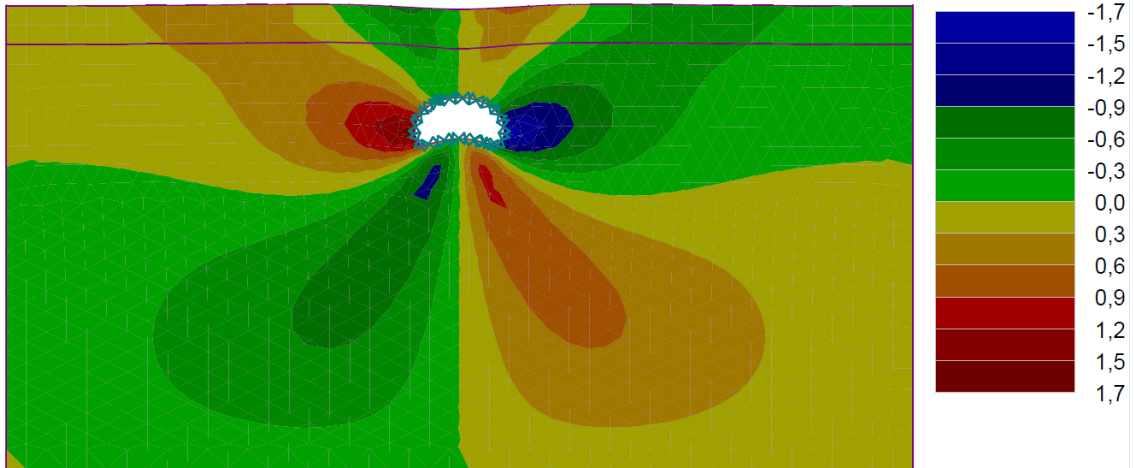


Obr.48: Sednutí dz



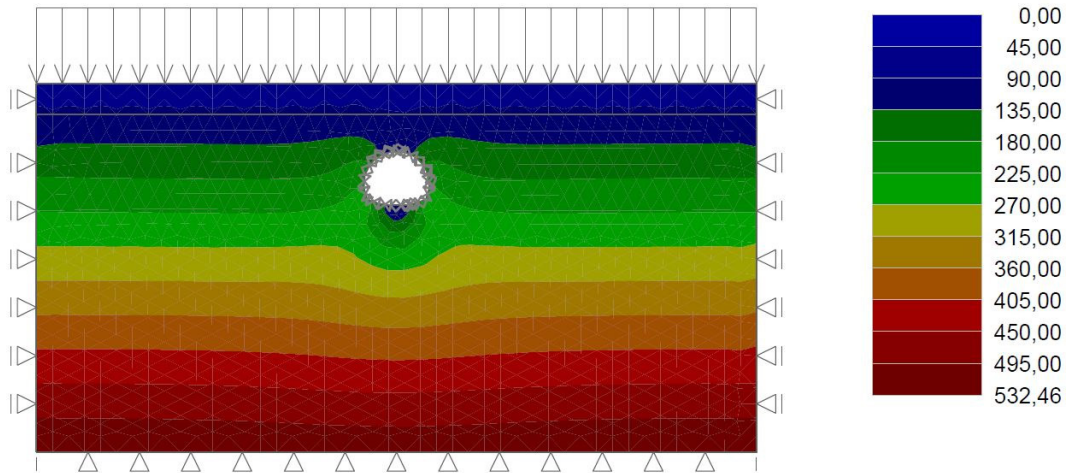
Obr.52: Průběh ohybového momentu na ostění (stáří betonu 72 hod)

Výsledky : celkové; veličina : Sednutí d_x ; rozsah : <-1,7; 1,7> mm



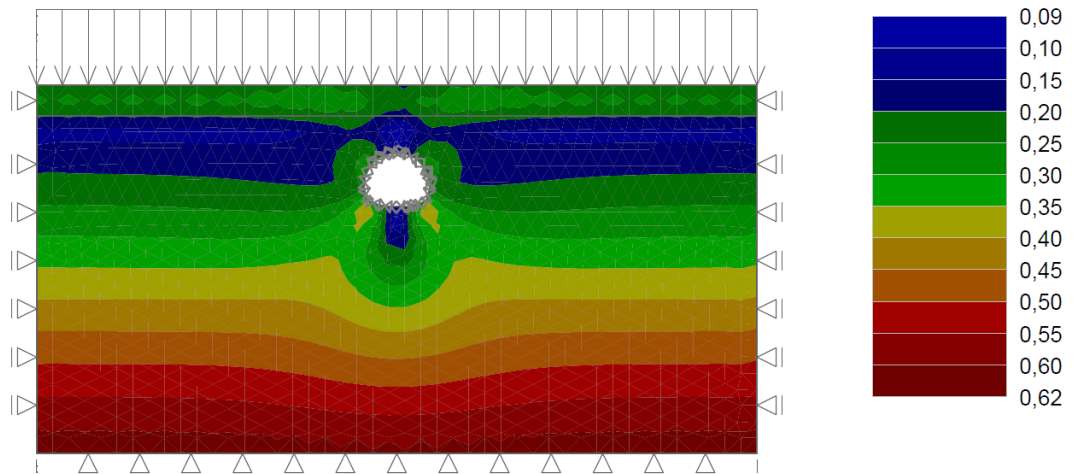
Obr.49: Sednutí d_x

Výsledky : celkové; veličina : Sigma z_{tot} ; rozsah : <0,00; 532,46> kPa



Obr.50: Sigma z_{tot}

Výsledky : celkové; veličina : Epsilon eq ; rozsah : <0,09; 0,62> %



Obr.51: Epsilon Eq

3.8. Interpretace výsledků

Získané hodnoty napětí a deformací z 2D i 3D modelu se od změřených hodnot v průběhu výstavby mohou lišit. V modelech bylo přistoupeno k mnoha zjednodušením. Za předpokladu stejné geologie bude maximální sednutí povrchu pravděpodobně o něco menší. Vzhledem k samotné podstatě MKP, tedy diskretizaci řešené oblasti v konečné prvky je předpokládána přesnost deformací v řádu desetin milimetru, více než smělé. Na samotné výsledky má vliv i hustota sítě a způsob zadávání jednotlivých prvků (např. plošné prvky použité v tomto modelu vykazují obecně menší deformace než prvky tvořené pomocí trojrozměrných prvků. Prostorový model uvažuje pouze dvě různé tuhosti ostění vlivem tvrdnutí stříkaného betonu, stáří 24 hod a 72 hod. I to má za následek větší deformace než skutečné. Největší vliv na skutečné deformace bude mít zejména zastižená geologie. Nicméně vzhledem k malému rozsahu díla a dvěma průzkumným vrtům, nejsou velké odlišnosti v geologii očekávány.

I přes velké diskretizace prostorového modelu v model plošný, bylo získáno obdobných deformací v odpovídajících si partiích. Velkou odchylku nevykazuje ani jednotlivé složky horninového napětí. Metoda redukce napětí je tedy velmi schopnou, co se týče simulace prostorové složky ve 2D modelu. Je pravděpodobné, že při změně parametrů jednotlivých zemin (v případě zastižené neočekávané geologie) by původní, odvozený poměr aktivace/deaktivace, zcela neodpovídal, a tím by se dosažené výsledky rozcházeli s obdobným 3D modelem. Na toto úskalí metody, je nutné brát zřetel.

Ověření deformací získaných v modelech je možné až na základě porovnání s konvergenčním měřením skutečného přetvoření primárního ostění. Bohužel v době psaní této práce byly vyhloubeny pouze šachty a vyraženo jen několik záběrů štoly.

4. Závěr

Zaměření této bakalářské práce je teoretické porovnání dvou konvenčních tunelovacích metod a vytvoření numerického modelu MKP pro předběžný návrh štoly, sloužící jako podchod pro teplovod v Praze ve Vysočanech. Pomocí 3D modelu, vytvořeném v programu Midas GTS bylo ověřeno, že při dodržení předstihových opatření, z části odpovídajícím metodě ADECO-RS, nedojde k výraznějšímu sedání povrchu nad štolou.

Vzhledem k riziku nežádoucích deformací povrchu od ražené štoly byl v této práci brán zřetel zejména na tvorbu numerických modelů, co možná nejvíce reprezentující různá opatření mající vliv na maximální velikost sedání nadloží a povrchu.

Porovnáním deformací nadloží při neprokotvení jádra před čelbou s jádrem prosvorníkováným bylo zjištěno, že omezení deformací čelby v konkrétních geologických podmínkách nemá zásadně pozitivnější vliv na ražbu štoly. Jako dostatečné opatření proti výraznějšímu sedání povrchu postačí délka záběru 1 m a okamžitá aplikace primárního ostění včetně uzavírání spodní klenby. Zlepšování jádra před čelbou vodorovnými svorníky lze vynechat, nebo alespoň zeslabit stupeň prokotvení s výjimkou míst v těsné blízkosti železničních kolejí kde může hrozit vyjetí horniny do výrubu vlivem zatížení od dopravy.

2D model ražby štoly v GEO5 MKP byl proveden metodou redukce napětí, při kterém dochází k postupnému nárůstu zatížení na ostění vlivem částečných deaktivací zeminy ve výrubu. Jednotlivé procentuální poměry, odpovídající redukci napětí, byly striktně voleny na základě svislých deformací kaloty v 3D modelu. Vytvořením 2D modelu je získán účinný nástroj poskytující téměř okamžitou odezvu na změny návrhu primárního i definitivního ostění během provádění stavby.

Za úvahu by stálo úplné opuštění od konceptu konvenční ražby. Vzhledem k účelu štoly, tedy podejití železnice z důvodu napojení dvou parovodních trub DN

300(500), se přímo nabízí metoda protlaku, případně mikrotunelování.

Protlak by probíhal z hloubených šachet na obou stranách trati. Odpadly by požadavky na bezpečnost práce během ražby a nedocházelo by k výraznějším změnám napjatosti horninového masivu, a byl by tedy i splněn požadavek na minimalizaci sedání nadloží. Zhotovení celého díla by probíhalo výrazně rychleji, a tím by se i snížili náklady na výstavbu štoly. Požadavek na raženou štolu byl od investora stavby (Pražské teplárenské) aby potrubí ve štole mohlo být kdykoli kontrolováno. Zároveň se do budoucna očekává nahrazení stávajících teplovodních trub za trouby větších průměrů, nicméně protlaky mohou probíhat i v průměrech větších než DN 1000.

5. Použité zdroje a přílohy

Literatura

- [01] AUTORSKÝ KOLEKTIV. *Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v ČR*; Český tunelářský komitét ITA/AITES: Praha, 2006.
- [02] PŘIBYL, P.; BARTÁK, J. *Tunely na pozemních komunikacích tunelování v ČR*; České vysoké učení technické v Praze: Praha, 2011
- [03] Klepsatel, F.; KUSÝ, P. *Výstavba tunelů ve skalních horninách.*; Jaga group, v. o. s: Bratislava, 2003.
- [04] Aldorf, J. Nová rakouská tunelovací metoda. Fakulta stavební Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava.
<http://fast10.vsb.cz/duris/nrtm.pdf> (dostupné k. 22,5, 2016).
- [05] Pruška, J. NOVÁ RAKOUSKÁ TUNELOVACÍ METODA. České vysoké učení technické v Praze, FAKULTA STAVEBNÍ.
<http://people.fsv.cvut.cz/~Pruskjan/2016/SZPS/NRTMx.pdf> (dostupné k 22,5, 2016).
- [06] MAŘÍK L. Historie a současnost NRTM v České Republice. *TUNEL*. 22. ročník, číslo 1/2013. str. 83-100.
- [07] Barták, J.; Pruška, J. *Podzemní stavby*; České vysoké učení technické v Praze: Praha, 2011.
- [08] BALUŠÍK Peter, MAŘÍK Libor. Porovnání metod NRTM a ADECO-RS na příkladu italského tunelu Monte Cuneo. *TUNEL*. 18. ročník, číslo 1/2009. str. 43-50.

- [09] Vydrová - Černá, L. COMPARATIVE STATIC ANALYSIS OF TUNNELING METHODS NATM AND ADECO-RS. Ph.D Dissertation, CZECH TECHNICAL UNIVERSITY IN PRAGUE; Faculty of Civil Engineering, January 2014.
- [10] Lodigiani, G. *Technická zpráva tunelu Lietavská Lúčka – Višnové – Dubná Skala*; 2015,
- [11] MARCHER Thomas, JIŘIČNÝ Filip. ADECO-RS versus NRTM – 3D matematická analýza. TUNEL. 14.ročník, číslo 2/2005. str. 54-59
- [12] ŠEJNOHA, M., PRUŠKA, J., JANDA, T., BROUČEK, M. *Metoda konečných prvků v geomechanice: teoretické základy a inženýrské aplikace*. 1st ed. Praha: České vysoké učení technické, 2015
- [13] GREPL, Jan. Vliv vlastností kontaktních prvků při modelování přesypávaných konstrukcí. TUNEL. 22. ročník, číslo 2/2013 str. 38-43.
- [14] HRUBEŠOVÁ,, E., ALDORF,, J., EBERMANN, T., VESELÝ, V. Význam vodorovného kotvení čelby pro zlepšení deformačních vlastností ražbou ovlivněného horninového masivu a snížení zatížení ostění. TUNEL, 2009, 18.ročník, číslo. 2, str.. 48–54.
- [15] Online nápověda, 2016. Fine. <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/exkavace-01/> (dostupné k 22, 5, 2016).
- [16] *Erroneous Concepts behind NATM: Rabcewicz-Geomechanical Colloquium in Salzburg*. Edited by Kovári, K. 1993.
- [17] LUNARDI, P. *The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils*. Rocksoils S.p.A, 2000
- [18] AUTORSKÝ KOLEKTIV. *Stříkaný beton v podzemním stavitelství*. 1st ed. Praha: Český tunelářský komitét ITA-AITES, 2008.

- [19] ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Český normalizační institut, 2005. 152 p.

Použitý software

MIDAS GTS

GE05 MKP, Fine spol. s r.o.

AUTOCAD 2016, Autodesk, Inc.

MICROSOFT WORD, Microsoft Corporation

MICROSOFT EXCEL, Microsoft Corporation

Seznam tabulek:

Tab.1: Technologické třídy NRTM

Tab.2: Parametry zeminy pro GT1 **Tab.3:** Parametry zeminy pro GT2

Tab.3: Parametry zeminy pro GT2

Tab.4: Parametry zeminy pro jádro před čelbou

Tab.5: Pevnosti stříkaného betonu v časech 6min až 24 hod (MPa)

Tab.6: Parametry stříkaného betonu pro model 24 hod

Tab.7: Parametry stříkaného betonu pro model 72 hod

Tab.8: Parametry stříkaného betonu pro model 72 hod

Tab.9: Fáze výstavby 1-14

Tab.10: Fáze výstavby 15-30

Tab.11: Svislý pokles kaloty z 3D modelu

Tab.12: Exkavace a svislý pokles kaloty ve 2D modelu

Seznam obrázků:

- Obr.1:** Výstavba štoly
- Obr.2:** Fenner-Pacherova křivka pro NRTM
- Obr.3:** Různé průběhy ostění na F- P křivce
- Obr.4:** Vliv vzdálenosti uzavřeného líce dna na deformaci čelby
- Obr.5:** Projevy deformace a nestability dle ADECO-RS
- Obr.6:** Kategorie pro stabilitu čelby dle metody ADECO-RS
- Obr.:7:** Řež ostěním, vyztuženým válcovanými I profily, tunel Lietavská Lúčka - Višňové – Dubná Skala
- Obr.8:** Rozdíly mezi NRTM a ADECO-RS z pohledu analýzy a kontroly
- Obr.9** Porovnání ADECO-RS a NRTM na průběhu Fenner-Pacherovy křivky
- Obr.10:** Elaso-plastický materiálový model
- Obr.11:** Mohr-Coulombova podmínka plasticity v hl. napětích
- Obr.13** Průběh nárůstu pevnosti stříkaného betonu v časech 0,1 hod až 1 den
- Obr.14:** Model zatížení 71 a charakteristické hodnoty svislého zatížení
- Obr.15:** Podélné roznášení zatížení pražci a kolejovým ložem
- Obr.16:** Příčné roznášení zatížení pražci a kolejovým ložem
- Obr.17:** Nápravové zatížení působící na kolejnice
- Obr.18:** Zatížení od nápravy působící na šterkové lože
- Obr.19:** Zatížení od nápravy působící na pláň zemního tělesa 1
- Obr.20:** Zatížení od nápravy působící na pláň zemního tělesa 2
- Obr.21:** Zatížení od pražců působící na pláň zemního tělesa
- Obr.22:** Plošné zatížení působící na pláň zemního tělesa
- Obr.23:** Geometrie pro 2D i 3D model
- Obr.24:** Prostorová geometrie 3D modelu
- Obr.25:** Geometrie jehlové deštníku
- Obr.26:** Síť MKP v oblasti výrubu
- Obr.27:** Síť MKP v oblasti jádra a výrubu
- Obr.28:** Síť z plošných prvků pro primární ostění

- Obr.29:** Síť MKP pro ostění a jádro
- Obr.30:** Síť MKP pro horninové prostředí a jádro
- Obr.31:** Jehlový deštník
- Obr.32:** Okrajové podmínky 3D modelu
- Obr.33_** Přetížení povrchu od dopravy v 3d modelu
- Obr.34:** Fáze výstavby (S1 až S6)
- Obr.35:** Svislá deformace primárního ostění
- Obr.36:** Maximální deformace sednutí povrchu v průběhu ražby, (fáze S 25.)
- Obr.37:** Maximální deformace ostění Dz ostění č.13 až č.22 (fáze S 21)
- Obr.38:** Deformace ostění č. 19 + 20 a jádra č.21+22 (fáze S.22 a S.23)
- Obr.39:** Deformace prokotvené jádra(fáze S 17)
- Obr.40:** Deformace neprokotveného jádra(fáze S17)
- Obr.41:** Vodorovné deformace nekotvené čelby směrem do výrubu
- Obr.42:** Deformace xyz Jehlový deštník a ostění
- Obr.43:** Sigma tot (fáze 22)
- Obr.44:** Sigma SZZ (fáze 25, řez pod 3. kolejí)
- Obr.45:** Rozhraní a přiřazení zemin
- Obr 46:** Síť konečných prvků pro 2D model
- Obr.47:** Svislá deformace od výrubu
- Obr.48:** Sednutí dz
- Obr.49:** Sednutí dx
- Obr.50:** Sigma ztot
- Obr.51:** Epsilon Eq
- Obr 52:** Průběh ohybového momentu na ostění (stáří betonu 72 hod)

Seznam příloh:

Geologické a hydrogeologické poměry

Příčný řez štolou

Podélný řez štolou

Půdorys štoly