



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

**FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA GEOTECHNIKY**

Návrh železničního tunelu Chotýčany

Design of the railway tunnel Chotýčany

Diplomová práce

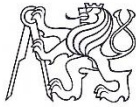
Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Daniel Turanský

Praha 2017





ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE


Příjmení: <u>Bc. Turanský</u>	Jméno: <u>Daniel</u>	Osobní číslo: <u>396568</u>
Zadávající katedra: <u>Geotechnika</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: <u>Návrh železničního tunelu Chotýčany</u>	
Název diplomové práce anglicky: <u>Design of the railway tunnel Chotýčany</u>	
Pokyny pro vypracování: Tunel Chotýčany je cca 5 km dlouhý tunel na IV. modernizovaném koridoru Českých drah. V rámci zadání se požaduje zpracovat: 1./ Úvodní informaci o koridoru, řešerši z IG průzkumu včetně podélného geologického řezu. 2./ Návrh příčného řezu dvoukolejného tunelu. 3. /Návrh technologie výstavby pro jednotlivé třídy výrubu. 4./ Statické řešení primárního i sekundárního ostění tunelu + výkresy. 5./ Návrh geotechnického monitoringu po dobu výstavby i za provozu.	
Seznam doporučené literatury:	
Jméno vedoucího diplomové práce: <u>prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.</u>	
Datum zadání diplomové práce: <u>3. 10. 2016</u>	Termín odevzdání diplomové práce: <u>8. 1. 2017</u>
	

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové 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“.

<u>3. 10. 2016</u>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci na téma **Návrh železničního tunelu Chotýčany** zpracoval samostatně za použití uvedené literatury a pramenů.

Dále prohlašuji, že nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu § 60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon).

V Praze dne 6. 1. 2017

.....

Daniel Turanský

Poděkování

Na tomto místě bych především rád poděkoval vedoucímu diplomové práce, panu prof. Ing. Jiřímu Bartákovi, DrSc., za ochotu a neocenitelnou pomoc při odborném vedení této práce.

Také bych rád poděkoval panu Ing. Michalovi Grambličkovi ze společnosti SUDOP Praha a.s. za poskytnuté materiály, které jsem při řešení této práce využil.

V neposlední řadě děkuji mé rodině, a především přítelkyni, za velkou podporu, kterou mi po celou dobu studia poskytli.

Abstrakt

Tato diplomová práce se zabývá návrhem a posouzením primárního a sekundárního ostění železničního tunelu Chotýčany, který je součástí plánované modernizace trati Nemanice I. – Ševětín v rámci IV. železničního koridoru.

Výpočet primárního ostění je proveden ve třech řezech pro zachycení odlišných geologických podmínek a různých technologických postupů. Pro získání vnitřních sil a stanovení zatížení je pro každý z řezů vytvořen numerický model v programu *GEO5 MKP*. Posouzení primárního ostění je provedeno v programu *FIN EC Beton* pomocí interakčního diagramu.

Pro jeden z řezů (řez 1 – místo s nejhorší geologií) je navrženo a posouzeno sekundární (definitivní) ostění. Zbylé dva řezy vzhledem k obdobnému postupu již řešeny nejsou. Pro výpočet vnitřních sil je použit program *ATENA 2D*, který umožňuje MKP nelineární analýzu železobetonových konstrukcí. Z tohoto programu jsou také získány hodnoty pro posouzení mezního stavu použitelnosti – deformace konstrukce a případná šířka trhlin. Únosnost definitivního ostění je prokázána pomocí interakčního diagramu v programu *FIN EC Beton*.

Klíčová slova

Železniční koridory, tunely, primární a sekundární ostění, numerické modelování MKP, betonové konstrukce, ATENA

Abstract

This diploma thesis describes a design and a verification of primary and secondary lining of railway tunnel Chotýčany. This tunnel is realized within the framework of modernization of line Nemanice I. - Ševětín, which is part of IV. transit railway corridor.

The calculation of primary lining is performed in the three cross-sections because of the different geological conditions and different technology. For each cross-section, the numerical model is created using *GEOS FEM* program. Verification of primary lining is made in the program *FIN EC Concrete* using interaction diagram.

For one of cross-sections (section 1 – the location with the worst geology), the secondary (permanent) lining is designed and verified. A software *ATENA 2D* is used for the analysis of internal forces. This program allows a non-linear FEM analysis of reinforced concrete structures. This program is also used for obtaining values for serviceability limit state – deformation of structure and eventual crack width. The bearing capacity of secondary lining is verified using interaction diagram in the *FIN EC Concrete* program.

Key words

Railway transit corridors, tunnels, primary and secondary lining, FEM numerical modelling, concrete structures, ATENA

Obsah:

1.	Úvod a cíl práce.....	7
2.	Základní informace o železničních koridorech.....	8
2.1.	Historie železničních koridorů.....	8
2.2.	Charakteristika železničních koridorů na území ČR	10
2.3.	Podrobnější informace o IV. železničním koridoru	13
2.3.1.	Traťový úsek Nemanice I. - Ševětín.....	15
3.	Chotýčanský tunel.....	17
3.1.	Popis území	17
3.1.1.	Geomorfologie	18
3.1.2.	Geologické poměry v místě řešeného tunelu – výsledky geotechnického průzkumu	18
3.2.	Koncepce tunelu.....	23
3.3.	Směrové a výškové vedení	23
3.4.	Technické řešení hloubených částí	24
3.5.	Technické řešení ražených částí.....	25
3.5.1.	Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM)	25
3.5.2.	Primární ostění.....	27
3.5.3.	Sekundární ostění.....	28
4.	Základní popis řešeného problému.....	30
5.	Návrh a posouzení primárního ostění.....	31
5.1.	Princip geotechnického modelování.....	31
5.2.	Řešení pro řez 1 – km 16, 176 096.....	33
5.2.1.	Geotechnické parametry a vliv podzemní vody.....	33
5.2.2.	Parametry primárního ostění.....	33
5.2.3.	Vliv svorníkové výztuže	35
5.2.4.	Členění výrubu a postup ražby.....	37

5.2.5.	Vytvoření numerického modelu	37
5.2.6.	Výsledky výpočtu.....	39
5.2.7.	Stanovení zatěžovacích kombinací.....	42
5.2.8.	Posouzení primárního ostění – interakční diagram	43
5.3.	Řešení pro řez 2 – km 17, 309 096	46
5.3.1.	Geotechnické parametry a vliv podzemní vody.....	46
5.3.2.	Parametry primárního ostění.....	47
5.3.3.	Vliv svorníkové výztuže	47
5.3.4.	Členění výrubu a postup ražby.....	48
5.3.5.	Vytvoření numerického modelu	49
5.3.6.	Výsledky výpočtu.....	51
5.3.7.	Stanovení zatěžovacích kombinací.....	54
5.3.8.	Posouzení primárního ostění – interakční diagram	55
5.4.	Řešení pro řez 3 – km 20, 217 096	56
5.4.1.	Geotechnické parametry a vliv podzemní vody.....	56
5.4.2.	Parametry primárního ostění.....	57
5.4.3.	Vliv svorníkové výztuže	57
5.4.4.	Členění výrubu a postup ražby.....	58
5.4.5.	Vytvoření numerického modelu	58
5.4.6.	Výsledky výpočtu.....	60
5.4.7.	Stanovení zatěžovacích kombinací.....	63
5.4.8.	Posouzení primárního ostění – interakční diagram	64
6.	Návrh a posouzení definitivního ostění	66
6.1.	Parametry definitivního ostění	67
6.2.	Zatěžovací stavy	67
6.2.1.	Stálé zatížení	68
6.2.2.	Proměnné zatížení.....	71

6.3.	Kombinace zatížení	72
6.4.	Vytvoření numerického modelu	73
6.5.	Posouzení MSÚ	75
6.6.	Posouzení MSP	81
7.	Geotechnický monitoring.....	83
7.1.	Dokumentace čelby.....	83
7.2.	Konvergenční měření	84
7.3.	Extenzometrická měření	86
7.4.	Nivelační měření	87
7.5.	Měření tlaku na kontaktu hornina – primární ostění.....	87
7.6.	Měření napětí v sekundárním ostění	87
7.7.	Měření teploty	87
7.8.	Měření vodního režimu.....	88
8.	Závěr.....	89
9.	Použité zdroje.....	91
10.	Seznam obrázků	94
11.	Seznam tabulek	96
12.	Seznam příloh.....	97

1. Úvod a cíl práce

V posledních desetiletích je v rámci České republiky zřejmá snaha o zlepšení dopravní infrastruktury a komfortu cestování. Tato snaha se výraznou měrou dotýká i železniční přepravní sítě. Základem je budování čtyř hlavních koridorů, které umožňují rychlé a efektivní spojení s ostatními státy Evropy. Součástí budování koridorů bývá i optimalizace vedení trasy a tím potřebná výstavba nových umělých staveb. Mezi jedny z nejsložitějších staveb, které je nutno v rámci výstavby koridorových tratí vybudovat, patří bezesporu tunely. Zadáním diplomové práce je projekt dvoukolejného tunelu Chotýčany, který se svou délkou 4 810 m stane po svém dokončení nejdelším železničním tunelem v České republice. Tento tunel se nachází na modernizovaném úseku mezi Českými Budějovicemi a Tábořem na IV. železničním koridoru.

V diplomové práci je uvedeno nejprve pár slov o historii české železniční transitní sítě a obecné informace o železničních koridorech. Větší pozornost bude věnována IV. železničnímu koridoru a konkrétně úseku *Nemanice I. – Ševětín*. Podrobně se práce zabývá stavbou Chotýčanského tunelu. Samotný návrh bude rozdělen do dvou částí. První část se týká numerického modelování daných řezů tunelu včetně návrhu primárního ostění. V druhé části je proveden návrh a posouzení ostění definitivního. Většina výpočtů je provedena metodou konečných prvků (MKP). Pozornost je věnována i vlivu trhlin.

2. Základní informace o železničních koridorech

2.1. Historie železničních koridorů

O rychlých železnicích vedených na území Československa se uvažovalo již za druhé světové války. V této době se objevily v německých projektech dvě hlavní tratě, které by spojovaly tehdejší státy Evropy. První ze zmiňovaných tratí měla trasu *Paříž - Berlín - Lvov - Kyjev - Rostov na Donu* a druhá *Paříž - Mnichov - Vídeň - Bratislava - Istanbul*. Tyto dvě tratě byly vybaveny ještě dvěma spojkami, které vedly přes *Berlín - Lipsko - Mnichov* a *Berlín - Drážďany - Praha - Vídeň*. Do území našeho tehdejšího státu zasahovaly tyto tratě především po trase *Berlín - Vídeň*, která dnes přibližně kopíruje I. železniční koridor. [1] [13]

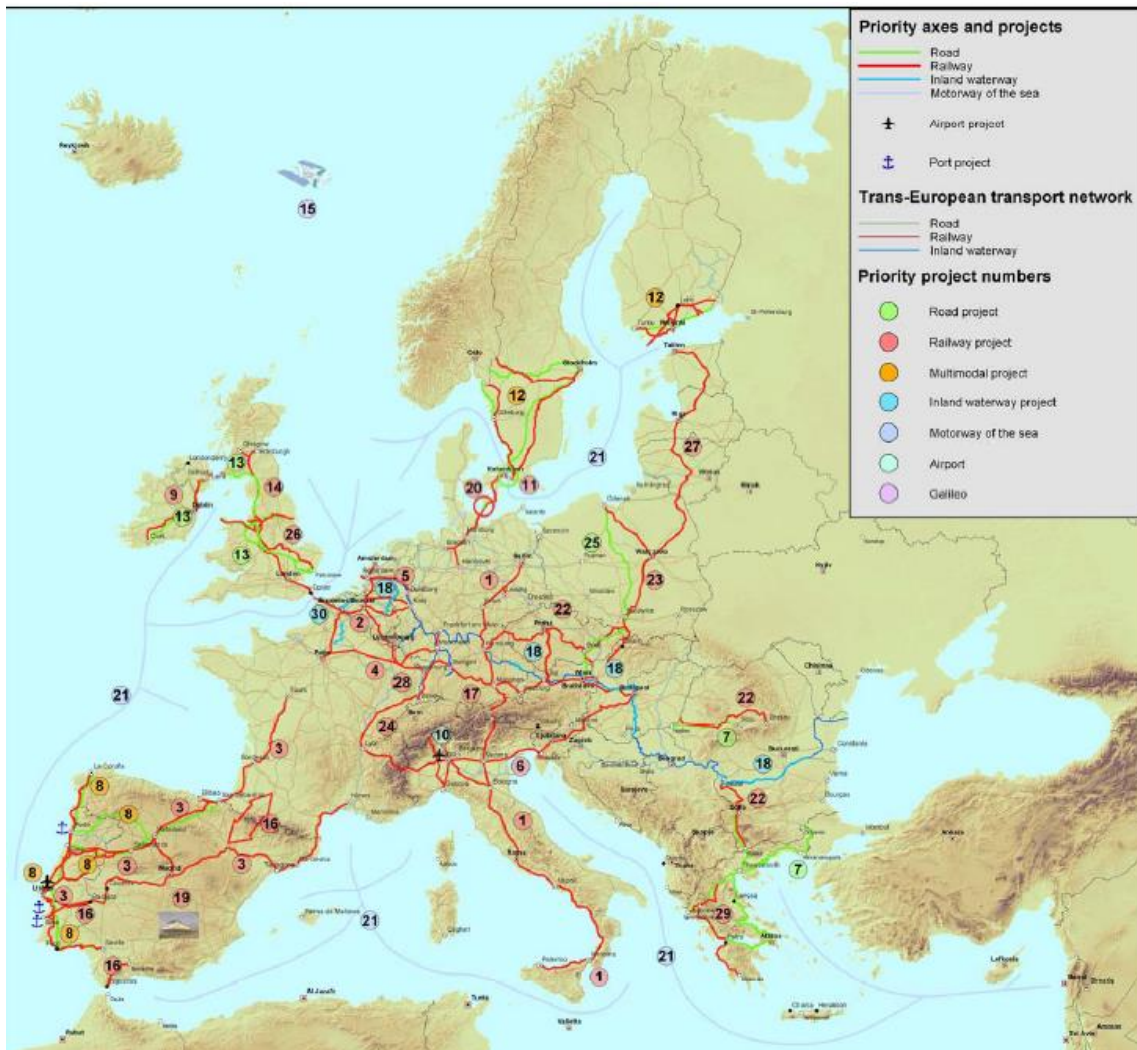
Po druhé světové válce v Československu padly plány na rychlou osobní přepravu a železnice začala být využívána především průmyslově. V této době šlo o přepravu těžkých nákladů a rychlost proto nebyla rozhodující. Osobní železniční přeprava měla sloužit zejména jako levný způsob dopravy pro pracující obyvatelstvo. Tomu odpovídaly i ceny za přepravu – ty byly až do roku 1989 velmi nízké. Bohužel i díky tomu chyběly potřebné investice a železnice postupem času stále více přestávala odpovídat potřebám moderního cestování. [1] [13]

Až v 80. letech 20. století se začíná opět uvažovat o možnosti zvýšení cestovních rychlostí na železnici ve větším měřítku. Do této doby probíhaly snahy o zrychlení nesystémově a z důvodu používání starších technologií dosáhly maximální rychlosti hranice okolo 120 km/h. A nutno říci, že i tato rychlost byla u nás dosažena jen na velmi omezeném počtu tratí. Nové plány na zrychlení pracovaly se dvěma variantami. První možností byla výstavba třetí, popř. druhé traťové koleje, vedle již vybudovaných tratí. Výhodou tohoto řešení byla především možnost výstavby za plného nebo jen částečně omezeného provozu. Výsledkem pak mělo být oddělení rychlé osobní a pomalejší nákladní přepravy. V tomto případě se uvažovalo o rychlostech řádově 160 – 200 km/h. Nevýhodou naopak bylo složité napojování nových kolejí do stanic a také vyšší ekonomické náklady. Druhá možnost spočívala v postupné modernizaci. Toto řešení neuvažovalo masivní výstavbu nových kolejí, ale spíše rekonstrukci kolejí stávajících. Stávající tratě měly dostat nový železniční spodek a svršek a měly být postupně elektrifikovány. Maximální cestovní rychlosti se měly pohybovat v rozmezí 140 – 160 km/h. [2] [13]

Nakonec padlo rozhodnutí o modernizování železniční sítě podle druhé varianty a o zpracování první dokumentace byl požádán v roce 1988 podnik SÚDOP. Díky politické situaci v zemi

vyvrcholené převratem v roce 1989 byla tvorba dokumentace zpožděna a první kompletní plány na stavbu železničních koridorů byly dokončeny až roku 1993. [2] [13]

Tyto plány předpokládaly na území České republiky čtyři základní železniční koridory. Ty měly být základem pro nově rekonstruovanou železniční síť a zajišťovat napojení na ostatní státy Evropy. Také zde byl už kladen vliv na propojení s tratěmi TEN-T (Transevropské dopravní sítě). Základem programu TEN-T jsou tzv. panevropské dopravní koridory, které prochází skrz celou Evropu a umožňují rychlé a efektivní spojení jednotlivých států. Tyto koridory byly poprvé zmíněny v Praze roku 1991 na První panevropské konferenci. Zde byla jako hlavní výsledek celé konference uveřejněna potřeba rozšíření sítě TEN-T i do zemí střední a východní Evropy. Původní plány zde uvažovaly vznik až třinácti základních transnitních koridorů. K upřesnění počtu jednotlivých koridorových tras došlo v roce 1994 na druhé panevropské konferenci konané na Krétě, kde byl počet koridorů redukován na devět. Poslední změnu doznal systém panevropských dopravních koridorů na konferenci v Helsinkách roku 1997, kde byl k původním devíti koridorům přidán i koridor desátý pro spojení se státy bývalé Jugoslávie. Panevropské koridory jsou z části železniční, z části silniční. Výjimkou je koridor č. VII. Ten je veden po řece Dunaji. [3] [13]



Obr. 1: Síť panevropských koridorů [4]

2.2. Charakteristika železničních koridorů na území ČR

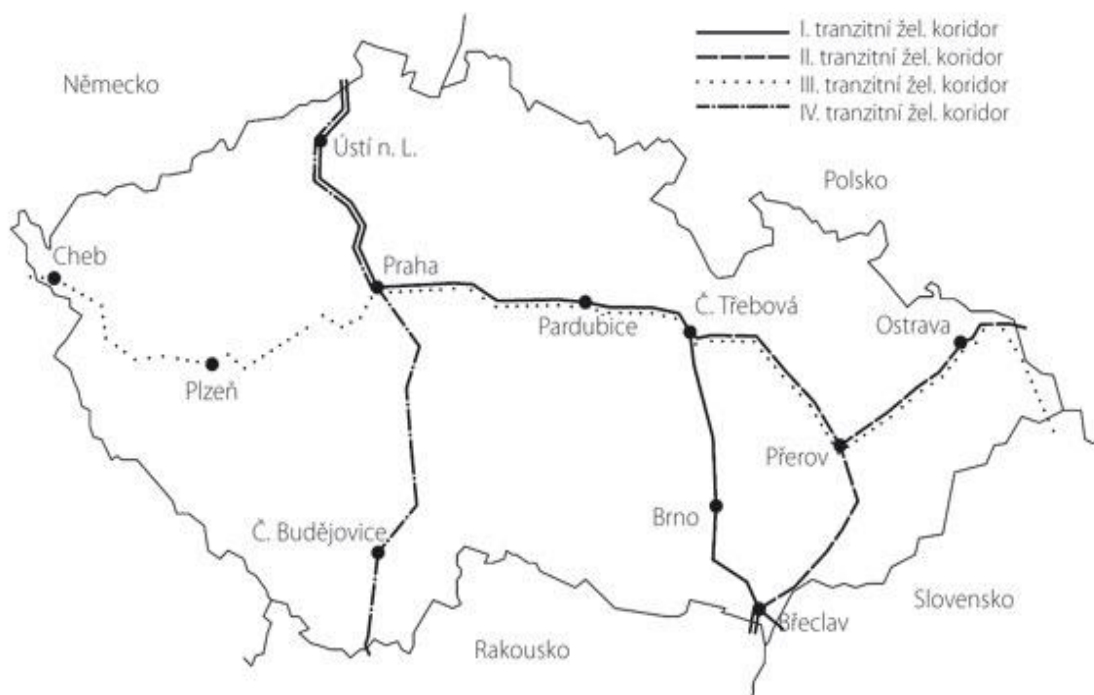
Koridory na území ČR navazují na výše zmíněný systém mezinárodních tras. Konečné rozhodnutí určilo vybudovat čtyři základní železniční koridory, které mají následující vedení:

I. železniční koridor: Děčín - Praha - Pardubice - Česká Třebová - Brno - Břeclav

II. železniční koridor: Petrovice u Karviné - Ostrava - Přerov – Břeclav

III. železniční koridor: Cheb - Plzeň - Praha - Ostrava

IV. železniční koridor: Děčín - Praha - Tábor - Veselí nad Lužnicí - České Budějovice - Horní Dvořiště



Obr. 2: Mapa železničních koridorů na území ČR [5]

S výstavbou koridorových tratí bylo započnuto v roce 1993 na úseku *Úvaly – Poříčany* na I. železničním koridoru. II. železniční koridor se začal stavět o 4 roky později a to roku 1997 v úseku *Hodonín – Moravský Písek*. Oba koridory byly dokončeny v roce 2004. Prioritu ve výstavbě dostaly tyto koridory zejména z důvodu návaznosti na IV. a VI. panevropský koridor. Výstavba III. a IV. železničního koridoru stále pokračuje. Původně plány předpokládaly dokončení všech koridorů v roce 2010. Následně se termín přesunul na rok 2015 a dnes se hovoří o dokončení zbývajících dvou koridorů nejdříve v roce 2021. Za zpožděním výstavby stojí několik faktorů. Nejvýraznějším problémem je podle vyjádření NKÚ (Národní kontrolní úřad) pomalá příprava projektové dokumentace, jejíž průměrná doba se pohybuje na hranici šesti let od vydání stavebního povolení. Dalším problémem je chybějící koncepce jednotné výstavby napříč jednotlivými vládami. Nebývá výjimkou, že stavby, které jsou schváleny v jednom volebním období, následující vlády výrazně změní nebo úplně zastaví. To komplikuje, zpomaluje i prodražuje budování nejen koridorových tratí. Plánovaná cena za jeden kilometr nové tratě byla asi 200 milionů korun, ovšem skutečná cena je přibližně 350 milionů korun. [6] [8]

Co se týče samotné realizace koridorů na území České republiky, je nutno rozlišit dva různé způsoby výstavby. Jednodušší varianta budování je tzv. modernizace. Při modernizace jsou stávající tratě rekonstruovány tak, aby splnily parametry, které byly pro koridorové tratě přijaty v rámci dohod AGC (*Evropská dohoda o mezinárodních železničních magistralách*) a AGTC

(Evropská dohoda o nejdůležitějších trasách mezinárodní kombinované dopravy a souvisejících objektech). Vlastní vedení trasy však zůstává až na malé změny stále stejné. Druhou možností výstavby je tzv. optimalizace, která je technicky i ekonomicky náročnější. Nejen, že dochází ke kompletní rekonstrukci jako v případě modernizace, ale je zde i změna směrového a výškového vedení. To je často spojeno s budováním nových umělých staveb, jako jsou například mosty či tunely. Změna vedení trasy je často nevyhnutelná především z důvodu malých poloměrů na původních tratích, které neumožňují dosažení vyšších rychlostí. [6] [13]

Jak bylo zmíněno výše, v rámci budování koridorových tratí se Česká republika zavázala dodržet určité evropské dohody (AGC a AGTC). Nejdůležitější parametry, které tyto dohody určují, jsou v podstatě shodné jak pro modernizaci, tak i pro optimalizaci.

Mezi tyto parametry patří především:

- rychlost 160 km/h
- prostorová průchodnost UIC GC
- třída zatížení D4 UIC (22,5 t/náprava)
- délka předjízdnych kolejí 750 m

Na většině koridorových tratí se tyto parametry důsledně dodržují. Na základě dohody AGC je však v místech, kde je jejich dodržení technicky či ekonomicky velmi náročné, umožněno některé parametry zmírnit. Jedná se především o rychlost 160 km/h, která bývá na určitých úsecích snížena.

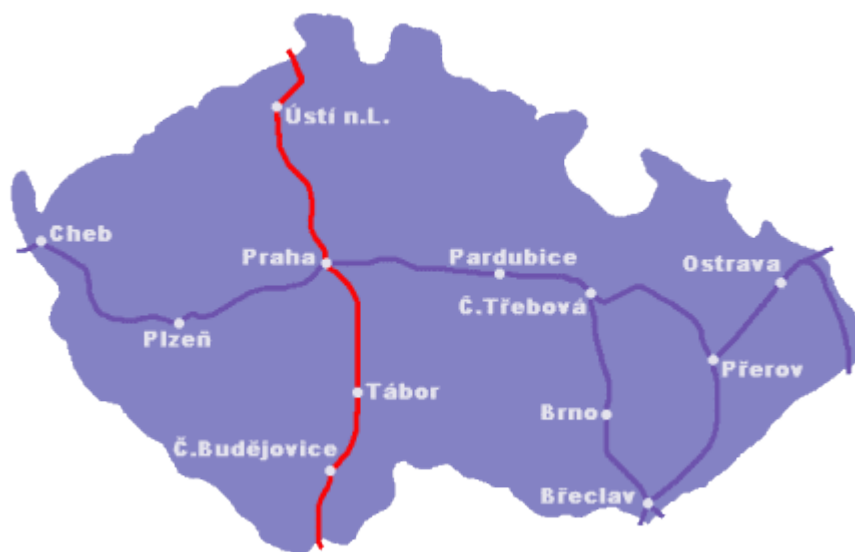
V rámci optimalizace, popř. modernizace, železničních koridorových tratí je prováděno množství úkonů a prací. Mezi ty nejvýznamnější patří:

- úpravy železničního spodku (sanace, zhutnění, izolace)
- výměna železničního svršku (kolejnice UIC60, pružné upevnění bez podkladnic, předpjaté betonové pražce)
- elektrifikace vhodným elektrifikačním zařízením
- moderní zabezpečovací zařízení, umožňující dálkové řízení dopravy
- opravy a rekonstrukce umělých staveb na trati
- rekonstrukce stávajících staničních budov a nástupišť
- budování protihlukových stěn, popř. instalace jiných zařízení pro snížení hluku
- minimalizování počtu úroňových křížení

Výše vyjmenované úkony vedou nejen ke zrychlení železniční osobní i nákladní přepravy, ale celkově i ke zlepšení komfortu cestování a také ke zvýšení bezpečnosti provozu na železnici. Ke zlepšení bezpečnosti a snížení počtu nehod přispívá především poslední bod, který se týká budování nových mimoúrovňových křížení. Je to hlavně z důvodu, že původní úrovněvé přejezdy patří z hlediska dopravních nehod mezi nejrizikovější místa. [6] [13]

2.3. Podrobnější informace o IV. železničním koridoru

IV. železniční koridor vede skrz Českou republiku v severojižním směru a spojuje státní hranici České republiky s Německem na severu a s Rakouskem na jihu. Podrobné vedení IV. železničního koridoru včetně napojení na zahraniční trasy je následující: *(Stockholm - Dresden) - Děčín - Praha - Tábor - Veselí nad Lužnicí - České Budějovice - Horní Dvořiště - (Linz - Salzburg - Ljubljana - Rijeka - Zagreb)*. [6]



Obr. 3: Mapa vedení IV. železničního koridoru [7]

Celou trasu IV. železničního koridoru je možné rozdělit do dvou hlavních částí. Horní část od Děčína do Prahy vede v souběhu s I. a II. železničním koridorem. Tato trať je z většiny již dokončená a tvoří 129 z celkových 355 km. Zbývající část směrem od Prahy na jih je v současné době ve výstavbě. Ta započala v září roku 2005 na úseku *Strančice – Praha Hostivař*.

Pokud dnes mluvíme o IV. železničním koridoru, máme na mysli většinou právě tuto jeho samostatnou část. Součástí této části jsou dva základní úseky:

- *Praha – Tábor*



Obr. 4: Schéma železniční trati Praha – Tábor [7]

- *Tábor – České Budějovice – Horní Dvořiště*

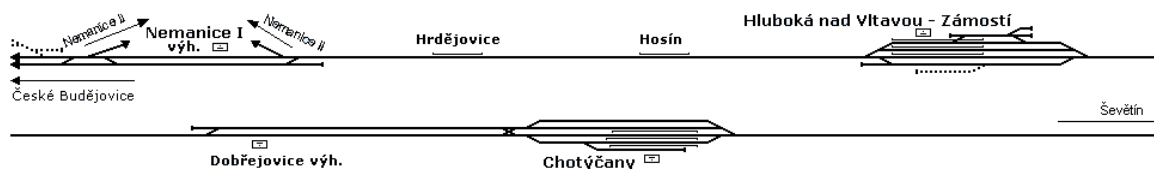


Obr. 5: Schéma železniční trati Tábor – Horní Dvořiště [7]

Oba tyto úseky vedou mírně zvlněnou krajinou a traťové rychlosti se zde před započítáním modernizace pohybovaly v rozmezí 70 – 100 km/h. Je třeba zmínit především to, že obě tratě byly před modernizací z velké části jednokolejné (výjimku tvořil úsek *Praha Vršovice – Benešov u Prahy*). To je specifikum IV. železničního koridoru. Tratě, které tvoří ostatní železniční koridory, byly dvoukolejné většinou již před modernizací. Zároveň je množství přeložek na IV. železničním koridoru výrazně vyšší než u ostatních koridorů. Důvod pro velké množství přeložek je zejména nevyhovující vedení tratě ve stopě původní dráhy císaře Františka Josefa z roku 1874. Pokud by nedošlo k výrazné změně směrového vedení trasy, nebylo by možné dosáhnout požadovaného navýšení traťových rychlostí. Jižní část IV. železničního koridoru je rozdělena do několika stavebních úseků. Jedním z technicky i ekonomicky nejnáročnějších je úsek č. 4203 *Nemanice I. – Ševětín*, jehož součástí je i stavba tunelu Chotýčany, Tato stavba je hlavním předmětem diplomové práce, proto je na zmiňovaný úsek zaměřena podrobněji. [7] [9] [10]

2.3.1. Traťový úsek Nemanice I. - Ševětín

Jedná se o od počátku nejproblémovější úsek celého IV. železničního koridoru. Původní stav je zobrazen na následujícím schématu:



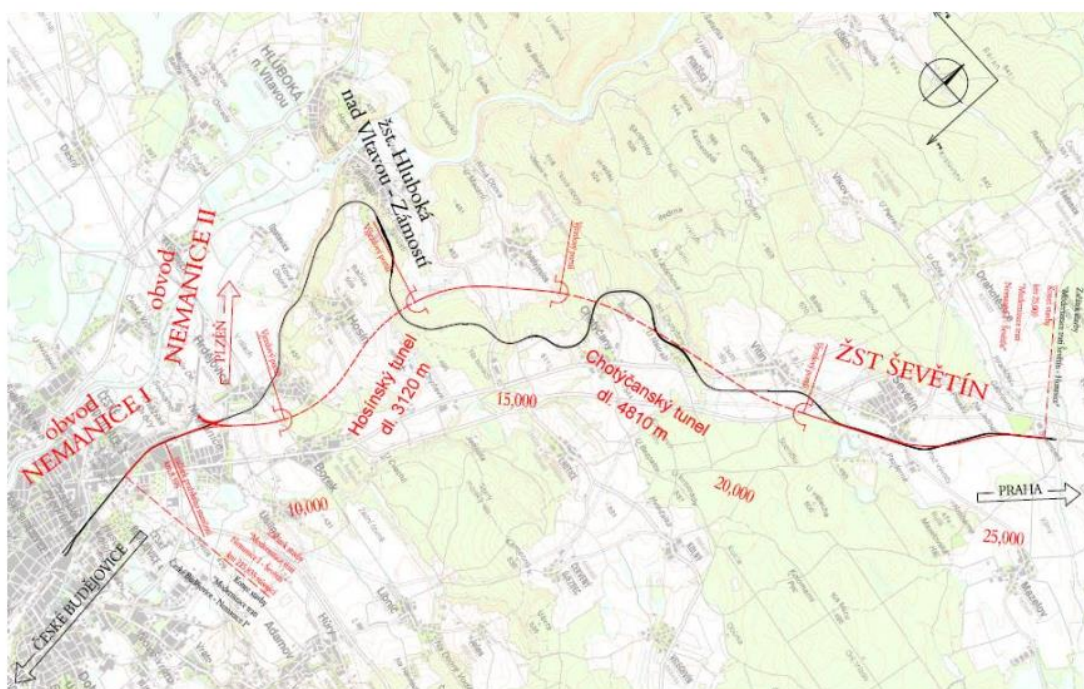
Obr. 6: Schéma původního stavu úseku Nemanice – Ševětín [11]

Jednokolejná trať je vedena členitým terénem. Výjimku tvoří jen krátký úsek *Dobřejšovice – Ševětín*, který je dvoukolejný. Jelikož byl provoz na trati zahájen již v roce 1874, parametry této tratě zdaleka nevyhovují současným požadavkům pro koridorové tratě. Jedná se především o poloměry směrových oblouků, které v určitých místech klesají i pod 500 m. Z tohoto důvodu jsou zde rychlosti omezené místy až na 70 km/h. [11]

V průběhu navrhování modernizace tohoto úseku se objevilo a vystřídal mnoho variant. První plány z roku 2000 předpokládaly zdvoukolejnění větší části původní trasy a výstavbu dvou velkých přeložek. Během následujících let došlo k několika změnám a přerušením, které vyplynuly především ze stížností obyvatel obcí Hrdějovice a Dobřejšovice. Kvůli tomu musely být plány několikrát přepracovány, a nakonec vyšla jako jediná možná varianta ta, která počítala s výstavbou modernizovaného úseku o celkové délce 22,1 km. Součástí tohoto úseku byly i dva dlouhé tunely. Jednalo se o tunely Hosín (dl. 3120 m) a již zmiňovaný tunel Chotýčany (dl. 4810 m). Pro tuto variantu byla v letech 2009 až 2011 zpracována přípravná dokumentace stavby za spolupráce firem *SUDOP Praha a.s.* a *IKP Consulting engineers, s.r.o.* Tato varianta je, především díky dvěma tunelům o celkové délce téměř osmi kilometrů, velmi nákladná. Celkové náklady mají dosáhnout dvanácti miliard korun. SŽDC (*Správa dopravní a železniční cesty*) jako investor stavby předpokládala, že velká část z těchto dvanácti miliard bude financována z evropských fondů. Nicméně evropská unie tyto plány zcela neschválila. Hlavní problém spočíval zejména v nízké efektivitě takto drahé stavby, jelikož zkrácení jízdní doby mezi Českými Budějovicemi a Prahou mělo být přibližně jen 10 min (cca 90 minut oproti 100 minutám cesty bez tunelů). [12] [14]

Začátek stavby byl naplánován na letošní rok (2016), což je však již naprosto nereálné především z důvodu chybějících financí. Dále jsou zde opět připomínky obyvatel okolních obcí, díky kterým je stavební řízení ve fázi stavebního povolení v současné době přerušeno. [15] [16]

Pokud se s výstavbou tunelů v tomto úseku vůbec někdy začne, určitě to nebude dříve než v roce 2018. V současné době se však již začíná mluvit i o tom, že z výstavby těchto přeložek včetně stavby tunelů možná zcela sejde a trať bude modernizována v původní stopě. To, jak bude tento úsek v budoucnu vypadat, bude záležet zejména na možnostech financování a také na domluvě jednotlivých účastníků výstavby, kterých se tato stavba týká. Diplomová práce vychází z přípravné dokumentace firem *SUDOP* a *IKP*. Tato varianta je zobrazena na následujícím obrázku, na kterém je černou barvou zakreslen původní stav modernizované trati, zatímco nový návrh je vyznačen červeně. [12] [17]



Obr. 7: Mapa modernizace úseku Nemanice – Ševětín [17]

Nová trať je podle této varianty navržena jako dvoukolejná s osovou vzdáleností kolejí 4 m a traťovou rychlostí 130 – 160 km/h. Celý úsek *Nemanice I. – Ševětín* je označen jako stavba č. 4203 a navazuje na stavbu č. 4204/I *Ševětín – Horusice* na severu a stavbu č. 4202 *České Budějovice – Nemanice* na jihu. Kromě Chotýčanského a Hosínského tunelu tvoří zajímavou část i 2,5 km dlouhý násep mezi oběma zmiňovanými tunely. Tento násep bude přibližně 10 m vysoký a je navrhnut především proto, aby se do jeho tělesa mohlo uložit více než 75 % celkového objemu rubaniny z obou tunelů. To je velice příznivé řešení nejen z hlediska investičních nákladů, ale také kvůli šetrnému vlivu na životní prostředí, jelikož dojde k významnému omezení pohybu nákladních aut, které by jinak museli rubaninu odvážet do vzdálenějších deponií. [10] [18] [19]

Další text je již podrobně zaměřen na hlavní předmět diplomové práce – Chotýčanský tunel.

3. Chotýčanský tunel

3.1. Popis území

Chotýčanský tunel má být situován mezi obcemi Dobřejšovice a Ševětín a se svojí celkovou délkou 4810 m se stane nejdelším železničním tunelem v České republice. Prochází severně nad obcí Chotýčany a končí jihovýchodně od obce Vitín. Poloha tunelu je zřejmá z následující mapy. Podrobná situace tunelu pak tvoří přílohu č. 1.



Obr. 8: mapa umístění tunelu Chotýčany [20]

3.1.1. Geomorfologie

Z geomorfologického hlediska náleží řešené území do rozhraní třeboňské a českobudějovické kotliny. Obě kotliny, které jsou charakteristické plochým pánevním reliéfem, od sebe odděluje výrazná morfologická linie – Lišovský práh (hřbet krystalinických hornin).

Povrch území se svažuje nejdříve v cca první třetině k západu až severozápadu, směrem k údolí Vltavy. Zbytek území se svažuje naopak k jihovýchodu až východu (směrem k řece Lužnici).

Území je v současné době zemědělsky využíváno, část tvoří lesní porosty. [20]

3.1.2. Geologické poměry v místě řešeného tunelu – výsledky geotechnického průzkumu

Z regionálně-geologického hlediska je řešené území součástí českého moldanubika a třeboňské pánve. Provedený geotechnický průzkum zjistil, že trasa tunelu prochází metamorfovanými horninami moldanubika, hlubinnými vyvřelými horninami ševětínského granodioritu a v místě výjezdového (severního) portálu mohou být zastiženy i svrchnokřídové sedimenty. [20]

Součástí předběžné dokumentace stavby bylo také provedení podrobného geotechnického průzkumu. Na základě dostupných archivních dat a vyhodnocení geofyzikálních měření bylo vytipováno několik geologicky klíčových lokalit. Na těchto místech bylo následně provedeno čtrnáct jádrových vrtů. Provedené vrty jsou vyneseny v podélném profilu, který tvoří přílohu č. 2. Délky jednotlivých vrtů se pohybují od 14 m do 85,5 m. Celková délka všech provedených vrtů je 661,5 m. Názvy vrtů, včetně jejich umístění a délek, jsou uvedeny v následující tabulce č. 1. [20]

Tabulka č. 1: Provedené vrtné práce [20]

Objekt	Hloubka vrtu (m)	Staničení (km)	Vzorky P / H* / V (ks)	Y - JTSK	X - JTSK	Z – Bpv m n. m.
HJ400	14	15.874	1 / - / -	752508.53	1156161.36	441.06
J401	20	15.924	1 / 1 / -	752468.86	1156129.79	446.93
J402	42	16.150	1 / 4 / -	752283.35	115598364	470.27
J403	55	16.525	- / 6 / -	751972.39	1155776.64	487.14
J404	79	16.960	- / 6 / -	751591.99	1155571.39	516.93
J405	85,5	17.310	- / 10 / -	751281.97	1155426.96	523.43
J406	53,4	17.860	- / 6 / -	750757.45	1155261.57	496.59
J407	63	18.045	- / 5 / -	750580.19	1155205.11	507.68
J408	52	18.900	- / 3 / -	749750.49	1155000.34	503.81
J409	41	19.217	- / 6 / -	749442.81	1154922.99	494.35
J410	44	19.480	- / 9 / -	749182.41	1154857.18	497.73
J411	35	20.215	1 / 3 / -	748496.72	1154605.94	496.95
J412	22	20.625	1 / 4 / -	748129.51	1154418.37	486.13
J413	21	20.730	3 / 2 / -	748035.25	1154371.93	485.77
HJ414	14	15.874	- / 1 / -	752508.53	1156161.36	441.06

Na základě provedeného podrobného geotechnického průzkumu byly geologické poměry v místě zájmového území rozděleny do patnácti geotechnických a do osmi kvazihomogenních typů. Za devátý kvazihomogenní typ lze brát tektonicky porušené horniny a struktury.[20]

Rozdělení do **geotechnických typů** je provedeno v oblasti předportálových a portálových úseků. Zde se jedná o část tunelu realizovanou hloubením. Proto je třeba znát podrobnější rozdělení vlastností zemín, aby bylo možné navrhnout efektivní zabezpečení stěn stavební jámy. Jednotlivé geotechnické typy nacházející se v této oblasti jsou uvedeny v následující tabulce č. 2.

Tabulka č. 2: Přehled geotechnických typů v hloubené části tunelu [20]

Kvartér (Q)	
Humózní a organické zeminy (O)	Hlína písčitá, tuhá, humózní (saorCl, saorSi)
Antropogen-navážky (Y)	Různorodé navážky, konstrukční vrstvy komunikací (část dálnice D3)
Geotechnický typ Q1d	Hlína písčitá až jíl písčitý, tuhý až velmi pevný, s občasnými úlomky matečné horniny (saSi, saClSi, saSiCl, saCl)
Geotechnický typ Q2d	Hlína až jíl s nízkou až střední plasticitou tuhé až velmi pevné konzistence, s občasnými úlomky prachovce a jílovce (Si, clSi, siCl, Cl)
Geotechnický typ Q4	Písky s prachovitou příměsí, středně ulehlé, s variabilním podílem úlomků podložních hornin (Sa, siSa, grSa)
Geotechnický typ Q5d	Písek hlinitý až písek jílovitý, středně ulehlý, tuhý až velmi pevný, s úlomky podložních hornin (clSa, siSa grClSa grsiSa)
Terciér – neogén	
Geotechnický typ N1	Uhlonosné jíly, tuhé až pevné konzistence, s polohami lignitu (clSi, siCl, Si,

	Cl +or)
Geotechnický typ N6a	Jílovec zcela zvětralý charakteru jílovito-prachovité, slabě písčité zeminy, (R6/saClSi, sasiCl, clSi, siCl)
Geotechnický typ N6b	Jílovec silně zvětralý, slabě diageneticky zpevněný, s velmi vysokou hustotou diskontinuit, drobně střípkovitě rozpadavý (R5)
Mezozoikum – sv. křída	
Geotechnický typ K1	Jíl písčitý, tuhý až velmi pevný, s občasnými valounky křemene (saSi, saclSi, sasiCl, saCl)
Geotechnický typ K3	Písky špatně zrněné, velmi ulehle, lokálně slabě stmelené, často zvodnělé (Sa, grSa)
Geotechnický typ K5	Jílovité písky a písky s výraznou prachovitou příměsí, silně ulehle, lokálně slabě stmelené, místy s variabilní valounovou příměsí (clSa, siSa, grsiSa, grclSa)
Sv. paleozoikum - karbon	
Geotechnický typ C1a	Granodiorit zcela zvětralý charakteru jílovito-prachovito-písčité zeminy, s drobnými měkkými úlomky matečné horniny (R6/saSi, saclSi, sasiCl, saCl, clSa, siSa grclSa grsiSa)
Geotechnický typ C1b	Granodiorit silně zvětralý, všesměrně rozpukaný, drobně úlomkovitě až střípkovitě rozpadavý, s písčito-prachovito-jílovitou mezerní hmotou, s velmi nízkou pevností (R5, lokálně s přechody do R6)
Sv. proterozoikum-sp. paleozoikum - moldanubikum	
Geotechnický typ P1a	Pararula zcela zvětralá, charakteru jílovito-prachovito-písčité zeminy, lokálně s hojnými úlomky matečné horniny (R6/ clSa, grclSa grsiSa, saclSi, sasiCl, sasiGr, saclGr)
Geotechnický typ P1b	Pararula silně zvětralá, drobně úlomkovitě až střípkovitě rozpadavá, s písčito-prachovito-jílovitou mezerní hmotou, s velmi nízkou pevností (R5, lokálně s přechody do R6)
Geotechnický typ P1c	Pararula mírně zvětralá, středně rozpukaná, úlomkovitě až kusovitě rozpadavá (R4, lokálně R3)

Podrobné geotechnické charakteristiky těchto typů jsou uvedeny v tabulce č. 7.1.2 na str. 40 ve zprávě provedeného geotechnického průzkumu, který tvoří přílohu č. 3.

Rozdělení do **kvazihomogenních typů** se týká hornin zastižených v ražené části tunelu. Všechny tyto typy jsou uvedeny v následující tabulce č. 3.

Tabulka č. 3: Přehled kvazihomogenních typů v ražené části tunelu [20]

Metamorfované horniny svrchního proterozoika až spodního paleozoika - moldanubikum	
KT1p	kvartérní sedimenty a zcela zvětralé ruly, převážně charakteru jílovitopísčité až jílovitohlinité zeminy, s měkkými střípky a úlomky podložních hornin, s extrémní hustotou diskontinuit, třídy pevnosti R6/MS,CS
KT2p	ruly a žilné horniny silně zvětralé, drobně úlomkovitě rozpadavé, s velmi vysokou hustotou diskontinuit, převážně pevnosti R5
KT3p	ruly a žilné horniny mírně zvětralé, vysokou hustotou diskontinuit, úlomkovitě až drobně kusovitě rozpadavé, převážně třídy pevnosti R4
KT4p	ruly a žilné horniny navětralé až technicky zdravé, středně rozpukané, třídy pevnosti R3-R2, lokálně i R1 - platí zejména pro žilné horniny (erlány, mylonity a tlakově postižený pegmatit, žilný křemen), žilné horniny vykazují malou hustotu diskontinuit

Hlubinné vyvěřelé horniny-biotitický granodiorit (ševětínský typ) - svrchní paleozoikum (karbon)	
KT1c	kvartérní (ojediněle křídové) sedimenty a zcela zvětralé granodiority, převážně charakteru jílovitopísčité až jílovitohlinité zeminy, s měkkými střípky a úlomky podložních hornin, s extrémní hustotou diskontinuit, třídy pevnosti R6/MS,CS, SC
KT2c	granodiority silně zvětralé, drobně úlomkovitě rozpadavé, s velmi vysokou hustotou diskontinuit, částečně kaolinizované převážně pevnosti R5
KT3c	granodiority mírně zvětralé, vysokou hustotou diskontinuit, úlomkovitě až drobně kusovitě rozpadavé, převážně třídy pevnosti R4
KT4c	granodiority navětralé až technicky zdravé, se střední až malou hustotou diskontinuit, třídy pevnosti převážně R2 (místa R1 a R3) - R3 platí zejména v místech výskytu hlubších průběžných puklin
Tektonická porucha	v zájmovém území se jedná o poklesové a přesmykové zlomové struktury, s opakovanými pohyby, s lokálními nevýraznými horizontálními posuny, horniny jsou silně podrcené, s výrazně pozmeněnými geomechanickými parametry, výraznější zlomová pásma jsou zvodnělá. Hornina nabývá charakteru štěrkovitých, štěrkovitopísčitých až písčitojílovitých zemin.

Podle výsledků provedeného podrobného geotechnického průzkumu lze na základě rozčlenění hornin do výše uvedených geotechnických a kvazihomogenních typů rozdělit trasu tunelu do šesti celků, které se liší svými inženýrskogeologickými podmínkami a předpokládanou technologií výstavby. [20]

Jednotlivé úseky tunelu a jejich staničení:

- Úsek č. 1, km 15,925 – 16,000 (hloubený úsek)
- Úsek č. 2, km 16,000 – 16,250 (ražený úsek)
- Úsek č. 3, km 16,250 – 18,500 (ražený úsek)
- Úsek č. 4, km 18,500 – 19,550 (ražený úsek)
- Úsek č. 5, km 19,550 – 20,475 (ražený úsek)
- Úsek č. 6, km 20,475 – 20,625 (hloubený úsek)

Rozdělení celé trasy tunelu do těchto šesti celků včetně vyznačení jednotlivých kvazihomogenních typů je vyobrazeno ve schématickém podélném profilu kvazihomogenními typy, který tvoří přílohu č. 4. Podrobné geotechnické parametry a charakteristiky pro jednotlivé úseky jsou uvedeny jak v této příloze, tak i v tabulce č. 4 na následující straně. [20]

Tabulka č. 4: Geotechnické parametry horninového masivu a jednotlivé klasifikace pro ražbu [20]

	1	2	3	4	5	6
Číslo úseku						
Úsek v km (od-do)	15,925-16,000	16,000-16,250	16,250-19,500	18,500-19,550	19,550-20,475	20,475-20,625
Delka úseku	75	250	2250	1050	925	150
Výška horninového nadloží	0-8	8-33	18-64	10-47	5-20	0-8
Výška vodního sloupce nad klenbou	0-5	3-10	max. 61	8-35	3-16	0-5
Prepokládaný iniciální výskyt podzemní vody při razbě	0,35	4,1	6,0	3,0	5,0	1,0
Hornina – litologie / kvazihomogenní typ	paranul, zcela až silně zvětralé, mírně tektonicky porušené / KT1p, KT2p, KT3p	paranul, zcela až silně zvětralé, silně tektonicky porušené / KT1p, KT2p	paranul, navětralé až zvětralé, s nepravidelným výskyt zrných hornin, mírně silně tektonicky porušené / KT4p	granodiorit navětralý až zvětralý, mírně silně tektonicky porušený - (ornich cca 150-200 m silně tektonicky porušený) / KT3c, KT4c	granodiorit silně až mírně zvětralý, mírně silně tektonicky porušený, s nepravidelným výskyt navětralých zrněk horninového masivu / KT2c, KT3c, KT4c	granodiorit zcela a silně zvětralé / KT1c, KT2c
podle stupně pevnosti	RS3-RS5	RS4-RS5	RS2-RS3 (zřídle horniny RS1)	RS2, ojed. RS3 a RS1 (" RS4-RS5)	RS4-RS5 (pevně elevace RS3)	RS5-RS6 (pocátek úseku RS3)
zařazení podle ČSN EN ISO 14689-1	2-3	3, 4	0 (v tekt. poruchách 2-4)	0-1 (" a v tekt. poruchách 3)	3 (pevně elevace 1-2)	3-4 (pocátek úseku lokálně 2)
podle vzdálenosti diskontinuit	5,6	5,6	3,4	4,5 ("5-6)	4,5 (pevně elevace 3)	5,6
Rychlost šíření seismických vln v masivu	do 1600	1500-2000	2500-5000 (zřídle horniny až 6500)	4000-7000	2000-3300 (lokálně 4000)	1300-2500
Pevnost v prostém tlaku σ_c	MPa 0,5	0,5 - 1,9	50	80	6 - 18	0,7
Pevnost v příčném tahu	MPa 0,1	0,1 - 0,2	7,0	7,5	0,8 - 1,2	0,1
Modul pružnosti E_{50}	GPa 0,030	0,030 - 0,100	1,500	4,000	0,080 - 0,500	0,030
Modul pružnosti E	GPa -	-	3,100	6,100	0,100	-
Poissonovo číslo ν	1 0,40	0,40	0,16	0,23	0,30 - 0,35	0,40
Úhel pevnosti (úhel vnitřního tření)	° 28	28	35 (neplatí pro tektonické poruchy)	40 (neplatí pro tektonické poruchy)	30 - 35	30
Smyková pevnost horninového masivu	MPa -	-	0,250	0,400	0,120 - 0,200	-
Abrazivnost	mg/m ³ -1 -	-	2,25	0,65	-	-
RQD	% 0	0-20	55-90	0-40 (lokálně cca 60)	0-10	0
Charakter ploch nespojitosti	pukliny jsou vyplněny jílovitým povlakem, mírně výjimečně jsou cca z 50% průběžné, rozvětvené do 5 mm - tektonická porucha	pukliny jsou vyplněny převážně jílovitou výplní, mírně povlakem, jsou cca z 65% průběžné, rozvětvené do 5 mm - tektonická porucha	poruch mírně drsný, rozvětvený do 1 mm, pukliny oledněle pokryté sekundárními minerály, charakteru jlu tuhé konsistence, mírně alterované poruchy, JRC 2-8, (neplatí pro tektonické poruchy)	poruch mírně drsný, tektonické ohlasy hladké, rozvětvený do 1 mm, pukliny mírně pokryté sekundárními minerály - chlopy, sádké alterované poruchy, diskontinuity průběžné (zřídle zlomové plochy), JRC 2-5, (neplatí pro tektonické poruchy)	pukliny jsou vyplněny jílovitým povlakem, lokálně sekundárními minerály, jsou cca z 40% průběžné, rozvětvené do 3-5 mm, poruch mírně drsný, tektonické ohlasy - hladké, alterované poruchy, JRC 4-10	horninový masiv má charakter zeminy, s pevnými kusy a bloky hornin, oledněle pukliny jsou vyplněny jílovitým povlakem, rozvětvené do 5 mm
Klasifikace RMR - Bieniawski	12	12	56 (neplatí pro tektonické poruchy)	63 (neplatí pro tektonické poruchy)	24 (neplatí pro tektonické poruchy)	12
Klasifikace ONORM B 2203	C2	C2	B1 - A2 / B3 tekt. poruchy	B1 - A2 / B3 tekt. poruchy	B2 - B3	C2
Klasifikace NRTM	-	4-Sa	2-3 (tekt. poruchy 4)	2-3 (tekt. poruchy 4)	4-Sa (pevně elevace 3)	-
Doba stability vlnbu bez poděření	minimální	minimální	2 hod. - 2 dny / 2 hod.	2 hod. - 2 dny / 2 hod.	2 hod.	minimální
Hodnota G - Barton	< 0,03	0,03	6,00 / 0,89 tektonické poruchy	5,40 / 0,76 tektonické poruchy	0,03 - 0,76	< 0,03
Třídlelnost podle ČSN 73 3050 (nepřábná)	3-5	3-4	5-6	5-6	4-5	3-5
podle třídy těžitelnosti	I-II.	I-II.	II-III.	II-III.	I-II.	převážně I. (lokálně II.)
Třídlelnost podle TKP SŽDC kapitola 3 - Zemní práce	mechanismy	mechanismy	třnací práce	tekt. poruchy - mechanismy	mechanismy	mechanismy
podle způsobu rozpojování			tekt. poruchy - mechanismy	tekt. poruchy - mechanismy	v místech navětralých elevací numo použít třnací práce	

3.2. Koncepce tunelu

Součástí předběžné dokumentace stavby bylo i rozhodnutí o celkové koncepci tunelu. Do úvahy připadaly dvě varianty. První varianta, pracovně označená jako „David“ předpokládala dva směrově rozdělené jednokolejné tunely. Podle druhé varianty pojmenované jako „Goliáš“ měl vzniknout tunel pouze jeden, s podstatně větší plochou výrubu. Tento větší tunel byl koncipován jako dvoukolejný pro obousměrný provoz. [10] [19]

Pro variantu dvou jednokolejných tunelů zde dále vyvstala otázka vhodné technologie ražby. Opět připadaly do úvahy dvě možnosti a to buďto ražba konvenční pomocí metody NRTM, nebo ražba kontinuální s využitím plonoprofilového tunelovacího stroje (TM). U varianty dvoukolejného tunelu se uvažovalo pouze o konvenční ražbě z důvodu velké plochy výrubu. [10] [19]

Z výsledků technicko-ekonomického porovnání vyšla jako vhodnější varianta ta, která počítala s jedním dvoukolejným tunelem. Rozhodující byly především investiční náklady, které by v případě dvou jednokolejných tunelů byly přibližně o padesát procent vyšší. Tím, že nakonec zvítězila varianta jednoho dvoukolejného tunelu, byla určena i technologie ražby. Pro tuto variantu se uvažovalo pouze s ražbou pomocí NRTM, která je rozpracována v diplomové práci. [10] [19]

3.3. Směrové a výškové vedení

Tunel je rozdělen na hloubenou a raženou část. Přehled o jednotlivých úsecích včetně jejich staničení je uveden v tabulce č. 5. Součástí této tabulky je také převod staničení na tunelové metry a niveleta temena kolejnice.

Tabulka č. 5: Staničení jednotlivých částí tunelu Chotýčany [19]

Popis rozhraní		Staničení trasy	Tunelové metry	Délka úseku	Úroveň TK
		[m]	[m]	[m]	[m n. m.]
Portál vjezd	Začátek hloubeného tunelu	15 932,481	0,000	60,000	438,700
	Konec hloubeného tunelu	15 992,511	60,000		439,157
Portál výjezd	Začátek raženého tunelu	15 992,511	60,000	4 464,000	439,157
	Konec raženého tunelu	20 456,825	4 524,000		473,135
	Začátek hloubeného tunelu	20 456,825	4 524,000	144,000	473,135
	Konec hloubeného tunelu	20 600,817	4 668,000		474,231
	Začátek mostního objektu	20 600,817	4 668,000	130,000	474,231
	Konec mostního objektu	20 730,822	4 798,000		475,220
	Začátek křídel S portálu	20 730,822	4 798,000	12,000	475,220
	Konec křídel S portálu	20 742,795	4 810,000		475,311

Celková délka tunelu je 4810 m, přičemž jeho ražená část má délku 4464 m.

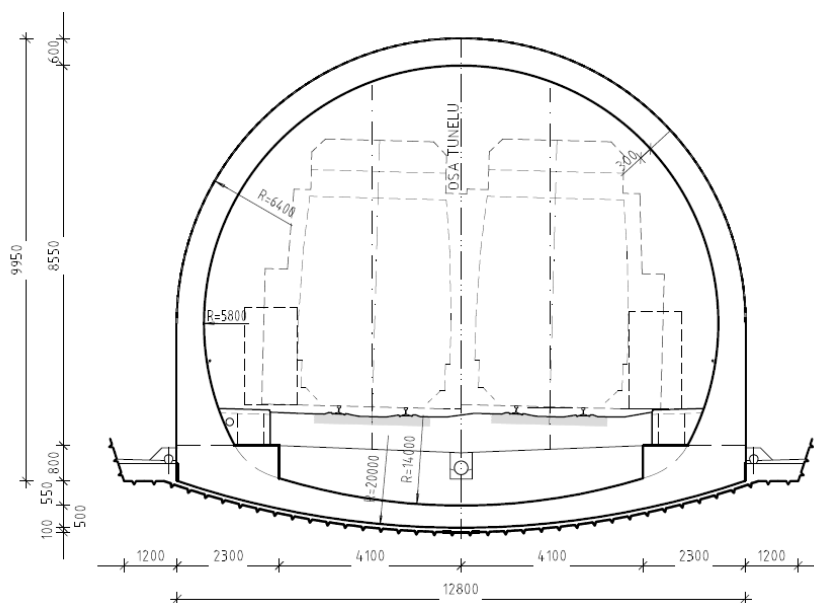
Směrově je trasa tunelu složena ze dvou po sobě jdoucích pravosměrných oblouků o poloměrech 4 004 m a 16 004 m. Tyto oblouky o délkách 1 450 m a 1 283 m jsou spojeny přechodnicí. Na ní navazuje další dvojice oblouků, tentokrát levosměrných, o poloměrech 4 000 m (délky 812 m) a 16 000 m (délky 669 m). Celkově je tedy tunel směrově složen ze čtyř oblouků, které jsou vždy spojeny přes přechodnice. Podrobně je trasa tunelu zobrazena v příloze č. 1 (podrobná situace).

Výškově je trasa tunelu navržena v jednotném sklonu 0,7611 % tak, že stoupá od jižního vjezdového portálu směrem k severnímu výjezdovému. [19]

3.4. Technické řešení hloubených částí

Počáteční a koncový úsek je při portálových oblastech navržen jako hloubený tunel. K tomuto řešení bylo přistoupeno zejména kvůli nízké výšce nadloží, která v těchto úsecích neumožnila bezpečnou ražbu.

Ostění hloubeného tunelu je tvořeno železobetonem C25/30, který je navržen jako odolný proti průsakům vody. Minimální tloušťka ostění činí ve vrcholu klenby 600 mm. Geometricky je vnitřní líc ostění tvořen dvěma kružnicemi o poloměrech 5 800 mm v horní části a 14 000 mm ve spodní klenbě. Vnější líc ostění tvoří v horní části kružnice o poloměru 6 400 mm, která postupně ve stranách přechází do svislého vedení. Vnější líc horní spodní klenby je tvořen kružnicí o poloměru 20 000 mm. Spodní klenba má tloušťku 500 mm. Geometrie je schematicky vyznačena na obrázku č. 9 níže. Vzorový příčný řez hloubeným tunelem tvoří přílohu č. 5. [19]



Obr. 9: Schematický příčný řez hloubenou částí tunelu [19]

Napojení spodní a horní klenby se uvažuje jako tuhé. Dostatečná tloušťka ostění v místě spojení umožňuje přenést ohybové momenty z horní klenby do spodní. Tyto momenty budou vznikat z důvodu zatížení zemními tlaky při zpětném zasypávání konstrukce. [19]

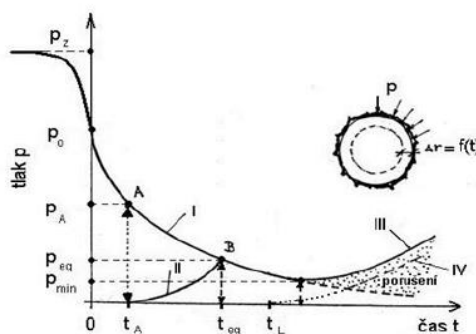
3.5. Technické řešení ražených částí

Ze začátku nebylo rozhodnuto, jakou technologií bude tunel prováděn. U tunelu, který dosahuje délky téměř pěti kilometrů, už stojí za to vzít do úvahy kromě konvenčních metod i ražbu pomocí plnoprofilového stroje (TM). U kratších tunelů se toto řešení nevyužívá z důvodu velké počáteční investice do samotného stroje. Ovšem u tunelů o větších délkách bývá ražba pomocí TM efektivnější a někdy dokonce i levnější než klasické tunelovací metody. Ražba TM se v minulosti s úspěchem využila například na prodloužení linky A pražského metra nebo při ražbě ejpovického železničního tunelu.

V případě tunelu Chotýčany se však ražba pomocí TM zřejmě realizovat nebude. Důvodem je relativně velká plocha výrubu pro dvoukolejný tunel a především vyšší spotřeba betonu v úsecích s příznivějšími geologickými poměry. Pro tyto podmínky se lépe hodí metoda NRTM. [10]

3.5.1. Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM)

Tato tunelovací metoda patří mezi moderní způsoby tzv. konvenčního tunelování. V českých poměrech byla rozšířena až po roce 1989. Její hlavní princip spočívá ve využívání nosné funkce samotného horninového masivu (vzniká tzv. horninová klenba). Nejprve je aplikováno primární ostění. To bývá poměrně subtilní a umožňuje menší deformace prováděného výrubu. Zároveň však nedovolí větší porušení horniny v okolí ražby. Tím, že dojde k deformaci primárního ostění, je snížen tlak na výstroj. Nakonec dojde k vyrovnání sil v okolí výrubu a ke spolupůsobení primárního ostění s horninovým prostředím. Tento princip přehledně popisuje tzv. Fenner-Pacherova křivka na obr. 10. [21] [22] [29]

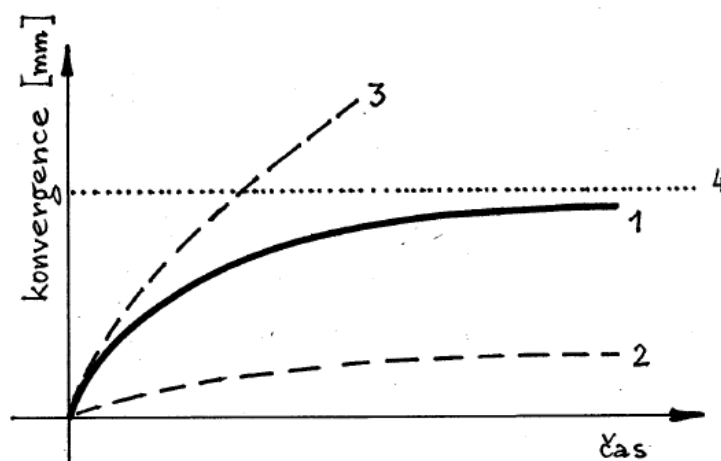


Obr. 10: Fenner-Pacherova křivka [22]

Křivka 1 značí klesající horninový tlak v závislosti na rostoucí deformaci výrubu (roste s časem). V bodě A dojde k instalaci primárního ostění. Do tohoto bodu proběhly již určité počáteční deformace, poddajné primární ostění však zcela nebrání dalším deformacím. Zároveň od tohoto bodu narůstá tlak na výstroj (křivka 2). V bodě B dojde k vyrovnání těchto tlaků a horninový masiv se dostává do rovnováhy. Pokud by bylo primární ostění instalováno příliš pozdě, tlaky by se nestihly vyrovnat a došlo by ke kolapsu výrubu. [22]

Mezi nejčastěji používané primární ostění patří zejména stříkaný beton a příhradová ocelová výztuž. S časovým odstupem, který může činit až několik měsíců, dochází k budování ostění sekundárního (definitivního). To zajišťuje celkovou stabilitu po celou dobu životnosti stavby. [21] [22]

NRTM je metoda adaptabilní a po celou dobu realizace tunelu se způsob jejího provádění může měnit. Postup záleží na naměřené deformaci primárního ostění. Ta je sledována pomocí geotechnického monitoringu. Pokud se tato deformace blíží k předem určené hodnotě stanovené statickým výpočtem (obr. 11 – křivka 1), není třeba provádět žádné změny. V případě, že jsou konvergence větší než původní předpoklad, je třeba primární ostění zesílit (obr. 11 – křivka 3). Naopak pokud deformace nedosahují k předem určené hodnotě, bývá primární ostění zeslabeno (obr. 11 – křivka 2). Tyto možnosti konvergenčí jsou zobrazeny na obrázku č. 11 níže (číslem 4 je zde označena předpokládaná deformace určená na základě statického výpočtu). [21] [22] [29]



Obr. 11: Sledování konvergenčí primárního ostění [22]

Tunelování pomocí NRTM je velice hospodárné a efektivní řešení. Na druhou stranu je třeba zmínit, že při nepříznivých geologických podmínkách, a zejména při malé výšce nadloží, se i pro tuto metody objevují jisté limity. Jediná spolehlivá možnost, jak se vypořádat s nízkým a

nekvalitním nadloží, je provádění předstihových opatření (jehlování, trysková injektáž, mikropilotový deštník), pod zástavbou navíc kompenzační injektáž. Poslední řešení je technicky náročné a také velmi nákladné. [21] [22] [29]

3.5.2. Primární ostění

Na základě provedeného geotechnického průzkumu je trasa raženého tunelu rozdělena do šesti kvazihomogenních celků, ve kterých se předpokládá výskyt obdobných geologických podmínek a tím pádem i téměř shodné chování horninového masivu při ražbě. Veškeré požadavky pro zajištění výrubu v jednotlivých kvazihomogenních celcích jsou definovány v tzv. technologických třídách výrubu (TTV). Pro ražbu tunelu Chotýčany byly definovány TTV 2 – 6, které se liší délkou záběru, způsobem členění výrubu a jeho zajištěním¹. V příportálových oblastech a poruchových zónách se předpokládá rozpojování hornin mechanismy (tunelové bagry), v dalších úsecích s využitím trhacích prací. [12] [19]

TTV 2

Tato třída je v této lokalitě určena do nejlepších geologických podmínek. Výrub je členěn horizontálně na kalotu a jádro. Délka záběru v kalotě činí 2,5 m, v jádře 5 m. Kalota i jádro tunelu jsou zajištěny stříkaným betonem SB25 tloušťky 100 mm s jednou vrstvou sítě.

TTV 3

Třída je určena do příznivých geologických podmínek v této lokalitě. Výrub je členěn horizontálně na kalotu a jádro. Délka záběru v kalotě činí 2 m, v jádře 4 m. Kalota i jádro tunelu jsou zajištěny stříkaným betonem SB25 tloušťky 150 mm s dvěma vrstvami sítě.

TTV 4

Tato třída je určena do mírně zhoršených geologických podmínek v této lokalitě. Výrub je členěn horizontálně na kalotu a jádro. Délka záběru v kalotě činí 1,5 m, v jádře 3 m. Kalota i jádro tunelu jsou zajištěny stříkaným betonem SB25 tloušťky 200 mm s dvěma vrstvami sítě.

TTV 5

TTV 5 je určena do obtížných geologických podmínek v této lokalitě. Výrub je členěn horizontálně na kalotu, opěří a dno. Délka záběru činí 1 m v kalotě, v opěří 2 m a ve dně 4 m. Kalota, opěří i dno tunelu jsou zajištěny stříkaným betonem SB25 tloušťky 250 mm se dvěma

¹ Dimenze primárního ostění a způsob zajištění výrubu v závislosti na níže popsaných TTV je pro účel této práce pouze orientační a vychází z přípravné dokumentace stavby [19]. Skutečný návrh a posouzení primárního ostění v určených řezech je dále součástí této práce.

vrstvami sítě. Stabilita přístropí je zajištěna podle potřeby jehlami osazovanými do vrtů prováděných v předstihu před ražbou kaloty v každém druhém záběru.

TTV 6

Tato třída je určena do nejobtížnějších geologických podmínek především v oblastech portálů a tektonických poruch. Výrub je členěn horizontálně na kalotu, opěří a dno. Délka záběru činí 1 m v kalotě, v jádře 2 m a v počvě 4 m. Kalota, jádro i počva tunelu jsou zajištěny stříkaným betonem SB25 tloušťky 300 mm se dvěma vrstvami sítě. Stabilita přístropí je zajištěna jehlami osazovanými do vrtů prováděných v předstihu před ražbou kaloty v každém druhém záběru. Dno tunelu je při ražbě v TTV 6 prováděno do tvaru klenby.

Rozdělení celé trasy tunelu do oblastí jednotlivých TTV je zobrazeno na příloze č. 6 (Podélný řez tunelem včetně rozdělení na TTV) a popsán v následující tabulce č. 6. [19]

Tabulka č. 6: Rozdělení jednotlivých technologických tříd výrubu [19]

TTV	Délka	%
2	1700,0	38,08%
3	1000,0	22,40%
4	950,0	21,28%
5	614,0	13,75%
6	200,0	4,48%
Celkem	4464,0	100,00%

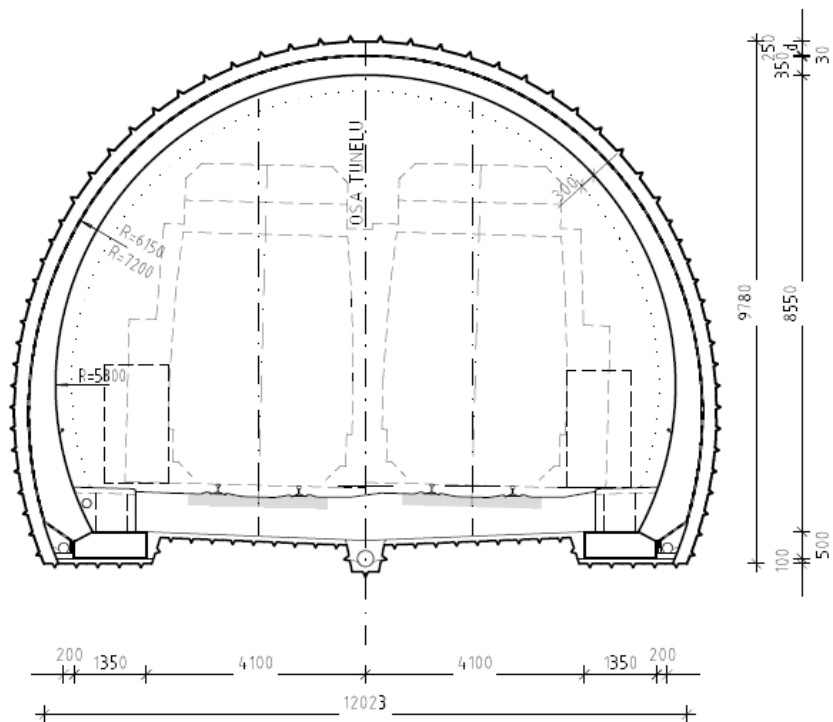
3.5.3. Sekundární ostění

Sekundární ostění je zhotoveno z betonu C30/37. V poruchových zónách a příportálových úsecích je navrženo definitivní ostění se spodní klenbou, ve zbývajících úsecích na patkách. Toto ostění je betonováno do bednicího vozu na místě. [19]

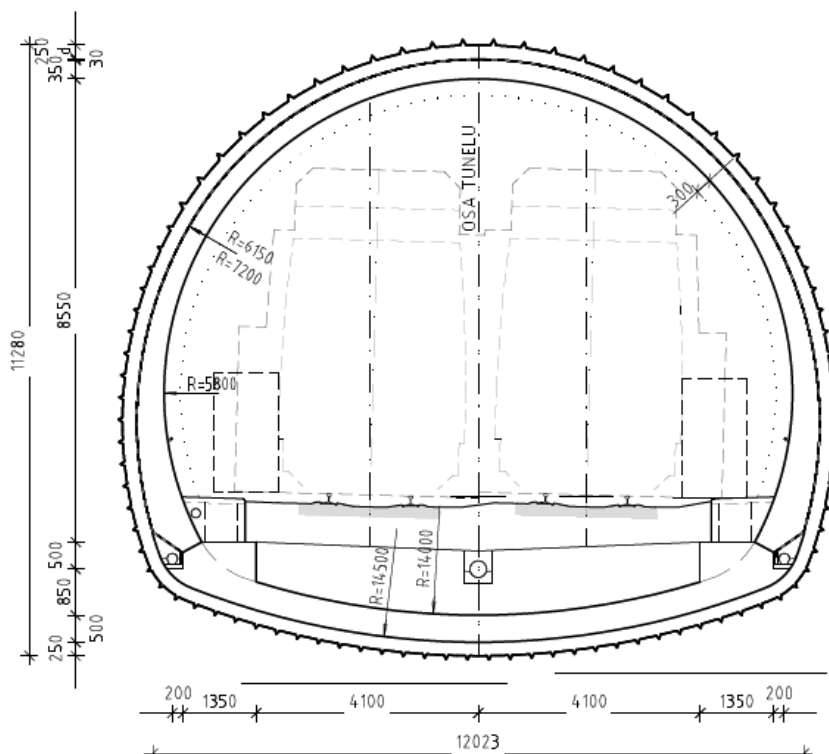
Vnitřní líc definitivního ostění je shodný s vnitřním lícem ostění hloubených úseků. V celé projektované délce tunelu je navržen jednotný světlý tunelový průřez, který vychází ze „Vzorového listu dvoukolejného železničního tunelu“. Na základě dokumentu TSI SRT, který definuje bezpečnost v železničních tunelech, došlo k rozšíření nouzového chodníku na šířku 750 mm. [19]

Schematicky je geometrie příčných řezů zobrazena na obrázcích č. 13 a 14 na následující straně. Vzorové příčné řezy tvoří přílohu č. 7.

Dimenze a vyztužení sekundárního ostění je předmětem další části této práce.



Obr. 12: Schematický příčný řez raženou částí tunelu na patkách [19]



Obr. 13: Schematický příčný řez raženou částí tunelu s protiklenbou [19]

Maximální projektované převýšení činí 40 mm. Při této hodnotě nedochází k dotyku sdruženého průjezdného průřezu a pojistného prostoru. Proto není třeba navrhovat odsazení osy kolejí od osy tunelu. [28]

4. Základní popis řešeného problému

Hlavním předmětem této práce je návrh a posouzení primárního a definitivního ostění tunelu Chotýčany. To bude provedeno ve třech řezech, které by měly vystihnout vliv různých geologických podmínek a také rozdílné výšky nadloží. Tyto tři řezy byly určeny následovně:

- Řez 1 – km 16, 176 096
 - místo s velmi obtížnými geologickými podmínkami – tektonické poruchy
 - předpoklad TTV 6 – nejtěžší vystrojení výrubu včetně počvy ve tvaru klenby
 - výška nadloží cca 24 m
 - geologie zachycena vrtem J402²

- Řez 2 – km 17, 309 096
 - relativně dobré geologické podmínky – navětralé až zdravé ruly a žilné horniny
 - předpoklad TTV 2 – nejlehčí vystrojení výrubu
 - vysoké nadloží – až 66 m
 - geologie zachycena vrtem J405

- Řez 3 – km 20, 217 096
 - Relativně špatné geologické podmínky – kvartérní sedimenty a granodiority v různém stupni zvětrávání
 - Předpoklad TTV 5 – těžké vystrojení výrubu, ale bez protiklenby
 - místo s nízkým nadložím – cca 17 m
 - geologie zachycena vrtem J412

² Dokumentace sond J402, J405 a J412 tvoří přílohu č. 8.

5. Návrh a posouzení primárního ostění

Toto část lze pro každý řez rozdělit do tří bodů. Nejprve je třeba na základě dostupné dokumentace sond a dalších informací z geotechnického průzkumu určit potřebné geotechnické parametry pro výpočetní model. Dále je třeba vytvořit matematický model daného řezu a na jeho základě získat hodnoty zatížení, kterým bude horninový masiv na primární ostění působit. Poslední část řešení spočívá v kontrole primárního ostění, aby bylo schopné odolávat kombinacím těchto zatížení.

5.1. Princip geotechnického modelování

Numerické modelování jednotlivých řezů je provedeno metodou konečných prvků (MKP) v programu *GEO5 MKP – Tunnel*. Tento program vyvíjí česká společnost *FINE* a vyniká především svým jednoduchým používáním. Jedná se o 2D MKP software, 3D modelování v tomto programu není možné. 3D modelování geotechnických problémů dává komplexnější přehled o chování celé stavby a umožňuje sledovat větší počet veličin. Nicméně vytvoření i řešení 3D modelu je časově i technicky velmi náročné a pro potřeby této práce není zcela nutné. Proto jsou řezy 1-3 modelovány ve 2D prostředí.

Celá geotechnická úloha je při řešení metodou MKP rozdělena do menších podoblastí, nejčastěji tvaru trojúhelníku či čtyřúhelníku, které jsou ve vzájemném kontaktu v uzlech. V těchto uzlech je třeba dosáhnout rovnováhy jak silových, tak deformačních veličin. Počet podoblastí záleží na míře přesnosti, kterou od řešení úlohy vyžadujeme. Čím je síť těchto podoblastí (konečných prvků) hustší, tím je také řešení přesnější. Nicméně s rostoucím počtem prvků stoupá také náročnost řešení celého problému a tím pádem se prodlužuje čas potřebný k dokončení výpočtu. Je proto dobré najít určitý kompromis v řešení úlohy, kdy hustota sítě je dostatečná pro potřeby přesnosti naší úlohy, ale celý výpočet přitom netrvá příliš dlouho. Obvyklá praxe spočívá i v zahušťování určitých oblastí celého modelu, kde v místech, které jsou pro naši úlohu klíčové, zmenšujeme velikosti jednotlivých konečných prvků. [23]

Další klíčová záležitost pro modelování geotechnických úloh je volba materiálového modelu. Obecně lze materiálové modely rozdělit na elastické modely, které mají po celou dobu lineární chování, a na modely nelineární – chování těchto modelů se mění v závislosti na probíhajícím stavu (např. napětí). Výhodou nelineární modelů je lepší schopnost vystihnout reálné chování zeminového a horninového prostředí, včetně vzniku plastických deformací.

Program GEO5 MKP umožňuje volbu několika lineárních i nelineárních modelů. Já jsem se ve své práci rozhodl využít nelineární modifikovaný Mohr-Coulombův model (MMC). Mohr-Coulombův model (MC) je základním modelem pro mechaniku zemin a částečně i hornin. Jedná se o ideálně plastický model bez jakéhokoliv zpevnění – vyznačuje se lineárním chováním až do dosažení meze plasticity. Po dosažení této meze dochází za konstantního napětí k nárůstu deformace a ke kolapsu konstrukce (mez porušení). Modifikace tohoto modelu spočívá především v úpravě singularit původního MC modelu a tím ke zlepšení konvergence výpočtu. Dále lze u MCM předpokládat tužší odezvu materiálu než v případě standardního MC modelu. [12] [33] [34]

Podmínku plasticity podle MC modelu lze popsat následující rovnicí (1).

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \quad (1)$$

Kde:	τ	smyková pevnost horniny
	σ	normálové napětí
	φ	úhel vnitřního tření
	c	soudržnost zeminy

Poslední věc, kterou je třeba ohledně numerického modelování geotechnických úloh zmínit, je použití kontaktních prvků. Kontaktní prvky se používají tam, kde je třeba zohlednit rozdílné chování na rozhraní dvou materiálů – typicky konstrukce a zeminy. Kontaktní prvky mají nulovou tloušťku a v podstatě vyjadřují vztah mezi kontaktními napětími a relativní změnou posunu. Nejdůležitější je použití kontaktních prvků při výpočtu pažících konstrukcí. Zde mohou být výsledky bez použití kontaktních prvků naprosto nereálné. U staveb, kde je jeden rozměr výrazně převládající (např. tunely) není použití kontaktních prvků bezpodmínečně nutné. Přesto je lepší modelovat rozhraní primárního ostění a horniny také s použitím kontaktních prvků. Pro kontaktní prvky lze také volit mezi elastickým a plastickým materiálovým modelem. Pro účely této práce jsou zvoleny kontaktní prvky s chováním dle MC materiálového modelu. Ten umožňuje vystihnout reálnější chování konstrukce než základní elastický materiálový model. [26]

5.2. Řešení pro řez 1 – km 16, 176 096

Tento řez se nachází v oblasti s nejhoršími geologickými podmínkami. Jedná se o území postižené velkým množstvím tektonických poruch. Geologii v tomto místě zachycuje jádrový vrt J402³ a zjednodušeně ji lze popsat jako silně zvětralé ruly a paraluly. Nadloží tunelu v tomto místě dosahuje přibližně 24 m.

5.2.1. Geotechnické parametry a vliv podzemní vody

Na základě doporučení geotechnického průzkumu, konzultací a další odborné literatury byly výpočtové geotechnické parametry v místě řezu 1 pro jednotlivé vrstvy stanoveny podle následující tabulky č. 7. [25] [26]

Tabulka č. 7: Geotechnické parametry pro řez č. 1

Řez 1 - místo s nejhorší geologií (km 16, 176 096)								
vrstva	hloubka od - do (m)	ČSN 73 1001	$\gamma/\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m ³)	ϕ_{ef} (°)	C_{ef} (kPa)	E_{def} (MPa)	ν (-)	E (MPa)
Hlína písčité	0 - 0,3	F3 / MS	18/19	25	16	6	0,35	18
Rula zcela zvětralá	0,3 - 5,0	R6 / SC	20/21	30	12	13	0,3	39
Rula silně zvětralá	5,0 - 33,5	R5	21,5/22,5	28	20	100	0,4	200
Rula mírně zvětralá	33,5 - 34,4	R4	23,5/24,5	33	40	200	0,27	400
Migmatit navětralý	34,4 - 42,0	R3	25/25,5	39	47	400	0,22	800

Podzemní voda nebyla ve vrtu J402 zastižena, přesto ji geologický průzkum v místě tunelu v řezu 1 předpokládá v hloubce cca 25 m. Jelikož primární ostění působí jako propustné, nepředpokládá se jeho zatížení hydrostatickým tlakem. Vliv podzemní vody je tedy do výpočtu zahrnut pouze využitím saturevaných parametrů zemin pod předpokládanou HPV.

5.2.2. Parametry primárního ostění

Navržená technologická třída výrubu je pro tento profil **TTV6**. Primární ostění je tvořeno stříkaným betonem **SB25** (typ II, obor J2) o tloušťce 300 mm. Tento typ stříkaného betonu je nejčastěji využíván právě pro budování primárního ostění tunelů a vyniká v případech, kdy je třeba

³ Podrobná dokumentace sond tvoří přílohu č. 8.

beton nanést co nejrychleji v silných vrstvách (při přítocích podzemní vody, při rychlém nárůstu zatížení horninovým tlakem apod.). [27]

Parametry stříkaného betonu jsou zachyceny v tabulce č. 8.

Tabulka č. 8: Parametry stříkaného betonu SB25

Stříkaný beton	Třídenní beton (C12/15)				Šestidenní beton (C16/20)				Starý beton (C25/30)			
	E [GPa]	ν [-]	R_{ck} [MPa]	R_{ctk} [MPa]	E [GPa]	ν [-]	R_{ck} [MPa]	R_{ctk} [MPa]	E [GPa]	ν [-]	R_{ck} [MPa]	R_{ctk} [MPa]
SB25	18,1	0,2	12	1,1	19,4	0,2	16	1,3	21,7	0,2	25	1,8

V programu *GEOS MKP* je v průběhu modelování umožněno zvyšovat postupně parametry nosníkových prvků, což odpovídá skutečnému stárnutí betonu. Změna je ovšem umožněna pouze pro moduly pružnosti (E , G). Pevnosti betonu v tlaku a tahu není možné dále upravovat, proto byly tyto hodnoty zvoleny průměrem mezi betonem mladým (stáří 3 dny) a starým následovně:

$$f_{ck} = 18,50 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 1,45 \text{ MPa}$$

Moduly pružnosti ve smyku byly dopočítány na základě Poissonova čísla následovně:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2)$$

Kde: E Modul pružnosti

ν Poissonovo číslo

Hodnoty modulu pružnosti tedy vychází následovně:

$$G_{mladý} = 7541,7 \text{ MPa}$$

$$G_{starý} = 9041,7 \text{ MPa}$$

Ostění bude vyztuženo dvěma ocelovými sítěmi (typ 8/100x100), které se ale do numerického modelu nezavádí, jelikož jejich přesné působení nelze přesně zohlednit. Tyto sítě budou zavedeny do výpočtu až v rámci dalšího posouzení primárního ostění pomocí interakčního diagramu.

Tuhosti kontaktních prvků na styku primárního ostění a horniny byly určeny na základě konzultací a postupného upravování modelu následovně:

$$K_s = 10000 \text{ kN/m}^3$$

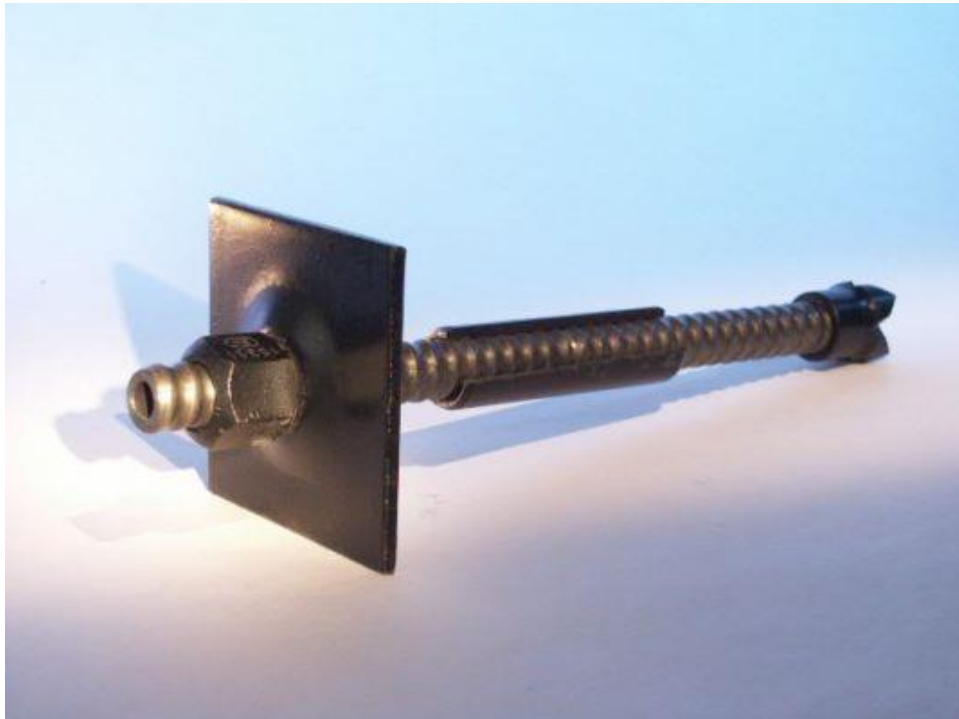
$$K_n = 80000 \text{ kN/m}^3$$

Redukční parametry zemin (pro soudržnost a tření) pak mají hodnoty:

$$\delta c = \delta \mu = 0,8$$

5.2.3. Vliv svorníkové výztuže

Stabilita výrubu je v třídě TTV6 zlepšena použitím svorníků délky 5 m po obvodě kaloty a jádra. Jako svorníky jsou zde použity zavrtávací kotevní tyče (IBO kotvy) typu R32/250 od výrobce *Minova Bohemia*. Tento typ kotev je zobrazen na obrázku č. 14. Výhodou těchto kotev je jejich vysoká únosnost a také to, že odpadá nutnost předvrtání vrtu pro jejich usazení, jelikož tyto kotvy jsou zavrtávány přímo do horninového masivu. [30]



Obr. 14: Příklad samozávrtné kotvy typu R výrobce *Minova Bohemia* [30]

Technické specifikace dané kotvy jsou patrné z následující tabulky:

Tabulka č. 9: Technické parametry kotvy typu R32 [30]

Typ kotevní tyče		R 25 / 200	R 32 / 250	R 32 / 280
Průměr tyče (vnější / vnitřní)	mm	25 / 14	32 / 21	32 / 19
Smluvní únosnost tyče na mezi kluzu $Y_{0,2}$	kN	150	205	230
Únosnost tyče na mezi pevnosti	kN	200	250	280
Průřezová plocha tyče	mm ²	244	350	396
Typ závitů	-	ISO 10208	ISO 10208	ISO 10208
Hmotnost tyče	kg/m	2,3	2,9	3,4
Rozměry matice (šířka / výška)	mm	41 / 35	46 / 45	46 / 45
Rozměry spojníku (Ø / délka)	mm	34 / 150	42 / 160	42 / 160
Rozměry podložky	mm	150x150x8 200x200x10	150x150x8 200x200x10/12	150x150x8 200x200x10/12

Vliv svorníků se do modelu zadává jako zlepšení parametru zemin, konkrétně soudržnosti. Přírůstek soudržnosti v prokotvené oblasti vystihuje rovnice (3). [31]

$$c_s = \frac{N_s}{A_s} * \frac{1 + \sin \varphi_{ef}}{2 * \cos \varphi_{ef}} * \frac{1}{\gamma_s} \quad (3)$$

- Kde:
- N_s únosnost svorníku [kN]
 - A_s plocha připadající na jeden svorník [m²]
 - φ_{ef} úhel vnitřního tření horniny [°]
 - γ_s součinitel spolehlivosti kotvení [-]

Svorníky budou instalovány po 1 m ve směru ražby. Po obvodě budou vzdáleny 2,4 m. Plocha připadající na jeden svorník je tedy 2,4 m². Přírůstek soudržnosti vlivem kotvení je tedy v prokotvené oblasti podle rovnice (3) roven:

$$c_s = \frac{205}{2,4} * \frac{1 + \sin 29}{2 * \cos 29} * \frac{1}{1,5} = 47 \text{ kPa}$$

Soudržnost horniny v okolí výrubu (R5) je před použitím svorníků $c = 20 \text{ kPa}$. Vlivem kotvení došlo tedy v prokotvené oblasti k nárůstu soudržnosti na hodnotu $c = 67 \text{ kPa}$.

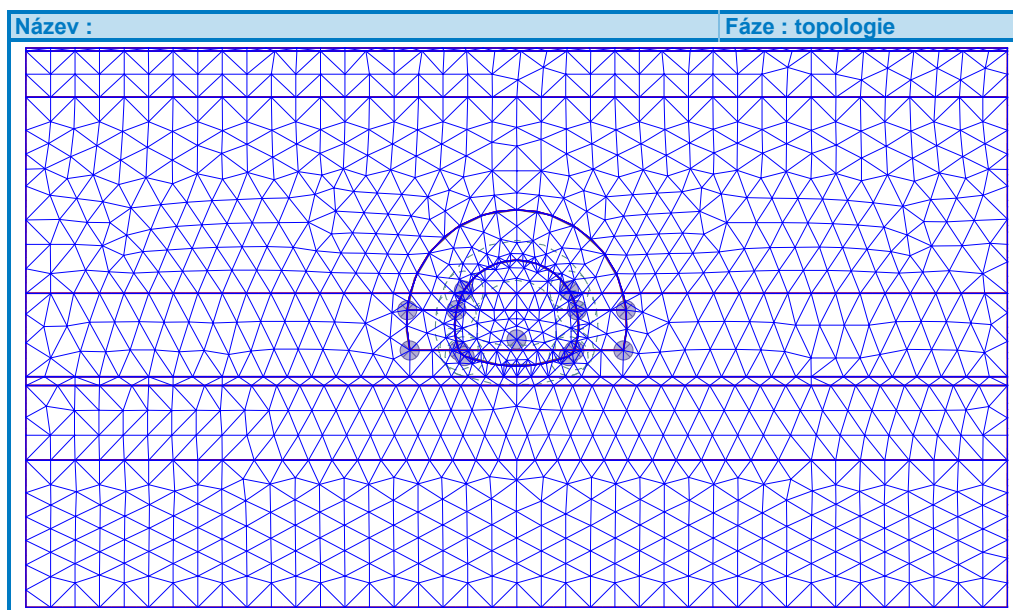
5.2.4. Členění výrubu a postup ražby

Výrub je členěn horizontálně na kalotu, opěří a dno. Počva tunelu je prováděna ve tvaru protiklenby. Podrobná geometrie příčného řezu je zřejmá z výkresové dokumentace primárního ostění (příloha č. 9).

Jelikož model v diplomové práci není prostorový, je třeba do výpočtu zahrnout vliv změny napjatosti horninového masivu během ražby v oblasti čelby. To se v programu GEO5 MKP provádí pomocí postupných exkavací. Tento postup vychází z tzv. *β* – metody. Při této metodě není ostění zatíženo přímo plným horninovým tlakem, ale předpokládá se nárůst tohoto zatížení v průběhu jednotlivých fází budování tunelu. Do programu je toto zadáváno v procentuálním poměru deaktivace zeminy uvnitř výrubu ke zbývajcímu působení zeminy. Poměry exkavací jsou uvedeny dále u jednotlivých fází budování.

5.2.5. Vytvoření numerického modelu

Modelování v programu GEO5 MKP lze rozdělit do dvou hlavních částí. V první části (topologii) je třeba vložit všechna vstupní data jako např. parametry zemin, kontaktních prvků, body jednotlivých rozhraní, geometrii ostění atd. Závěrem v této části je vygenerování sítě konečných prvků. Využity jsou konečné prvky o hraně délky 2,5 m. V okolí tunelu je zadáno zahuštění konečných prvků kružnicí o poloměru $r = 15$ m, kde mají jednotlivé prvky velikost 1,0 m. Nejvíce jsou zahuštěny prvky podél linií ostění (0,5 m) ve vzdálenosti $l = 2$ m. Vygenerovaná síť konečných prvků pro řez č. 1 je zobrazena na obrázku č. 16.



Obr. 15: Vygenerovaná síť konečných prvků

Další část modelování spočívá již v jednotlivých fázích budování, přičemž každá z těchto fází je ukončena samostatným výpočtem. Pro každou fázi lze tedy získat hodnoty deformací, vnitřních sil nebo např. kontaktních napětí.

Postup výpočtu v jednotlivých fázích:

1. fáze

- výpočet primární napjatosti

2. fáze

- aktivace nevystrojeného výrubu kaloty
- exkavace 40 % - 60 % zbývá (kalota)

3. fáze

- zajištění kaloty stříkaným betonem (mladý SB)
- instalace svorníků po obvodě kaloty
- exkavace 30% - 30 % zbývá (kalota)

4. fáze

- změna parametrů ostění kaloty na starý SB
- exkavace zbývajících 30 % (kalota)

5. fáze

- aktivace nevystrojeného výrubu opěří
- exkavace 40 % - 60 % zbývá (opěří)

6. fáze

- zajištění opěří stříkaným betonem (mladý SB)
- instalace svorníků po obvodě opěří
- exkavace 30% - 30 % zbývá (opěří)

7. fáze

- změna parametrů opěří kaloty na starý SB
- exkavace zbývajících 30 % (opěří)

8. fáze

- aktivace nevystrojeného výrubu dna
- exkavace 40 % - 60 % zbývá (dno)

9. fáze

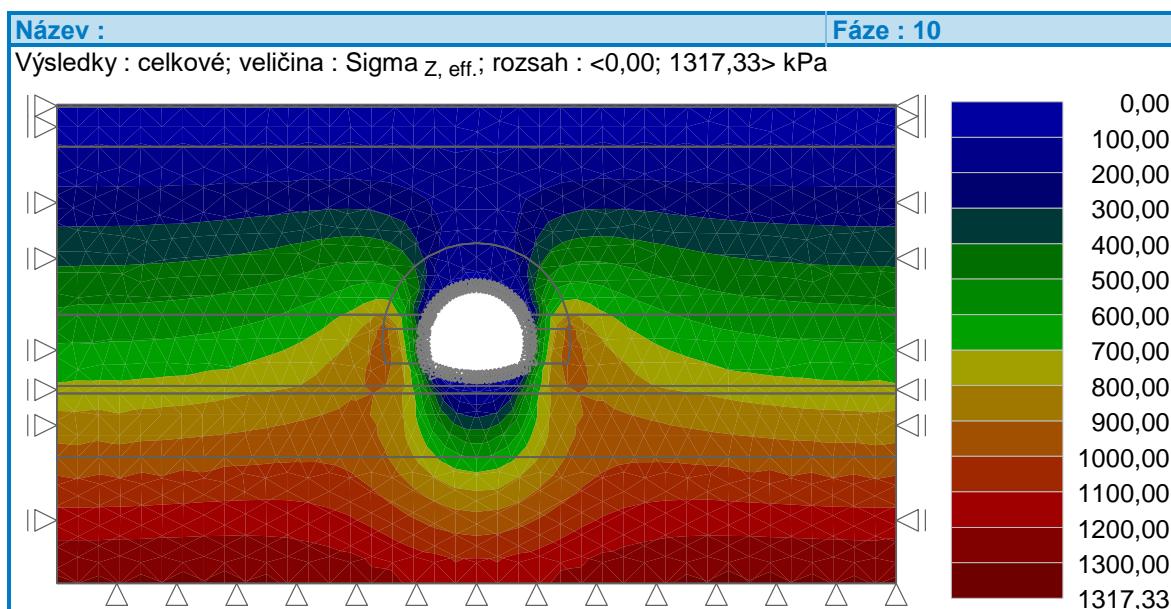
- zajištění dna stříkaným betonem (mladý SB)
- exkavace 30% - 30 % zbývá (dno)

10. fáze

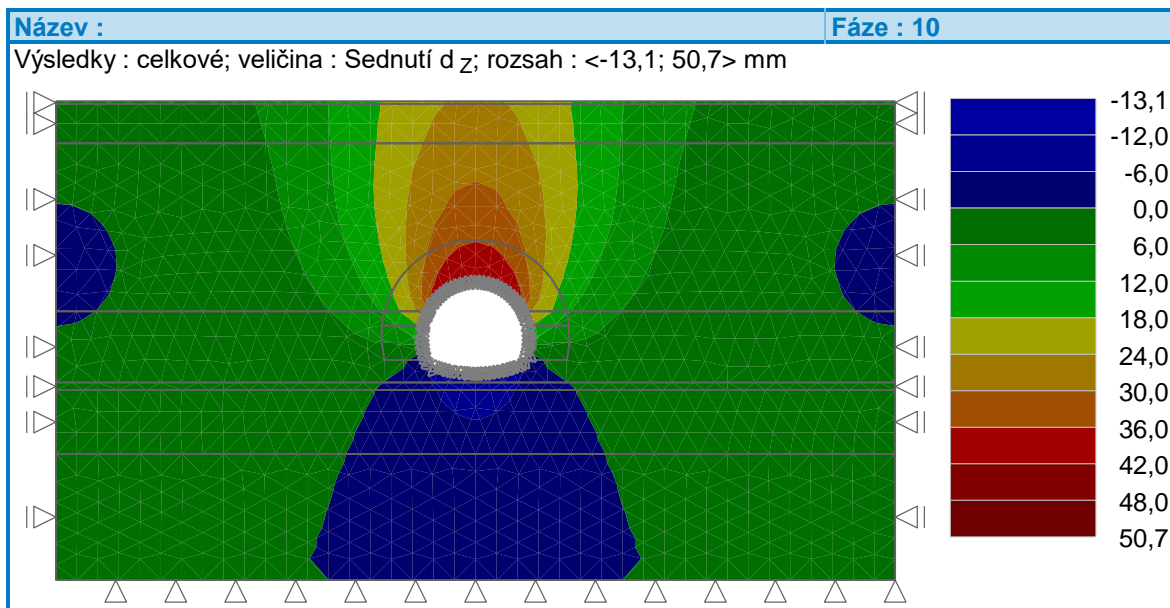
- změna parametrů ostění dna na starý SB
- exkavace zbývajících 30 % (dno)

5.2.6. Výsledky výpočtu

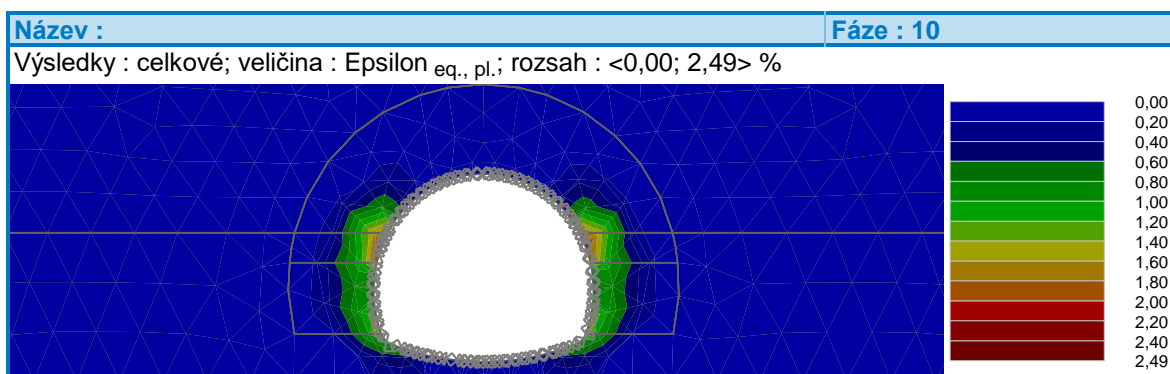
V této kapitole jsou ukázány vybrané výsledky výpočtu po poslední 10. fázi budování. Kompletní výsledky výpočtu jsou v příloze č. 10 (Dokumentace posouzení primárního ostění – výpočty GEO5 MKP).



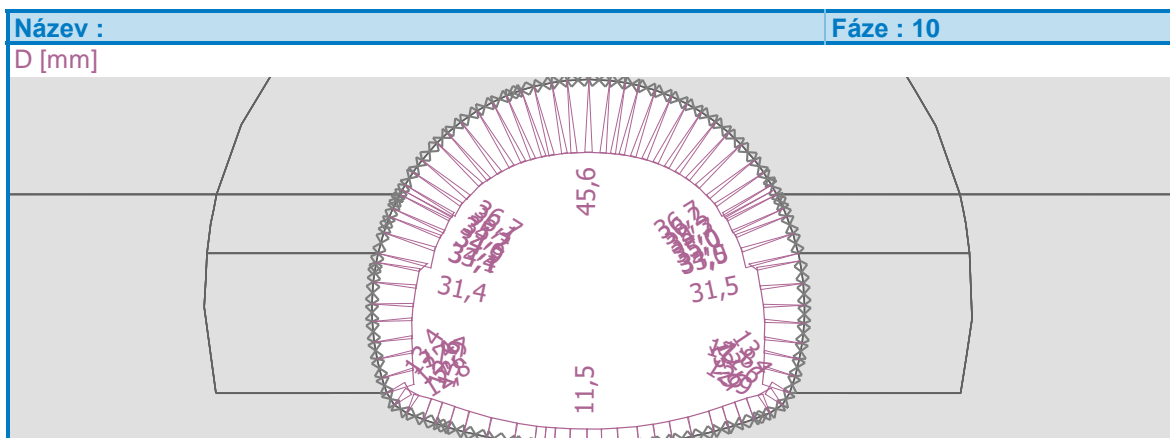
Obr. 16: Průběh svislého efektivního napětí (fáze 10)



Obr. 17: Sednutí D_z (fáze 10)



Obr. 18: Plastické deformace $\epsilon_{eq,pl}$ (fáze 10)



Obr. 19: Kolmé deformace ostění (fáze 10)

5.2.7. Stanovení zatěžovacích kombinací

Dále je třeba ověřit, že námi navržené primární ostění přenesne nejnepříznivější kombinace zatížení. Tyto kombinace byly vybrány následujícím způsobem – pro nejkritičtější hodnotu jedné z vnitřních sil (N+, N-, M+, M-, Q) byly přiřazeny odpovídající hodnoty zbývajících vnitřních sil. Tyto výběry byly provedeny jak pro starý, tak i pro mladý beton.

Tabulka č. 10: Nejnepříznivější kombinace pro posouzení mladého betonu

ŘEZ 1 - kombinace pro mladý beton							
kombinace	M+	M-	N+	N-	Q	fáze	výskyt
	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
1 max M+	9,2			-76,2	0	3	kalota
2 max M-		-10,5		-7,2	0	6	opěří
3 max N+	5		25,1		8,1	6	opěří
4 max N-		-4,5		-115,2	0,6	3	kalota
5 max Q	5,9			-56,6	11,1	3	kalota

Tabulka č. 11: Nejnepříznivější kombinace pro posouzení starého betonu

ŘEZ 1 - kombinace pro starý beton							
kombinace	M+	M-	N+	N-	Q	fáze	výskyt
	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
1 max M+	41,8			-81,1	0	7	opěří
2 max M-		-59,7		-393,9	0	10	kalota
3 max N+							nikde
4 max N-		-59		-399,5		10	kalota
5 max Q	0	0		-57,6	51,1	7	kalota/opěří

Kombinace vnitřních sil, které byly stanoveny na základě numerického modelu, je třeba dále přenásobit součinitelem zatížení γ_F . Tím dosáhneme ve stanovení zatížení souladu s normou EC 7-1 (ČSN EN 1997-1). Tento krok ve stanovení zatížení je nezbytný z důvodu předchozího využití neredukovaných parametrů zemin při vytváření numerického modelu. Výpočet metodou konečných prvků s využitím neredukovaných parametrů zemin dává lepší přehled o skutečném chování konstrukce.

Bezpečnost je tedy do výpočtu zahrnuta až u vlastního posouzení přenásobením kombinací vnitřních sil součinitelem $\gamma_F = 1,35$.⁴

Tabulka č. 12: Návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro mladý beton

Řez 1 - mladý beton				
Návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil				
kombinace		M	N	Q
		[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	max M+	12,42	-102,87	0,00
2	max M-	-14,18	-9,72	0,00
3	max N+	6,75	33,89	10,94
4	max N-	-6,08	-155,52	0,81
5	max Q	7,97	-76,41	14,99

Tabulka č. 13: Návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro starý beton

Řez 1 - starý beton				
Návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil				
kombinace		M	N	Q
		[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	max M+	56,43	-109,49	0,00
2	max M-	-80,60	-531,77	0,00
3	max N-	-79,65	-539,33	0,00
4	max Q	0,00	-77,76	68,99

5.2.8. Posouzení primárního ostění – interakční diagram

Pro posouzení primárního ostění je využit program FIN EC – Beton od společnosti FINE.

Posouzení je provedeno pro všechny výše uvedené kombinace pro mladý i vyzrálý beton v souladu s normou EN 1992 – 1 – 1 (česká národní příloha).

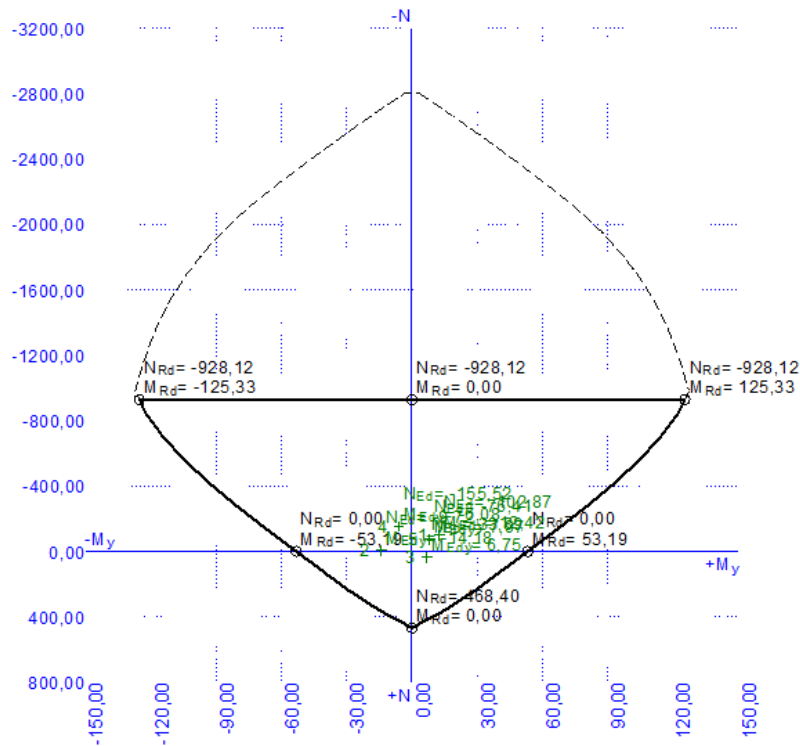
Parametry mladého i starého betonu jsou zadány v souladu s tabulkou č. 8 na straně 34.

⁴ Součinitel $\gamma_F = 1,35$ je doporučen pro elastický stav. Nevratné plastické deformace, které zde vznikají jsou ale velmi malé (maximálně necelých 2,5 %), proto je zde použit. V případě větších plastických deformací by bylo třeba součinitel γ_F navýšit [32]

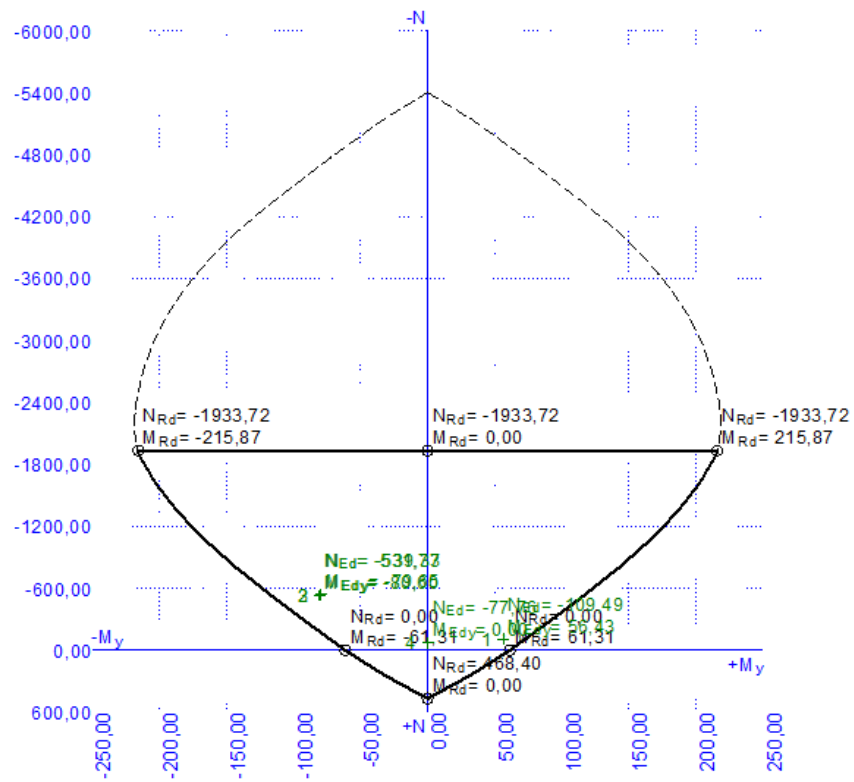
Jako výztuž byly použity dvě kari sítě typu 8/100x100. Jedná se o sítě s profily o průměru 8 mm se vzájemnou roztečí 100 mm. Krytí bylo uvažováno hodnotou 50 mm u obou povrchů (třída XA2).

Na následující straně jsou zobrazeny interakční diagramy pro mladý i starý beton. Kompletní dokumentace statického posouzení všech posuzovaných řezů je obsažena v příloze č. 11.

Z následujících interakčních diagramů je zřejmé, že primární ostění v řezu 1 vyhovělo pro všechna posouzení. Maximální využití průřezu je 77,4 % pro kombinaci 1 (max M+) u vyzrálého betonu.



Obr. 23: Interakční diagram primárního ostění v řezu 1 pro mladý beton



Obr. 24: Interakční diagram primárního ostění v řezu 1 pro starý beton

5.3. Řešení pro řez 2 – km 17, 309 096

Tento řez se nachází v místě nejvyššího nadloží, které dosahuje výšky až 66 m. Geologii v tomto místě lze označit za uspokojivou, z většiny tvořenou silně metamorfovanými horninami (nejčastěji ruly a migmatity). Komplexní přehled o geologických podmínkách v tomto místě lze získat na základě jádrového vrtu J405. Dokumentace této sondy tvoří přílohu č. 8.

5.3.1. Geotechnické parametry a vliv podzemní vody

Na základě doporučení geotechnického průzkumu, konzultací a další odborné literatury byly výpočtové geotechnické parametry v místě řezu 2 pro jednotlivé vrstvy stanoveny podle následující tabulky č. 7. [25] [26]

Tabulka č. 14: Geotechnické parametry pro řez č. 2

Řez 2 - místo s nejvyšším nadložím (km 17, 309 096)								
vrstva	hloubka od - do (m)	ČSN 73 1001	γ/γ_{sat} (kN.m ⁻³)	ϕ_{ef} (°)	c_{ef} (kPa)	E_{def} (Mpa)	ν (-)	E (Mpa)
Hlína písčité	0,00 - 0,30	F3/M50	18/19	25	16	6	0,35	18
Pararula silně zvětralá	0,30 - 2,35	R5	21,5/22,5	26	29	35	0,32	70
Pararula mírně zvětralá	2,35 - 3,00	R4	23,5/24,5	33	40	200	0,27	400
Pegmatit tlakově postižený	3,00 - 8,50	R3	25/25,5	39	47	400	0,22	800
Pararula mírně zvětralá	8,50 - 16,10	R4/R5	22,5/23,5	29	35	115	0,3	230
Pegmatit tlakově postižený	16,10 - 18,0	R3	25/25,5	39	47	400	0,22	800
Aplit navětralý	18,00 - 19,20	R3	25/25,5	39	47	400	0,22	800
Tektonická porucha	19,20 - 22,35	R5/R6	20/21,5	25	17	20	0,33	50
Mylonit navětralý, slabě rozpukaný	22,35 - 30,05	R3	25/25,5	39	47	400	0,22	800
Mylonit navětralý, středně rozpukaný	30,05 - 39,40	R3/R4	24/25	36	43	300	0,25	600
Žilný křemen - rozpukaný	39,40 - 39,70	R4	23,5/24,5	33	40	200	0,27	400
Mylonit navětralý, středně rozpukaný	39,70 - 40,30	R3/R4	24/25	36	43	300	0,25	600
Pegmatit tlakově postižený	40,30 - 42,80	R3	25/25,5	39	47	400	0,22	800
Pararula navětralá až zdravá	42,80 - 44,00	R3	25/25,5	39	47	400	0,22	800
Migmatit zdravý	44,00 - 51,60	R3/R2	26,5/27	35	120	1500	0,16	3000
Pararula zdravá	51,60 - 52,80	R3/R2	26,5/27	35	120	1500	0,16	3000
Migmatit zdravý	52,80 - 72,80	R3/R2	26,5/27	35	120	1500	0,16	3000
Pararula zdravá	72,80 - 80,00	R3/R2	26,5/27	35	120	1500	0,16	3000
Migmatit zdravý	80,00 - 85,50	R3/R2	26,5/27	35	120	1500	0,16	3000

Hladina podzemní vody byla zastižena v hloubce 2,8 m pod úrovní terénu. Od této hloubky jsou opět využity saturované parametry hornin, hydrostatický tlak se vlivem propustnosti primárního ostění neuvažuje.

5.3.2. Parametry primárního ostění

Primární ostění v řezu 2 je navrženo na základě technologické třídy výrubu **TTV3**. Tloušťka ostění činí 150 mm.⁵

Materiálové charakteristiky jsou shodné jako v předchozím řezu 1 a jsou uvedeny na straně 34.

Tuhosti kontaktních prvků na styku primárního ostění a horniny byly určeny na základě konzultací a postupného upravování modelu pro řez 2 následovně:

$$K_s = 30000 \text{ kN/m}^3$$

$$K_n = 80000 \text{ kN/m}^3$$

Redukční parametry zemin (pro soudržnost a tření) pak mají hodnoty:

$$\delta c = \delta \mu = 0,8$$

5.3.3. Vliv svorníkové výztuže

Stability přístropí kaloty je v této třídě zlepšena využitím hydraulicky upínaných svorníků (Swellex) o délce 3 m. Využit byl typ Swellex Sp 12 výrobce Minova Bohemia o únosnosti 120 kN. Svorníky jsou od sebe ve směru ražby vzdáleny 2 m, podél kaloty je jejich rozestup 1,2 m.



Obr. 25: Příklad hydraulicky upínaného svorníku Swellex výrobce Minova Bohemia [30]

⁵ Na základě přípravné dokumentace [19] bylo v tomto řezu navrženo primární ostění na základě třídy TTV2 o tloušťce 100 mm s pouze jednou vrstvou výztužné sítě. Tyto dimenze se ukázaly v dalším výpočtu jako nedostatečné a proto jsem se rozhodl řez realizovat v TTV3.

Tabulka č. 15: Technické parametry svorníku Swellex Sp 12 [30]

Typ svorníku	MJ	Swellex® Sp 12	Swellex® Sp 16	Swellex® Sp 24
Minimální únosnost svorníku na mezi porušení	kN	120	160	240
Požadovaný ø vývrtu	mm	Ø 32 – 39	Ø 45 – 53	Ø 45 – 53
Průměr svorníku před rozvinutím	mm	Ø 26	Ø 36	Ø 36
Průměr svorníku po rozvinutí	mm	Ø 41	Ø 54	Ø 54
Rozměr plnicí koncovky	mm	Ø 30	Ø 41	Ø 41
Plnicí tlak pro upnutí	MPa	30	24	30

Zlepšení soudržnosti na základě rovnice (3) na straně 36 odpovídá nárůstu:

$$c_s = \frac{120}{2,4} * \frac{1 + \sin 35}{2 * \cos 35} * \frac{1}{1,5} = 32 \text{ kPa}$$

Soudržnost horniny v okolí výrubu (R2/R3) je před použitím svorníků $c = 120 \text{ kPa}$. Vlivem kotvení došlo tedy v prokotvené oblasti k nárůstu soudržnosti na hodnotu $c = 152 \text{ kPa}$.

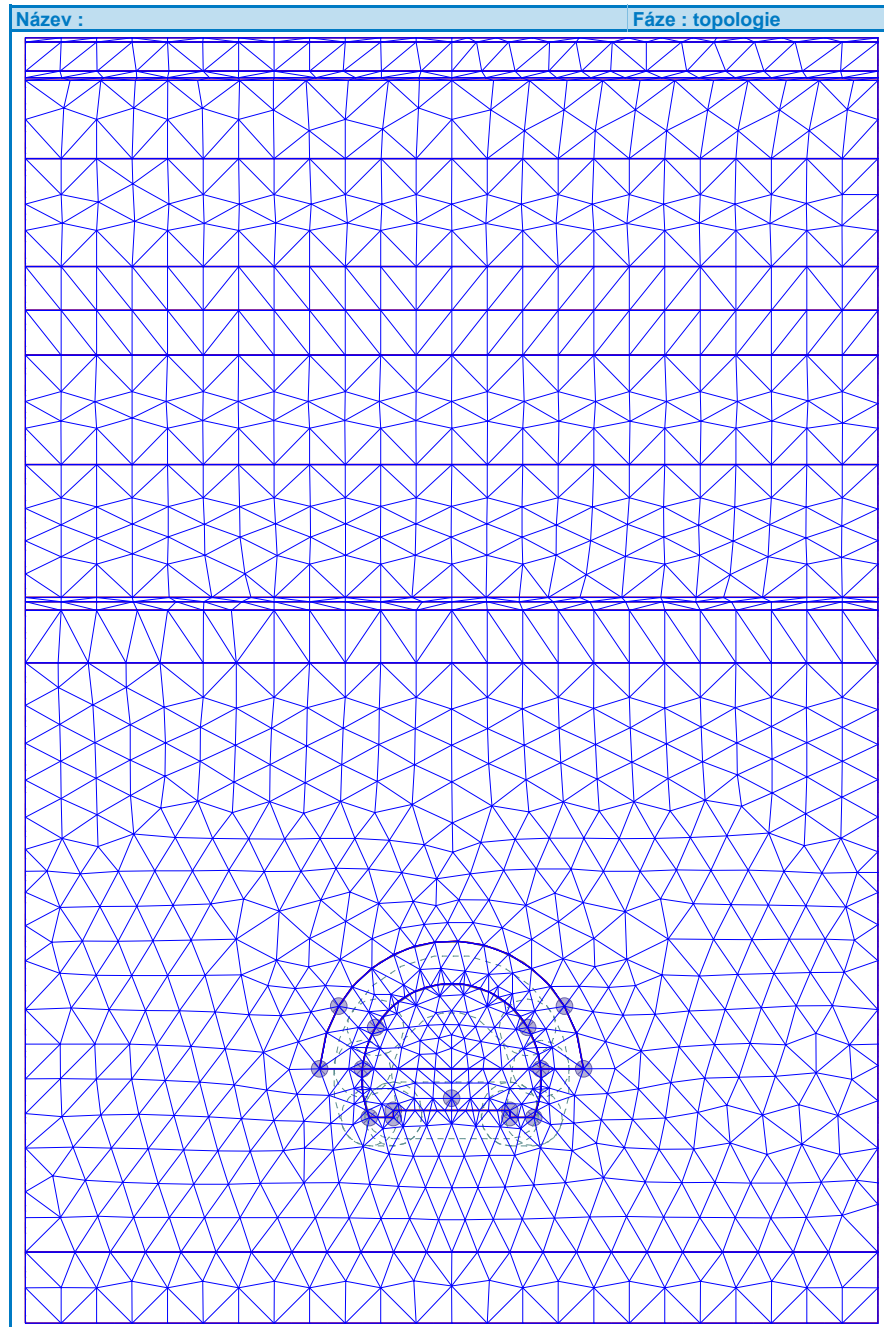
5.3.4. Členění výrubu a postup ražby

Výrub je členěn horizontálně na kalotu a opěří. Geometrie výrubu je součástí výkresové dokumentace primárního ostění (příloha č. 9). Primární ostění pro tuto TTV není ukončeno protiklenbou.

Efekt prostorového působení je stejně jako v řezu 1 modelován pomocí poměrných exkavací v jednotlivých fázích budování. Poměry exkavací jsou uvedeny dále u jednotlivých fází budování.

5.3.5. Vytvoření numerického modelu

Modelování tohoto geotechnického problému bylo prováděno obdobně jako v předcházejícím řezu. Na následujícím obrázku je zobrazena síť konečných prvků pro řez 2.



Obr. 26: Vygenerovaná síť konečných prvků

Postup výpočtu v jednotlivých fázích:

1. fáze

- výpočet primární napjatosti

2. fáze

- aktivace nevystrojeného výrubu kaloty
- exkavace 40 % - 60 % zbývá (kalota)

3. fáze

- zajištění kaloty stříkaným betonem (mladý SB)
- instalace svorníků po obvodě kaloty
- exkavace 30% - 30 % zbývá (kalota)

4. fáze

- změna parametrů ostění kaloty na starý SB
- exkavace zbývajících 30 % (kalota)

5. fáze

- aktivace nevystrojeného výrubu opěří
- exkavace 40 % - 60 % zbývá (opěří)

6. fáze

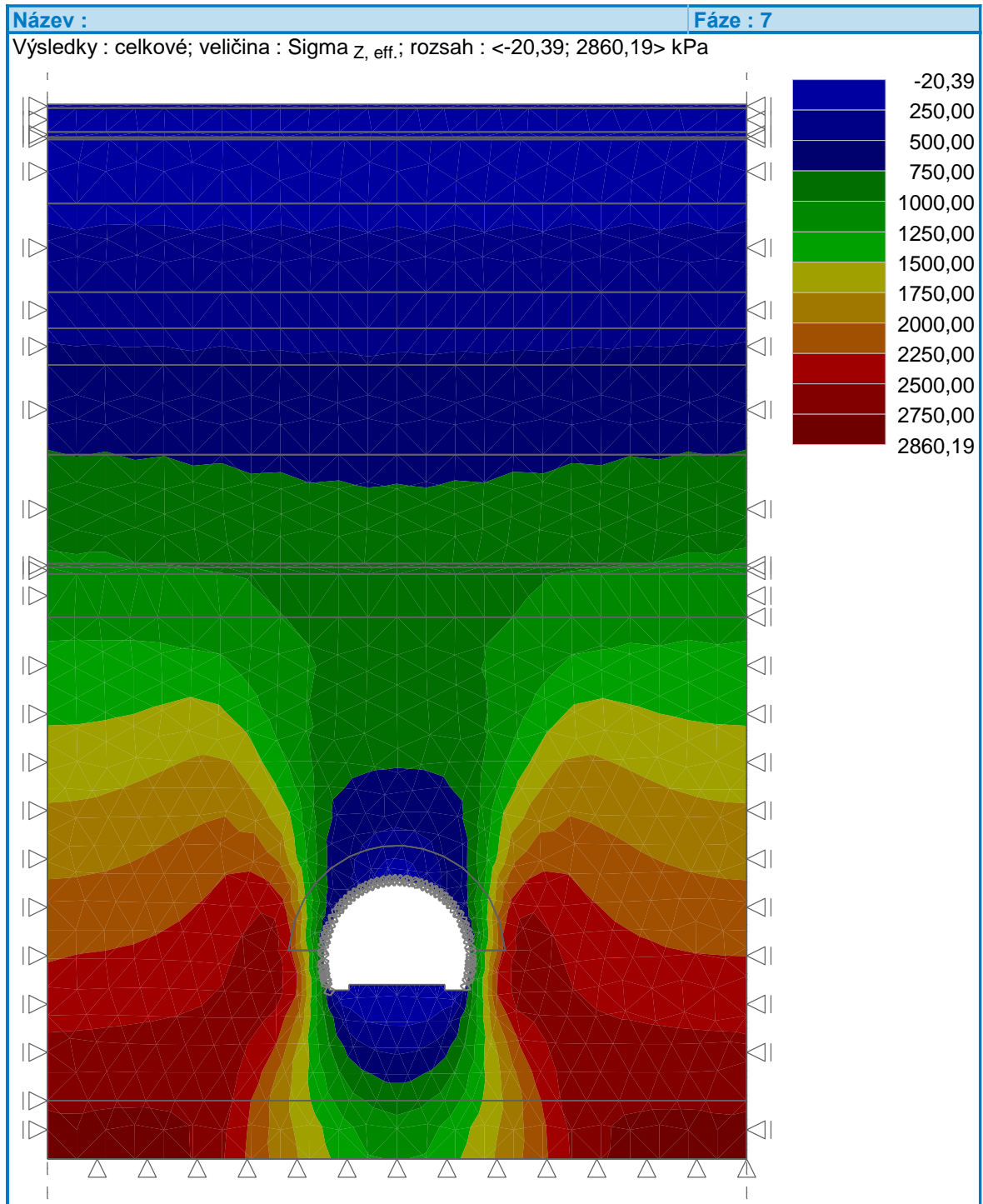
- zajištění opěří stříkaným betonem (mladý SB)
- exkavace 30% - 30 % zbývá (opěří)

7. fáze

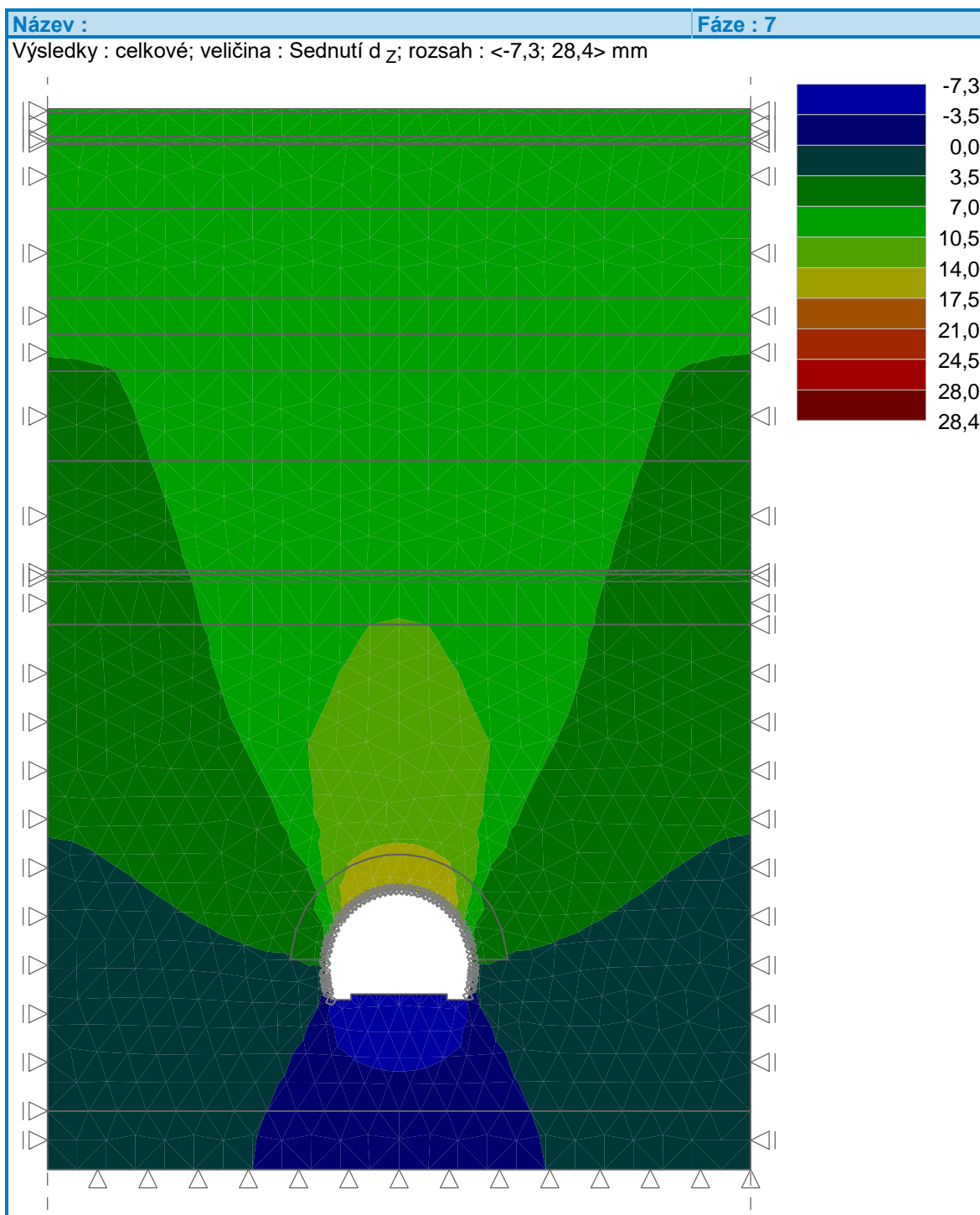
- změna parametrů opěří kaloty na starý SB
- exkavace zbývajících 30 % (opěří)

5.3.6. Výsledky výpočtu

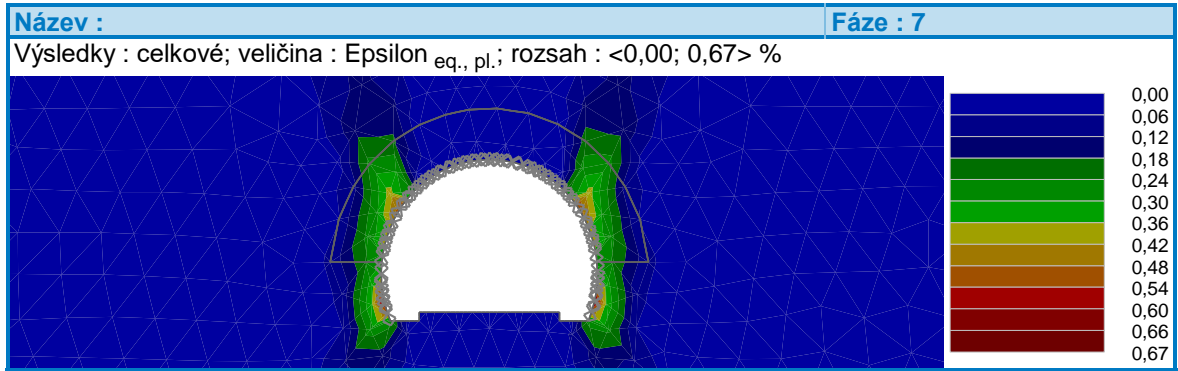
V této kapitole jsou ukázány vybrané výsledky výpočtu po poslední 7. fázi budování. Kompletní výsledky výpočtu jsou v příloze č. 10 (Dokumentace posouzení primárního ostění – výpočty GEO5 MKP).



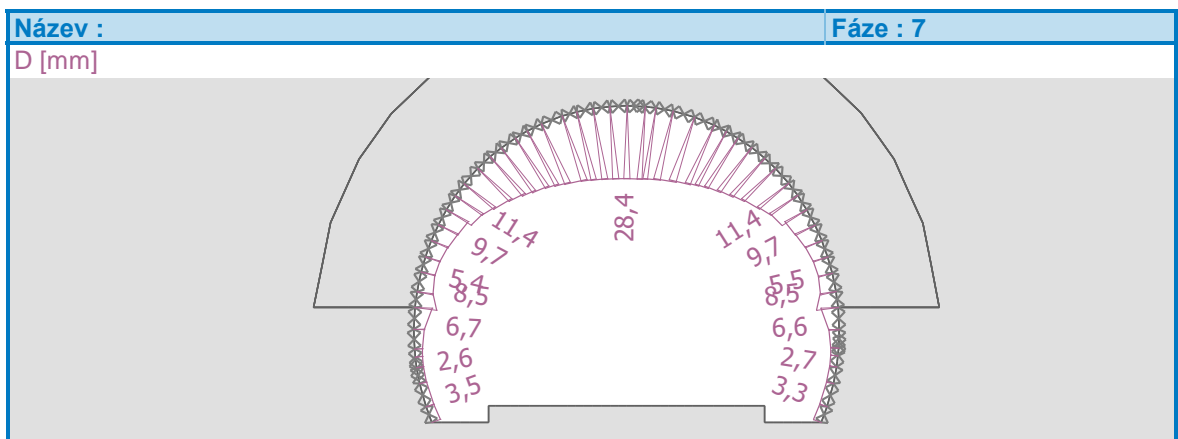
Obr. 27: Průběh svislého efektivního napětí (fáze 7)



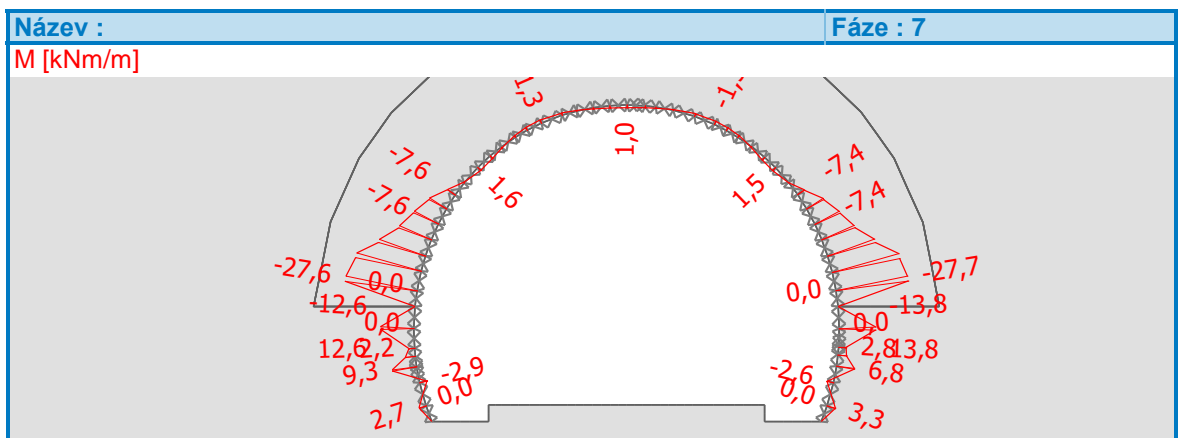
Obr. 28: Sednutí D_z (fáze 7)



Obr. 29: Plastické deformace $\epsilon_{eq,pl}$ (fáze 7)



Obr. 30: Kolmé deformace ostění (fáze 7)



Obr. 31: Průběh ohybových momentů (fáze 10)

Tabulka č. 17: Návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil pro starý beton

Řez 2 - starý beton				
Návrhové hodnoty kombinací vnitřních sil				
kombinace		M	N	Q
		[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
1	max M+	18,63	7,02	0,00
2	max M-	-37,40	-224,37	0,00
3	max N+	0,00	26,06	42,53
4	max N-	-12,69	-972,14	9,59
5	max Q	0,00	26,06	42,53

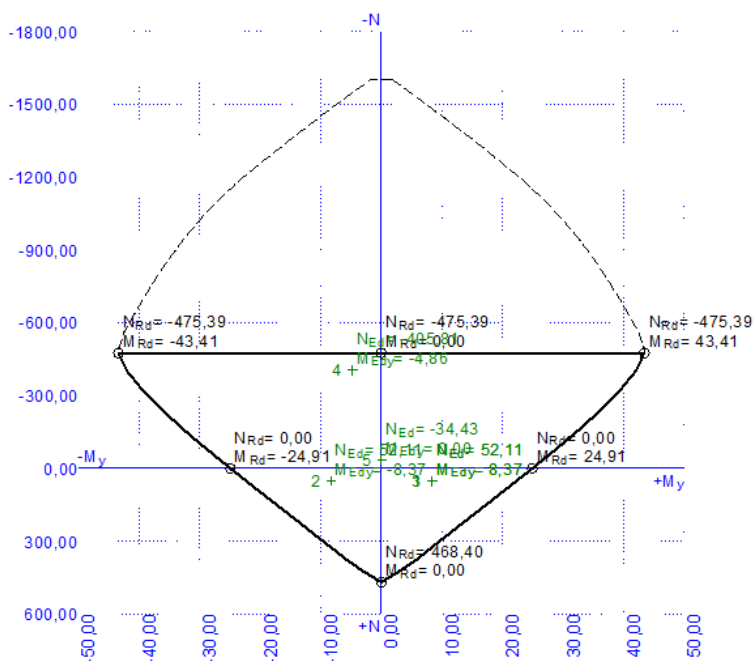
5.3.8. Posouzení primárního ostění – interakční diagram

Primární ostění bylo posouzeno opět pomocí interakčního diagramu v programu FIN EC Beton.

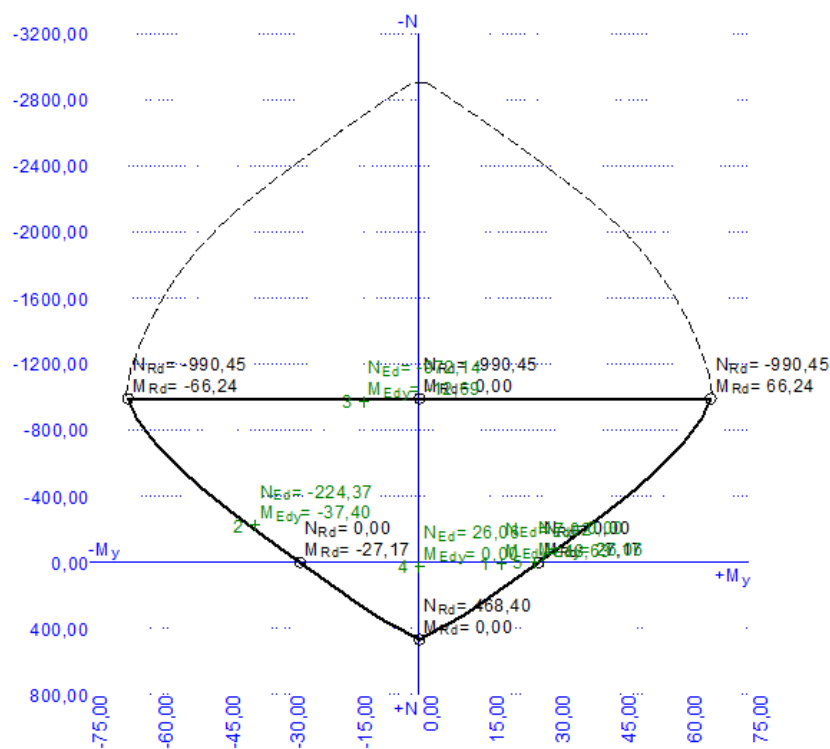
Jako výztuž byly použity dvě kari sítě typu 8/100x100. Krytí bylo vzhledem k nižšímu průřezu (150 mm) sníženo na hodnotu 20 mm u obou povrchů (třída XA2).

Na následujících obrázcích jsou zobrazeny interakční diagramy pro posouzení mladého i vyzrálého betonu primárního ostění v řezu 2. Dokumentace z programu je součástí přílohy č. 11.

Navržené primární ostění pro všechny kombinace vyhovělo a jeho maximální využití činí 96,5 % pro kombinaci č. 3 u starého betonu (max M-).



Obr. 34: Interakční diagram primárního ostění v řezu 2 pro mladý beton



Obr. 35: Interakční diagram primárního ostění v řezu 2 pro mladý beton

5.4. Řešení pro řez 3 – km 20, 217 096

Tento řez byl zvolen z důvodu ověření návrhu primárního a definitivního ostění v místě s nízkým nadložím. Nadloží v tomto řezu dosahuje výšky maximálně 17 m. Ražba tunelů pomocí metody NRTM v místech s nízkým nadložím bývá problematická a často se neobejde bez dalších stabilizačních opatření. Geologii v tomto místě tvoří především mírně až silně zvětrané granodiority. Podrobně je geologie zachycena sodnou J412, jejíž dokumentace tvoří přílohu č. 8.

5.4.1. Geotechnické parametry a vliv podzemní vody

Geotechnické parametry byly zvoleny stejně jako v předcházejících řezech na základě provedeného geotechnického průzkumu a další odborné literatury včetně konzultací s odborníky seznámenými danou problematikou. Tyto parametry jsou uvedeny v tabulce č. 18 na následující straně. HPV byla zastížena v hloubce 5,3 m. Od této úrovně jsou opět využity saturované parametry zemin, hydrostatický tlak není uvažován.

Tabulka č. 18: Geotechnické parametry pro řez č. 3

Řez 3 - místo s nízkým nadložím (km 20, 217 096)								
vrstva	hloubka od - do (m)	ČSN 73 1001	$\gamma/\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m ³)	ϕ_{ef} (°)	C_{ef} (kPa)	E_{def} (MPa)	ν (-)	E (MPa)
Hlína písčité	0 - 1,80	F3/MS	18/19	25	16	6	0,35	18
Žula silně zvětralá	1,80 - 30,90	R5	21/22	28	31	100	0,32	200
Žula silně až mírně zvětralá	30,90 - 35,00	R4/R3	23/23,5	33	40	200	0,27	400

5.4.2. Parametry primárního ostění

Primární ostění je v tomto řezu navrženo v souladu s přípravnou dokumentací podle TTV5. Tloušťka ostění zde činí 250 mm a materiál je stejně jako v předcházejících řezech stříkaný beton SB25.

Tuhosti kontaktních prvků byly zvoleny vzhledem k podobně špatné geologii shodně s řezem 1.

$$K_s = 10000 \text{ kN/m}^3$$

$$K_n = 80000 \text{ kN/m}^3$$

$$\delta c = \delta \mu = 0,8$$

5.4.3. Vliv svorníkové výztuže

Stabilita kaloty a opěří je zde zlepšena použitím samozávrtných svorníků typu IBO o délce 4 m. Tyto svorníky jsou již podrobně popsány u řezu 1 na straně 32. Typ kotev i jejich rozmístění je stejné jako v řezu 1, liší se jejich celková délka. Zatímco v řezu 1 byly tyto kotvy 5 m dlouhé, zde jsou z důvodu nízkého nadloží zkráceny na 4 m.

Přírůstek soudržnosti vlivem svorníkování vychází opět z rovnice (3) jako:

$$c_s = \frac{205}{2,4} * \frac{1 + \sin 27}{2 * \cos 27} * \frac{1}{1,5} = 47 \text{ kPa}$$

Hornina R5 (silně zvětralá žula) měla před použitím svorníků $c = 31 \text{ kPa}$. Vlivem kotvení došlo tedy v prokotvené oblasti k nárůstu soudržnosti na hodnotu $c = 78 \text{ kPa}$.

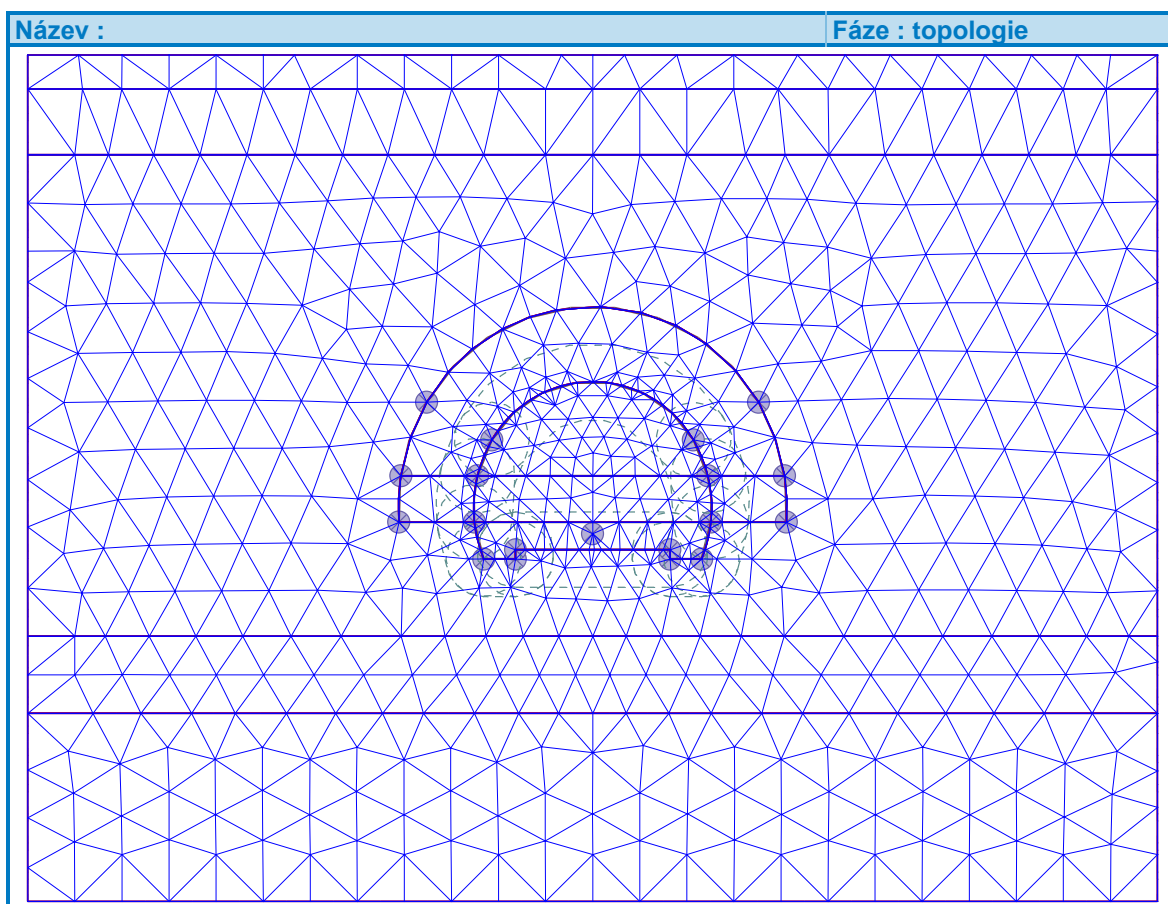
5.4.4. Členění výrubu a postup ražby

Členění výrubu je stejně jako v řezu 1 horizontální na tři části – kalotu, opěří a dno. Primární ostění je v tomto řezu navrženo podle TTV5. Rozdíl oproti TTV6 u řezu 1 je kromě tenčí vrstvy stříkaného betonu (250 mm oproti 300 mm) především v konstrukci dna. To v této třídě není ukončeno spodní klenbou. Výkres primárního ostění třídy TTV5 je součástí přílohy č. 9.

Prostorové působení ražby je stejně jako v předcházejících řezech modelováno pomocí exkavací v různých poměrech. Tyto poměry jsou uvedeny dále u konkrétních fází budování.

5.4.5. Vytvoření numerického modelu

Modelování tohoto řezu v programu GEO5 MKP probíhalo obdobným způsobem jako v předcházejících řezech.



Obr. 36: Vygenerovaná síť konečných prvků

Postup výpočtu v jednotlivých fázích:

1. fáze

- výpočet primární napjatosti

2. fáze

- aktivace nevystrojeného výrubu kaloty
- exkavace 40 % - 60 % zbývá (kalota)

3. fáze

- zajištění kaloty stříkaným betonem (mladý SB)
- instalace svorníků po obvodě kaloty
- exkavace 30% - 30 % zbývá (kalota)

4. fáze

- změna parametrů ostění kaloty na starý SB
- exkavace zbývajících 30 % (kalota)

5. fáze

- aktivace nevystrojeného výrubu opěří
- exkavace 40 % - 60 % zbývá (opěří)

6. fáze

- zajištění opěří stříkaným betonem (mladý SB)
- instalace svorníků po obvodě opěří
- exkavace 30% - 30 % zbývá (opěří)

7. fáze

- změna parametrů opěří kaloty na starý SB
- exkavace zbývajících 30 % (opěří)

8. fáze

- aktivace nevystrojeného výrubu dna

- exkavace 40 % - 60 % zbývá (dno)

9. fáze

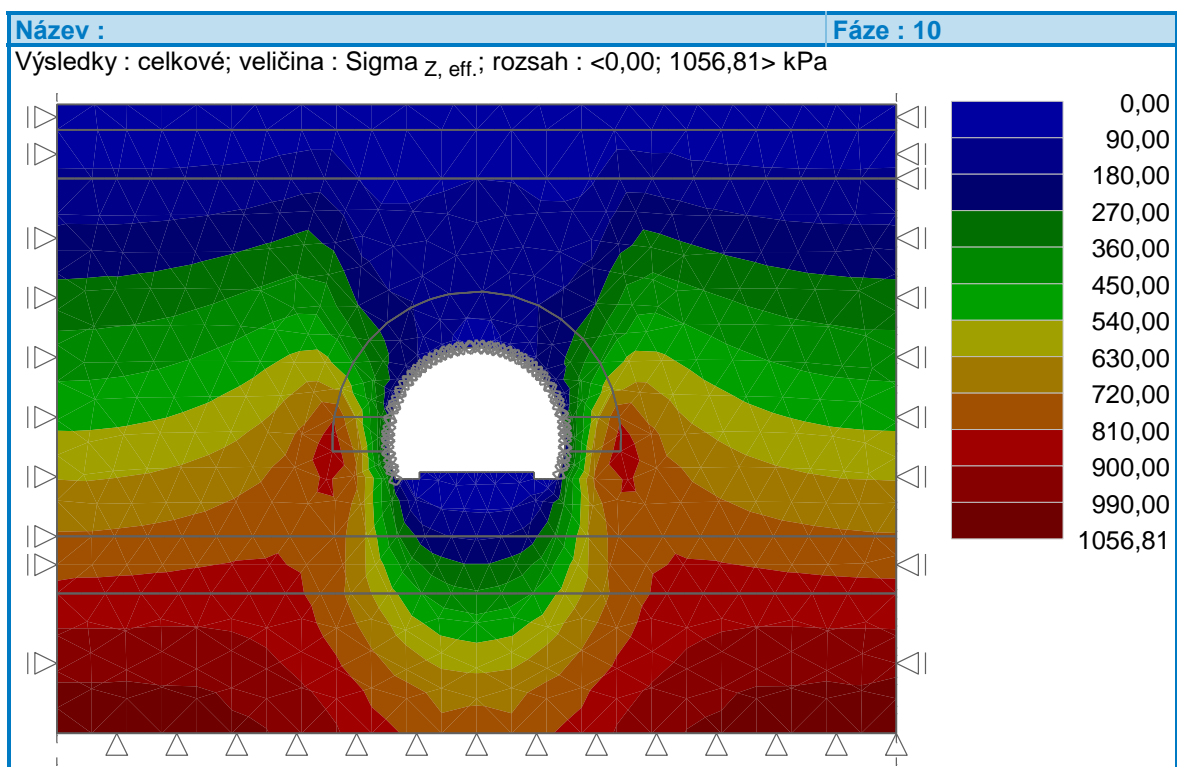
- zajištění spodní části opěr stříkaným betonem (mladý SB)
- exkavace 30% - 30 % zbývá (dno)

10. fáze

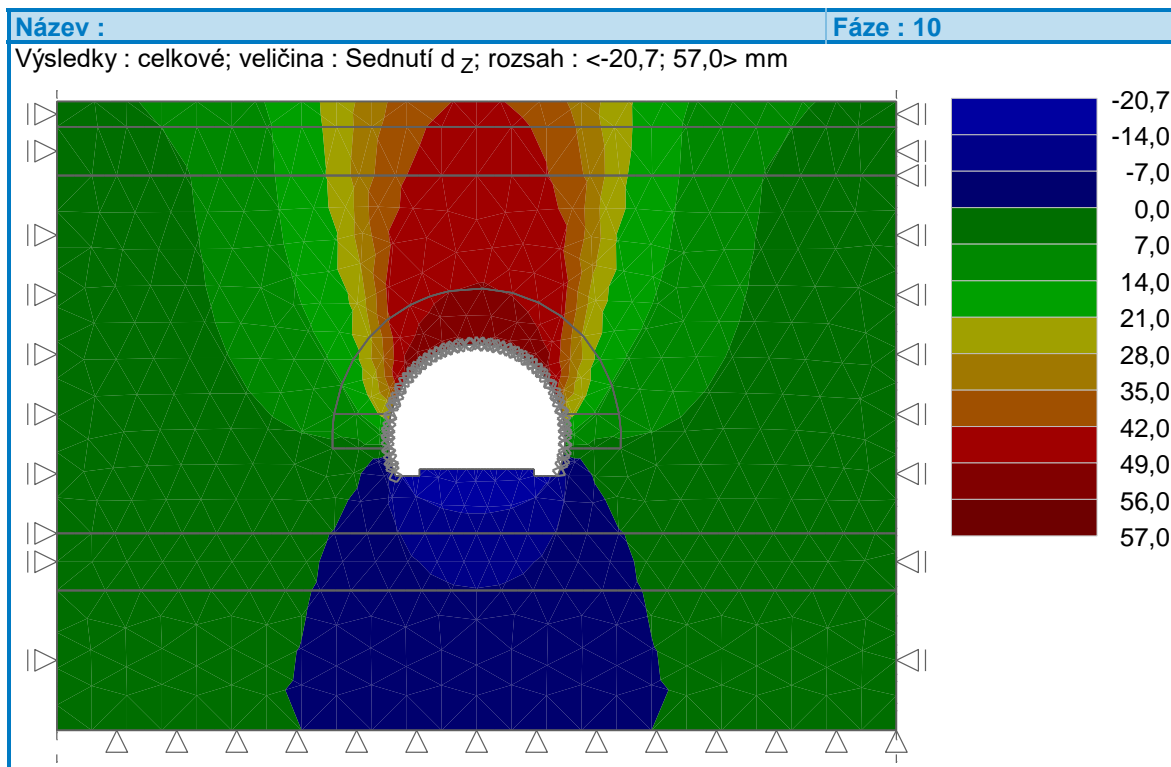
- změna parametrů ostění spodní části opěr na starý SB
- exkavace zbývajících 30 % (dno)

5.4.6. Výsledky výpočtu

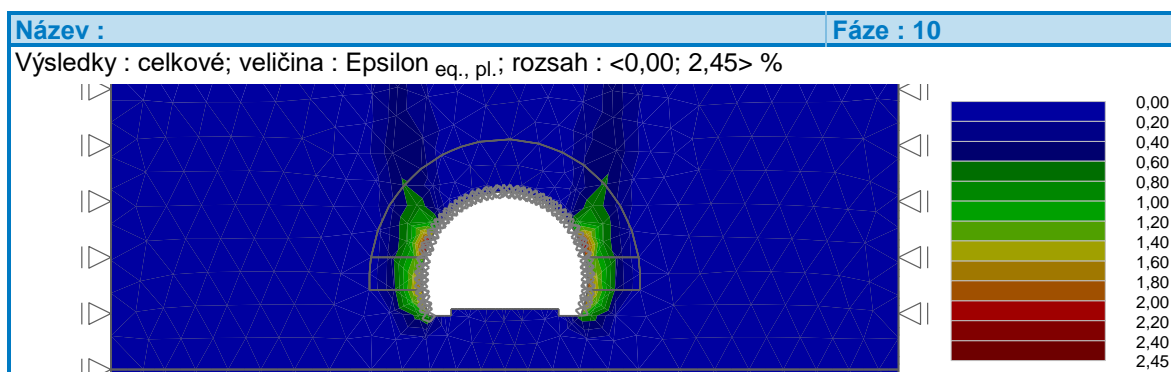
V této kapitole jsou ukázány vybrané výsledky výpočtu po poslední 10. fázi budování. Kompletní výsledky výpočtu jsou v příloze č. 10 (Dokumentace posouzení primárního ostění – výpočty GEO5 MKP).



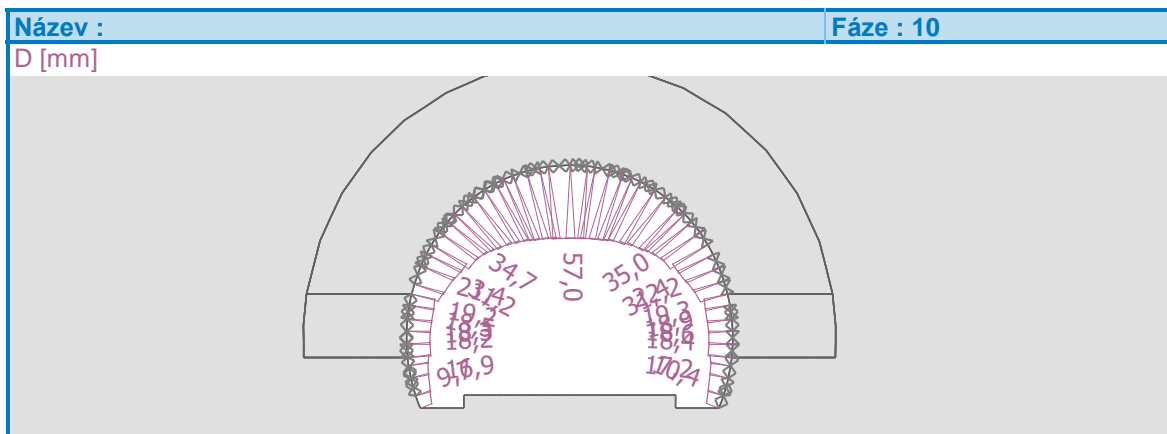
Obr. 37: Průběh svislého efektivního napětí (fáze 10)



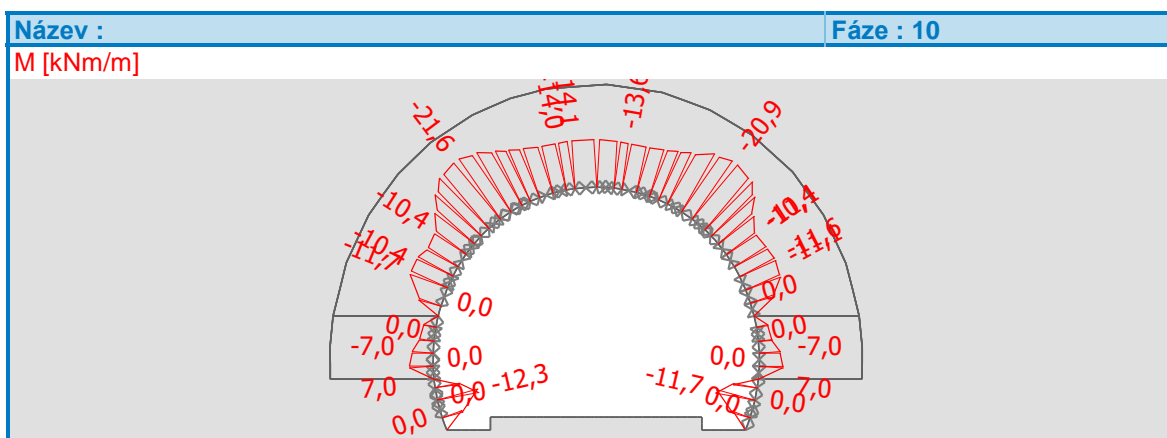
Obr. 38: Sednutí D_z (fáze 10)



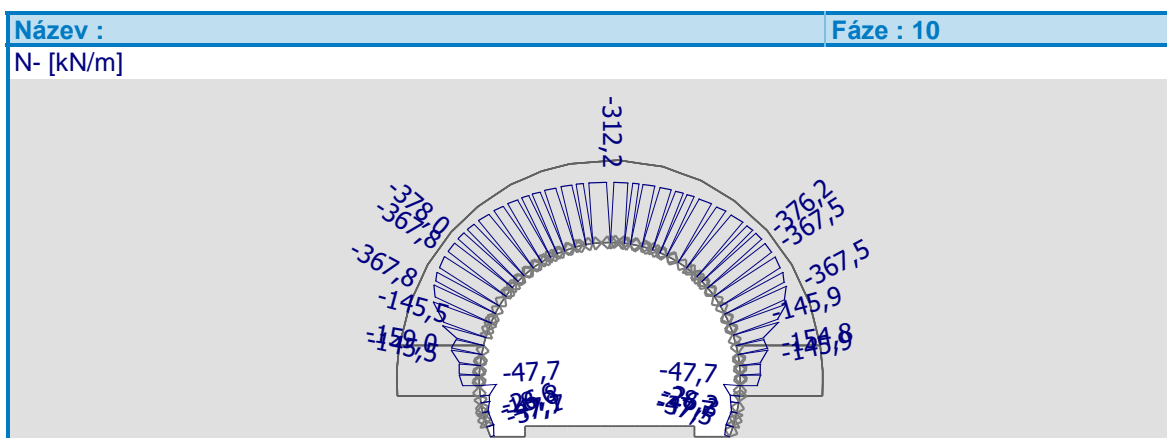
Obr. 39: Plastické deformace $\epsilon_{eq,pl}$ (fáze 7)



Obr. 40: Kolmé deformace ostění (fáze 10)



Obr. 41: Průběh ohybových momentů (fáze 10)



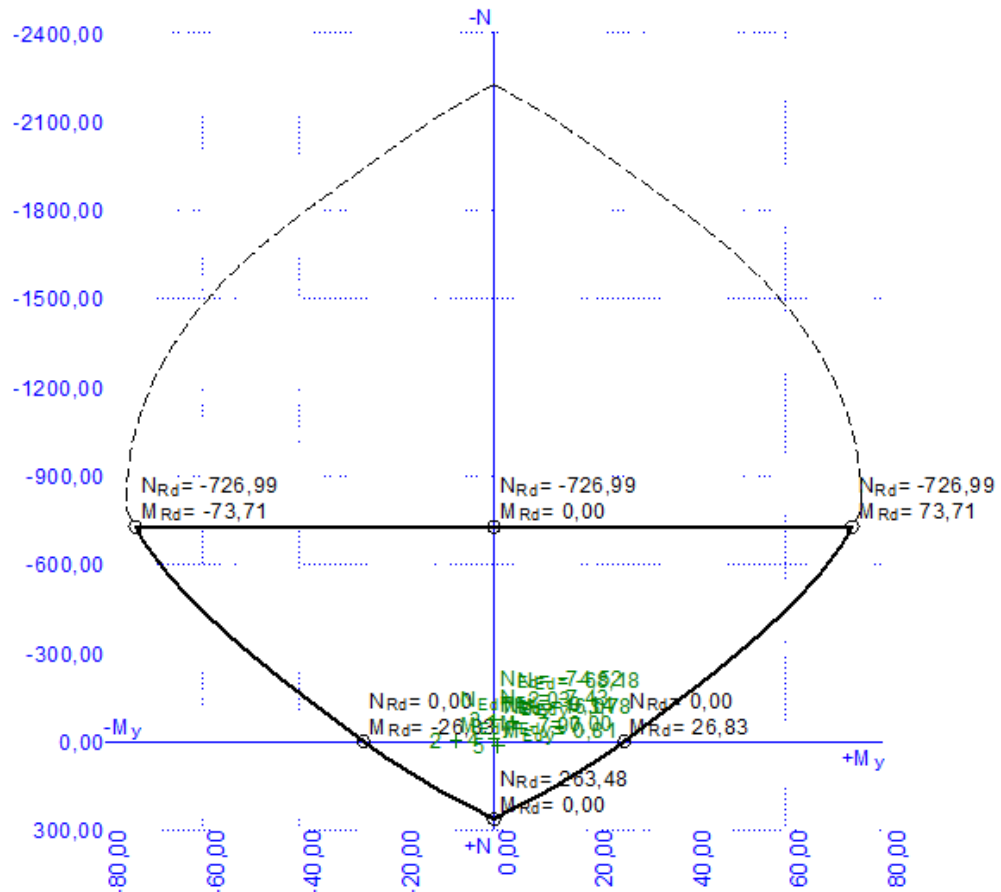
Obr. 42: Průběh normálové síly (fáze 10)

5.4.8. Posouzení primárního ostění – interakční diagram

Navržené primární ostění o tloušťce 250 mm bylo vyztuženo dvěma kari sítěmi 6/100x100 (pruty o průměru 6 mm s roztečí 100 mm v obou směrech). Krytí sítí u obou povrchů bylo stanoveno jako 50 mm (prostředí XA2).

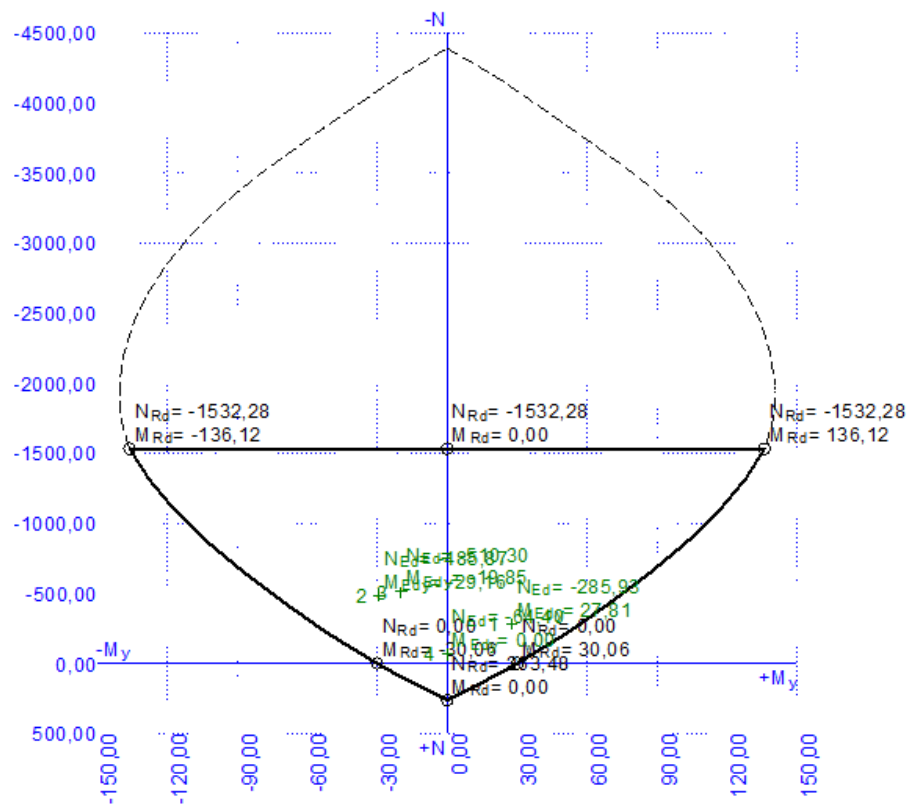
Ostění bylo dále posouzeno pomocí interakčních diagramů pro mladý i starý beton. Tyto diagramy jsou zobrazeny na následujících obrázcích 44 a 45 a také jsou součástí kompletní dokumentace statického posouzení primárního ostění z programu FIN EC Beton, která tvoří přílohu č. 11.

Navržené primární ostění pro všechny kombinace bezpečně vyhovělo a jeho maximální využití činí 48,4 % pro kombinaci č. 3 u starého betonu (max M+).⁶



Obr. 44: Interakční diagram primárního ostění v řezu 2 pro mladý beton

⁶ Vzhledem k relativně nízkému využití by se mohlo zdát vhodné zeslabit primární ostění. Při nižší tloušťce stříkaného betonu vykazuje však výrub již výrazně větší deformace. Vyztužení průřezu také snížit nelze, jelikož by nebyl splněn minimální stupeň vyztužení betonu.



Obr. 45: Interakční diagram primárního ostění v řezu 2 pro mladý beton

6. Návrh a posouzení definitivního ostění

Posouzení definitivního ostění je realizováno v řezu 1 – tedy v místě nejhorší geologie. Ostatní řezy posouzeny v rámci této práce nejsou, postup by byl však obdobný.

Sekundární ostění je posouzeno v souladu s normou EC 7, která však tunelové stavby příliš nepokrývá. Proto se ve své práci opírám především o doporučení vycházející z dokumentu *Doporučení pro zpracování statických výpočtů ražených tunelů dle EC* [32].

Stanovení vnitřních sil na definitivním ostění je provedeno v programu ATENA 2D od české firmy Červenka Consulting. Tento program umožňuje provádět nelineární analýzu železobetonových konstrukcí metodou konečných prvků a jeho hlavní výhodou je možnost použití materiálových modelů založených na teoriích lomové mechaniky a plasticity. Díky nim lze analyzovat skutečné chování konstrukce i v době jejího porušení (např. po vzniku trhlin).

Samotné posouzení ostění je provedeno na základě kombinací vnitřních sil získaných z programu ATENA 2D pomocí interakčního diagramu v programu FIN EC Beton.

Cílem posouzení definitivního ostění je ověření dvou základních mezních stavů. Jedná se o mezní stav únosnosti (MSÚ) a mezní stav použitelnosti (MSP).

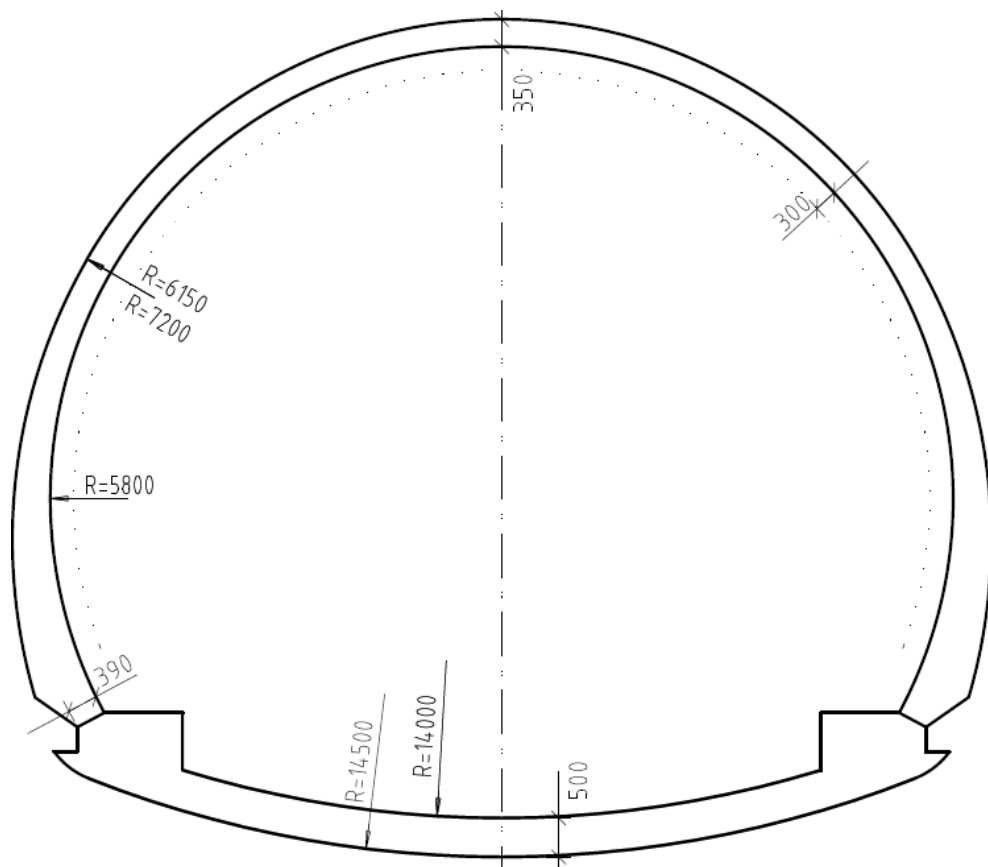
Mezní stav únosnosti by měl zajistit, aby v konstrukci nedošlo k poruše při nejhorším možném účinku zatížení. Respektive aby pravděpodobnost výskytu této poruchy byla menší než předem stanovená hodnota (zde $p = 7,25 \cdot 10^{-5}$). Cílem tedy není zachytit častý stav, který na konstrukci působí, ale prokázat splnění MSÚ i pro málo pravděpodobné (ale možné) geotechnické podmínky. [32]

Druhým případem je mezní stav použitelnosti. Ten by na rozdíl od MSÚ měl přiblížit skutečné chování konstrukce ve stavu, který s největší pravděpodobností opravdu nastane. MSP by měl být schopen zastihnout autentické vlivy ražby a s ní související deformace ostění i poklesy terénu. Na MSP se posuzuje také šířka trhlin, což je důležité zejména z důvodu zajištění ochrany výztuže před korozí. [32]

6.1. Parametry definitivního ostění

Definitivní ostění je zhotoveno z betonu C30/37 s výztuží B500B. Parametry materiálů jsou v programu přiřazeny automaticky na základě použitého materiálového modelu (viz dále).

Minimální tloušťka ostění ve vrcholu klenby činí 350 mm. Napojení horní a spodní klenby je realizováno stykem tloušťky 390 mm. Tloušťka spodní klenby je navržena jako 500 mm.



Obr. 46: Definitivní ostění pro řez 1

6.2. Zatěžovací stavy

Zatížení, které působí na tunelové ostění, lze rozdělit následovně:

1. Zatížení stálá
 - a. Vlastní tíha ostění (VLT)
 - b. Horninový tlak (R)
 - c. Smršťování (S)
 - d. Zatížení terénu zástavbou a jinými pozemními objekty (ZSB)

2. Zatížení proměnná
 - a. Teplotní změny (TPZ/TPL)
 - b. Zatížení vodním tlakem (W)
 - c. Zatížení terénu dopravou (DP)

6.2.1. Stálé zatížení

Vlastní tíha ostění

Vlastní tíha ostění je v programu ATENA 2D počítána automaticky ze zadaných parametrů použitých materiálů.

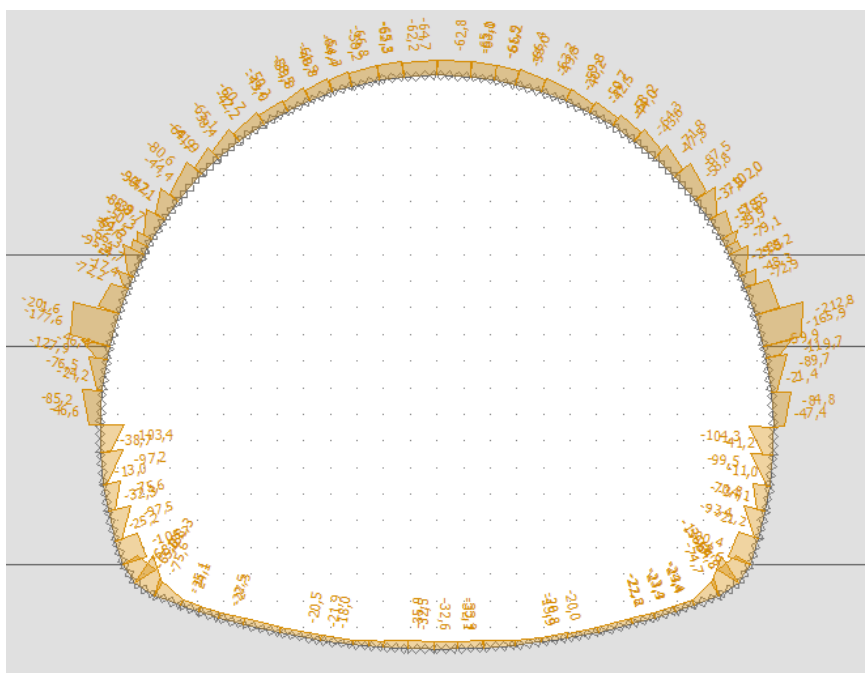
Objemové tíhy byly brány následovně:

$$\gamma_{\text{beton}} = 23 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{výztuž}} = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Horninový tlak

Horninový tlak byl stanoven jako radiální kontaktní napětí mezi primárním ostěním a horninou. Hodnoty tohoto napětí byly získány z numerického modelu vytvořeného pro posouzení primárního ostění v programu GEO5 MKP (viz kapitola 5.2.6). Průběh tohoto zatížení je zobrazen na následujícím obrázku.



Obr. 47: Průběh normálového napětí (na kontaktech)

Smršťování

Smršťování je děj, při kterém dochází ke zmenšování objemu betonu. Lze ho rozdělit na dva typy – smršťování způsobené hydratací betonu (tzv. autogenní smršťování) a smršťování vlivem úniku vody do okolního prostředí (tzv. smršťování od vysychání). Výpočet poměrného smrštění je proveden pro čas $t = 100$ let (ukončení životnosti konstrukce) za předpokladu 80 % relativní vlhkosti okolního prostředí. [32]

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4)$$

Kde: ε_{cs} celkové poměrné smršťování
 ε_{cd} poměrné smršťování vysycháním
 ε_{ca} autogenní poměrné smršťování

Smršťování vysycháním

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad (5)$$

Kde: $\varepsilon_{cd,0}$ jmenovitá hodnota poměrného smršťování vysycháním [‰] (viz tab. č. 21)
 k_h součinitel závislý na náhradní tloušťce h_0 (viz tab. č. 22)

$$h_0 = 2 * \frac{A_c}{u} \quad (6)$$

Kde: A_c průřezová plocha betonu
 u obvod části vystavené vysychání

Tabulka č. 21: Jmenovitá hodnota poměrného smršťování $\varepsilon_{cd,0}$ [‰] [32]

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relativní vlhkost (v %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Tabulka č. 22: Hodnoty k_h [-] [32]

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Vývoj poměrného smršťování od vysychání v závislosti na čase t vyplývá ze vztahu:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad (7)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 * \sqrt{h_0^3}} \quad (8)$$

Kde: t stáří betonu ve dnech
 t_s stáří betonu na začátku vysychání (ve dnech)

Autogenní smršťování

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (9)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} \quad (10)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 * t^{0,5}) \quad (11)$$

Dosazením do rovnic (4) až (11) bylo spočteno celkové poměrné smrštění v čase $t = 100$ let.

$$\varepsilon_{cs}(t) = 0,237 \text{ ‰}$$

Zatížení terénu zástavbou a jinými pozemními objekty

Jelikož je území nad tunelem tvořeno lesními porosty a zemědělskou půdou, není toto zatížení uvažováno.

6.2.2. Proměnné zatížení

Teplotní změny

Zatížení definitivního ostění teplotními změnami se provádí pro dvě různá období – léto a zimu. Dále je třeba zahrnout vzdálenost posuzovaného řezu od portálu. Na základě výše uvedeného dělení se uvažují teplotní změny dle následující tabulky č. 23. [32]

Tabulka č. 23: Teplotní změny pro zatížení definitivního ostění [%o] [32]

Poloha	Lokace	Léto	Zima
Portál	vnější povrch	+35°C	-25°C
	střednice	+30°C	-20°C
	vnitřní povrch	+25°C	-15°C
200 m od portálu	vnější povrch	+15°C	-5°C
	střednice	+20°C	-10°C
	vnitřní povrch	+25°C	-15°C
200 m - 1000 m od portálu	vnější povrch	+10°C	+5°C
	střednice	+15°C	0°C
	vnitřní povrch	+20°C	-5°C
Nad 1000 m od portálu	vnější povrch	+10°C	+5°C
	střednice	+12,5°C	+2,5°C
	vnitřní povrch	+15°C	0°C

Posuzovaný řez 1 se nachází ve vzdálenosti přibližně 240 m od vjezdového portálu.

Teplotní zatížení je v programu ATENA 2D zadáváno každému makroprvku pomocí lineárního pole ve tvaru:

$$f(x, y) = (K + A * x + B * y) * dt \quad (12)$$

Koeficienty K , A , B sloužící pro zadání teplotního lineárního pole do programu ATENA lze dopočítat ze znalosti souřadnic okrajových bodů jednotlivých makroprvků a ze znalosti předepsaných teplot v těchto bodech.

Teplota při betonáži byla uvažovaná hodnota $T = 10^{\circ}\text{C}$.

Dopočet těchto koeficientů byl proveden v programu MS Excel a tvoří přílohu č. 12.

Zatížení vodním tlakem

Jelikož jsou podél celého tunelu navrženy boční tunelové drenáže DN200, nedochází zde k nárůstu hydrostatického tlaku. Aby byl zajištěn správný odvod podzemní vody do bočních

drenáží i z oblasti pod spodní klenbou, bude primární a sekundární ostění v oblasti spodní klenby odděleno nopovou fólií *Dörken Delta-MS 20*.

Zatížení terénu dopravou

Zde je stejná situace jako v případě zatížení nadloží tunelu zástavbou a jinými objekty. Území nad tunelem je využíváno pouze zemědělsky, proto toto zatížení není uvažováno.

6.3. Kombinace zatížení

Definitivní ostění má být posouzeno na 16 různých kombinací zatížení, které mají vystihnout všechny možné stavy, které mohou v průběhu životnosti konstrukce nastat. [32]

Zatěžovací stavy lze rozdělit do dvou skupin. První skupina kombinací (C1-C8) nepředpokládá působení horninového tlaku, jelikož ten je prozatím přenášen primárním ostěním. Ve druhé skupině (C9-16) se již uvažuje degradace primárního ostění a tím pádem plný horninový tlak. [32]

Veškeré kombinace jsou vypsány v následující tabulce.

Tabulka č. 24: Kombinace zatížení [32]

Kombinace		ZS - stálé				ZS - proměnné			
		VLT	S	R	ZSB	TPZ	TPL	W	DP
Bez horninového tlaku	C1	X				X			
	C2	X					X		
	C3	X				X		X	
	C4	X					X	X	
	C5	X	X			X			
	C6	X	X				X		
	C7	X	X			X		X	
	C8	X	X				X	X	
S horninovým tlakem	C9	X		X	X	X			X
	C10	X		X	X		X		X
	C11	X		X	X	X		X	X
	C12	X		X	X		X	X	X
	C13	X	X	X	X	X			X
	C14	X	X	X	X		X		X
	C15	X	X	X	X	X		X	X
	C16	X	X	X	X		X	X	X

Pokud nebudeme uvažovat kombinace, ve kterých se vyskytuje zatížení hydrostatickým tlakem (W) a zároveň nebudeme uvažovat zatížení stavebními objekty (ZSB) a dopravou (DP) nad tunelem, počet kombinací i jejich obsah se nám zredukuje. Tyto výsledné kombinace jsou uvedeny v tabulce č. 25 na následující straně a budou použity pro posouzení definitivního ostění v rámci mé práce.

Tabulka č. 25: Výsledné kombinace zatížení

Kombinace		ZS - stálé			ZS - proměnné	
		VLT	S	R	TPZ	TPL
Bez horninového tlaku	C1	X			X	
	C2	X				X
	C5	X	X		X	
	C6	X	X			X
S horninovým tlakem	C9	X		X	X	
	C10	X		X		X
	C13	X	X	X	X	
	C14	X	X	X		X

6.4. Vytvoření numerického modelu

Geometrie ostění (viz obr. 46, str. 67) je do programu ATENA 2D naimportována ve formátu dxf z programu Autocad 2015.

Celé ostění je rozděleno do 20 jednotlivých prvků z důvodu minimalizování chyby při zatížení teplotními změnami. Při zatížení teplotou pomocí lineárního pole dochází u prvků se zakřivenou střednicí k nepřesnému průběhu teploty. Čím jsou jednotlivé zakřivené prvky menší, tím je dosaženo větší přesnosti, ale zároveň tím narůstá čas potřebný k výpočtu i na samotné vytvoření modelu. Počet 20 dílců je zvolen jako kompromis mezi přesností a časovou náročností modelu.

Program ATENA umožňuje vybrat mezi mnoha materiálovými modely. Pro popis betonu je zvolen materiál *3D Non Linear Cementitious 2⁷*, který je doporučen autory programu pro použití u podzemních staveb. Parametry tohoto modelu je program schopen přiřadit automaticky na základě vložené charakteristické krychelné pevnosti betonu. Prutová výztuž je popsána materiálem *CCReinforcement* s bilineární závislostí napětí a deformace (pružnoplastické chování).

Oba materiály jsou popsány následovně:

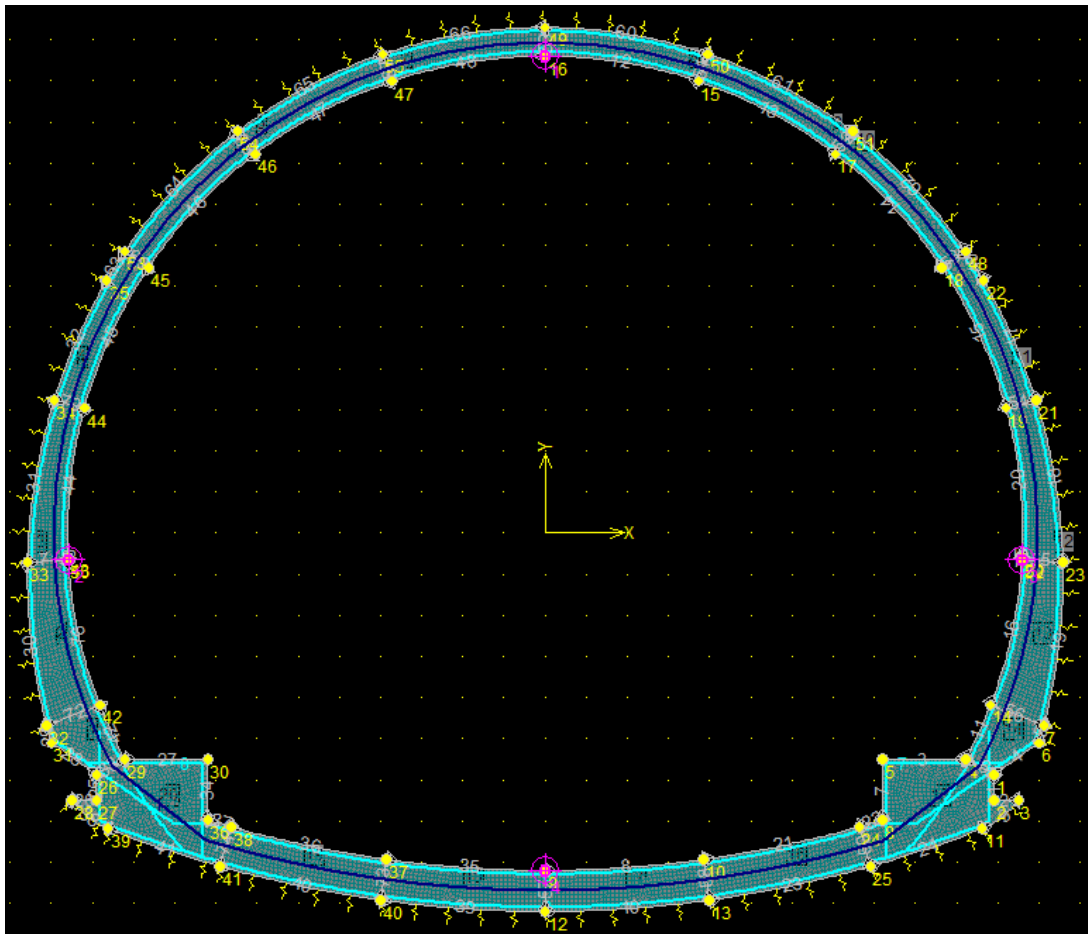
```
Název: C30/37
Typ: CC3DNonLinCementitious2
Modul pružnosti E = 3.301E+04 [MPa]
Poissonovo číslo MU = 0.200 [-]
Pevnost v tahu R_t = 2.665E+00 [MPa]
Pevnost v tlaku R_c = -3.145E+01 [MPa]
Specifická lomová energie G_f = 6.662E-05 [MJ/m]
Kritická tlaková deformace W_d = -5.0000E-04 [m]
Excentricita tvaru plochy porušení e = 0.520 [-]
Součinitel směru plastického tečení BETA = 0.000 [-]
Specifická tíha RHO = 2.300E-02 [MN/m3]
Koefficient teplotní roztažnosti ALPHA = 1.200E-05 [1/K]
Fixovaný model trhlin bude použit Fixed = 1.000 [-]
Plastická poměrná deformace na pevnosti v tlaku EPS_CP = -9.528E-04 [-]
Reduction of comp. strength due to cracks RC_LIM = 0.2 [-]
Crack Shear Stiff. factor S_F = 20.0 [-]
Aggregate Size = 0.0200 [m]
```

⁷ Parametry tohoto materiálového modelu vychází především z *FIB Model Code 90*.

Název: Ocel B500 B
Typ: CCreinforcement
Typ: Bi-lineární
Modul pružnosti E = 2.000E+05 [MPa]
Mez kluzu YIELD_STRENGTH = 434.783 [MPa]
Specifická tíha RHO = 7.850E-02 [MN/m3]
Součinitel teplotní roztažnosti ALPHA = 1.200E-05 [1/K]
Active in compression

Podpěření modelu musí vystihnout spolupůsobení ostění a okolního prostředí. Proto je po celém obvodu realizováno pomocí pružin, které reagují na zatlačení konstrukce do horniny. Pružiny jsou definovány pouze v tlaku (v tahu nepůsobí) a to tuhostí 70 MPa. Tato tuhost je zvolena pro okolní horniny typu R5 (silně zvětralá rula) na základě porovnání několika různých přístupů, doporučení a konzultací. [12] [35]

Pro generování sítě konečných prvků je využit zabudovaný automatický generátor KP. Jednotlivé konečné prvky jsou čtyřúhelníkové o hraně 0,05 cm.

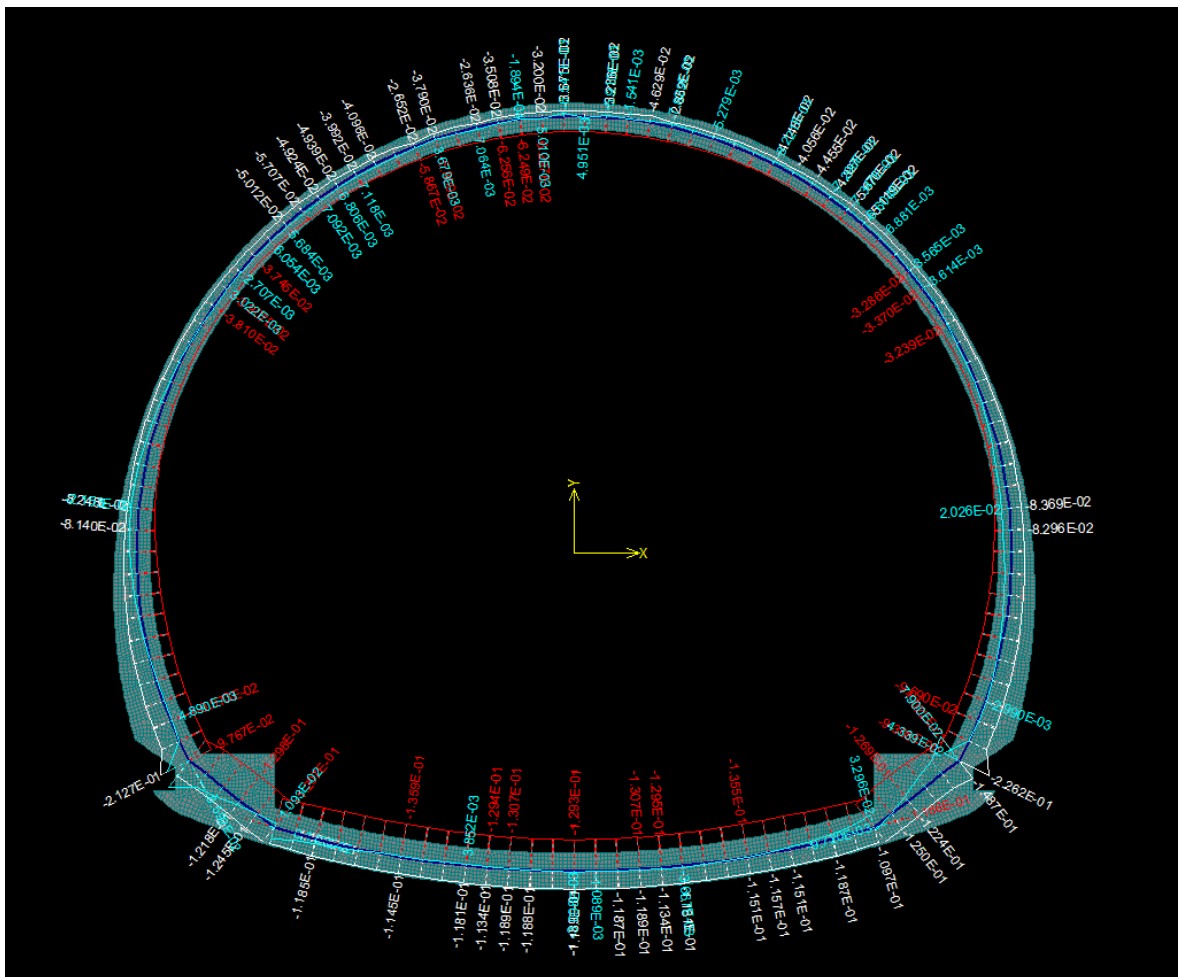


Obr. 48: Numerický model v programu ATENA

6.5. Posouzení MSÚ

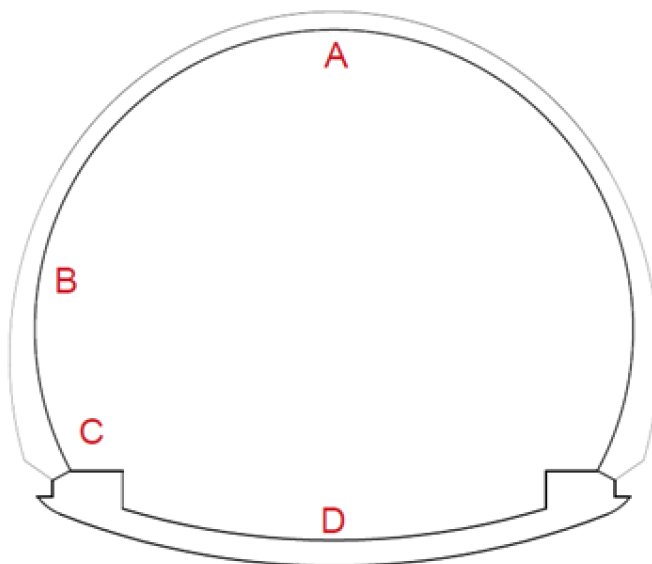
V mezním stavu únosnosti bylo spočteno všech 8 kombinací, které jsou uvedeny v tabulce 25 (str. 73). Koeficienty pro jednotlivé zatěžovací stavy byly zvoleny jako $\gamma_F = 1,1$ pro vlastní tíhu a jako $\gamma_F = 1,35$ pro veškeré ostatní zatížení.

Pro každou kombinaci byly spočteny a vykresleny vnitřní síly (normálová síla N, posouvající síla Q a ohybový moment M). Tyto veličiny jsou pro ukázkou zachyceny na následujícím obrázku č. 48 pro kombinaci č. 1 pro celkové zatížení. Červenou barvou je zde zobrazen ohybový moment, bíle normálová síla a tyrkysově posouvající síla. Jednotky sil jsou [MN/m], u momentu [MNm/m]. Kompletní dokumentace k výpočtu vnitřních sil v programu ATENA 2D tvoří přílohu č. 14.



Obr. 49: Výsledné vnitřní síly pro kombinaci C1

Pro každou z kombinací bylo vybráno nejnejpříznivější namáhání vnitřními silami ve čtyř různých místech:



Obr. 50: Schéma posuzovaných oblastí definitivního ostění

Bod A – horní klenba	(tl. 350 mm)
Bod B – opěří	(tl. cca 400 mm)
Bod C – napojení horní a dolní klenby	(tl. 390 mm)
Bod D – dolní klenba	(tl. 500 mm)

Nejnejpříznivější hodnoty vnitřních sil získané z numerického modelu pro jednotlivé kombinace byly pro další posouzení navíc přenásobeny koeficientem neurčitosti modelu $\gamma_N = 1,1$. Tento součinitel má za cíl především eliminovat negativní vliv možné nepřesnosti ve stanovení tuhosti pružného podepření definitivního ostění.

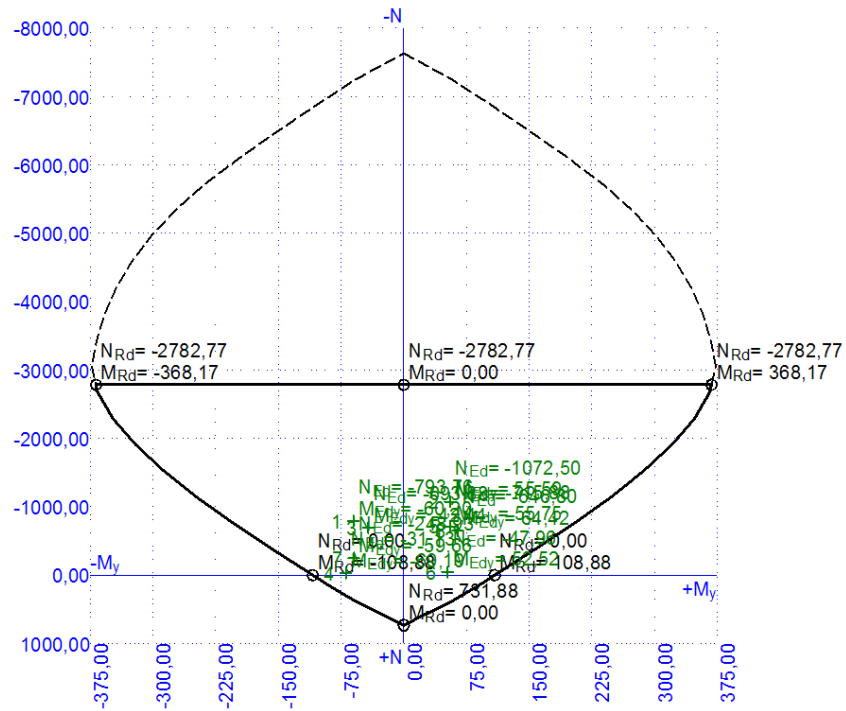
Tyto výsledné kombinace vnitřních sil pro oblasti A – D jsou obsahem tabulky č. 26 na následující straně.

Tabulka č. 26: Výsledné kombinace vnitřních sil pro posouzení definitivního ostění

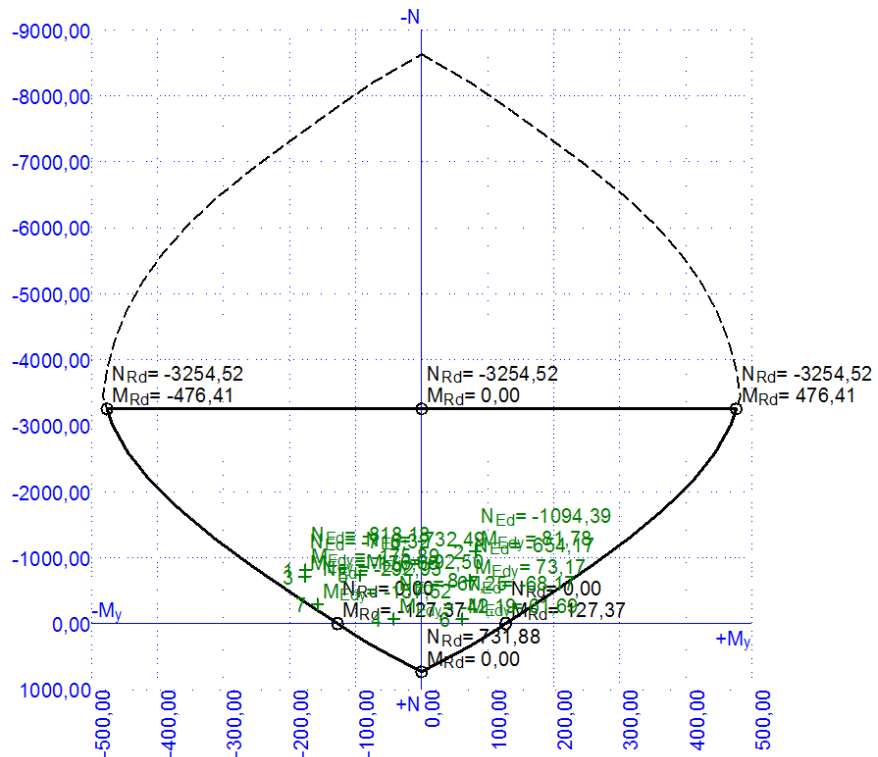
C1		A	B	C	D
	M [kNm/m]	-69,19	-42,185	-105,402	-145,42
	N [kN/m]	-31,13	-67,254	-195,03	-128,92
	Q [kN/m]	0	0	-69,421	-2,4167
C2		A	B	C	D
	M [kNm/m]	52,525	61,688	114,84	104,577
	N [kN/m]	-47,96	-68,167	-224,73	-175,01
	Q [kN/m]	0	0,429	120,67	-3,333
C5		A	B	C	D
	M [kNm/m]	-59,664	-157,52	-59,796	-160,6
	N [kN/m]	-248,93	-292,93	-406,45	-356,51
	Q [kN/m]	0	0	145,64	6,028
C6		A	B	C	D
	M [kNm/m]	64,416	73,172	230,23	51,975
	N [kN/m]	-646,8	-654,17	-934,67	-743,6
	Q [kN/m]	0	0	-248,93	-13,508
C9		A	B	C	D
	M [kNm/m]	-42,438	-176,66	166,98	-211,86
	N [kN/m]	-693,88	-716,32	-912,45	-676,39
	Q [kN/m]	0	0	373,78	0
C10		A	B	C	D
	M [kNm/m]	55,748	-92,499	236,94	33,77
	N [kN/m]	-715,88	-732,49	-964,04	-756,91
	Q [kN/m]	0	0	-322,63	-0,286
C13		A	B	C	D
	M [kNm/m]	-60,203	-175,89	85,866	-213,07
	N [kN/m]	-793,76	-818,18	-1028,28	-839,19
	Q [kN/m]	0	0	351,12	-16,06
C14		A	B	C	D
	M [kNm/m]	55,594	81,785	281,16	10,3279
	N [kN/m]	-1072,5	-1094,39	-1413,5	-1135,2
	Q [kN/m]	0	0	423,17	-20,625

Na tyto vnitřní síly bylo definitivní ostění posouzeno v programu FIN EC Beton pomocí interakčního diagramu obdobně jako primární ostění.

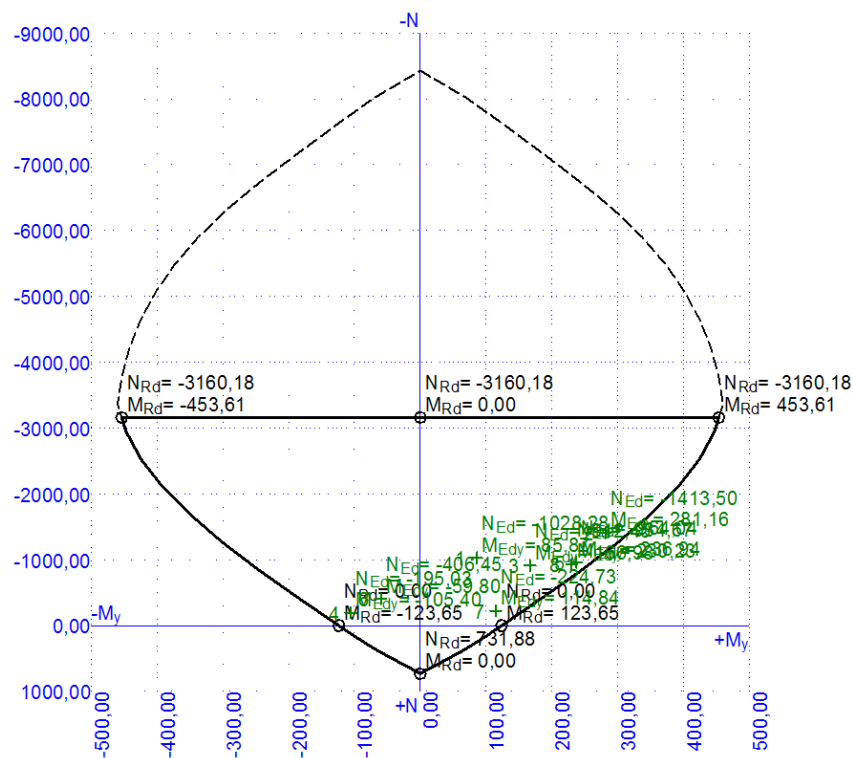
Vyztužení ve všech posuzovaných místech bylo u obou povrchů realizováno pomocí kari sítí 10/100 x 100 mm s krytím 50 mm. V místě napojení dolní a horní klenby jsou pro zvýšení smykové únosnosti použity spony o průměru 8 mm ve vzdálenosti 150 mm. Schéma vyztužení definitivního ostění tvoří přílohu č. 13.



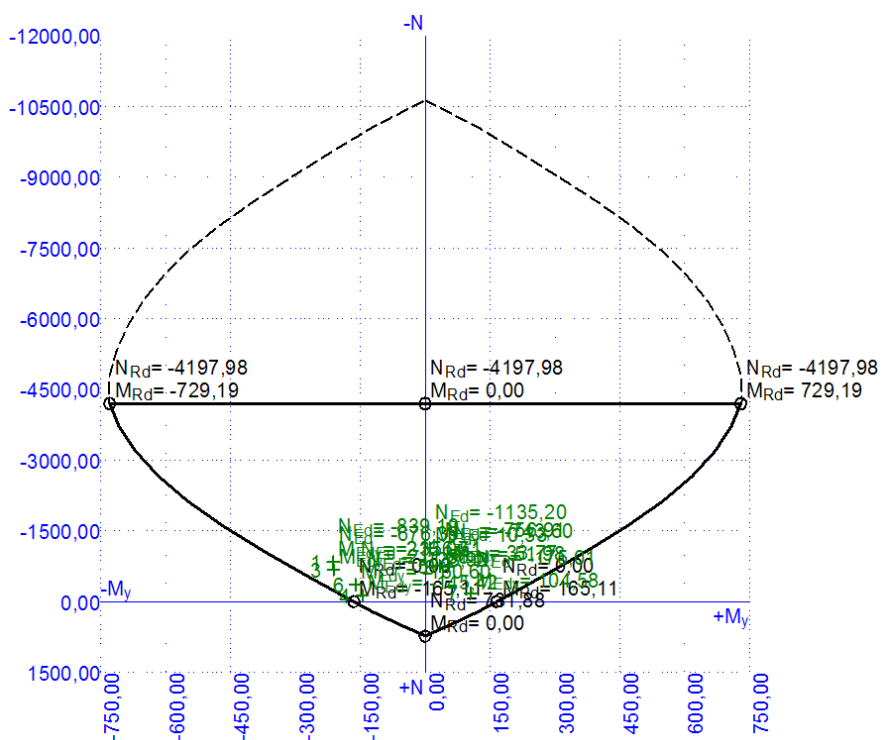
Obr. 51: Interakční diagram definitivního ostění v místě horní klenby



Obr. 52: Interakční diagram definitivního ostění v místě opěří



Obr. 53: Interakční diagram definitivního ostění v místě napojení horní a dolní klenby



Obr. 54: Interakční diagram definitivního ostění v místě dolní klenby

Maximální využití:

- | | |
|-------------------------------------|--------|
| • Horní klenba (A) | 61,3 % |
| • Opěří (B) | 91,8 % |
| • Napojení horní a dolní klenby (C) | 98,9 % |
| • Dolní klenba (D) | 76,2 % |

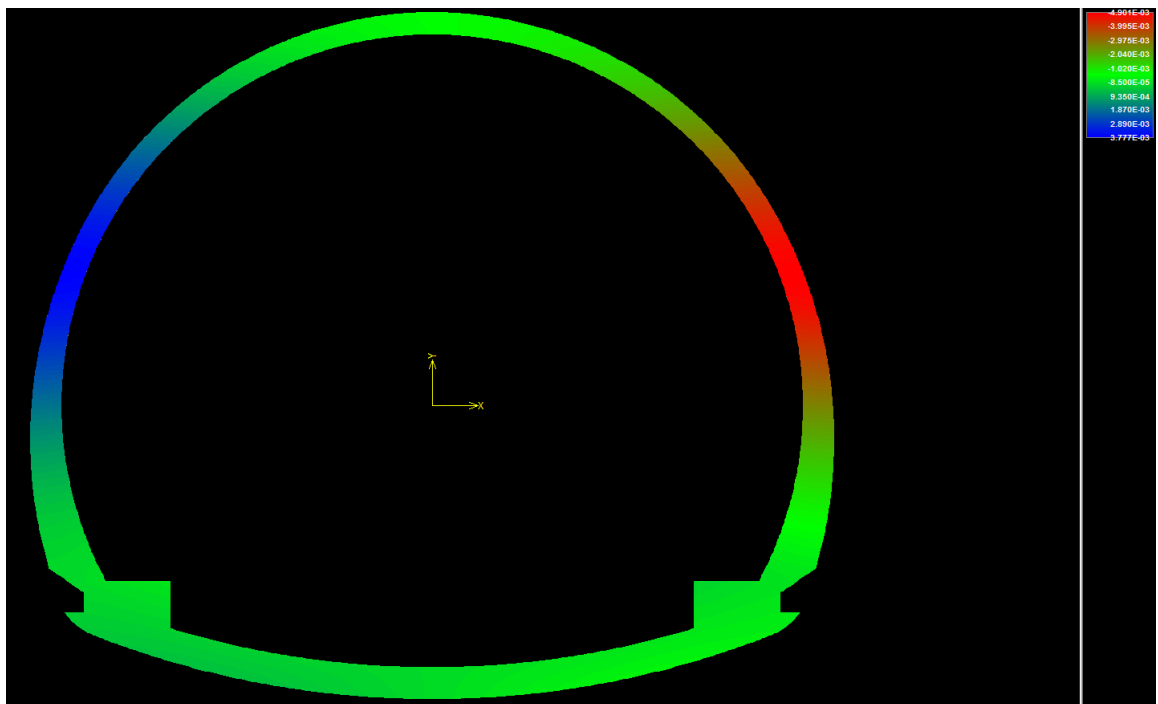
Z výše uvedených interakčních diagramů je zřejmé, že všechny posuzované oblasti vyhověly na posouzení mezního stavu únosnosti. ⁸

⁸ Dokumentace posouzení sekundárního ostění v programu FIN EC Beton tvoří přílohu č. 15.

6.6. Posouzení MSP

Pro posouzení mezního stavu použitelnosti bylo v programu ATENA 2D spočteno všech 8 kombinací z tabulky 25 (str. 73), přičemž koeficienty pro všechna zatížení byly rovny $\gamma_f = 1,0$.

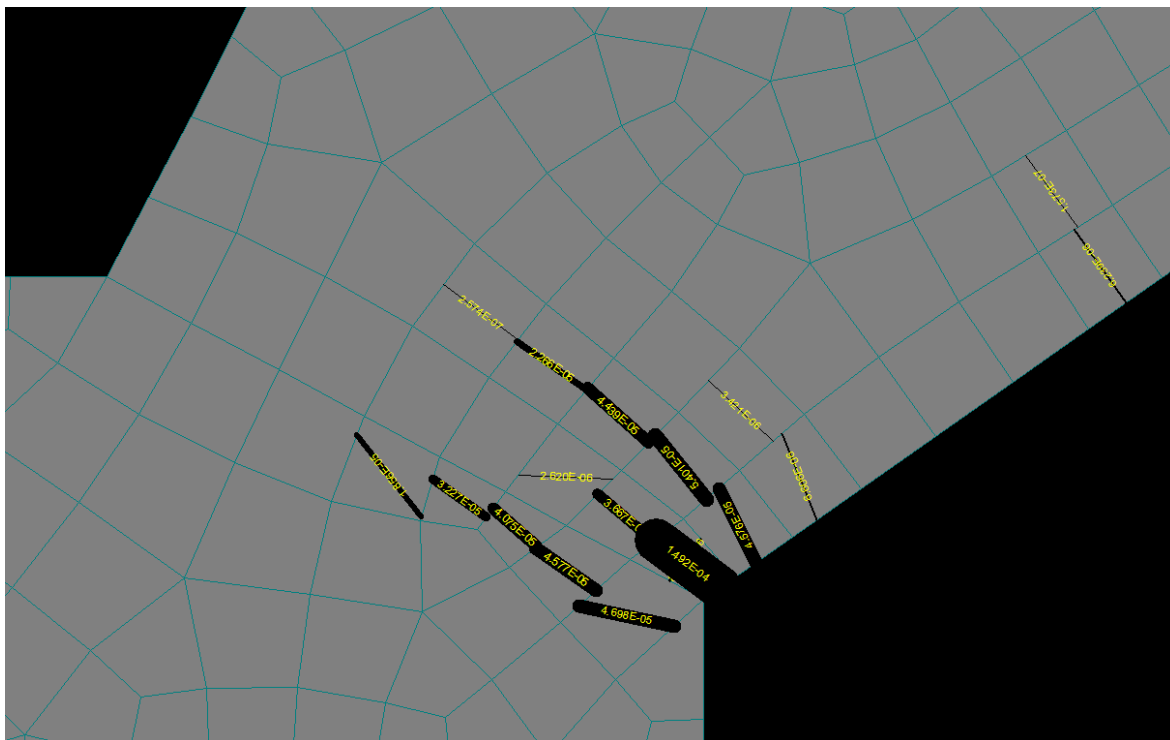
Maximální přetvoření konstrukce získané v programu ATENA 2D činí 4,9 mm ve vodorovném směru⁹ na pravé části opěří (kombinace C9). Limitní přípustná deformace definitivního ostění je z důvodu zachování funkce instalovaných zařízení stanovena jako 25 mm.



Obr. 55: Maximální deformace definitivního ostění (kombinace C9)

Dále je pro MSP nutné posoudit maximální velikost trhliny. Ta je důležitá zejména pro ochranu ocelové výztuže před korozí. Pro třídu prostředí XC4 (střídavě vlhké a suché) je limitní hodnota 0,3 mm. Maximální velikost trhliny získaná z programu ATENA 2D činí 0,15 mm pro kombinaci C14.

⁹ Svislá deformace v tomto místě vykazuje nejvýše stejnou hodnotu. Celková maximální deformace podle Pythagorovy věty tedy nemůže překročit hodnotu cca 7 mm ($\sqrt{x^2 + y^2}$). Přímé stanovení celkové deformace program ATENA 2D neumožňuje.



Obr. 56: Maximální velikost trhliny (kombinace C14)

Navržená konstrukce vyhověla na mezní stav použitelnosti (MSP) jak z hlediska maximální deformace, tak i z hlediska maximální přípustné velikosti trhlin.

7. Geotechnický monitoring

V průběhu druhé poloviny 20. století došlo k významnému rozvoji tunelovacích metod. Tyto nové a progresivní metody umožňují nejen materiální a finanční úsporu při výstavbě, ale také budování tunelů v prostředí, které bylo dříve pro tunelování nevhodné. Mezi tyto metody patří i nová rakouská tunelovací metoda, která je použita pro výstavbu Chotýčanského tunelu. [22]

Zároveň v sobě ale tyto metody mají míru rizika a nejistoty větší než dříve. Bývají přizpůsobené na konkrétní podmínky, které se předpokládají v okolí stavby. Tyto předpoklady vycházejí z geotechnického průzkumu, který by měl být provedený co nejpodrobněji a nejpečlivěji. Přesto tento průzkum nemůže vždy zastihnout veškeré stavy, které mohou při budování díla nastat.

Z tohoto důvodu je třeba navrhnout odpovídající sledování stavby i jejího blízkého okolí po celou dobu výstavby a v určité míře i po ní – tzv. geotechnický monitoring. Účelem tohoto monitoringu je ověření výstupů a předpokladů, které vyplývají ze statického výpočtu a projektové dokumentace.

V rámci geotechnického monitoringu Chotýčanského tunelu, který je předmětem této diplomové práce, jsou navrženy následující opatření:

- Dokumentace čelby
- Konvergenční měření
- Extenzometrická měření
- Nivelační měření
- Měření tlaku na kontaktu hornina – primární ostění
- Měření napětí v sekundárním ostění
- Měření teploty
- Měření vodního režimu

7.1. Dokumentace čelby

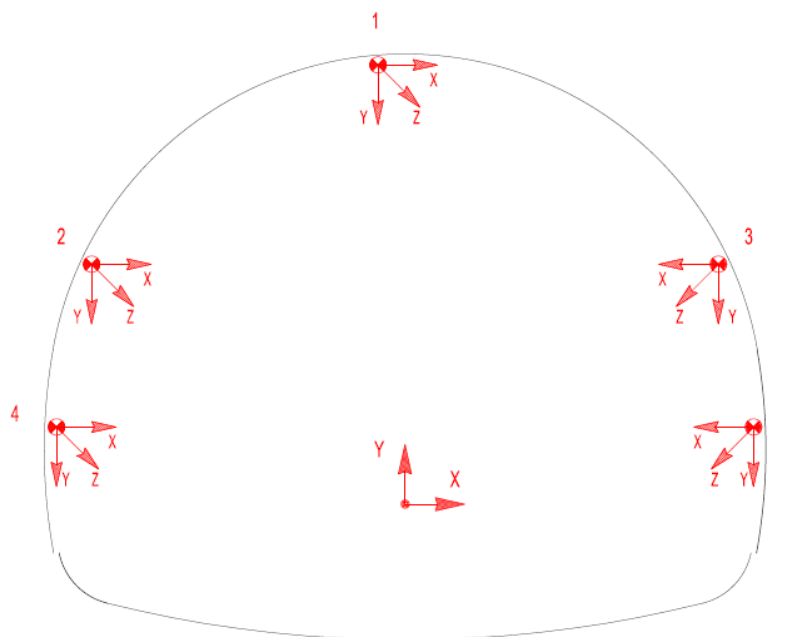
Po každém záběru se bude provádět geotechnická dokumentace čelby. Cílem tohoto dokumentování je především ověření geotechnických podmínek vyplývajících z provedeného geotechnického průzkumu. Do formulářů pro dokumentaci čelby bude zakreslen a popsán geologický stav (vrstvy, tektonické poruchy, diskontinuity, přítoky podzemní vody atd.) a případné nadvýlomy výrubu. Kromě grafického zakreslení budou geologické poměry zachyceny i fotograficky. [22] [36]

7.2. Konvergenční měření

Konvergenční měření slouží k zachycení deformací výrubu a bude realizováno v tzv. měřičských profilech. Vzdálenosti jednotlivých měřičských profilů závisí na kvalitě okolního horninového masivu a s tím spojené technologické třídě výrubu. Vzdálenosti pro jednotlivé TTV jsou následující:

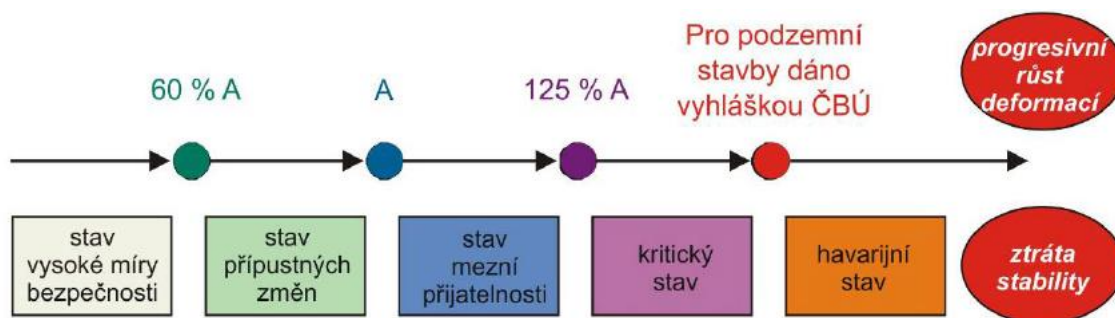
- TTV2 30 m
- TTV3 20 m (řez 2)
- TTV4 16 m
- TTV5 16 m (řez 3)
- TTV6 12 m (řez 1)

Samotné měření bude prováděno pomocí optických totálních stanic, které budou měřit absolutní posuny každého z měřičských bodů. V každém měřičském profilu je zabudováno pět těchto bodů. Rozmístění konvergenčních bodů je zobrazeno na následujícím obrázku.



Obr. 57: Rozmístění konvergenčních bodů

Pro vyhodnocení konvergenčního měření je využito principu varovných stavů. Ty vychází z TP 237 [36] a jsou rozdělny v závislosti na procentuální hodnotě dosažené hodnoty sledované veličiny. Touto sledovanou veličinou je maximální deformace výrubu (mezní hodnota „A“). Předpokládána velikost této veličiny vychází ze statického výpočtu primárního ostění v programu GEO5 MKP. [36]



Obr. 58: Princip a posloupnost varovných stavů [36]

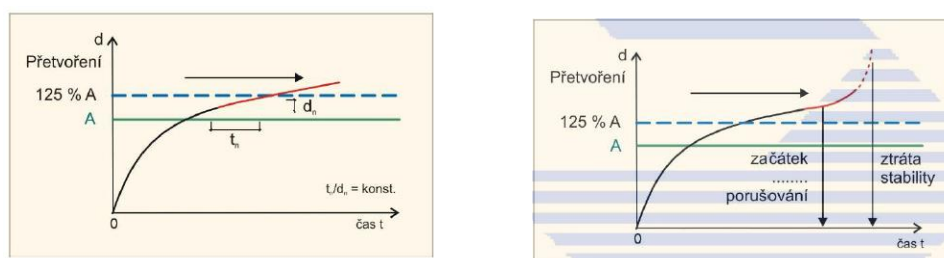
Pokud sledovaná hodnota dosahuje deformace dosahuje maximálně 60 % předpokládané hodnoty „A“, jedná se o **stav vysoké míry bezpečnosti**. V tomto stavu lze uvažovat o opatřeních, které povedou k úspoře v projektu a ke zrychlení výstavby.

Při překročení 60 % hodnoty „A“ nastává **stav přípustných změn**. Navžený postup výstavby odpovídá geologickým podmínkám a předpokladům, žádná mimořádná opatření nejsou třeba.

Překročení hodnoty „A“ o maximálně 25 % a následné ustalování značí **stav mezní přijatelnosti**. V tomto případě by neměla být ohrožena stabilita díla ani dosažen mezní stav únosnosti. Přesto by však měly být přijaty opatření pro návrat do předchozího stavu přípustných změn a zároveň zvýšena četnost monitorovaných měření.

Překročení hodnoty 125 % „A“ a při neustalování deformací nastává **kritický stav**. Tento stav značí výrazně horší geologické podmínky, než předpokládal geologický průzkum. Okamžitě je třeba přijmout technologická mimořádná opatření, která musí vést k co nejrychlejšímu zastavení nárůstu deformace.

Při **havarijním stavu** dochází k progresivnímu nárůstu deformace, případně již k mimořádné situaci. Rozdíl mezi kritickým a havarijním stavem je zobrazen na následujících obrázcích č. 59 a 60.



Obr. 59 a 60: Kritický stav (vlevo), havarijní stav (vpravo) [36]

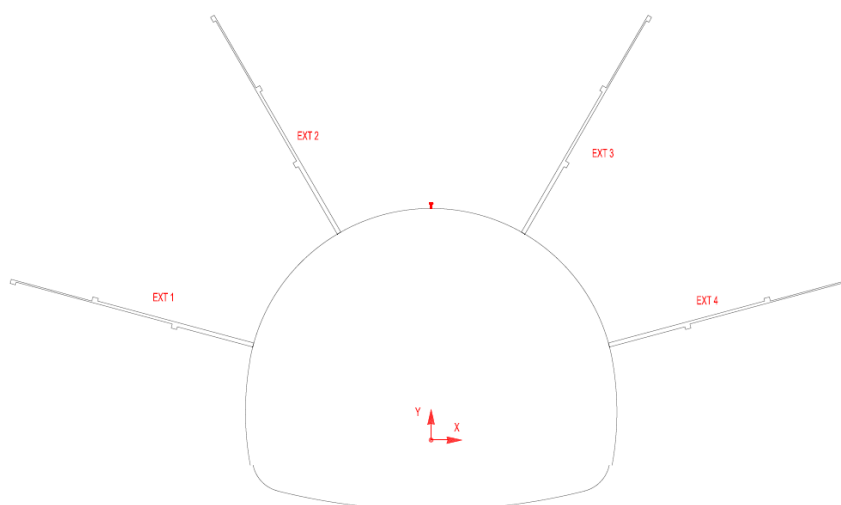
Na základě vypočtených deformací z programu GEO5 MKP byly přijaty následující hodnoty deformací výrubu pro jednotlivé varovné stavy:

Tabulka č. 27: Rozhodující hodnoty deformace výrubu pro jednotlivé varovné stavy

Řez	TTV	Hodnota "A"	Varovný stav		
			vysoké míry bezpečnosti	přípustných změn	mezní přijatelnosti
1	6	45,6 mm	27 mm	45 mm	57 mm
2	3	28,4 mm	17 mm	28 mm	35 mm
3	5	57 mm	34 mm	57 mm	71 mm

7.3. Extenzometrická měření

Pro zjištění deformací horninového masivu v okolí výrubu a určení zóny rozvolnění bude použito měření extenzometry. Ty měří přetvoření (deformaci) ve směru vrtu, ve kterém jsou nainstalovány. Extenzometrická měření budou realizována v tzv. sdružených měřičských profilech. Tyto sdružené profily budou umístěny ve stejných profilech jako konvergenční měření po cca 450 m. Celkem tedy bude po celé délce tunelu realizováno 10 sdružených profilů. Standardně budou v každém tomto profilu provedeny tři vrtu (pro osazení extenzometry) vedené z povrchu v profilu kolmém na podélnou osu tunelu. V případě nadloží vyššího než 40 m bude měření provedeno v radiálních vrtech přímo z tunelu. V tomto případě budou osazeny 4 extenzometry dle schématu na obr. č. 61. Toto se týká celkově tří sdružených profilů. U extenzometrů prováděných z povrchu musí jejich instalace a nulté měření proběhnout minimálně tři týdny před započítáním ražby. [22] [36]



Obr. 61: Schéma rozmístění extenzometrů v případě vysokého nadloží

7.4. Niveláčn měření

Nivelační měření slouží k měření deformace terénu nad tunelem. Jelikož je toto území využívané pouze zemědělsky (orn půda a lesy), není třeba velikost poklesové kotliny měřit v celé délce tunelu. Proto bude nivelační měření realizováno pouze ve sdružených mřckých profilech. V těchto místech je toto měření důležité, jelikož bude použito k upsnní a oprav čtení deformace z extenzometrů. Stejn jako u měření pomocí extenzometrů je třeba, aby vlastní měření započalo už před samotnou ražbou tunelu. [22] [36]

7.5. Měření tlaku na kontaktu hornina – primární ostění

Toto měření bude realizováno ve sdružených mřckých profilech pomocí tlakových podušek umístěných pmo na povrch výrubu před instalací střkanho betonu. Na základě těchto měření bude ověřeno kontaktní napětí získané z numerického modelu, které vyplývá z okolního horninového prostředí. Tlakov podušky budou umístěny ve stejných místech jako body pro konvergenční měření, v přpad ostění se spodní klenbou bude další tlakov poduška umístěna uprostřed této klenby. [22] [36]

7.6. Měření napětí v sekundárním ostění

Pro měření tohoto napětí budou na výztuž definitivního ostění instalovány strunov deformetry. Toto měření je dlouhodob a bude probíhat i po ukončení výstavby tunelu. Cílem je získat informace o postupném zatěžování sekundárního ostění v závislosti na degradaci ostění primárního. Pro vyhodnocení tohoto měření je nezbytn znát přesnou hodnotu modulu pružnosti betonu použitého v ostění, jelikož se výpočet napjatosti provádí nepmo podle Hookova zákona v závislosti na naměřené deformaci. [22] [36]

7.7. Měření teploty

Ve všech mřckých profilech bude kontrolována teplota na vnějším a vnitrnm lci sekundárního ostění. Teplota bude měřena zejména z důvodu minimalizování chyby měření napětí v sekundárním ostění. [36]

7.8. Měření vodního režimu

Před zahájením ražby musí být provedena důkladná pasportizace všech vodních zdrojů v okolí ražby. Minimálně rok před započítáním vlastní ražby bude v přilehlé oblasti vybudována síť pozorovacích hydrovrtů. Měření vodního režimu bude pokračovat až do jeho stabilizace (tzn. i po ukončení výstavby). Po celou dobu výstavby budou také měřeny přítoky podzemní vody do tunelu pomocí odměrných nádob. [36]

8. Závěr

Cílem této práce byl návrh železničního tunelu Chotýčany, jehož výstavba je naplánována v rámci modernizace IV. železničního koridoru mezi Českými Budějovicemi a Tábořem. Tento tunel by měl mít po dokončení délku 4810 m, čímž by se stal nejdelším železničním tunelem v České Republice.

První část práce je zaměřena teoreticky na obecné informace o železničních koridorech na území České Republiky a na podrobnější popis samotné stavby Chotýčanského tunelu.

Obsahem druhé části je návrh a posouzení primárního ostění. Pro toto řešení byly vybrány po délce tunelu tři řezy tak, aby dokázaly vystihnout různé geologické a technologické podmínky. Jako řez 1 bylo vybráno místo s nejhorší geologií, řez 2 byl umístěn v místě nejvyššího nadloží, které dosahovalo výšky až 66 m. Řez 3 reprezentuje místo s relativně nízkým nadložím a špatnou geologií. Odlišné podmínky pro všechny tři posuzované řezy docílily návrhu primárního ostění pro tři různé technologické třídy výrubu (TTV). Pro zjištění chování horninového masivu a stanovení zatížení na primární ostění byl pro každý z řezů vytvořen numerický model v programu *GEO5 MKP*. Na základě vnitřních sil získaných z tohoto programu byly sestaveny nejnepříznivější zatěžovací kombinace a na tyto kombinace bylo ostění následně posouzeno pomocí interakčních diagramů v programu *FIN EC Beton*.

Pro řez 1 (TTV 6) bylo navrženo primární ostění ze stříkaného betonu SB25 o tloušťce 300 mm vyztužené dvěma kari sítěmi typu 8/100x100 (sítě s profily průměru 8 mm s oky 100 x 100 mm). Z důvodu velmi nepříznivé geologie je zde navržena protiklenba. Řez 2 byl původně navržen pro TTV 2. V rámci dalších výpočtů se tato třída ale ukázala jako nedostatečná, proto byl přesunut do TTV 3. Primární ostění je pro tuto třídu tvořeno betonem SB25 tloušťky 150 mm a jako výztuž jsou opět použity dvě kari sítě typu 8/100x100. Řez 3 je zabezpečen primárním ostěním z betonu SB25 tloušťky 250 mm s výztuží dvěma sítěmi typu 6/100x100. Řez 1 je z důvodu velmi nepříznivé geologie navrženo s protiklenbou, ostění řezů 2 a 3 je založeno na patkách. Primární ostění ve všech třech posuzovaných řezech vyhovělo na veškerá posouzení.

Třetí část práce obsahuje návrh a posouzení definitivního ostění. Toto bylo provedeno z důvodu obdobného postupu pro všechny tři řezy pouze v řezu 1. Ostění je navrženo z železobetonu C30/37 a vyztuženo především sítěmi typu 10/100x100. Pro výpočet vnitřních sil byl využit program *ATENA 2D*, který umožňuje provádět nelineární analýzu železobetonových konstrukcí metodou konečných prvků. Na základě tohoto výpočtu byla konstrukce posouzena

pomocí interakčního diagramu na mezní stav únosnosti a na mezní stav použitelnosti, kde byla kromě maximální povolené deformace kontrolována i šířka trhlin. Na oba dva mezní stavy navržená konstrukce vyhověla.

Poslední část práce se zabývá návrhem geotechnického monitoringu, který je pro tunelové stavby velmi významný. Cílem monitoringu je především ověřit správnost předpokladů geotechnického průzkumu a také navrženého technického řešení. V případě, že se v průběhu monitorování stavby ukáže nesprávnost určitých závěrů, je třeba na tyto nové informace neprodleně reagovat. Geotechnický monitoring by měl probíhat nejen při samotné výstavbě, ale některá měření je nezbytné započít už v časovém předstihu, a naopak jiná musí pokračovat i po ukončení realizace stavby. V každém případě nelze úlohu geotechnického monitoringu, stejně jako geotechnického průzkumu, jakýmkoliv způsobem podceňovat.

9. Použité zdroje

- [1] Železniční koridory v ČR: Historické plány. K-Report [online]. 2006 [cit. 2015-03-10]. Dostupné z: <http://www.k-report.net/koridory/histori1.htm>
- [2] Železniční koridory v ČR: Charakteristika koridorů. K-Report [online]. 2006 [cit. 2015-03-10]. Dostupné z: <http://www.k-report.net/koridory/histori3.htm>
- [3] SEMMIDUBSKÝ, Vít a Miroslav VANČURA. Rozvoj Transevropských dopravních sítí. Silnice železnice [online]. 2009 [cit. 2015-03-12]. Dostupné z: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/rozvoj-transevropskych-dopravnich-siti/>
- [4] Trans-European transport network. European Commission [online]. 2004 [cit. 2015-03-19]. Dostupné z: <http://ec.europa.eu/ten/transport/maps/doc/axes/pp00.pdf>
- [5] Železniční koridory. Doprava-info [online]. 2011 [cit. 2015-03-25]. Dostupné z: <http://doprava-info.webnode.cz/vyuka/zeleznicni-koridory/>
- [6] Tranzitní železniční koridory. Ministerstvo dopravy [online]. 2006 [cit. 2015-04-02]. Dostupné z: http://www.mdcz.cz/cs/Drazni_doprava/Rozvoj_zeleznicni_infrastruktury/Tranzitn%C3%AD+%C5%BEeezni%C4%8Dn%C3%AD+koridory.htm
- [7] IV. koridor. Železniční koridory [online]. 2006 [cit. 2015-04-03]. Dostupné z: <http://koridory.wz.cz/>
- [8] HORÁČEK, Filip. NKÚ: Dostavba železničních koridorů se výrazně prodlužuje a prodražuje. In: Idnes.cz [online]. Praha: MAFRA, a.s., 2016 [cit. 2016-09-16]. Dostupné z: http://ekonomika.idnes.cz/zeleznicni-koridory-se-dostavi-nejdriv-v-roce-2021-f6k-/eko-doprava.aspx?c=A160307_082310_eko-doprava_fih
- [9] KŘEMEN, Jan. Informace o stavbě IV. železničního koridoru. In: Tábor: Oficiální web města [online]. Tábor, 2015 [cit. 2016-09-20]. Dostupné z: <http://www.taborcz.eu/informace-o-stavbe-iv-zeleznicniho-koridoru/d-32664>
- [10] LAPIŠ, Petr a Libor MAŘÍK. TUNEL CHOTÝČANY – VARIANTY TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ A ZPŮSOBU RAŽBY NEJDELŠÍHO ŽELEZNIČNÍHO TUNELU NA IV. KORIDORU. Tunel. Praha: ITA-AITES, 2011, 20(4/2011), 43 - 53. ISSN 1211 – 0728.

- [11] FUKSA, David. IV. tranzitní železniční koridor: Úsek 4203 Nemanice I - Ševětín. In: VLAK-SITE [online]. 2009 [cit. 2016-09-26]. Dostupné z: <http://vlak.wz.cz/koridor.html#zacatek>
- [12] ŘEHÁK, Jakub. Návrh primárního a sekundárního ostění tunelu Deboreč. Praha, 2016. Diplomová práce. ČVUT FSV. Vedoucí práce Jiří Barták.
- [13] TURANSKÝ, Daniel. Návrh zajištění portálového zářezu Ejpovického tunelu. Praha, 2015. Bakalářská práce. ČVUT. Vedoucí práce Jiří Barták.
- [14] PIKHARTOVÁ, Lenka a Petr LAPIŠ. Přípravná dokumentace Nemanice I - Ševětín, tunely Hosín a Chotýčany. In: Železniční mosty a tunely. Praha: A.W.A.L. s.r.o, 2011, s. 1-6. ISSN 1213-6395.
- [15] SVOBODA, Jakub. Tunely u Ševětína budou až po roce 2018. In: Koridory [online]. 2013 [cit. 2016-09-26]. Dostupné z: <http://www.koridory.cz/archives/10677/>
- [16] OTTA, Edwin. Petice má železnici odsunout. In: Českobudějovický deník [online]. České Budějovice: Vltava Labe Media a.s., 2015 [cit. 2016-09-26]. Dostupné z: http://ceskobudejovicky.denik.cz/zpravy_region/petice-ma-zeleznici-odsunout-20151028.html
- [17] BABIČ, Michal. Připravované stavby modernizace a optimalizace IV. tranzitního koridoru. In: ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTA. České Budějovice, 2014, s. 25-26.
- [18] PIKHARTOVÁ, Lenka a Michal GRAMBLIČKA. PROJEKTOVÁ PŘÍPRAVA TUNELU HOSÍN. Tunel. Praha: ITA - AITES, 2012, 21(1/2012), 24 - 30. ISSN 1211 – 0728.
- [19] SUDOP, Praha, a.s. a IKP CONSULTING ENGINEERS, s.r.o. Přípravná dokumentace stavby SO 38-25-70: Chotýčanský tunel. Praha, 2010.
- [20] SUDOP, Praha, a.s. a IKP CONSULTING ENGINEERS, s.r.o. Modernizace trati Nemanice I - Ševětín: Geotechnický průzkum. Praha, 2010.
- [21] BARTÁK, Jiří. Podzemní stavitelství v České republice. Praha: SATRA, 2007. ISBN 978-80-239-8568-9.
- [22] BARTÁK, Jiří a Jan PRUŠKA. Podzemní stavby. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04789-7.
- [23] BARÁNEK, Tomáš. Návrh tunelu Hosín. Praha, 2014. Diplomová práce. ČVUT. Vedoucí práce Jiří Barták.

- [24] Typy kontaktů. In: FINE: Civil engineering software [online]. Praha, 2016 [cit. 2016-10-11]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/typy-kontaktu-01/>
- [25] TURČEK, Peter. *Zakládání staveb*. Bratislava: Jaga, 2005, 302 s. ISBN 80-807-6023-3.
- [26] *Československá státní norma ČSN 73 1001: Zakládání staveb, Základová půda pod plošnými základy*. Praha: Český normalizační institut 31060, 1987.
- [27] HILAR, Matouš. *Stříkaný beton v podzemním stavitelství*. Praha: Český tunelářský komitét ITA-AITES, 2008. Dokumenty českého tunelářského komitétu ITA-AITES. ISBN 978-80-254-1262-6.
- [28] Česká technická norma (ČSN): ČSN 73 7508. *Železniční tunely*. Praha: Český normalizační institut, 2002.
- [29] ALDORF, Josef a kol. *ZÁSADY A PRINCIPY NRTM JAKO PŘEVAŽUJÍCÍ METODY KONVENČNÍHO TUNELOVÁNÍ V ČR*. Praha: Český tunelářský komitét ITA-AITES, 2006. Dokumenty českého tunelářského komitétu ITA-AITES.
- [30] APLIKACE — HORNICTVÍ: Kotvení. In: Minova Bohemia [online]. Ostrava, 2015 [cit. 2016-11-05]. Dostupné z: <http://www.minova.cz/index.php?page=aplikace/hornictvi/kotveni.phtml>
- [31] PRUŠKA, Jan. Numerické modelování tunelu metodou NRTM: Inženýrský manuál č. 26. In: Fine [online]. Praha: Fine, 2016 [cit. 2016-11-05]. Dostupné z: http://www.fine.cz/ke-stazeni/inzenyrske-manualy/86/cs/manual-26_cz_mkp-tunel/
- [32] BARTÁK, Jiří, Jiří HOŘEJŠÍ a Aleš ZAPLETAL. *DOPORUČENÍ PRO ZPRACOVÁNÍ STATICKÝCH VÝPOČTŮ RAŽENÝCH TUNELŮ DLE EC*. Praha: ITA-AITES, 2010.
- [33] Mohr-Coulomb (MC). In: Fine [online]. Praha, 2016 [cit. 2016-10-28]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/mohr-coulomb-mc-01/>
- [34] Modifikovaný Mohr-Coulomb (MMC). In: Fine [online]. Praha, 2016 [cit. 2016-10-28]. Dostupné z: <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/modifikovany-mohr-coulomb-mmc-01/>
- [35] KLEPSATEL, František a Koloman RATKOVSKÝ. *Podzemné stavby: Prikklady*. Bratislava: Slovenská vysoká škola technická v Bratislave.
- [36] TP-237. *Geotechnický monitoring tunelů podzemních komunikací: Technické podmínky*. Praha: Ministerstvo dopravy, 2011.

10. Seznam obrázků

OBR. 1: SÍŤ PANEVROPSKÝCH KORIDORŮ [4]	10
OBR. 2: MAPA ŽELEZNIČNÍCH KORIDORŮ NA ÚZEMÍ ČR [5]	11
OBR. 3: MAPA VEDENÍ IV. ŽELEZNIČNÍHO KORIDORU [7]	13
OBR. 4: SCHÉMA ŽELEZNIČNÍ TRATI PRAHA – TÁBOR [7]	14
OBR. 5: SCHÉMA ŽELEZNIČNÍ TRATI TÁBOR – HORNÍ DVOŘIŠTĚ [7]	14
OBR. 6: SCHÉMA PŮVODNÍHO STAVU ÚSEKU NEMANICE – ŠEVĚTÍN [11]	15
OBR. 7: MAPA MODERNIZACE ÚSEKU NEMANICE – ŠEVĚTÍN [17]	16
OBR. 8: MAPA UMÍSTĚNÍ TUNELU CHOTÝČANY [20]	17
OBR. 9: SCHEMATICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ HLOUBENOU ČÁSTÍ TUNELU [19]	24
OBR. 10: FENNER-PACHEROVA KŘIVKA [22]	25
OBR. 11: SLEDOVÁNÍ KONVERGENCÍ PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ [22]	26
OBR. 12: SCHEMATICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ RAŽENOU ČÁSTÍ TUNELU NA PATKÁCH [19]	29
OBR. 13: SCHEMATICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ RAŽENOU ČÁSTÍ TUNELU S PROTIKLENBOU [19]	29
OBR. 14: PŘÍKLAD SAMOZÁVRTNÉ KOTVY TYPU R VÝROBCE MINOVA BOHEMIA [30]	35
OBR. 15: VYGENEROVANÁ SÍŤ KONEČNÝCH PRVKŮ	37
OBR. 16: PRŮBĚH SVISLÉHO EFEKTIVNÍHO NAPĚTÍ (FÁZE 10)	39
OBR. 17: SEDNUTÍ D_z (FÁZE 10)	40
OBR. 18: PLASTICKÉ DEFORMACE $E_{EQ,PL}$ (FÁZE 10)	40
OBR. 19: KOLMÉ DEFORMACE OSTĚNÍ (FÁZE 10)	40
OBR. 20: PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ (FÁZE 10)	41
OBR. 21: PRŮBĚH NORMÁLOVÉ SÍLY (FÁZE 10)	41
OBR. 22: PRŮBĚH POSOUVAJÍCÍ SÍLY (FÁZE 10)	41
OBR. 23: INTERAKČNÍ DIAGRAM PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ V ŘEZU 1 PRO MLADÝ BETON	44
OBR. 24: INTERAKČNÍ DIAGRAM PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ V ŘEZU 1 PRO STARÝ BETON	45
OBR. 25: PŘÍKLAD HYDRAULICKY UPÍNANÉHO SVORNÍKU SWELLEX VÝROBCE MINOVA BOHEMIA [30]	47
OBR. 26: VYGENEROVANÁ SÍŤ KONEČNÝCH PRVKŮ	49
OBR. 27: PRŮBĚH SVISLÉHO EFEKTIVNÍHO NAPĚTÍ (FÁZE 7)	51
OBR. 28: SEDNUTÍ D_z (FÁZE 7)	52
OBR. 29: PLASTICKÉ DEFORMACE $E_{EQ,PL}$ (FÁZE 7)	53
OBR. 30: KOLMÉ DEFORMACE OSTĚNÍ (FÁZE 7)	53
OBR. 31: PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ (FÁZE 10)	53
OBR. 32: PRŮBĚH NORMÁLOVÉ SÍLY (FÁZE 10)	54
OBR. 33: PRŮBĚH POSOUVAJÍCÍ SÍLY (FÁZE 10)	54
OBR. 34: INTERAKČNÍ DIAGRAM PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ V ŘEZU 2 PRO MLADÝ BETON	55
OBR. 35: INTERAKČNÍ DIAGRAM PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ V ŘEZU 2 PRO MLADÝ BETON	56

OBR. 36: VYGENEROVANÁ SÍŤ KONEČNÝCH PRVKŮ	58
OBR. 37: PRŮBĚH SVISLÉHO EFEKTIVNÍHO NAPĚTÍ (FÁZE 10)	60
OBR. 38: SEDNUTÍ D_z (FÁZE 10)	61
OBR. 39: PLASTICKÉ DEFORMACE $E_{EQ,PL}$ (FÁZE 7)	61
OBR. 40: KOLMÉ DEFORMACE OSTĚNÍ (FÁZE 10)	62
OBR. 41: PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ (FÁZE 10)	62
OBR. 42: PRŮBĚH NORMÁLOVÉ SÍLY (FÁZE 10)	62
OBR. 43: PRŮBĚH POSOUVAJÍCÍ SÍLY (FÁZE 10)	63
OBR. 44: INTERAKČNÍ DIAGRAM PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ V ŘEZU 2 PRO MLADÝ BETON	64
OBR. 45: INTERAKČNÍ DIAGRAM PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ V ŘEZU 2 PRO MLADÝ BETON	65
OBR. 46: DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ PRO ŘEZ 1	67
OBR. 47: PRŮBĚH NORMÁLOVÉHO NAPĚTÍ (NA KONTAKTECH)	68
OBR. 48: NUMERICKÝ MODEL V PROGRAMU ATENA	74
OBR. 49: VÝSLEDNÉ VNITŘNÍ SÍLY PRO KOMBINACI C1	75
OBR. 50: SCHÉMA POSUZOVANÝCH OBLASTÍ DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ	76
OBR. 51: INTERAKČNÍ DIAGRAM DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ V MÍSTĚ HORNÍ KLENBY	78
OBR. 52: INTERAKČNÍ DIAGRAM DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ V MÍSTĚ OPĚŘÍ	78
OBR. 53: INTERAKČNÍ DIAGRAM DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ V MÍSTĚ NAPOJENÍ HORNÍ A DOLNÍ KLENBY	79
OBR. 54: INTERAKČNÍ DIAGRAM DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ V MÍSTĚ DOLNÍ KLENBY	79
OBR. 55: MAXIMÁLNÍ DEFORMACE DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ (KOMBINACE C9)	81
OBR. 56: MAXIMÁLNÍ VELIKOST TRHLINY (KOMBINACE C14)	82
OBR. 57: ROZMÍSTĚNÍ KONVERGENČNÍCH BODŮ	84
OBR. 58: PRINCIP A POSLOUPNOST VAROVNÝCH STAVŮ [36]	85
OBR. 59 A 60: KRITICKÝ STAV (VLEVO), HAVARIJNÍ STAV (VPRAVO) [36]	85
OBR. 61: SCHÉMA ROZMÍSTĚNÍ EXTENZOMETRŮ V PŘÍPADĚ VYSOKÉHO NADLOŽÍ	86

11. Seznam tabulek

TABULKA Č. 1: PROVEDENÉ VRTNÉ PRÁCE [20]	19
TABULKA Č. 2: PŘEHLED GEOTECHNICKÝCH TYPŮ V HLOUBENÉ ČÁSTI TUNELU [20]	19
TABULKA Č. 3: PŘEHLED KVAZIHOMOGENNÍCH TYPŮ V RAŽENÉ ČÁSTI TUNELU [20]	20
TABULKA Č. 4: GEOTECHNICKÉ PARAMETRY HORNINOVÉHO MASIVU A JEDNOTLIVÉ KLASIFIKACE PRO RAŽBU [20]	22
TABULKA Č. 5: STANIČENÍ JEDNOTLIVÝCH ČÁSTÍ TUNELU CHOTÝČANY [19]	23
TABULKA Č. 6: ROZDĚLENÍ JEDNOTLIVÝCH TECHNOLOGICKÝCH TŘÍD VÝRUBU [19]	28
TABULKA Č. 7: GEOTECHNICKÉ PARAMETRY PRO ŘEZ Č. 1	33
TABULKA Č. 8: PARAMETRY STŘÍKANÉHO BETONU SB25	34
TABULKA Č. 9: TECHNICKÉ PARAMETRY KOTVY TYPU R32 [30]	36
TABULKA Č. 10: NEJNEPŘÍZNIVĚJŠÍ KOMBINACE PRO POSOUZENÍ MLADÉHO BETONU	42
TABULKA Č. 11: NEJNEPŘÍZNIVĚJŠÍ KOMBINACE PRO POSOUZENÍ STARÉHO BETONU	42
TABULKA Č. 12: NÁVRHOVÉ HODNOTY KOMBINACÍ VNITŘNÍCH SIL PRO MLADÝ BETON	43
TABULKA Č. 13: NÁVRHOVÉ HODNOTY KOMBINACÍ VNITŘNÍCH SIL PRO STARÝ BETON	43
TABULKA Č. 14: GEOTECHNICKÉ PARAMETRY PRO ŘEZ Č. 2	46
TABULKA Č. 15: TECHNICKÉ PARAMETRY SVORNÍKU SWELLEX SP 12 [30]	48
TABULKA Č. 16: NÁVRHOVÉ HODNOTY KOMBINACÍ VNITŘNÍCH SIL PRO MLADÝ BETON	54
TABULKA Č. 17: NÁVRHOVÉ HODNOTY KOMBINACÍ VNITŘNÍCH SIL PRO STARÝ BETON	55
TABULKA Č. 18: GEOTECHNICKÉ PARAMETRY PRO ŘEZ Č. 3	57
TABULKA Č. 19: NÁVRHOVÉ HODNOTY KOMBINACÍ VNITŘNÍCH SIL PRO MLADÝ BETON	63
TABULKA Č. 20: NÁVRHOVÉ HODNOTY KOMBINACÍ VNITŘNÍCH SIL PRO STARÝ BETON	63
TABULKA Č. 21: JMENOVITÁ HODNOTA POMĚRNÉHO SMRŠŤOVÁNÍ $E_{cd,0}$ [‰] [32]	69
TABULKA Č. 22: HODNOTY K_H [-] [32]	70
TABULKA Č. 23: TEPLOTNÍ ZMĚNY PRO ZATÍŽENÍ DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ [‰] [32]	71
TABULKA Č. 24: KOMBINACE ZATÍŽENÍ [32]	72
TABULKA Č. 25: VÝSLEDNÉ KOMBINACE ZATÍŽENÍ	73
TABULKA Č. 26: VÝSLEDNÉ KOMBINACE VNITŘNÍCH SIL PRO POSOUZENÍ DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ	77
TABULKA Č. 27: ROZHODUJÍCÍ HODNOTY DEFORMACE VÝRUBU PRO JEDNOTLIVÉ VAROVNÉ STAVY	86

12. Seznam příloh

Příloha č. 1: Podrobná situace

Příloha č. 2: Podélný geotechnický profil

Příloha č. 3: Geotechnický průzkum

Příloha č. 4: Schématický podélný profil kvazihomogenními typy

Příloha č. 5: Příčný řez hloubeným tunelem

Příloha č. 6: Podélný řez tunelem včetně rozdělení na TTV

Příloha č. 7: Příčné řezy raženým tunelem

Příloha č. 8: Podrobná dokumentace sond J402, J405 a J412. ¹⁰

Příloha č. 9: Výkresy primárního ostění

Příloha č. 10: Dokumentace posouzení primárního ostění – výpočty GEO5 MKP

Příloha č. 11: Dokumentace posouzení primárního ostění – výpočty FIN EC Beton

Příloha č. 12: Výpočet teplotního zatížení

Příloha č. 13: Schéma vyztužení definitivního ostění

Příloha č. 14: Dokumentace posouzení definitivního ostění – výpočty ATENA 2D

Příloha č. 15: Dokumentace posouzení definitivního ostění – výpočty FIN EC BETON

¹⁰ Všechny přílohy jsou umístěny na přiloženém CD-ROMU. Přílohy č. 9 a č. 13 jsou umístěny i na konci této práce.