

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební



**Rekonštrukcia Dolnolučanského
železničného tunela**

BAKALÁRSKA PRÁCA

Praha 2023

Jozef Kostúrik



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra geotechniky

**Rekonštrukcia Dolnolučanského
železničného tunela**

Reconstruction of the Dolnolučanský railway tunnel

BAKALÁRSKA PRÁCA

Jozef Kostúrik

Bakalársky študijný program: Stavební inženýrství
Študijní obor: Konstrukce a dopravní stavby
Vedúci práce: prof. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.

Praha 2023

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Kostúrik Jméno: Jozef Osobní číslo: 484406

Zadávací katedra: katedra geotechniky - k135

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Rekonštrukcia Dolnolučanského železničního tunela

Název bakalářské práce anglicky: Reconstruction of the Dolnolučanský railway tunnel

Pokyny pro vypracování:

- Popis železniční trati Liberec - Tanvald
- Popis Dolnolučanského tunelu (geotechnické podmínky, parametry, způsob výstavby, zajištění stability výrubu)
- Souhrn požadavků na stav tunelů po rekonstrukci z hlediska platných norem a předpisů
- Statické výpočty tunelu metodou konečných prvků
- Popis možných řešení rekonstrukcí starších tunelů, příklady rekonstrukcí jiných tunelů
- Vyhodnocení zjištěných informací, návrh optimálního řešení, závěrečné shrnutí

Seznam doporučené literatury:

- Stavebně geologické posouzení Dolnolučanského tunelu a přilehlých předzářezů na trati Liberec – Tanvald. Brno, GEOTEST, 06/1989
- Horák, V. - Matějček, J. - Lacina, J.: Sanace tunelů. Metodická příručka pro přípravu sanací tunelů. Výzkumný projekt VaV – TAČR, TA03030851 Sanace tunelů – technologie, materiály a metodické postupy. Brno, Amberg Engineering, a.s. 03/2016
- Skripta zaměřená na Podzemní stavby (Barták, Horák, atd.)
- Odborné články a příspěvky o rekonstrukcích tunelů (časopis Tunel, konference Podzemní stavby)

Jméno vedoucího bakalářské práce: prof. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: _____ Termín odevzdání BP v IS KOS: 9.1.2023

Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Čestné vyhlásenie

Vyhlasujem, že som uvedenú bakalársku prácu vypracoval v celom jej rozsahu samostatne, pod vedením prof. Ing. Matouše Hilara, Ph.D., s využitím podkladov uvedených v zozname použitej literatúry.

V Prahe dňa _____

Jozef Kostúrik _____

Abstrakt (SK)

Predmetom práce je návrh technického riešenia rekonštrukcie Dolnolučanského železničného tunela. Jedná sa o jednokoľajný tunel, situovaný na železničnej trati 036 Liberec – Harrachov. Tunel bol sprevádzkovaný v roku 1894. V súčasnosti je tunel v nevyhovujúcom stave z hľadiska náročnosti údržby a technickej zastaralosti. Tunel nie je pod pamiatkovou ochranou, preto je možné pristúpiť ku komplexnej rekonštrukcii. Základom návrhu technického riešenia bolo vyhodnotenie súčasných legislatívnych požiadaviek, poznatkov realizovaných rekonštrukcií a dostupných geotechnických údajov opisujúcich okolné horninové prostredie. V rámci práce bol vykonaný návrh nového dvojplášťového ostena spolu s návrhom a posúdením dočasnej stabilizácie výrubu po vybúraní súčasného ostena. Pre účely posudzovania dočasnej stabilizácie bola využitá numerická analýza MKP.

Kľúčové slová: tunel, rekonštrukcia, legislatíva, hydroizolácia, stabilita

Abstract (EN)

The subject of the work is the design of a technical solution for the reconstruction of the Dolnolučanský railway tunnel. It is a single-track tunnel situated on the railway line 036 Liberec – Harrachov. The tunnel was opened in 1894. Currently, the tunnel is in an unsatisfactory condition in terms of maintenance requirements and technical obsolescence. The tunnel is not under monument protection act, so it is possible to plan a complex reconstruction. The basis for preparation of the technical solution was the evaluation of current legislative requirements, acquired knowledge based on realized reconstructions and available geotechnical data describing the investigated rock environment. As part of the work, the design of a new double-layer lining was carried out, together with the design and assessment of the temporary stabilization of stope after the demolition of the current lining. For the purposes of assessing temporary stabilization, numerical analysis of FEM was used.

Key words: tunnel, reconstruction, legislation, waterproofing, stability

Obsah

1.	Úvod	17
2.	Rekonštrukcie železničných tunelov.....	19
2.1	Problematika údržby historických železničných tunelov.....	19
2.2	Rekonštrukcia Jarovského tunela.....	22
2.2.1	Pôvodný stav.....	23
2.2.2	Geotechnické podmienky	23
2.2.3	Projekt rekonštrukcie.....	24
2.2.4	Skutočne zastihnuté podmienky	25
2.2.5	Skúsenosti z priebehu realizácie	26
2.3	Plánovaná rekonštrukcia Polubenského tunela	26
2.3.1	Súčasný stav.....	27
2.3.2	Geotechnické podmienky	29
2.3.3	Projekt rekonštrukcie.....	30
2.4	Tunely Rhétskej železnice vo Švajčiarsku.....	31
2.4.1	Súčasný stav.....	32
2.4.2	Okrajové podmienky.....	32
2.4.3	Riešenie komplexných rekonštrukcií a sanačných opatrení.....	33
2.4.4	Skúšky realizovateľnosti.....	35
2.4.5	Výsledky skúšok technologického postupu.....	36
3.	Dolnolučanský železničný tunel	37
3.1	Železničná trať Liberec – Harrachov	37
3.1.1	Historický význam trate	37
3.1.2	Špecifikácie súčasnej trate Liberec – Harrachov	38
3.2	Výstavba Dolnolučanského tunela	38
3.3	Súčasný stav.....	41
3.4	Rozsah plánovaného stavebného zásahu.....	42
4.	Geotechnické podmienky.....	44
4.1	Geotechnický prieskum	44
4.1.1	Geologické a hydrogeologické pomery.....	44
4.1.2	Prieskumné práce v tunelovej rúre	46
4.1.3	Geotechnické vlastnosti hornín	47
4.1.4	Čelná stena vjazdového portálu	49
4.1.5	Čelná stena výjazdového portálu.....	50
4.2	Vyhodnotenie geotechnického prieskumu	51
5.	Rozsah oblasti rozvoľnenej horniny	53
5.1	Vplyv technológie výstavby	53
5.2	Výpočtový model – Protodjakonova teória.....	56

5.3	Výsledky a vyhodnotenie.....	60
6.	Návrh komplexnej rekonštrukcie	62
6.1	Požiadavky na návrh rekonštrukcie z hľadiska predpisov.....	62
6.2	Návrh priečného rezu.....	64
6.2.1	Predpokladaný tvar súčasného tunela.....	64
6.2.2	Výsledný návrh priečného rezu razeného tunela.....	66
6.3	Primárne ostenie	66
6.3.1	Striekaný betón	67
6.3.2	Výstuž primárneho ostenia	68
6.3.3	Výstužné rámy	68
6.3.4	Systémové kotvenie	68
6.3.5	Predháňané ihly	70
6.4	Hydroizolačný systém	70
6.4.1	Požiadavky na vodopriepustnosť podľa TKP-20.....	70
6.4.2	Zaistenie vodonepriepustnosti razených úsekov tunela.....	70
6.4.3	Zaistenie vodonepriepustnosti hĺbených úsekov tunela	73
6.5	Drenážny systém	73
6.6	Sekundárne ostenie	73
6.7	Sanácia nadvýrubov.....	74
6.8	Portálové úseky.....	74
6.9	Predpokladaný postup prác.....	75
7.	Návrh a posúdenie primárneho ostenia.....	77
7.1	Výpočet zaťaženia a deformácie primárneho ostenia (MKP).....	77
7.1.1	Výpočtový program	77
7.1.2	Geometria modelu.....	77
7.1.3	Sieť konečných prvkov	78
7.1.4	Podmienka plasticity.....	79
7.1.5	Návrhové geotechnické parametre.....	79
7.1.6	Parametre striekaného betónu	80
7.1.7	Vplyv kotvenia	82
7.1.8	Kontaktné prvky	82
7.2	Technologická trieda výrubu 3.....	83
7.2.1	Prvky zaistenia výrubu	83
7.2.2	Výpočtový model a fázy výpočtu	84
7.2.3	Napätie σ_z	86
7.2.4	Sadnutie d_z	87
7.2.5	Priebeh normálových síl N [kN/m]	88
7.2.6	Kolmá deformácia ostenia	89
7.2.7	Komentár k výsledkom výpočtu MKP	89

7.3	Technologická trieda výrubu 4.....	90
7.3.1	Prvky zaistenia výrubu	90
7.3.2	Výpočtový model a fázy výpočtu	90
7.3.3	Napätie σ_z	92
7.3.4	Sadnutie d_z	93
7.3.5	Priebeh momentu M.....	94
7.3.6	Priebeh normálových síl N.....	95
7.3.7	Kolmá deformácia ostenia	96
7.3.8	Komentár k výsledkom výpočtu MKP	97
7.4	Technologická trieda výrubu 5.....	97
7.4.1	Prvky zaistenia výrubu	97
7.4.2	Výpočtový model a fázy výpočtu	98
7.4.3	Napätie σ_z	100
7.4.4	Sadnutie d_z	101
7.4.5	Priebeh momentu M.....	102
7.4.6	Priebeh normálových síl N.....	103
7.4.7	Kolmá deformácia ostenia	104
7.4.8	Komentár k výsledkom výpočtu MKP	105
7.5	Posúdenie primárneho ostenia N+M	105
7.5.1	Výpočtový program	105
7.5.2	Zaťažovacie stavy	106
7.5.3	Návrhové parametre.....	106
7.5.4	Posúdenie únosnosti TTV 3	107
7.5.5	Posúdenie únosnosti TTV 4	108
7.5.6	Posúdenie únosnosti TTV 5	109
7.5.7	Komentár k posúdeniu únosnosti primárneho ostenia	110
8.	Záver	111

Prílohová časť

Príloha č. 1 – Výpočet rozmerov horninovej klenby a zaťaženia podľa Protodjakonova

Príloha č. 2 – Vzorový priečny rez razeného úseku M 1:50

Príloha č. 3 – Vzorový priečny rez hĺbeného úseku M 1:50

Príloha č. 4 – Technologické triedy výrubu M 1:100

Príloha 4.1 – Technologická trieda výrubu 3

Príloha 4.2 – Technologická trieda výrubu 4

Príloha 4.3 – Technologická trieda výrubu 5

Príloha č. 5 – Posúdenie prierezov TTV na namáhanie N+M

Zoznam skratiek

c	súdržnosť
MKP	metóda konečných prvkov
NRTM	Nová rakúska tunelovacia metóda
SŽ	Správa železníc, státní organizace
TK	temeno koľajnice
TPP	tunelový prejazdny prierez
TTV	technologická trieda výrubu
γ	objemová tiaž materiálu
γ_F	súčiniteľ zaťaženia
γ_M	súčiniteľ parametrov základovej pôdy
ν	súčiniteľ priečneho pretvorenia
σ	napätie
φ	uhol vnútorného trenia

Pod'akovanie

Ďakujem prof. Matoušovi Hilarovi, Ph. D. za cenné pripomienky pri spracovávaní tejto práce. Ďalej ďakujem spoločnosti SAGASTA s. r. o. za poskytnuté podklady.

1. Úvod

Riešenie údržby, sanácií či rekonštrukcií železničných tunelov je v rámci kontinuálneho budovania a modernizovania železničnej siete Českej republiky prízvukovaná téma. Väčšina prevádzkovaných železničných tunelov je dedičstvom z čias Rakúsko-Uhorskej monarchie. Priemerný vek železničných tunelov, udržiavaných v prevádzke často za neudržateľných podmienok, presahuje normou požadovanú podmienku storočnej životnosti.

Plánovanie stavebného zásahu môže byť obzvlášť komplikované. Navrhovanie podzemných diel je úzkospäté s preskúmanosťou príslušného okolia, s ktorým je dané dielo v interakcii. V prípade sanácií či rekonštrukcií tunelov sú reálne podmienky potrebné k efektívnemu návrhu technického riešenia stavebného zásahu často zistené až počas realizácie. Ďalším problémom pri plánovaní stavebných zásahov je nevyhnutné obmedzenie prevádzky tunela výlukami.

Cieľom práce je navrhnúť technické riešenie rekonštrukcie Dolnolučanského železničného tunela na trati Liberec – Harrachov. Jedná sa o jednokoľajný tunel uvedený do prevádzky v roku 1894. V súčasnosti je tunel v stave vyžadujúcom stavebný zásah. Tunel nie je pod pamiatkovou ochranou, preto je možné prísť ku komplexnej rekonštrukcii celého tunela. Horninové prostredie tunela opisuje jediný dostupný zdroj vo forme stavebne geologického posúdenia z roku 1989. V rámci hlavnej časti práce je čerpané z archívnej dokumentácie spoločnosti SAGASTA s. r. o.

Úvodná časť predloženej práce opisuje súčasný stav problematiky údržby železničných tunelov z perspektívy legislatívy, hospodárnosti a spoľahlivosti technických riešení. Na všeobecnú charakteristiku problémov spojených s historickými železničnými tunelmi v Českej republike nadväzuje kompilácia obsahujúca príklady možných prístupov pri návrhu technických riešení rekonštrukcií či poznatky získané zo samotnej realizácie.

V rámci hlavnej časti práce je vykonaný návrh komplexnej rekonštrukcie Dolnolučanského tunela. Prvým krokom je opis súčasného stavu a zdôvodnenie potreby komplexnej rekonštrukcie. V ďalšej časti je charakterizovaný a vyhodnotený dostupný zdroj opisujúci geotechnické vlastnosti horninového masívu Dolnolučanského tunela. Po vyhodnotení významných geotechnických vlastností a stanovení charakteristických parametrov riešeného horninového prostredia, je skúmaný vplyv dobovej technológie výstavby na súčasný stav horninového masívu. Súčasťou analýzy

vplyvu výstavby je stanovenie oblasti rozvoľnenej horniny pomocou Protodjakonovej klenbovej teórie. Návrh projekčných prvkov rekonštruovaného tunela následne vychádza zo získaných výsledkov a poznatkov získaných v predošlých fázach práce. K záveru práce sú navrhnuté a posúdené prvky dočasnej stabilizácie výrubu po vybúraní súčasného ostenia s využitím metódy konečných prvkov. Primárne ostenie je zároveň posúdené na namáhanie N+M podľa zásad ČSN EN 1992-1-1.

2. Rekonštrukcie železničných tunelov

2.1 Problematika údržby historických železničných tunelov

Výstavba železničných tunelov na území Českej republiky začala v prvej polovici 19. storočia v časoch Rakúsko-Uhorskej monarchie. V rámci húževnatého budovania železníc bolo na území Česka v priebehu 19. storočia do polovice 20. storočia vybudovaných 149 železničných tunelov. Pre porovnanie, Správa železnic (SŽ) prevádzkuje v roku 2022 169 tunelov. Priemerný vek súčasne prevádzkovaných železničných tunelov dosahuje 115 rokov (Obr. 2). [1]

Typická konštrukcia železničného tunela z dôb Rakúsko-Uhorskej monarchie je charakteristická prierezom podkovovitého tvaru a nosným murovaným ostením. Odvodnenie podzemných diel bolo riešené v porovnaní s dnešnou dobou len jednoducho, pomocou kamennej rovnaniny, u ktorej sa zároveň predpokladala drenážna funkcia. Prípadne sa v rizikových úsekoch dodatočne inštalovali odvodňovacie zvodnice, ktoré viedli vodu spoza ostenia cez pätu výmurovky do stredovej stoky tunela. [2]

Všeobecne je trvanlivosť stavebnej konštrukcie definovaná jej odolnosťou voči dlhodobému pôsobeniu vody. V prípade historických podzemných diel na železničných tratiach sa degradácia konštrukčných prvkov prejavuje väčšinou presakovaním vody ostením z dôvodu nefunkčného drenážneho odvodnenia, rozvojom trhlín a vznikom porúch v špárovaní muriva. V extrémnych prípadoch môže byť ohrozená celková stabilita tunela. [2]

Presakujúca voda je najčastejším typom problému v historických tuneloch. Samotné priesaky konštrukcii tunela neškodia, pokiaľ sa nejedná o vody s agresívnym chemizmom. Nebezpečné dôsledky priesakov obmedzujúce prevádzkyschopnosť trate sa prejavujú najmä v zime tvorbou ľadových bariér, cencúľov či zaľadovaním koľaje (Obr. 1). Rozpínanie ľadu následne poškodzuje dotknutý konštrukčný prvok. V prípade premrznutého ostenia je dlhodobým pôsobením zmrazovacích cyklov narúšaná statická funkcia ostenia. V letných mesiacoch je kritickou veličinou agresivita vody a jej pôsobenie na konštrukčné prvky tunela. [2]



Obr. 1 Priesak vody ostením - zaľadovanie tunela [1]

Ďalší zdroj problémov historických železničných tunelov je technická zastaralosť pôvodne projektovaného prierezu. V rámci dlhodobej snahy o technologickú modernizáciu a zvýšenie dopravnej kapacity je nedostatočný prejazdny profil historických tunelov prekážkou. Ďalší úbytok z prejazdneho profilu tunela predstavuje deformácia degradovaného ostenia či v minulosti vykonané sanačné opatrenia. [2]

Nezanedbateľnou súčasťou návrhu podzemného diela je technologické vybavenie zaručujúce bezpečnosť a spoľahlivosť prevádzky. Historické tunely väčšinou postrádajú akékoľvek zabezpečovacie prvky z hľadiska požiarnej ochrany či iných stavebných úprav požadovaných súčasnou legislatívou a predpismi. [2]

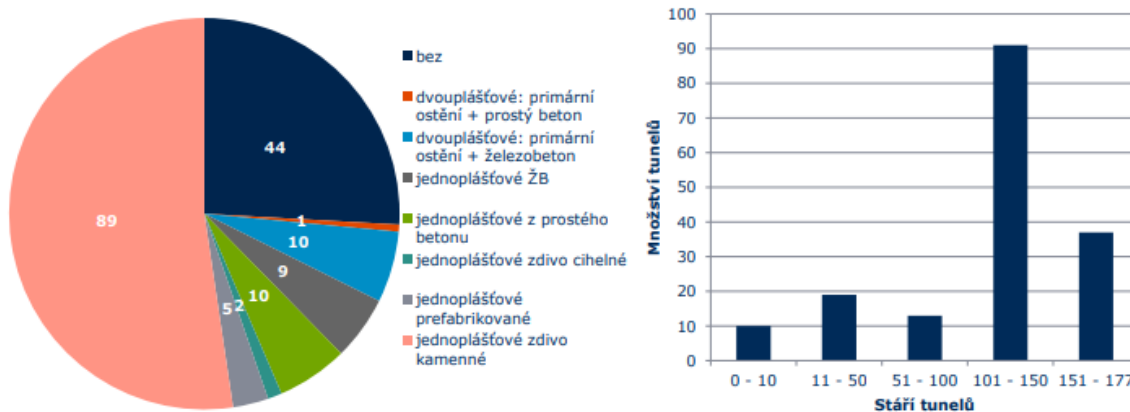
Podľa zákona č. 266/1994 Sb., o dráhach, je vlastník dráhy povinný zaistiť údržbu a opravu dráhy v požadovanom rozsahu tak, aby bola zaistená prevádzkyschopnosť dráhy. Zároveň vlastník dráhy celoštátnej či regionálnej je povinný sa starať o rozvoj a modernizáciu dráhy podľa potrieb štátu a dopravnej obslužnosti trate. Vlastníkom a prevádzkovateľom verejných železničných tratí v ČR je Správa železníc (SŽ).

Hodnotenie stavebného stavu podzemných diel na železničných tratiach pod správou SŽ podlieha predpisu S6 – Správa tunelů. Stavebný stav tunelov sa klasifikuje do troch stupňov vyjadrených číslom 1 – 3. Priestorová priechodnosť nemá na vyhodnotenie stavebného stavu žiaden vplyv. [3]

- Stavebný stav „1“ vyžaduje len drobné údržbové práce vo forme čistenia murovaných konštrukcií, priekop, drenážneho odvodnenia či obnovenia bezpečnostného značenia a náterov.
- Stavebný stav „2“ vyžaduje opravu či lokálny zásah v rámci nosných konštrukcií či vykonanie lokálnej tesniacej injektáže.
- Stavebný stav „3“ vyžaduje sanáciu väčšieho rozsahu či komplexnú rekonštrukciu, alebo len výmenu určitých častí, ktoré môžu ohroziť prevádzku trate. Tento stavebný stav neukladá povinnosť zmeny prevádzkyschopnosti (napr. zníženie prevádzkovej rýchlosti), len upozorňuje na potrebu prípravy projektu sanácie či rekonštrukcie.

Počet tunelů podle stavebního stavu, typu ostění a stáří

Stavební stav	„1“	„2“	„3“	Σ
Počet tunelů	66	92	11	169
%	39 %	54 %	7 %	100 %



Obr. 2 Počet tunelov podľa stavebného stavu, typu ostenia a veku (2022) [1]

Podľa doterajších skúsenosti SŽ s plánovaním a realizáciou stavebných opatrení spojených s údržbou historických tunelov sa lokálne zásahy preukázali ako neefektívne. Lokálne injektáže poruchových miest fungujú len dočasne, alebo situáciu len zhoršujú. Dodatočne inštalované systémy zvodníc za ostenie tunela sú funkčné len pár rokov aj v prípade kvalitného návrhu a realizácie (Obr. 3.) [1]

Vo všeobecnosti platí postoj SŽ ako správcu železničných tunelov, že komplexné rekonštrukcie tunelov s výmenou ostenia, rozšírením profilu tunela, inštaláciou dáždňikového hydroizolačného systému s rubovým a pozdĺžnym odvodnením tunela, sú najefektívnejším riešením stavebného zásahu. [1]

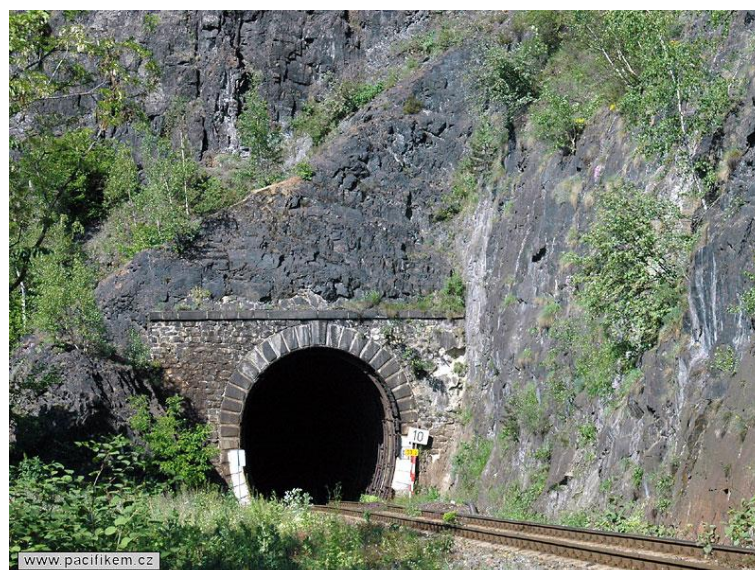


Obr. 3 Harrachovský tunel po rekonštrukcii – presakujúca voda v oblasti zvodnice [1]

Návrh rekonštrukcie sa riadi technickou normou ČSN 73 7508, z ktorej predpis S6 primárne vychádza. Konkrétne požiadavky na komplexnú rekonštrukciu s rozšírením profilu tunela z hľadiska legislatívy, technických noriem a vnútorných predpisov SŽ rieši podkapitola 6.1.

2.2 Rekonštrukcia Jarovského tunela

Jarovský tunel dĺžky 393 m je situovaný na regionálnej trati č. 210 Praha – Vrané nad Vltavou – Čerčany/Dobříš. Tunel nesie pomenovanie po prilahlej osade Jarov. Razenie tunela začalo v roku 1895. Do prevádzky bol tunel uvedený v roku 1897. Realizácia rekonštrukcie prebiehala od 5. 11. 2007 do 20. 12. 2007 za úplnej výluky trate. [4]



Obr. 4 Jarovský tunel – pohľad na vranský portál pred rekonštrukciou (2004) [5]

2.2.1 Pôvodný stav

Portálové úseky tunela boli zaistené výmurovkou v približnej dĺžke 70 m. Zvyšok tunela bol ponechaný s nezaisteným výrubom (Obr. 6). Približne od roku 2000 bolo zavedené obmedzenie rýchlosti vlakov na 10 km/h z dôvodu uvoľňovania horniny do koľajiska a havarijného stavu výmurovky portálových úsekov. Prvých 40 m portálových úsekov bolo provízórne vystrojených pomocou ocelových rámov a drevených pažníc (Obr. 5). [4]



Obr. 5 Jarovský tunel - pohľad na provízórne vystrojenie portálových úsekov [6]



Obr. 6 Jarovský tunel - pohľad na výrub bez zaistenia ostením [4]

2.2.2 Geotechnické podmienky

Tunel je situovaný na pravom brehu rieky Vltavy, v západnom svahu skalného hrebeňa v katastri obce Zvole. Horninové prostredie tvoria starohorné sedimenty štěchovické skupiny, zastúpené prachovcami a ílovcami. V okolí vjazdového portálu sú zastúpené mladšie hrubozrné droby. Stavba horninového masívu je charakterizovaná

striedaním vrstiev o úklone 20 – 40° k juhovýchodu. Z hydrogeologického hľadiska tvoria horniny štěchovickej skupiny puklinový kolektor so zvýšenou priepustnosťou pri povrchovej zvetranej zóne. Voda sa vyskytuje v poruchách a otvorených puklinách. Výdatnosť je závislá na úhrne zrážok. Chemizmus vody je možné definovať ako mierne agresívny voči betonovým konštrukciám z dôvodu vyššieho obsahu síranov. [4]

Geotechnický prieskum stanovil pevnosť horniny v prostom tlaku v rozmedzí hodnôt 50 – 70 MPa. Podľa skúseností z obdobných rekonštrukcií bol stanovený predpoklad, že horninový masív bude za ostením rozvoľnený do vzdialenosti približne 1 m a pôvodná výmurovka bude porušená. [4]

2.2.3 Projekt rekonštrukcie

Projekt rekonštrukcie Jarovského tunela bol koncipovaný na základe realizovaných rekonštrukcií jednokoľajných železničných tunelov v 80. rokoch minulého storočia. Predmetom uskutočnených prác bolo vybúranie pôvodného murovaného ostenia, beztrhavinové rozšírenie pôvodného výrubu v oblasti klenby s účelom zaistenia priestoru pre potenciálnu elektrifikáciu úseku, zaistenie vodonepriepustnosti a betonáž definitívneho ostenia. [4]

Ochrana koľajového zvršku bola zabezpečená panelmi, dreveným záklopom, štrkodrvou a geotextíliami s cieľom využiť celú šírku dna tunela pre pohyb stavebnej mechanizácie. Dátový kábel zavesený na výmurovke bol vymenený za nový a uložený do chráničky položenej v koľajovom lôžku. [4]

Smerom z vnútra tunela k portálu sa po záberoch odstraňovali ocelové rámy a drevené pažiny provizorného vystrojenia. Následovalo búranie pôvodnej výmurovky (v smere od klenby po dno tunela) a rozširovanie pôvodného výrubu v okolí klenby tunela. Búranie výmurovky a ťažba horniny pri rozširovaní výrubu sa vykonávali mechanickým spôsobom pomocou impaktoru a tunelového rýpadla. [4]

Po úprave výrubu do požadovanej geometrie nasledovalo dočasné zaistenie výrubu podľa zásad NRTM vo forme kotvenia horninového masívu a aplikácie striekaného betónu suchej zmesi triedy SC 25 v hrúbke 50 – 100 mm s jednou vrstvou výstužnej siete. [4]

Po dokončení primárneho ostenia jedného tunelového pásu bol inštalovaný štandardný hydroizolačný systém dáždňikového typu s vedením vody k drenáži v pätko opory. Projektant realizačnej dokumentácie uvážil aj možnosť využitia striekanej hydroizolácie. Výber štandardnej fóiovej hydroizolácie projektant odôvodnil ako

vhodnejšie technické riešenie pre potreby rekonštrukcie vzhľadom k nižšej cene a dlhodobým skúsenostiam s danou technológiou. [4]

Sekundárne ostenie o hrúbke 250 mm je vybudované zo striekaného betónu suchej zmesi triedy C25/30 XF1. Výstuž ostenia tvoria dve vrstvy oceľových sietí pripojených na výstužné rámy. Betón sekundárneho ostenia bol nanášaný po jednotlivých pásoch o približnej dĺžke 10 m. [4]



Obr. 7 Jarovský tunel - práce v tunely [7]

2.2.4 Skutočne zastihnuté podmienky

Predpoklady stanovené geotechnickým prieskumom sa ukázali prehnane konzervatívne. K rozvoľneniu horniny za ostením nedošlo. Hneď za výmurovkou bola zastihnutá hornina o prostej pevnosti v tlaku až 137 MPa. Zároveň stav pôvodnej výmurovky bol o mnoho lepší ako sa predpokladalo. V dôsledku nesprávne stanovených okrajových podmienok bol čas potrebný k rozpojovaniu horniny a búranie výmurovky neúmerne veľký, čím bol ohrozený harmonogram prác a termín odovzdania hotového diela. Pôvodný základ opory bol zachovaný z dôvodu vyššej skutočnej pevnosti oproti novonavrhanému. [4]



Obr. 8 Jarovský tunel - búracie práce [7]

2.2.5 Skúsenosti z priebehu realizácie

Malá výška pracovného priestoru obmedzovala stavebnú mechanizáciu len na malé stroje. Búranie pôvodného ostenia bez odstránenia koľajového zvršku bolo zdĺhavé a komplikované. Komplexnú rekonštrukciu je vhodné vykonávať po demontáži koľajového zvršku a s využitím trhavinového razenia. Dodržanie projektovaného tvaru primárneho ostenia bolo bez výstužných rámov náročné. [4]



Obr. 9 Jarovský tunel - pohľad na vranovský portál po rekonštrukcii (2008) [8]

2.3 Plánovaná rekonštrukcia Polubenského tunela

Polubenský tunel je súčasťou železničnej trate č. 036 v úseku Tanvald – Kořenov. S celkovou dĺžkou 940,434 m je najdlhším tunelom v tomto úseku. Tunel je

v prevádzke od roku 1902. Sklon nivelety trate v tunely dosahuje maximálnej hodnoty 53 ‰. V dôsledku strmého sklonu je koľaj vybavená Abtovou ozubnicou. Od roku 1992 tunel spadá pod ochranu kultúrneho dedičstva. V súčasnosti je pripravený projekt rekonštrukcie. Začiatok realizácie je plánovaný na 1. 5. 2023. [9]



Obr. 10 Polubenský tunel - pohľad na portál (2016) [10]

2.3.1 Súčasný stav

Najzávažnejší a najčastejší problém v Polubenskom tunely predstavuje prenikajúca puklinová voda, ktorá v zimnom období vytvára ľadové cencúle a bariéry. Dôsledkom uvedeného dochádza k zvýšeným nákladom na údržbu a zabezpečenie bezpečnosti prevádzky. [9]

Zaistenie výrubu tunela v súčasnosti zabezpečuje viacero druhov ostenia. V prípade priaznivých geotechnických podmienok je prítomný nezaistený výrub. Od výjazdového portálu začína úsek s výmurovkou z betónových tvárnic o dĺžke 231,46 m (38 tunelových pásov), ďalej pokračuje úsek dlhý 12,20 m (2 tunelové pásy) zaistený ostiením z prepakt betónu (vibrovaný štrk zmonolitnený cementom). Následne sa striedajú úseky zaistené striekaným betónom vystuženým oceľovými sieťami, nevystuženým striekaným betónom a výmurovkou z betónových tvárnic. Od tunelového metra 359,228 dochádza ku striedaniu výmurovky a nezaisteného skalného výrubu. Úsek u výjazdového portálu, dlhý 140,43 m, je zaistený výmurovkou. Plocha výrubu v úsekoch bez ostenia je značne premenlivá. [9]

Vo výmurovke z betónových tvárnic dochádza k priesakom a zavodneniu opôr vplyvom nefunkčnej rubovej drenáže (Obr. 11). K priesakom dochádza najmä v pracovných a dilatačných škárach či iných atypických detailoch vplyvom nekvalitných zvarov PVC izolácie. V zimnom období sa v zdrojových miestach priesakov tvoria cencúle ohrozujúce bezpečnosť prevádzky. [9]



Obr. 11 Polubenský tunel – zavodenie opory ostenia z betónových tvárnic [11]

V úsekoch zaistených prepakt betónom sa vyskytuje mnoho pracovných spár, cez ktoré v súčasnosti presakuje značný objem vody. Dôkazom je markantná tvorba výluhov (Obr. 12). [9]



Obr. 12 Polubenský tunel –ostenie z prepakt betónu [11]

Úseky zaistené ostením zo striekaného betónu v súčasnosti vykazujú najviac porúch. Striekaný betón bol bez ohľadu na vystuženie nanášaný priamo na skalný výrub bez akejkoľvek hydroizolácie. V dôsledku prenikania vody puklinami horninového masívu a vplyvom zmrazovacích cyklov je ostenie značne poškodené. Ostenie zo striekaného betónu neplní vo väčšine tunelových pásov žiadnu statickú ani obkladnú funkciu (Obr. 13). [9]



Obr. 13 Polubenský tunel – ostenie zo striekaného betónu bez výztuže [11]

Tunelové pásy v priaznivých geotechnických podmienkach nebolo potrebné zaisťovať ostením. V rámci predchádzajúcich opráv boli tieto úseky vybavené systémom zvodníc s účelom zabrániť zaľadovaniu tunela. V súčasnosti je systém zvodníc poškodený a neplní tak svoju funkciu. Zvetrávaním zároveň pokračuje vývin nových zdrojov puklinovej vody. [9]



Obr. 14 Polubenský tunel – úsek bez ostenia so zvodnicou [11]

2.3.2 Geotechnické podmienky

Horninový masív buduje liberecká žula v rôznych stupňoch narušenia zvetrávaním. Stavba masívu sa vyznačuje rozpukaním. Polubenský tunel zdieľa svoje horninové prostredie s Dolnolučanským tunelom. Geologické a hydrogeologické podmienky sú opísané v 4.1.1. [9]

2.3.3 Projekt rekonštrukcie

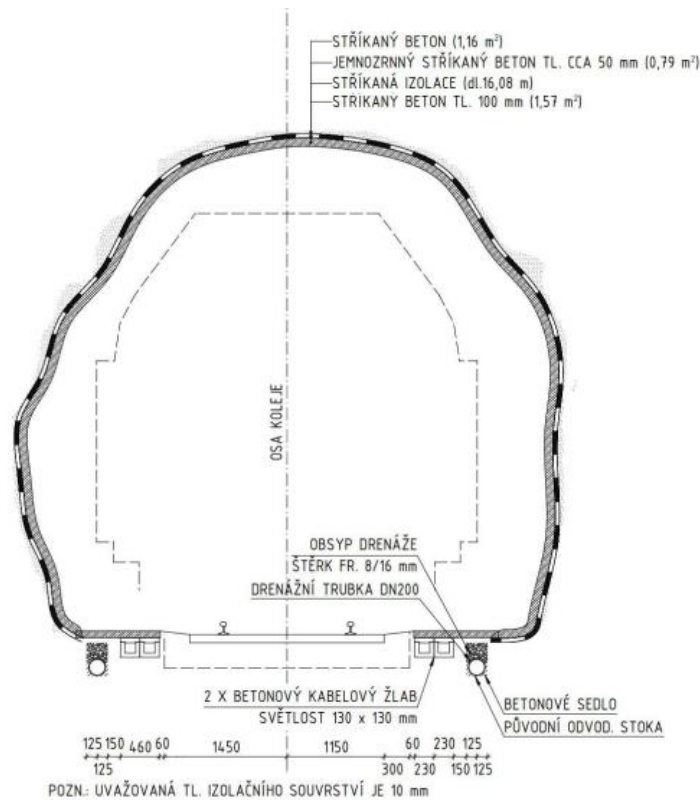
Cieľom rekonštrukcie je zabezpečiť prejazdný prierez triedy Z-G2, obnova koľajového lôžka, úprava polohy nivelety, nové vedenie káblov a obnova pozdĺžneho odvodnenia tunela. Prepokladá sa využitie koľajovej konštrukcie s oceľovými podvalmi tvaru Y. [9]

Výmurovka z betónových tvárnic bude injektovaná v miestach priesaku. V kombinácii so sanáciou rubovej drenáže bude zmiernené riziko presakovania vody v miestach bez injektáže. [9]

V tunelových pásoch zaistených striekaným betónom bude súčasné ostenie vybúrané a nahradené izolačným súvrstvím. Skladba izolačného súvrstvia je zložená z vrstvy jemnozrnného striekaného betónu s podkladnou funkciou, vrstvy striekanej hydroizolácie a ochranej vrstvy hydroizolácie vo forme štandardného striekaného betónu hrúbky 100 mm (Obr. 15). V rámci prípravy podkladnej plochy pre aplikáciu striekanej hydroizolácie bude obnovený systém zvodníc odvádzajúcich prípadné výrony vody. [9]

Ostanie z prepakt betónu bude sanované taktiež pomocou izolačného súvrstvia. V ostení bude vybúraná zdegradovaná povrchová vrstva približnej hrúbky 150 mm. Po očistení povrchu sa aplikuje izolačné súvrstvie zo striekaného betónu a striekanej hydroizolácie. [9]

V úsekoch bez ostenia bude obnovený systém zvodníc. Následne bude aplikované izolačné súvrstvie zo striekaného betónu a striekanej hydroizolácie zabraňujúce ďalšiemu zvetrávaniu horninového masívu. [9]



Obr. 15 Polubenský tunel – nové ostění zo striekaného betónu [11]

2.4 Tunely Rhétskej železnice vo Švajčiarsku

Rhétska železnica (Rhätische Bahn, RhB) je najrozsiahlejšou úzkorozchodnou železnicou v Európe. Budovanie RhB si vyžiadalo výstavbu až 115 tunelov. Jedná sa o tunely jednokoľajné, v celkovej dĺžke 59 km, postavené v rokoch 1888 až 1914. Elektrifikácia RhB začala v roku 1913, pričom finálny úsek bol elektrifikovaný v roku 1922. Maximálne stúpanie dosahuje 70 ‰. Pohon vlakov je zabezpečený čisto adhéznym spôsobom. [12]

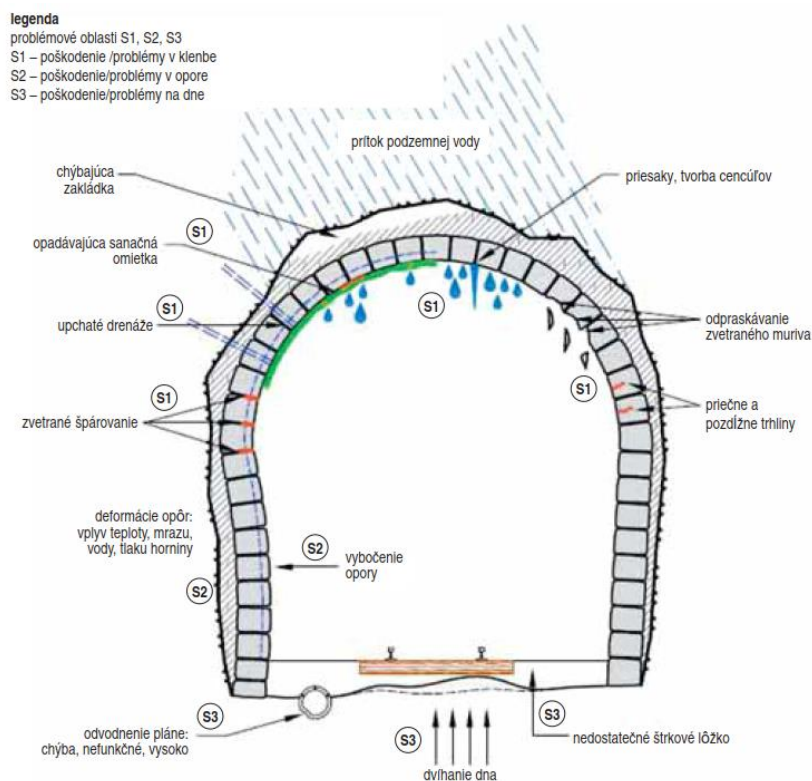
Opravy a rekonštrukcie historických železničných tunelov vo Švajčiarsku prebiehajú už niekoľko desiatok rokov. Z dôvodu solídnej metodiky podloženej mnohými skúsenosťami sú projekty rekonštrukcií na vysokej úrovni. Približne do roku 2010 boli rekonštrukcie a sanácie tunelov projektované na mieru pre každý tunel. Súčasťou technického riešenia unikátneho každému tunelu bola inštalácia dodatočných zvodníc, špárovanie výmuroviek, celková výmena ostenia a rozširovanie prierezu tunela. Zaistenie výrubu bolo obvykle riešené kombináciou pôvodného ostenia a striekaného betónu. [12]

V súčasnosti vyžaduje aj cez pravidelne vykonávané sanačné opatrenia približne 50 % tunelov Rhétskej železnice rekonštrukciu. Na základe skúseností

z predošlých sanácií bolo usúdené, že bežný rozsah sanačných opatrení s využitím spomínaných materiálov a technológií nie je dostatočne efektívny a zaručuje životnosť iba pár desiatok rokov. Vyhodnotenie efektivity týchto sanácií viedlo k myšlienke vytvoriť systematickú metódu rekonštrukcií a sanácií tunelov, ktorá pristupuje k technickým a technologickým problémom spojených s veľkým množstvom zastaralých tunelov hospodárne a bez významného obmedzenia prevádzky. [12]

2.4.1 Súčasný stav

Najčastejšie problémy tunelov RhB sú končiaca životnosť výmuroviek, nadmerné deformácie zasahujúce do prejazdného profilu (klenba, opory a dvíhanie dna), priesaky vody cez dilatačné aj pracovné škáry nebezpečné najmä v zimnom období. Ďalej nevyhovujúci prejazdny prierez a vnútorné vybavenie tunela vzhľadom k súčasným predpisom o bezpečnosti a plynulosti železničnej prevádzky. [12]



Obr. 16 Tunely RhB – schéma porúch tunelov s kamennou výmurovkou [12]

2.4.2 Okrajové podmienky

Prístup k väčšine tunelov je len po koľajách. Dlhodobé výluky s úplným prerušením prevádzky nepripadajú kvôli vyťaženosti železnice do úvahy. Významná časť Rhétskej železnice je pod ochranou UNESCO. Mnoho tunelov nadväzuje na mostné konštrukcie v dôsledku čoho nie je významná úprava nivelety možná (Obr. 17).

Trasovanie niektorých tratí využíva malé polomery smerových oblúkov s min. hodnotou 45 m, čo vyžaduje značné rozširovanie prejazdneho prierezu. Trvanie stavebnej sezóny závisí na nadmorskej výške. [12]



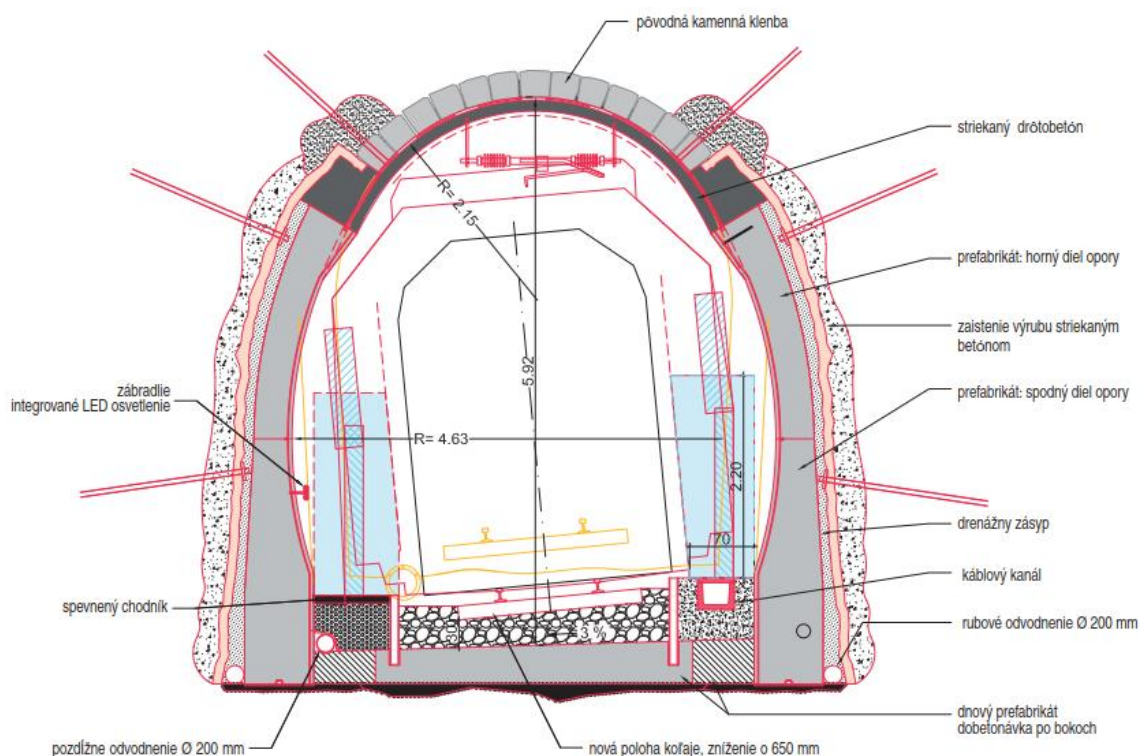
Obr. 17 Tunely RhB – Viadukt Landwaser s nadväzujúcim tunelom Landwasser [13]

2.4.3 Riešenie komplexných rekonštrukcií a sanačných opatrení

Životnosť tunela po stavebnom zásahu musí byť garantovaná na dobu 70 až 100 rokov. Požiadavky na ochranu diel zapísaných v zozname UNESCO musia byť splnené. Práce musia prebiehať bez obmedzenia vlakovej prevádzky, resp. len za krátkodobých výluk. Musí byť dodržaný prejazdny prierez požadovaný súčasnými predpismi. Nové betónové konštrukcie by mali pozostávať v maximálnej možnej miere z prefabrikovaných dielcov. [12]

Systematický prístup ku komplexným rekonštrukciám s dodržaním uvedených podmienok bol úvodne zavedený na tuneloch Argentieri (2010), Charnadūra (2011) a Klostertunnel (2013). V rámci opráv ostenia boli oporné časti výmurovky nahradené prefabrikátmi so zachovaním pôvodnej výmurovky v klenbe tunela (Obr. 18). Využitím konštrukcie opôr z prefabrikovaných dielcov bol získaný priestor pre rozšírenie prierezu v úsekoch smerových oblúkov s malým polomerom a väčší pochôdzny priestor. Zároveň došlo k úplnému zamedzeniu priesakov v oporách vďaka tesniacim profilom medzi jednotlivými prefabrikovanými dielcami a zkapacitnenému rubovému odvodneniu, do ktorého bolo zaústené aj odvodnenie klenby. Dnové dielce umožňujú vedenie kabeláže, zlepšujú možnosť odvodnenia štrkového lôžka, prípadne nebránia

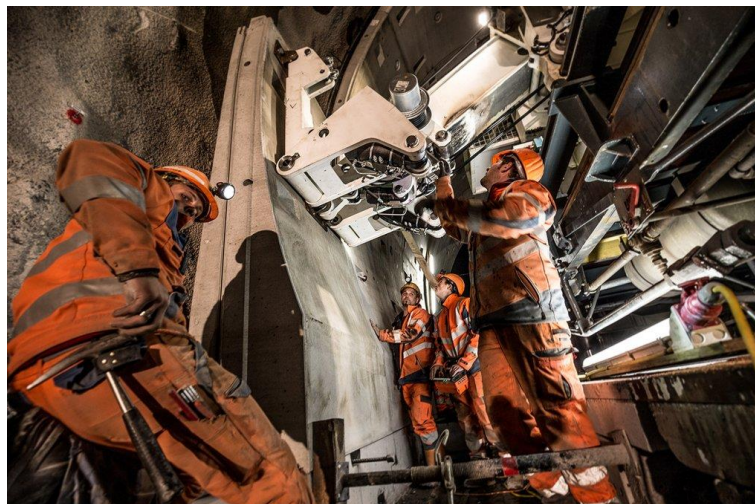
zavedeniu pevnej jazdnej dráhy. Prefabrikované dielce taktiež zabraňujú dvíhaniu dna v úsekoch razených v nepriaznivých geotechnických podmienkach. Takéto riešenie umožnilo zníženie nivelety trate, v miestach kde to nebolo obmedzené nadväzujúcimi mostnými objektmi, čím bol získaný priestor pre dodržanie normatívneho prejazdného prierezu. V klenbe tunela boli vykonané sanačné opatrenia vo forme kotvenia, injektáže, špárovania muriva, nanosenie krycej vrstvy zo striekaného betónu, inštalácia zvodníc a odľahčovacích vrtov odvodnenia. Výhodou ponechania pôvodného ostenia v klenbe tunela je zachovanie trakčnej troleje. Zásadnou nevýhodou je zložitosť styku medzi prefabrikovanou oporou a murovanou klenbou. Na kontakte medzi oporou a klenbou boli vytvorené „stratené monolitické preklady“ zo striekaného betónu. U takto sanovanej klenby je možné očakávať životnosť len 25 až 50 rokov. Zo statického hľadiska je kontakt klenby a opory v tejto forme ťažko definovateľný a z technologického hľadiska príliš náročný. Pri kompletnej výbuvě pôvodnej výmurovky s nahradením za prefabrikované ostenie je možné získať viac priestoru pre prejazdný prierez aj v smere od klenby nahor (Obr. 20). [12]



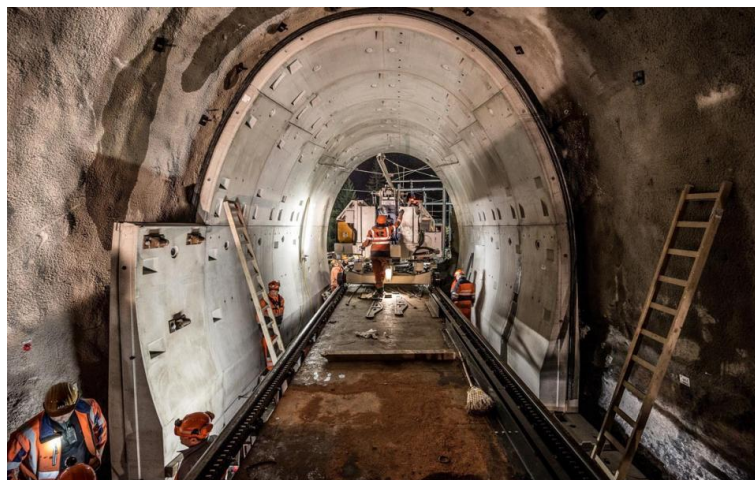
Obr. 18 Tunely RhB – čiastočná výmena ostenia, stav po rekonštrukcii [12]

2.4.4 Skúšky realizovateľnosti

Realizovateľnosť navrhovaného riešenia bola skúšaná v rámci krátkych nočných výluk. Prípravné práce, kotvenie klenby pred búraním výmurovky, samotné búranie výmurovky s rozširovaním výrubu a jeho zaistením po krátkych úsekoch je možné vykonávať v rámci nočných výluk za prevádzky tratí. Problematickou fázou prác je manipulácia prefabrikovaných dielcov opôr s hmotnosťou dosahujúcou až 5 t (Obr. 19). Pre účely skúšky bolo vo výskumných štolách v švajčiarskom Hagerbachu vyrazených niekoľko chodieb o typickom priečnom reze železničných tunelov Rhétskej železnice. Tri rôzne firmy, každá s vlastným konceptom prefabrikovaných opôr, dostali zadanie vykonať montáž a fixáciu prefabrikovaných opôr v dĺžke 12 m na jednej strane výrubu. Všetky zúčastnené firmy zvládli toto zadanie vykonať v časovom rozsahu 120 – 150 minút. V samostanej skúške bolo ostenie tvorené plne z prefabrikovaných dielcov pre prípad výmeny murovanej klenby (Obr. 20). [12]



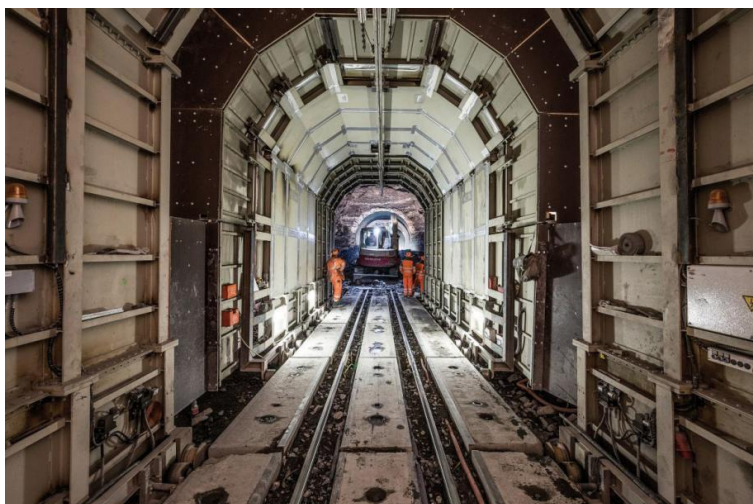
Obr. 19 Tunely RhB – montáž prefabrikovanej opory (Glatsherastunnel) [14]



Obr. 20 Tunely RhB – varianta rekonštrukcie s plne prefabrikovaným osteníom (Glatsherastunnel) [15]

2.4.5 Výsledky skúšok technologického postupu

Vykonané skúšky ukázali, že v rámci času poskytovaného krátkodobou výlukou sú použiteľné dva prístupy pre zväčšenie prejazdného prierezu využitím prefabrikovaného ostenia. Smerom dolu, zahĺbením opôr so zachovaním polohy klenby (Obr. 18) a smerom nahor, pokiaľ nie je možné upraviť niveletu z dôvodu nadväzujúcich mostných objektov (Obr. 20). Na základe vyhodnotenia efektivity oboch spôsobov bolo dokázané, že rozširovanie prejazdného prierezu je výhodnejšie smerom nahor od klenby ako znižovanie nivelety a prehlbovanie dna tunela. V druhom prípade výrazne rastú náklady spojené s manipuláciou koľajového zvršku. Komplexné rekonštrukcie a kompletné náhrady pôvodných ostení avšak významne komplikuje trolejové vedenie v klenbe tunela, ktoré nie je možné demontovať a opätovne namontovať v časovom rozsahu danom výlukou. Riešenie poskytuje teleskopické trolejové vedenie a pojazdný provizórny tunel (Obr. 21). [12]



Obr. 21 Tunely RhB – pohľad na pojazdný provizórny tunel a teleskopický trolej [15]

Pri rozširovaní svetlého profilu tunela nie je prefabrikácia vždy ideálnym, často ani uskutočniteľným riešením. Zachovanie ekonomickej efektivity vyžaduje minimalizáciu počtu typov prefabrikovaných dielcov vo výrobe a zjednodušenie logistiky v stiesnených horských podmienkach. Z uvedeného vyplýva, že tunely rekonštruované s využitím prefabrikátov by mali byť po svojej dĺžke v maximálnej možnej miere priame, alebo s veľkými polomerami smerových oblúkov, a bez zmien priečného profilu. V prípade nutnosti geometrickej variability priečného rezu so súčasným rozširovaním profilu je jediným použiteľným riešením varianta nového ostenia tvoreného kompletne striekaným betónom s medziľahlou striekanou hydroizoláciou. [12]

3. Dolnolučanský železničný tunel

Dolnolučanský tunel je súčasťou regionálnej železničnej trate 036 Liberec – Tanvald – Harrachov – štátna hranica. Jedná sa o jednokoľajný tunel, vystrojený výmurovkou, o dĺžke 82,5 m na traťovom úseku Jablonecké Paseky – Lučany nad Nisou v staničení km 17,836 300 až km 17,918 815. V smere od Liberca do Tanvaldu trať v tunely stúpa o sklone 2,65 %. Do prevádzky bol uvedený v roku 1894. V súčasnosti je tunel v nevyhovujúcom stave z hľadiska náročnosti údržby a technickej zastaralosti.



Obr. 22 Situačné schéma Dolnolučanského tunela [16]

3.1 Železničná trať Liberec – Harrachov

3.1.1 Historický význam trate

Trať 036 je z praktickej perspektívy možné rozdeliť na dve časti a to konkrétne na trať Liberec – Tanvald a Tanvaldskú ozubnicovú trať Tanvald – Harrachov. Sprevádzkovanie prvej časti dnešnej trate 036 v úseku Liberec – Jablonec nad Nisou prebehlo v roku 1888. Ďalšiu časť trate, ktorej súčasťou je aj Dolnolučanský tunel, predstavuje úsek Jablonec nad Nisou – Tanvald sprevádzkovaný v roku 1894. V roku 1902 bol sprevádzkovaný úsek medzi Tanvaldom a Harrachovom. Celkovo bolo na trati vyrazených až 10 tunelov (napr. Polubenský tunel, riešený v podkapitole č. 3. [17]

Výstavba trate bola podmienená potrebou spojiť významné priemyselné oblasti Liberecka a Jablonecka s vtedajším pruským mestom Hirschberg (v súčasnosti Jelenia Góra, Poľsko). Trasovanie druhej časti trate 036 v úseku Tanvald – Harrachov si vyžiadalo náročné výškové riešenie. Sklon nivelety trate v tomto úseku dosahuje až 58 ‰. Jedná sa o rekordnú hodnotu na území ČR. V dôsledku toho je koľaj vybavená Abtovou ozubnicou. Jedná sa o technický unikát s významnou historickou hodnotou.

V roku 1992 bola Tanvaldská ozubnicová trať vyhlásená za národnú kultúrnu pamiatku. [18]

3.1.2 Špecifikácie súčasnej trate Liberec – Harrachov

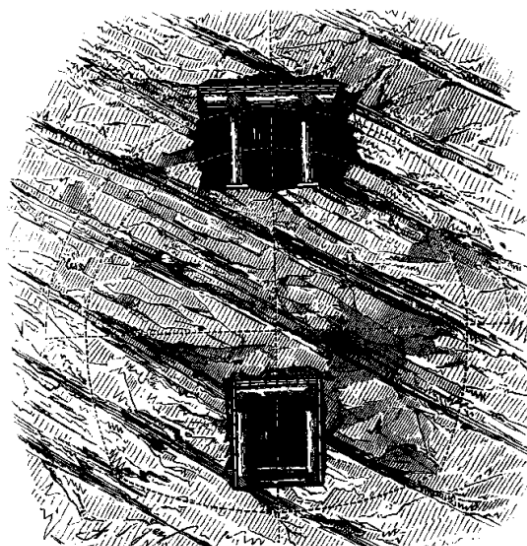
Číslo trate:	036
Začiatok trate:	Liberec (km 0,000)
Koniec trate:	Harrachov (km 38,940 000)
Trakcia:	neelektrifikovaná
Počet koľají:	1
Rozchod:	1435 mm
Kategória trate:	regionálna
Traťová trieda:	C3 (Liberec – Tanvald), A1 (Tanvald – Harrachov)
Max. rýchlosť:	60 km/h

V roku 2015 prešla železničná trať v úseku Liberec – Tanvald rekonštrukciou. V tunely a príľahlých úsekoch konštrukciu koľaje železničného zvršku tvoria betónové podvaly B91S/2 s pružným upevnením a s koľajnicami typu 49E1 R350 HT. Prevedenie koľaje je bezстыkové. Koľajové lôžko tvorí neznečistený štrk. [16]

3.2 Výstavba Dolnolučanského tunela

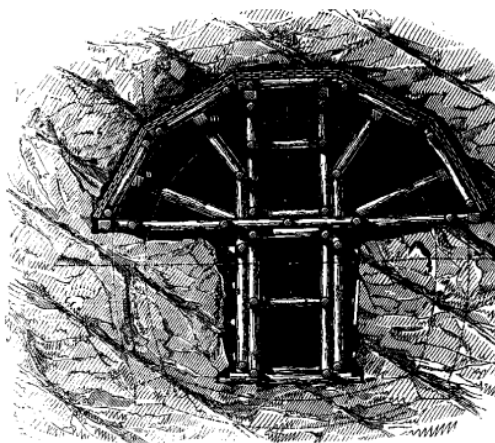
Konkrétne dobová dokumentácia výstavby Dolnolučanského tunela sa do dnešného dňa nezachovala. Spôsob výstavby Dolnolučanského tunela a zastihnuté geotechnické podmienky je možné len predpokladať, resp. odvodiť z dobovej dokumentácie výstavby ostatných tunelov na trati z Liberca do Harrachova. Zachovaná dokumentácia z výstavby spomínaných tunelov uvádza, že k rozpojovaniu horniny bol použitý Nobelov dynamit, plastický dynamom, v prípade značne pevnej horniny strelná želatína. Skalné vrtáky boli vyrobené z tvrdenej oceli a na 1 m dĺžky tunela ich muselo byť naostrených až 1800 ks. Priemerná rýchlosť ražby dosahovala 1,15 m/deň. Razenie tunela pravdepodobne prebiehalo po čiastkových výruboch podľa zásad klasickej rakúskej tunelovacej metódy (Obr. 23, Obr. 24 a Obr. 25). Dočasnú stabilizáciu výrubu zabezpečovala výdrevá. Samotný výrub a jeho následné zaistenie výdrevou prebehlo z podstaty klasických tunelovacích metód s časovým odstupom, pri ktorom stihlo dôjsť k značnému rozvoľneniu horninového masívu v okolí výrubu. Priestor medzi rubom výmurovky a hrubým výlomom a prípadné nadvýruby boli vyplnené kamennou rovnaninou, ktorá neumožňuje účinné podopretie výrubu. [16]

Vplyv technológie výstavby je smerodajným činiteľom pri návrhu technického a technologického riešenia komplexnej rekonštrukcie Dolnolučanského tunela. Detailnému opisu dôsledkov vyplývajúcich z klasických tunelovacích metód sa venuje kap. 5.



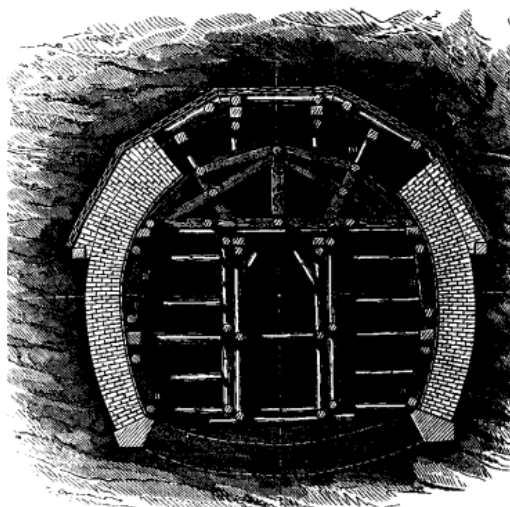
Sohlen- und Scheitelstollen.

Obr. 23 Klasická rakúska tunelovacia metóda – výrub stropnej a smerovej štólne [19]



Einbau des unteren Sparrenbockes.

Obr. 24 Klasická rakúska tunelovacia metóda – prepojenie kaloty so smerovou štôľňou [19]



Vorgang bei der Mauerung.

Obr. 25 Klasická rakúska tunelovacia metóda – murovanie ostenia [19]

3.3 Súčasný stav

Dolnolučanský tunel trpí závadami typickými pre historické železničné tunely. Primárny problém predstavujú priesaky vody ostením. Hydroizolačný systém je nefunkčný a prakticky neopraviteľný. V zimných mesiacoch dochádza zaľadovaniu tunela. Tvoria sa cencúle a ľadové bariéry masívnych rozmerov vstupujúce do kinematického obrysu vozidla prejazdného prierezu. Bez odstránenia týchto prekážok nie je možné tunelom bezpečne prejsť. Zabezpečenie prevádzky si za týchto podmienok vyžaduje každodennú údržbu. (Obr. 26). [16]



Obr. 26 Súčasný stav Dolnolučanského tunela – zaľadovanie tunela [20]

Zavodnenie tunela je vzhľadom k nízkemu nadložiu (približne 15 m) a charakteru horninového masívu závislé na klimatických podmienkach. Počas zrážok do tunela preniká značný objem puklinovej vody. [16]

Tunel je v celej svojej dĺžke vystrojený výmurovkou zo žulových kvádrov. Lokálne dochádza k strate stability jednotlivých blokov muriva a deformácií ostena. V portálových úsekoch sa vyvíjajú trhliny od horninové tlaku (prične trhliny šírky až 30 mm) (Obr. 27). Všeobecne je ostenie tunela zavodnené. Murivo je povrchovo zvetrané. Priesaky vody kontinuálne poškodzujú špárovanie muriva v celej dĺžke tunela. Špárovanie muriva v portálových úsekoch je úplne vypadané. Stabilita tunela ako celku napriek tomu nie je ohrozená. [16]



Obr. 27 Súčasný stav Dolnolučanského tunela –trhliny vo výmurovko od horninového tlaku [20]

Súčasný tunelový prejazdny prierez J-GC Z3 nezodpovedá požiadavkám normy ČSN 73 7508. V tunely zároveň chýbajú konštrukčné prvky zabezpečujúce bezpečnosť prevádzky (výklenky, únikové cesty). [16]

Nosná konštrukcia ani hydroizolačný a drenážny systém tunela neboli počas prevádzky tunela nikdy sanované, s výnimkou strednej tunelovej stoky, ktorá bola obnovená v rámci rekonštrukcie trati 036 v úseku Liberec – Tanvald v roku 2015. [16]

Konštrukcia portálov priamo nadväzuje na skalné steny nad portálom. Padanie zvetranej horniny ohrozuje bezpečnosť prevádzky. Podmienky na portálových úsekoch sú detailne opísané v rámci kap. 4. Steny zárezov boli v období 90. rokov minulého storočia zaistené vysokopevnosťnými sieťami a kotvami SN. (Obr. 29, Obr. 30) [16]

3.4 Rozsah plánovaného stavebného zásahu

Jediné efektívne riešenie nevyhovujúceho stavu Dolnolučanského tunela je komplexná rekonštrukcia, ktorá zabezpečí vodonepriepustnosť tunela, požadovanú priestorovú priechodnosť a minimálnu životnosť diela 100 rokov. Dolnolučanský tunel nie je pod pamiatkovou ochranou. V dôsledku rozsah stavebného zásahu nie je limitovaný a je možné pristúpiť ku komplexnej rekonštrukcii.

V rámci štúdie technických riešení súčasného stavu boli zvažované možnosti sanačných opatrení menšieho rozsahu zabezpečujúcich min. životnosť 50 rokov, avšak od tohoto zámeru bolo upustené z dôvodu pravdepodobnej neefektivity takéhoto riešenia.

Po vyhodnotení hospodárnosti variánt technického riešenia dispozície priečného profilu tunela bola návrhová varianta TPP zvolená bez trakčného nadstavca, s normou výškou poistného priestoru 300 mm. Vzhľadom k množstvu historických tunelov s obdobnými problémami, je na trati z Liberca do Harrachova kompletná elektrifikácia trate v prístupnom časovom horizonte nepravdepodobná.

4. Geotechnické podmienky

4.1 Geotechnický prieskum

Úlohou geotechnického prieskumu je poskytnúť podklady charakterizujúce horninové prostredie, s ktorým je podzemné dielo v interakcii. Na základe získaných geotechnických dát je nutné stanoviť veličiny riadiace návrh diela a obmedziť úroveň neistoty v ich parametroch na prijateľnú úroveň. Rozsah geotechnického prieskumu zodpovedá úrovni projektovej dokumentácie navrhovaného podzemného diela. V prípade komplexnej rekonštrukcie Dolnolučanského tunela bola spracovaná dokumentácia na úrovni štúdie variánt, čomu zodpovedá etapa orientačného prieskumu. Pre účely štúdie boli zhodnotené archívne podklady posledných prieskumných prác Dolnolučanského tunela z roku 1989 a zachovaná projektová dokumentácia z výstavby železničných tunelov na trati z Liberca do Harrachova. Súčasťou terénnych prieskumných prác bola obchôdzka súčasného stavu so zabezpečením fotodokumentácie kritických prvkov tunela a predportálových oblastí.

Hlavný podklad pre charakterizovanie veličín opisujúcich geotechnické podmienky vyšetřovaného horninového prostredia predstavuje stavebne geologické posúdenie spracované v roku 1989 firmou GEOtest. Predmetom prieskumných prác bolo zhodnotenie stavu výmurovky tunela, posúdenie horninového masívu za výmurovkou a v stenách predzárezov portálových úsekov s cieľom stanoviť ich stabilitu.

V rámci tejto kapitoly sú zahrnuté výsledky stavebne geologického posúdenia horninového masívu a ich vyhodnotenie pre účely návrhu technického riešenia rekonštrukcie. Vyhodnotením výsledkov prieskumu budú taktiež definované geotypy a im príslušne charakteristické parametre.

4.1.1 Geologické a hydrogeologické pomery

Oblasť záujmu prináleží Jizerskej hornatine, ktorá predstavuje podcelok orografického celku Jizerských hôr, ktoré ďalej zaraďujeme do Sudetskej sústavy. Trasovanie železničnej trati Liberec – Tanvald pretína v oblasti vyšetřovaného tunela plochý chrbát Paseckého vrchu s vyvinutou chrbtovou plošinou v približnej šírke 80 m. V pozdĺžnom smere je plošina sklonená v rozsahu 1° - 3° v severnom smere. V smere kolmom sa sklon zo strednej časti približuje k 5°. Vodorovná časť dosahuje v priestore tunela približnú šírku 30 m. Sklon úbočia v západnom smere dosahuje 10° a vo

východnom smere 13°. Dôsledkom miernych sklonov úbočí sú predzárezové úseky tiahle a dosahujú hĺbku až 21 m. [21]

Dolnolučanský tunel je vyrazený v západnej časti Krkonoško-jizerského žulového masívu. Stratigrafický popis zaraďuje tento masív do algonkického a staropaleozoického veku. Magmatické teleso masívu bolo v priebehu svojej geologickej minulosti vydvihnuté na povrch. Žulový masív je petrograficky homogénny, zložený prevažne z hrubo až stredne zrnitých žúl. Hlavné horninotvorné minerály predstavujú kremeň, draselný živec, plagioklas a biotit. Vedľajšie minerálne súčasti tvoria muskovit a amfibolit. [21]

Žulový masív je súčasťou Krkonoško-jizerského kryštalinika, porušeného mnohými plochami nespojitosti. Jedná sa o prevažne mladú diskontinuálnu štruktúru pokriedového veku, založenú v priebehu variskej až kaledonskej orogenézie. Najznámejšie zlomy v smere SV-JZ sú v oblasti Dolnolučanského tunela menej významné. Početnejšie poruchy zistené v predzárezoch tunela majú smer SV-JZ, menej S-J. V rámci Krkonoško-jizerského kryštalinika sú považované za poruchy podružné. [21]

Kvartérny pokryv vyšetrovanej oblasti tvoria zvetraniny žúl. V dôsledku zvetrávacích procesov sa žuly rozkladajú na piesočnaté elúvium. Vrchný horizont eluviálnej vrstvy postupne prechádza do vrstvy deluviálnych sedimentov svahových piesočnatých hĺn. Najvrchnejšia vrstva kvartérneho pokryvu je tvorená ornitou. Hĺbka zóny zasiahnutej zvetrávaním je v dôsledku množstva prítomných porúch premenná. Zvetrávací proces postupuje cez poruchu rýchlejšie a do značných hĺbok. Stupeň narušenia horniny je vo vyšetrovanej oblasti vysoký. Bloky zdravej horniny sa v stenách predzárezových úsekov vyskytujú len zriedka, prevláda najmä hornina zvetraná a navetraná. V určitých častiach predzárezových úsekov je hornina úplne rozložená po celej výške stien. [21]

Hydrogeologické podmienky vo vyšetrovanej oblasti je možné popísať ako mierne. Záujmové územie nevyniká vysokým objemom podzemných vôd. Výskyt vody je možné zaznamenať hlavne počas období bohatých na zrážky a to len v systéme porúch a puklín. Z chemickej perspektívy ide o vody málo mineralizované, s nízkou tvrdosťou, ktoré sa môžu prejaviť len mierne agresívnymi účinkami na betónové konštrukcie. [4]

4.1.2 Prieskumné práce v tunelovej rúre

V rámci posudzovania stavu horninového masívu v tunelovej rúre bol skúmaný charakter hornín za ostení tunela. Vo výmurovke tunela bolo vytvorených celkovo 81 prieduchov, pričom charakter horniny sa podarilo určiť len v 48 prieduchoch. Vo zvyšných 33 prieduchoch bola zastihnutá kamenná rovinanina vyplňujúca voľný priestor medzi výmurovkou a výrubom tunela. Charakter horniny bol vyšetrovaný v úrovni pätky ostenia (29 sond do výšky 0,5 m) a v boku ostení (52 sond do výšky 4,2 m). [21]

Vyšetrovaním prieduchov bola zistená priemerná vzdialenosť medzi lícom hrubého výrubu a lícom výmurovky o hodnote 70 cm. Hrúbka výmurovky je uvažovaná priemernou hodnotou 45 cm. Priemerná hodnota nadvýrubu výchádza 25 cm. Riešiteľ posudku predpokladá podstatne väčšie nadvýruby v oblasti klenby. [21]

Posúdenie výmurovky tunela nepreukázalo prítomnosť trhlín podmienených nadmerným horninovým tlakom. Všeobecne je stav výmurovky s výnimkou portálových úsekov veľmi dobrý. U portálových úsekov sú viditeľné trhliny prestupujúce cez celú dĺžku tunelovej rúry. Vznik a existencia trhlín v portálových úsekoch je podmienená prítomnosťou nepriaznivo orientovaných plôch nespojitosti v nadloží a bočným tlakom nahromadených zvetralín v týchto poruchách. Dané poruchy ohrozujú stabilitu portálových stien a murivo vlastných portálov. [21]

U vjazdového portálu boli zistené dve výrazné trhliny. Výraznejšia vo vzdialenosti 1,6 m od lícu portálu vo vrchole klenby s rozovretím 1 – 2 cm, smerom do bokov sa rozovretie znižuje. Druhá trhlina je vo vzdialenosti 2,5 m od lícu portálu, prechádzajúca ľavou polovicou klenby v bokoch stratená. [21]

Poruchy výmurovky výjazdového portálu sú podobného charakteru ako u portálu vjazdového. V blízkosti portálu sa nachádzajú dve priečne, mierne šikmé trhliny. V klenbe vo vzdialenosti 0,6 m od lícu portálu prechádzajú do pravej opory vo vzdialenosti 1,3 m od lícu portálu. Ďalšia významná trhlina 2,0 m od lícu portálu v klenbe prechádza čiastočne do opôr. V páse za portálovým úsekom je viditeľná mierna deformácia klenby pravdepodobne zapríčinená dobovou tunelovacou metódou. [21]

Fyzikálne a mechanické vlastnosti žuly tvoriacej horninové prostredie Dolnolučanského tunela sú úzko späté so stupňom narušenia zvetrávaním. S vyšším stupňom zvetrania dochádza k strmému zhoršeniu pevnostných, deformačných a fyzikálnych vlastností. Vlastnosti horninového masívu sú zároveň závislé na plochách

nespojivosti. Čím je hornina zdravšia, tým je vplyv týchto plôch väčší. Riešiteľ posudku klasifikoval zastihnutú horninu do štyroch typov podľa stupňa narušenia horniny zvetrávaním. Tab. 1 opisuje pomerné zastúpenie jednotlivých horninových typov s vylúčením medzitypov.

Tab. 1 Pomerné zastúpenie typov horniny podľa stupňa narušenia zvetrávaním [21]

Stupeň narušenia horniny	[%]
nenarušená	7
navetraná	34
zvetraná	32
rozložená	27

V dokumentácii prieskumu je navetraná hornina definovaná ako hornina, ktorej poškodené minerály sa navzájom nedotýkajú. Skelet navetranej horniny teda tvoria narušené minerály a zdravé minerály sú izolované. Z danej definície vyplýva, že horniny so zdravým skeletom sú zastúpené v 41 % prieduchov a horniny s narušeným skeletom v 59 % prieduchov. Prezentované hodnoty poukazujú na značné narušenie horniny zvetrávaním v celej dĺžke súčasného tunela. [21]

V strednej časti tunela (km 17,877 70 – 17,979 70) sú vybudované záchranné výklenky výšky 2,0 m hĺbky 1,6 m (pravá stena) a 1,3 m (ľavá stena). Boky a klenba výklenkov je vymurovaná, zadnú stenu tvorí obnažená hornina. Konštrukcia záchranných výklenkov poskytuje približný obraz o geologickej stavbe horninového masívu (Obr. 28).



Obr. 28 Pohľad na obnaženú horninu – záchranný výklenok [20]

4.1.3 Geotechnické vlastnosti hornín

Vlastnosti horninových typov boli stanovené na základe výsledkov skúšok vykonaných v rámci prieskumu pre výstavbu blízkej priehrady Josefův Důl na Kamenici. Rozložená hornina avšak skúšaná nebola. Dôležité hodnoty vlastností

4. Geotechnické podmienky

rozloženej horniny sú stanovené zo skúšok granodioritu brnenského masívu, ktorý vystihuje vlastnosti rozloženej libereckej žuly v dostatočnej miere. [21]

Tab. 2 uvádza základné vlastnosti jednotlivých horninových typov. Neznáme vlastnosti rozloženej žuly sú pre účely tejto práce zanedbateľné.

Tab. 2 Základné fyzikálne a pevnostné vlastnosti horninových typov [21]

Stupeň narušenia horniny		nenarušená	navetraná	zvetraná	rozložená
Hustota	[kg/m ³]	2 620	2 620	2 510	2500
Hustota pevných častíc	[kg/m ³]	2 670	2 610	2 640	-
Pevnosť v tlaku po vysušení	[MPa]	130	70	42	1
Pevnosť v tlaku po nasýtení	[MPa]	107	57	32	-
Pevnosť v strihu po vysušení	[MPa]	48	32	31	-
Pevnosť v strihu po nasýtení	[MPa]	20	13	14	-
Pevnosť v tlaku po zmrazení	[MPa]	103	67	30	-
Nasiakavosť	[%]	0,79	0,82	1,46	4,00
Hutnosť	[%]	98,12	99,24	95,07	-
Pórovitosť	[%]	1,88	0,76	4,93	6,00
Odolnosť proti mrazu	[%]	0,21	0,36	1,62	-
Otlkanie	[%]	40,00	32,80	76,00	-
Síranová skúška	[%]	0,53	0,84	51,85	-
Súčiniteľ zmäknutia	[-]	0,82	0,81	0,77	-
Súčiniteľ vymrznutia	[-]	0,79	0,95	0,70	-

Deformačné vlastnosti v pružnom stave sú závislé na miere zaťaženia horniny.

Tab. 3 uvádza moduly pretvárnosti a pružnosti s príslušným rozsahom zaťaženia.

Tab. 3 Moduly pretvárnosti a pružnosti horninových typov v závislosti na zaťažení [21]

Stupeň narušenia horniny	Modul pretvárnosti E_{def} v úrovni zaťaženia [MPa]				Modul pružnosti E
	0-1	0-2	0-3	0-4	
	[MPa]				[MPa]
nenarušená	8 000	6 900	7 900	8 300	15 000
navetraná	8 000	6 600	6 600	6 300	15 000
zvetraná	180	220	270	310	600
rozložená	70	120	180	-	400

Tab. 4 uvádza parametre šmykovej pevnosti horninových typov stanovené riešiteľom posudku. Uvedené hodnoty sú platné pre rozsah zaťaženia do 1 MPa.

Tab. 4 Parametre šmykovej pevnosti horninových typov [21]

Stupeň narušenia horniny	Uhol vnútorného trenia φ	Súdržnosť c
	[deg]	[kPa]
nenarušená	52	700
navetraná	50	400
zvetraná	39	300
rozložená	35	20

Tab. 5 uvádza súčinitele pevnosti horniny podľa Protodjakonova dané riešiteľom posudku. Hodnoty koeficientov nie sú úpravené redukčným súčiniteľom vplyvu rozpukania.

Tab. 5 Súčiniteľ Protodjakonova horninových typov [21]

Stupeň narušenia horniny	f_p
nenarušená	10
navetraná	7
zvetraná	3
rozložená	1,5

4.1.4 Čelná stena vjazdového portálu

Stena výšky 10 m (nad murivom portálu) je tvorená zvetranou až rozloženou horninou prekrytou súvrstvom piesočnatej hliny a ornice o mocnosti 2 m. Horninový masív je rozčlenený plochami nespojitosti orientácie 342/49° s rozstupom približne 1 m. V ľavom rohu sa nachádza poruchové pásmo 280/80° o mocnosti 0,5 m. Pomocou tejto poruchy dochádza k zosúvaniu a splavovaniu rozloženej horniny do priestoru zárezu. Sklon steny v pokryvoch je 45°, v dolnej polovici horninového masívu je sklon 70° a v hornej polovici 50°. Vzhľadom k stupňu narušenia horniny je sklon steny príliš veľký. Dochádza k opadávaniu zvetraných častí horniny, ktoré sa potom hromadia nad portálom predsunutým o 1,5 – 2 m pred skalný výrub. [21]



Obr. 29 Výjazdový portál [20]

4.1.5 Čelná stena výjazdového portálu

Výška steny nad portálom tunela je 10 m. Spodná polovica steny je zvislá, horná má sklon 78° s výnimkou najvrchnejšej časti vytvorenej v pokryvoch výšky 1,5 m, ktorej sklon klesá na 35° . V spodnej polovici prevláda navetraná hornina, vyššie zvetraná hornina. Horninový masív je rozčlenený systémom zvislých plôch nespojitosti skoro kolmých k ose trati s orientáciou $8/90^\circ$. V južnom rohu sa nachádza mohutná porucha orientácie $112/10^\circ$ pozdĺž ktorej dochádza splavovaniu rozloženej horniny do priestoru predzárezu. Porucha prestupuje až do pravej steny výjazdového portálu. [21]



Obr. 30 Výjazdový portál [20]

4.2 Vyhodnotenie geotechnického prieskumu

Stavebne geologické posúdenie z roku 1989 je jediným dostupným podkladom poskytujúcim geotechnické dáta o horninovom prostredí, v ktorom je Dolnolučanský tunel vyrazený. Rozsah a obsah dostupných geotechnických údajov neumožňuje tvorbu detailného geotechnického modelu vyšetrovaného horninového prostredia. Na základe tohoto faktu je nutné interpretovať známe okrajové podmienky do vhodných charakteristických parametrov a zjednodušujúcich predpokladov. Geotypy hornín vstupujúce do výpočtových modelov (teória Protodjakonova, MKP) budú definované podľa vykonaného geotechnického prieskumu.

Klasifikácia geotechnických typov podľa stupňa narušenia zvetrávaním predstavuje v prípade vyšetrovaného horninového masívu najvhodnejšie riešenie. Horninové typy definované riešiteľom stavebne geologického posúdenia boli identifikované pomocou prieduchov v stenách tunela do max. výšky 4,5 m nad dnom tunela. Stav horniny ani výška nadvýrubu v klenbe tunela nie sú známe. Je nutné podotknúť, že horninové typy boli vyšetrované len na líci výrubu, pričom charakter horniny bolo možné zistiť len v 60 % vytvorených prieduchoch. Vo zvyšných prieduchoch bola zastihnutá kamenná rovinanina. Podľa vyhlášky 55/1996 Sb. bude spôsob zaistenia výrubu špecifikovaný v závislosti na kvalite horninového masívu v technologických triedach výrubu. V rámci vykonaného geotechnického prieskumu neboli stanovené geologické profily horninového masívu. V dôsledku tohoto obmedzenia budú technologické triedy výrubu dimenzované a posudzované vo výpočtových modeloch s homogénnou geologickou stavbou definovanou geotechnickým typom horniny (Tab. 6). V zmysle požiadavkov vyhlášky 55/1996 Sb. musí byť horninový masív na základe prognózy danej geologickým prieskumom rozdelený na kvázihomogénne úseky s jednoznačne definovaným spôsobom zaistenia výrubu, technologickým postupom prác a predpokladaným správaním horninového masívu. Vzhľadom k rozsahu a obsahu vykonaného geotechnického prieskumu nie je v súčasnej fáze dokumentácie vhodné definovať kvázihomogénne celky po dĺžke tunela.

Na základe dostupných vlastností horninového masívu je možné zredukovať počet horninových typov vstupujúcich do výpočtových modelov. Z Tab. 1 je zrejmé, že nenarušená hornina sa v horninovom prostredí tunela vyskytuje len ojedinele. Zároveň rozdiel medzi nenarušenou a navetranou žulou je v rámci využitej metódy výpočtov zanedbateľný. Tvorba výpočtových modelov so zanedbaním nenarušenej horniny v nadloží predstavuje chybu na strane bezpečnej.

V Tab. 6 sú definované geotypy a ich charakteristické parametre so zanedbaním nenarušenej horniny.

Tab. 6 Geotechnické typy hornín – charakteristické parametre

Geotypy		E_{def}	E	φ'	c'	f_p
Názov	Označenie	[MPa]	[MPa]	[deg]	[kPa]	[-]
navetraná	GT-R2	8 000	15 000	50	400	7
zvetraná	GT-R3	180	600	39	300	3
rozložená	GT-R5	70	400	35	20	1,5

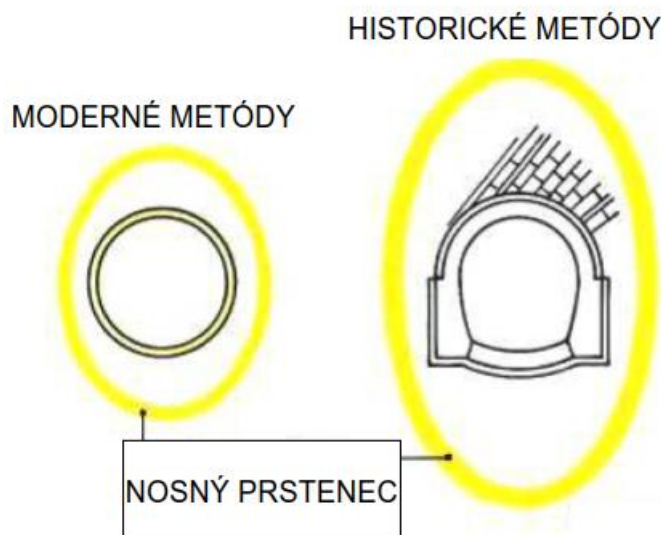
V úsekoch tunela razených v zdravej až navetranej hornine je možné počítať so samonosnou funkciou horniny. V prípade úsekov razených v zvetranej až rozloženej žule je samonosná funkcia horniny značne obmedzená v závislosti na stupni narušenia zvetrávaním.

Citlivosť na tvorbu nadvýrubou vo vyšetřovanom horninovom prostredí ovplyvňujú okrem stupňa narušenia zvetrávaním a rozpukaním ďalšie činitele. Významný problém predstavuje blokovitá odlučnosť žuly typická magmatickým horninám (charakter blokovitej odlučnosti je viditeľný na Obr. 29 a Obr. 30). Zároveň povrch hrubého výrubu neumožňuje vytvorenie dostatočne rovinatej podkladnej plochy pre štandardnú fóliovú hydroizoláciu. Vplyvom blokovitej odlučnosti mohlo dôjsť k tvorbe značných nadvýrubou už pri výstavbe tunela. Spôsobené nadvýruby boli pravdepodobne vyplnené kamennou rovnatinou. Ďalším činiteľom ovplyvňujúcim tvorbu nadvýrubou je spôsob stabilizácie výrubu pri razení Dolnolučanského tunela. Dôsledkom nesprávnej technológie stabilizácie výrubu dochádza v porovnaní s modernými tunelovacími metódami pri preskupovaní napätia k vytvoreniu značne väčších zón rozvoľnenej horniny, ktorá stratila schopnosť samonosnosti a pôsobí len ako zaťaženie. Pri búraní výmurovky hrozí tvorba značných nadvýrubou v dôsledku vypadávania rozvoľnenej časti horninového masívu. Pre portálové úseky je nutné predpokladať úplnú stratu samonosnosti. Dôkazom pôsobenia nadmerného zaťaženia je vznik a rozvoj trhlin v murive nosných konštrukcií. Stanovenie rozsahu oblasti rozvoľnenej horniny je predmetom kap. 5.

5. Rozsah oblasti rozvoľnenej horniny

5.1 Vplyv technológie výstavby

V prípade klasických tunelovacích metód bola pre dočasnú stabilizáciu výrubu nasadzovaná výdrevá. Ďalším krokom pracovného cyklu bola postupná výmena výdrevy za výmurovku zo žulových kvádrov. Priestor medzi hrubým výrubom a rubom výmurovky bol následne vyplnený kamennou rovnaninou, ktorá podopiera výrub len lokálne. Zásyp vo forme kamennej rovnaniny neposkytuje plnohodnotný prenos napätia medzi výrubom a rubom výmurovky. V horninovom masíve preto dochádza aj po vybudovaní výmurovky k deformačným prejavom a rozvoľňovaniu horniny v blízkom okolí výrubu. Zaistenie výrubu zároveň pribiehalo v porovnaní s modernými metódami pomaly, čo predstavuje dodatočný príspevok k rozvoľňovaniu horninového masívu (Obr. 31). Základným predpokladom dosiahnutia stavu rovnováhy je vytvorenie zóny rozvoľnenej horniny ohraničenej nosným prstencom inak nazývaným „horninová klenba“. Rozvoľnená hornina stráca samonosnú funkciu a pôsobí na výmurovku len ako zaťaženie. Trhliny v murive portálových úsekov poukazujú na vznik nadmerných tlakov od rozvoľnenej horniny vplyvom degradácie horninového masívu v čase.



Obr. 31 Ohraničenie rozvoľnenej horniny nosným prstencom [22]

Pri razení podzemného diela s využitím moderných tunelovacích metód (napr. NRTM) je výrub rýchlo zaistený pomocou primárneho ostenia a systémového kotvenia. Primárne ostenie zároveň podopiera výrub spojitým čím zabezpečuje účinné dosiahnutie stavu rovnováhy. V dôsledku toho sa oblasť rozvoľnenej horniny nešíri ďaleko (Obr. 31) a horninový masív si uchováva samonosnú funkciu. Spôľahlivosť

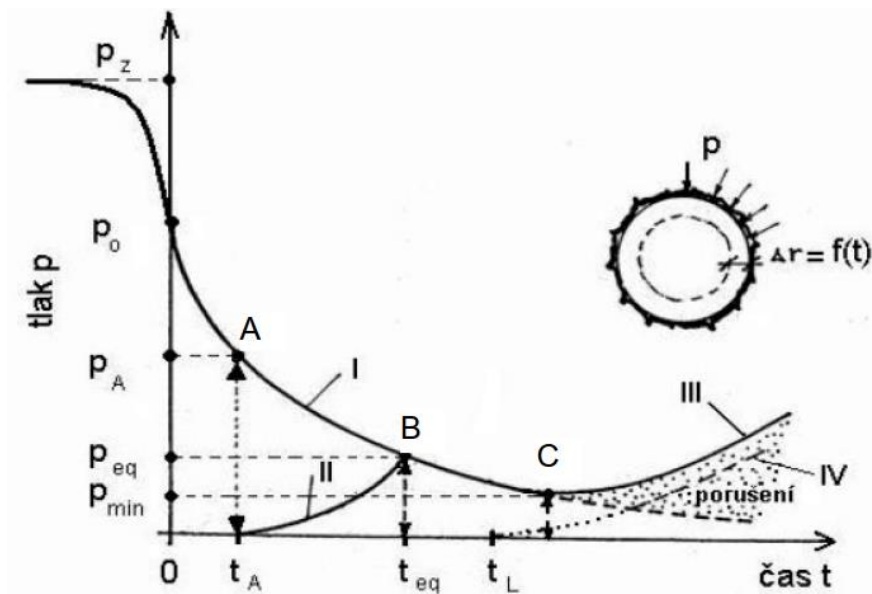
správneho návrhu dočasného zaistenia v tejto forme dovoľuje znížiť konečné zaťaženie na sekundárne ostenie bez nadmerných deformácií výrubu. Vplyv tunelovacej metódy na rozsah oblasti rozvoľnenej horniny a zaťaženia vystrojenia tunela opisuje Fenner-Pacherova krivka (Obr. 32).

Moderné tunelovacie metódy:

- rýchle zaistenie stability výrubu
- hornina spojitá podopretá ostením
- zaťaženie horninovým tlakom je možné riadiť (A až B, krivky I a II)

Klasické tunelovacie metódy:

- pomalé zaistenie výrubu
- hornina podopretá len lokálne (výdreva)
- zaťaženie horninovým tlakom už neovládateľné (od C po krivke III)



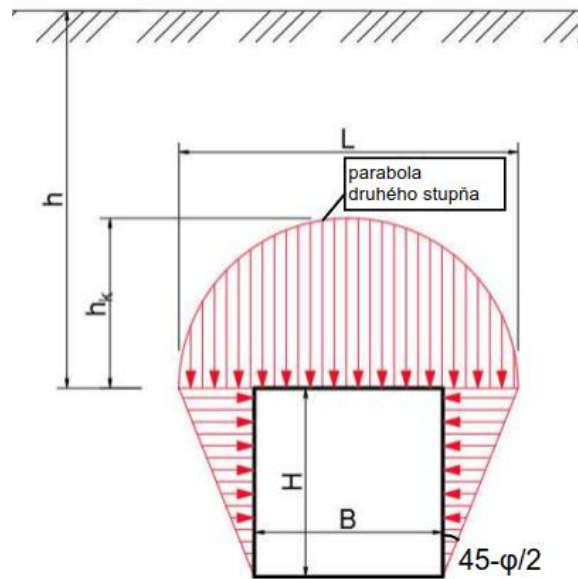
Obr. 32 Fenner-Pacherova krivka [23]

5.2 Výpočtový model – Protodjakonova teória

Princípy opísané v podkapitole 5.1 je možné modelovať s využitím klasických klenbových teórií. Klenbové teórie boli vyvinuté v súvislosti s výstavbou podzemných diel v prvej polovici 20. storočia (Kommerel, Terzaghi, Protodjakonov a iné). Výstupy klasických klenbových teórií poskytujú hodnotu zaťaženia pôsobiaceho na vystrojenie tunela a rozmery rozvoľnenej oblasti horninového masívu. Pre účely rekonštrukcie Dolnolučanského tunela poskytuje vykonaný geotechnický prieskum mechanické vlastnosti geotypov (φ , f_p) vstupujúce do výpočtov založených na Protodjakonovej teórii.

Cieľom výpočtu založeného na Protodjakonovej teórii je získať odhad rozmerov oblasti rozvoľnenej horniny nad súčasnou výmurovkou Dolnolučanského tunela. Hodnota zvislého a bočného horninového tlaku bude stanovená pre informatívne účely. Rozmery horninovej klenby budú stanovené pre geotypy s charakteristickými parametrami danými v Tab. 6.

Protodjakonova teória bola pôvodne určená pre banské štôlne obdĺžnikového prierezu vystrojené výdrevou. Základná Protodjakonova hypotéza z roku 1908 vychádza z predpokladu, že sa nad nezaisteným obdĺžnikovým výrubom vytvorí prirodzená horninová klenba parabolického tvaru. Hornina sa pod takto definovanou horninovou klenbou rozvoľňuje, stráca samonosnú funkciu a pôsobí vlastnou tiažou na vystrojenie tunela ako zaťaženie. V prípade nevystrojeného výrubu by rozvoľnená hornina vypadla do priestoru tunela a líce výrubu by sa ustálilo v polohe danej parabolickou horninovou klenbou. V horších geotechnických podmienkach ($f_p < 5$) sa prirodzená horninová klenba opiera po stranách o bočné steny výrubu. Pokiaľ nedôjde k vystrojeniu obdĺžnikového výrubu, bočné steny budú zvierat' uhol so zvislou osou $45^\circ - \varphi / 2$ (Obr. 33).

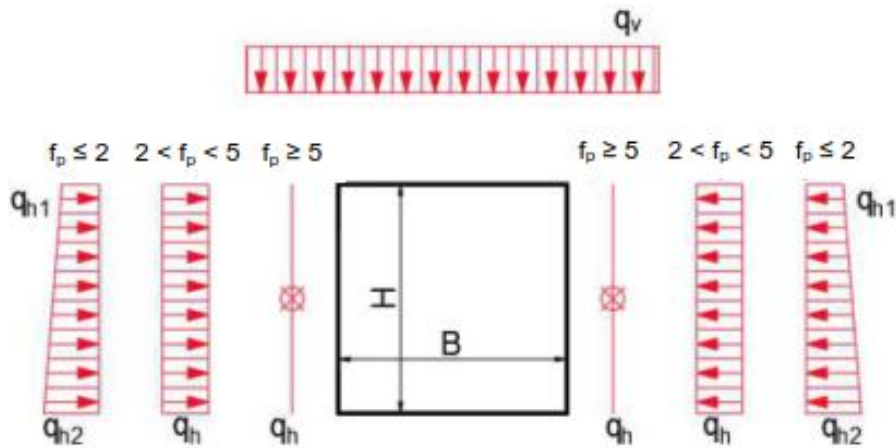


Obr. 33 Schématické zobrazenie geometrie horninovej klenby podľa Protodjakoňova [24]

Parametre použité vo výpočte:

h [m]	výška nadložia
h_k [m]	výška horninovej klenby
L [m]	rozpätie horninovej klenby
B [m]	šírka výrubu
H [m]	výška výrubu
γ [-]	objemová tiaž horniny
f_p [-]	súčiniteľ pevnosti horniny podľa Protodjakoňova
φ [°]	uhol vnútorného trenia horniny

Použitie teórie Protodjakoňova je možné za predpokladov, že výška horninovej klenby je väčšia než šírka výrubu ($h_k > B$), súčasne výška nadložia je aspoň trojnásobne väčšia než výška horninovej klenby ($h > h_k$) a pre koeficient pevnosti horniny podľa Protodjakoňova platí $f_p > 0,3$. Vo výpočte je nutné zohľadniť charakter vyšetrovaného horninového prostredia.



Obr. 34 Schéma pôsobiaceho horninového tlaku v závislosti na f_p [24]

Výpočet pre pevné skalné horniny ($f_p \geq 5$):

Výška horninovej klenby

$$h_k = \frac{B}{f_p} \quad (5.1)$$

Zvislý horninový tlak

$$q_v = \gamma h_k \quad (5.2)$$

Výpočet pre menej pevné skalné horniny ($f_p < 5$):

Rozpätie horninovej klenby

$$L = B + 2h \times \tan(45^\circ - \varphi/2) \quad (5.3)$$

Výška horninovej klenby

$$h_k = \frac{L}{f_p} \quad (5.4)$$

Zvislý horninový tlak (redukovaný)

$$q_v = 0,7 \times \gamma h_k \quad (5.5)$$

Bočný horninový tlak

$$q_h = \gamma(h_k + h/2) \times \tan(45^\circ - \varphi/2)^2 \quad (5.6)$$

Výpočet bočného tlaku pre stlačiteľné horniny, zeminy ($f_p \leq 2$)

Bočný horninový tlak (kalota)

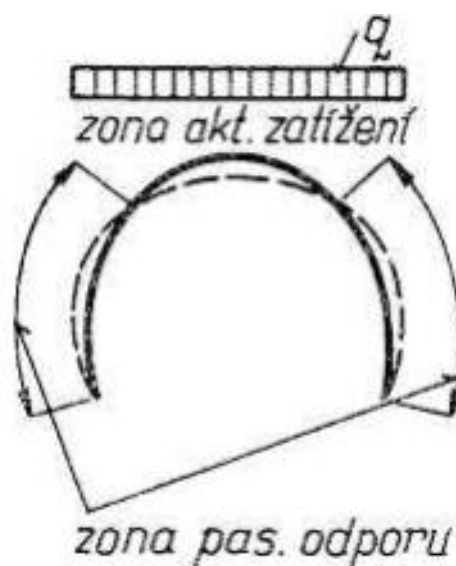
$$q_{h1} = \gamma h_k \times \tan(45^\circ - \varphi/2)^2 \quad (5.7)$$

Bočný horninový tlak (dno)

$$q_{h2} = \gamma(h_k + h) \times \tan(45^\circ - \varphi/2)^2 \quad (5.8)$$

Poznámky k výpočtom:

- Na základe odporúčania riešiteľa stavebne geologického posúdenia z roku 1989 sú rozmery výrubu vo výpočte uvažované $B = H = 7$ m. Výška nadložia $h = 15$ m.
- Výpočtový model uvažuje homogénne horninové prostredie charakterizované geotypom s charakteristickými parametrami podľa Tab. 6.
- Pre pevné skalné horniny ($f_p \geq 5$) sa rozpätie horninovej klenby L predpokladá na šírku výrubu.
- Všeobecne u hornín s $f_p > 1,5$ je možné aktívny bočný tlak na výstroj zanedbať pretože pri správnom správnom zaistení výrubu vzniká vplyvom zvislého zaťaženia pasívny bočný tlak väčší ako aktívny. (Obr. 35). Pre pevné skalné horniny ($f_p \geq 5$) sa bočný tlak nepredpokladá.
- Zvislý tlak u menej pevných hornín ($f_p < 5$) bude redukovaný o 30 % vplyvom zaklieneného prierezu tunela. U pevných skalných hornín táto redukcia uvažovaná nebude.



Obr. 35 Zóny výsledného aktívneho a pasívneho odporu [22]

5.3 Výsledky a vyhodnotenie

Tab. 7 uvádza výsledné rozmery horninovej klenby podľa riešených geotypov. Konkrétne hodnoty rozmerov horninových klenieb platia pre štvorcový prierez výrubu 7 x 7 m. Detailný výpočet spolu s hodnotami horninového tlaku je súčasťou prílohy č. 1.

Tab. 7 Rozmery horninovej klenby podľa geotypov

Geotypy		Súčiniteľ Protodjakonova	Rozmery horninovej klenby	
		f_p	h_k	L
Názov	Označenie	[-]	[m]	[m]
navetraná	GT-R2	7	0,50	7,00
zvetraná	GT-R3	3	2,28	13,68
rozložená	GT-R5	1,5	4,76	14,29

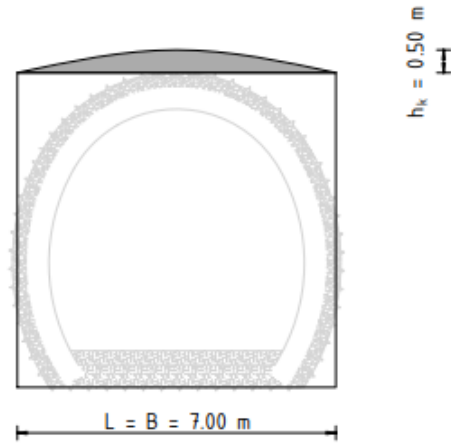
Pri odbúrání výmurovky v úsekoch s horninou geotypu GT-R2 a zdravšími žulami nehrozí riziko vypadávaní veľkého objemu rozvoľnenej horniny do priestoru tunela. Rozširovanie výrubu do požadovaného rozmeru si môže vyžiadať viac času a prostriedkov (trhacie práce) v závislosti na značne premennej hrúbke výmurovky a zásypu z kamennej rovnaniny či vysokej prostej pevnosti zdravých až navetraných žúl.

V úsekoch vo zvetranej hornine geotypu GT-R3 existuje riziko vzniku väčších nadvýrubou, ktoré bude nutné vyplniť striekaným či monolitickým betónom. Rozvoľnená oblasť je avšak približne ohraničená požadovanými rozmermi výrubu po jeho rozšírení, čo môže zmenšiť objem nutných rozpojovacích prác.

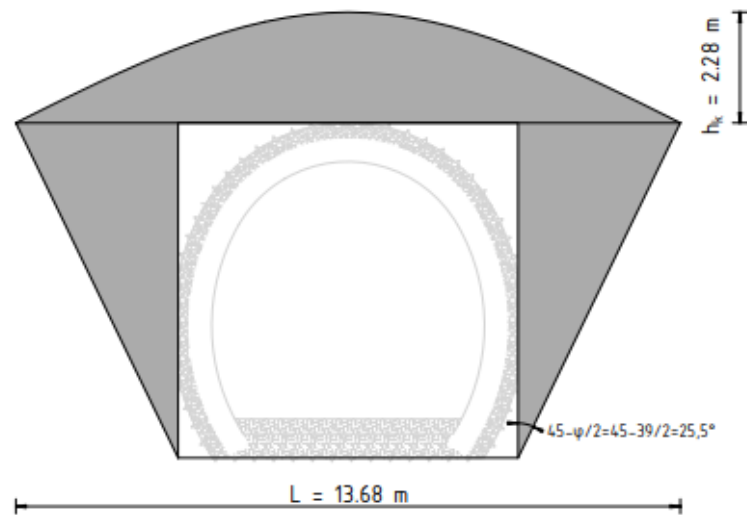
V prípade úsekov s rozloženou horninou geotypu GT-R5 je nutné navrhnuť predstihové opatrenia zabezpečujúce stabilitu výrubu pred aplikovaním primárneho ostenia a systémového kotvenia.

Komentár k vypadnutému materiálu platí výlučne pre objem rozvoľnenej horniny vplyvom vzniku sekundárnej napätosti pri výstavbe za zjednodušujúcich predpokladov. Pre spoľahlivé stanovenie oblasti rozvoľnenej horniny je nutné vykonať dodatočné prieskumné práce v teréne v rámci ďalšej fáze projektovej dokumentácie.

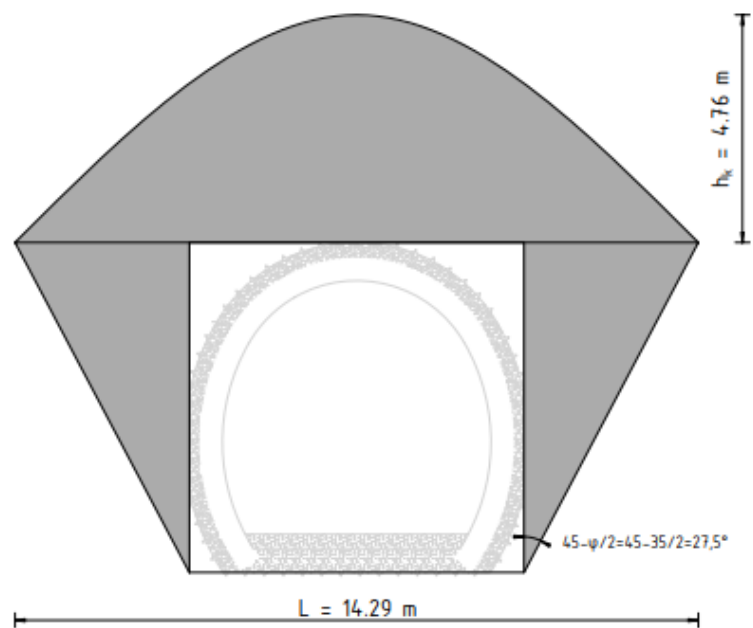
5. Rozsah oblasti rozvolnenej horniny



Obr. 36 Rozmery horninovej klenby – GT-R2 (navetraná žula)



Obr. 37 Rozmery horninovej klenby – GT-R4 (zvetraná žula)



Obr. 38 Rozmery horninovej klenby – GT-R5 (rozložená žula)

6. Návrh komplexnej rekonštrukcie

6.1 Požiadavky na návrh rekonštrukcie z hľadiska predpisov

Návrh komplexnej rekonštrukcie Dolnolučanského železničného tunela musí byť v súlade so všeobecnými právnymi predpismi Českej republiky a Európskej únie, technickými normami a vnútornými predpismi objednávateľa (SŽ) v ich platnom znení.

V prípade komplexnej rekonštrukcie tunela s vybúraním súčasnej výmurovky, obnovou hydroizolačného a drenážneho systému, a výstavbou nového sekundárneho ostenia z monolitického betónu musí návrh technického riešenia spĺňať požiadavky kladené technickou normou ČSN 73 7508 Železniční tunely. Požiadavky dané normou ČSN 73 7508 dopĺňa vnútorný predpis objednávateľa TKP-20 Tunely.

Rozširovanie súčasného výrubu tunela za účelom inštalácie primárneho a sekundárneho ostenia nového profilu tunela podľa §3 písm. c) práce k zaisteniu stability podzemných priestorov zákona č. 61/1988 Sb. o banskej činnosti, výbušninách a o štátnej banskej správe, je nutné chápať ako „činnosť vykonávanú banským spôsobom“. Požiadavky na rozsah projektovej dokumentácie a zaistenie bezpečnosti prác v podzemí určujú predpisy Českého báňského úradu (ČBÚ).

V zmysle ustanovení vyhlášky 55/1996 Sb. bude spôsob a technologický postup prác zaistenia stability výrubu stanovený v závislosti na predpokladanej kvalite horninového masívu v rámci technologických tried výrubu (TTV)

Podľa §28 vyhlášky 55/1996 Sb. musí technologická trieda výrubu určiť:

- 1) spôsob členenia výrubu
- 2) max. vzdialenosť čelieb jednotlivých čiastkových výrubov a požiadavky na prípadné uzavretie profilu čiastkového výrubu alebo celého diela v závislosti na vzdialenosti od čelby, alebo na čase
- 3) max. a odporúčanú dĺžku záberu výrubu
- 4) spôsob zaistenia stability výrubu vrátane čelby vo vzťahu k času vykonania výrubu
- 5) spôsob rozpojovania horniny
- 6) rýchlosť ražby

- 7) maximálna očakávaná deformácia masívu a jej vplyv na systém ostenie – hornina
- 8) varovné stavy z hľadiska zaistenia stability výrubu
- 9) odporúčania pre vykonávanie sprievodných opatrení pri dosiahnutí varovného stavu

Pri razení s použitím trhavín je nutné postupovať podľa projektu trhacích prác v súlade so zákonom č. 61/1988 a vyhláškou ČBÚ č. 72/1988 Sb. Vykonávanie trhacích prác je nutné prispôbiť konkrétnym podmienkam stavby s nutným zaistením ochrany životného prostredia a bezpečnosti ovplyvnenej oblasti na povrchu a v podzemí vrátane pôvodných alebo novobudovaných (dočasných či trvalých) konštrukcií tunela. [25]

Pre potreby normy ČSN 73 7508 sa rekonštrukciou tunela rozumejú také stavebné práce, pri ktorých dochádza spravidla k výmene a zosilovaniu tunelového ostenia v rozsahu celého objektu, prípadne sa pri tom zväčšuje svetlý tunelový prierez; spravidla dochádza ku zmene polohy jednotlivých konštrukcií s ohľadom na smerovú alebo výškovú úpravu osi tunela. [25]

Návrh, stavba či rekonštrukcia tunelového objektu musí trvalo zabezpečovať jeho dlhodobú životnosť (100 rokov), vyhovovať výhľadovým smerovým a výškovým úpravám príslušných traťových úsekov a výhľadovým požiadavkom na priestorovú priechodnosť. [25]

Pri opravách tunelov a galérií nemá byť vykonanými stavebnými úpravami zhoršená doterajšia priestorová priechodnosť. Pri rekonštrukciách jednotlivých tunelových pásov je nutné zvážiť možnosť neskorších úprav celého objektu na TPP. [25]

Rekonštruované tunely musia byť vybavené na oboch stranách služobným chodníkom s rovnou pochôdnou plochou min. šírky 0,5 m. Pri rýchlostiach do 120 km/h možno zriadiť služobný chodník na jednej strane tunela. [25]

Návrh svetlého tunelového prierezu pre rekonštrukcie tunelov podľa ČSN 73 7508 musí vyhovovať:

- tunelovému prejazdnému prierezu
- ustanoveniu o voľnom schodnom a manipulačnom priestore
- priestoru pre únikovú cestu
- ustanoveniu o poistnom priestore v tunely (300 mm)
- smerovému vedeniu trati
- vlastnej konštrukcii železničného zvršku
- umiestneniu káblových vedení
- ostatnému vybaveniu tunela
- prípustným odchýlkam

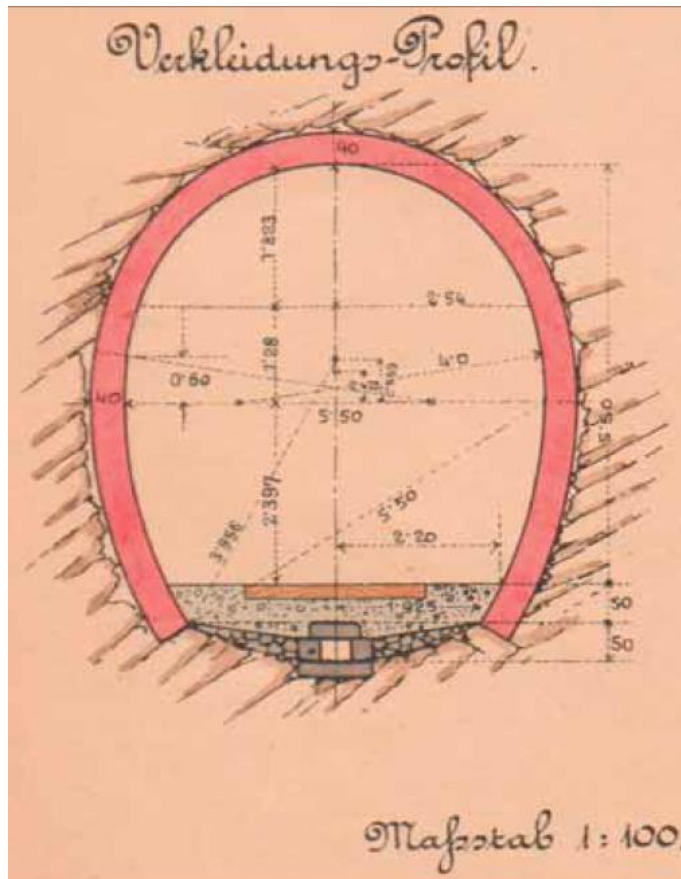
6.2 Návrh priečného rezu

Návrh rozmerov nového priečného rezu je založený na skutočne zameraných svetlých rozmeroch súčasného ostenia nad štrkovým lôžkom, predpokladaným tvarom súčasného výrubu (Obr. 40) a rozsahu rozvoľnenej horniny stanovenej v kap. 5. (Obr. 36, Obr. 37 a Obr. 38). Tvar priečného rezu s rozšírením výrubu, inštalovaným primárnym aj sekundárnym ostením splňuje požiadavky dané normou ČSN 73 7508.

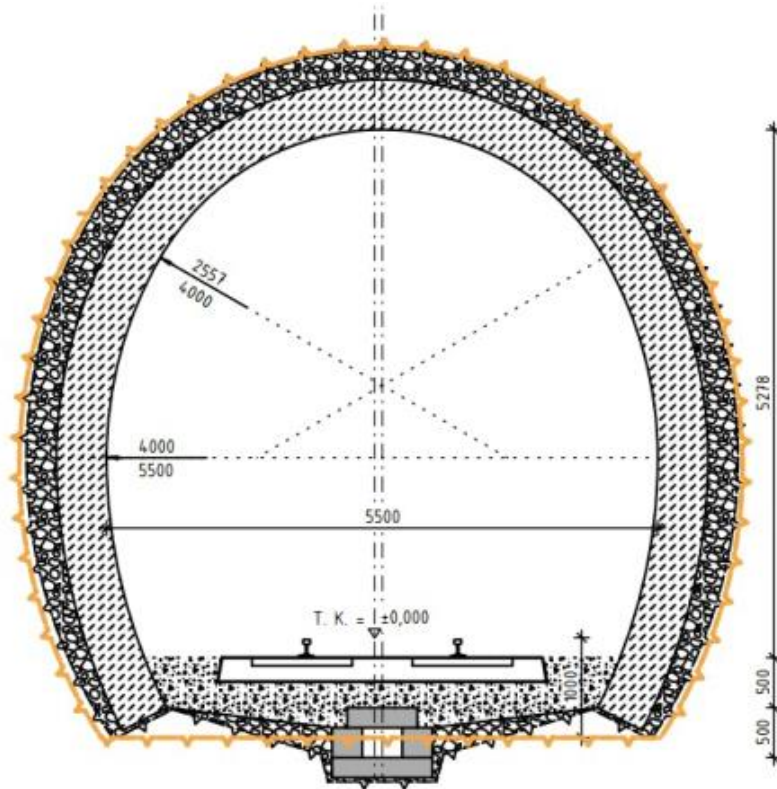
6.2.1 Predpokladaný tvar súčasného tunela

Predpokladaný tvar súčasného výrubu je odvodený idealizáciou súčasného ostenia. Hrúbka výmurovky je stanovená na 500 mm a zásyp vo forme kamennej rovnaniny je uvážený hrúbky 300 mm. Tvar dna súčasného tunela je odvodený z archívnej dokumentácie priečných rezov tunelov z traťového úseku Tanvald – Kořenov, ktoré boli realizované v rovnakom období, v podobných geotechnických podmienkach a za predpokladu využitia rovnakej tunelovacej metódy (Obr. 39).

V idealizovanom tvare súčasného priečného rezu je murované ostenie uložené v hĺbke 500 mm pod podvalom, bez základových pätičiek. Stredová tunelová drenáž je o ďalších 500 mm nižšie. Tvar dna je nahradený priamkou jeden meter pod temenom kofajnice (Obr. 40).



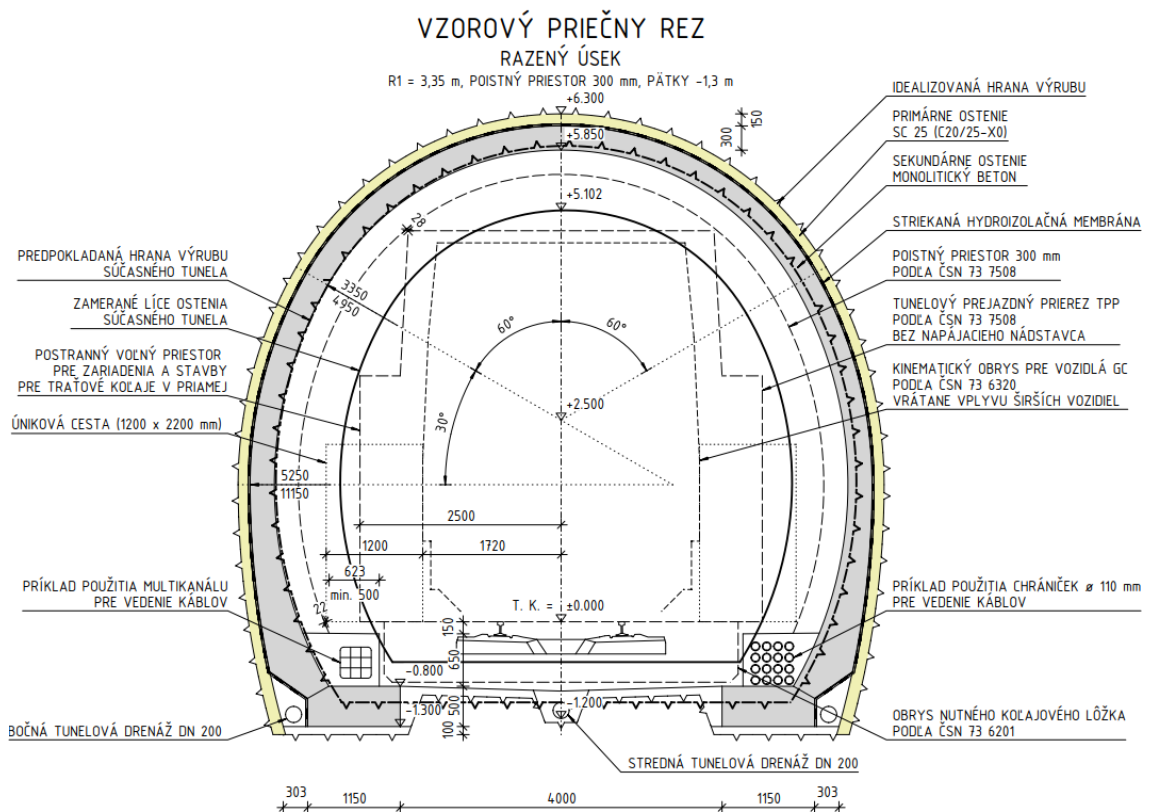
Obr. 39 Dobový pričný rez (Polubenský tunel, rok 1902) [9]



Obr. 40 Predpokladaný tvar súčasného pričného rezu tunela

6.2.2 Výsledný návrh priečného rezu razeného tunela

Tvar priečného rezu zodpovedá tunelovému prejazdnému prierezu podľa ČSN 73 7508 bez trakčného nadstavca. Dispozičné riešenie priečného rezu má optimálny tvar, ktorý zaručuje dostatok miesta pre chodníky a káblovody tvorené multikanálmi (vľavo), resp. chráničkami DN 110 mm (vpravo) pod chodníkom. Vzďialenosť prejazdného prierezu od hranice poistného priestoru 300 mm je min. 22 mm. Pätky výšky 0,5 m a šírky 1,15 m sú umiestnené 0,8 m pod TK vo vzdialenosti 2,0 m od osi koľaje. Drenážny systém je tvorený bočnými tunelovými drenážami a dáždníkovým hydroizolačným systémom. Odvedenie vody z pláne je zaistené stredovou tunelovou drenážou. Výkres vzorového priečného rezu je súčasťou prílohy č. 2.



Obr. 41 Vzorový priečny rez – razená časť (príloha č. 2)

6.3 Primárne ostenie

Podľa predpisu TKP-20 je pod pojmom „primárne ostenie“ uvažovaný komplex opatrení, ktoré vedú k dočasnému zaisteniu stability výrubu a k dodržaniu priebehu deformácií výrubu pod predpokladanými hodnotami. [26]

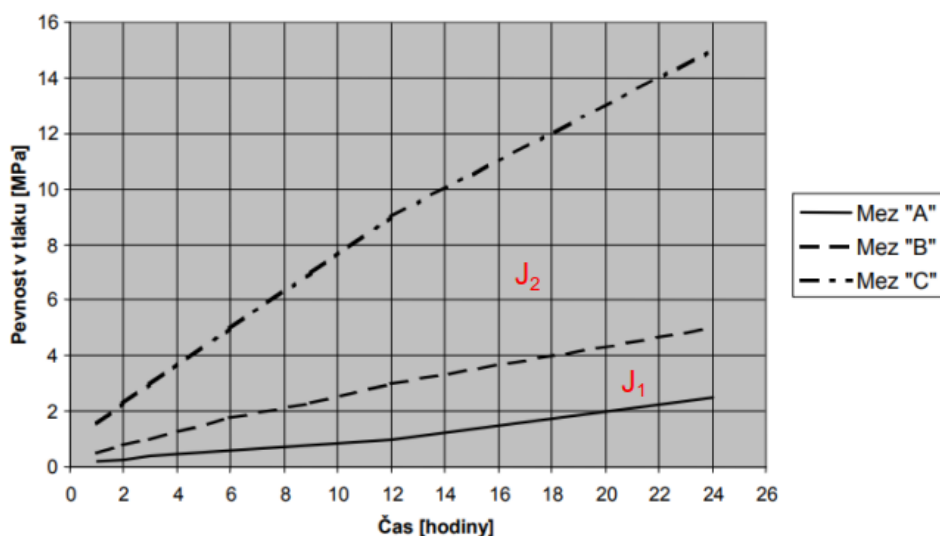
Pre účely dočasnej stabilizácie výrubu po vybúraní súčasnej výmurovky a rozšírení výrubu do požadovaného tvaru je navrhnuté primárne ostenie zo striekaného betónu, výstužných sietí a systémového kotvenia výrubu. V prípade nepriaznivých geotechnických podmienok budú vykonané predstihové opatrenia vo forme predháňaných ihliel.

Spôsob zaistenia výrubu pomocou primárneho ostenia bude špecifikovaný v technologických triedach výrubu s uvážením zjednodušujúcich predpokladov daných obmedzeným rozsahom vykonaného prieskumu. Rozsah dostupných podkladov opisujúcich geotechnické podmienky (kap. 4) neumožňuje jednoznačné určenie všetkých požadovaných prvkov technologických tried výrubu daných vyhláškou 55/1996 Sb. Na základe tejto skutočnosti bude návrh TTV stanovený za zjednodušujúcich predpokladov a v ďalších fázach projektu rekonštrukcie upravený podľa získaných informácií.

Návrh a posudzovanie prvkov primárneho ostenia je založené na princípoch, ktoré sumarizujú publikácie [27] a [28] vydané Českou tunelárskou asociáciou.

6.3.1 Striekaný betón

Pre zabezpečenie nosnej funkcie primárneho ostenia sa predpokladá využitie striekaného betónu triedy SC25 (C20/25) typu II s nárastom pevnosti v čase daným oblasťou J_2 ohraničenou krivkami B a C (Obr. 42). Pre prípadné využitie striekaného betónu na výplň nadvýrubov alebo prípravu podkladnej plochy pre striekanú hydroizolačnú membránu postačuje nárast pevnosti daný oblasťou J_1 ohraničenou krivkami A a B. (Obr. 42). [26]



Obr. 42 Primárne ostenie – požadovaný nárast pevnosti striekaného betónu za 24 hodín po aplikácii [26]

Predpokladá sa využitie cementu typu R. Striekaný betón bude nanášaný mokrou cestou. Návrh zmesi striekaného betónu stanoví zhotoviteľ v technologickom predpise. Hodnoty jednotlivých zložiek by nemali prekročiť nasledujúce rozmedzia dané predpisom TKP-20:

Cement:	360 – 420 kg/m ³
Prísady:	50 – 80 kg/m ³
Dávkovanie pojiva	400 – 460 kg/m ³
Vodný súčiniteľ:	< 0,50
Konzistencia	48 – 52 cm
Obsah jemných prachových súčastí:	min. 550 kg/m ³

6.3.2 Výstuž primárneho ostenia

Výstuž betónu primárneho ostenia budú tvoriť oceľove siete KARI rozmeru 6x150x150 mm. Krycia vrstva výstuže je stanovená na min. hodnotu 20 mm. Okrem statickej funkcie zabezpečujú ochranu pracovníkov v čase pred nanesením striekaného betónu a počas jeho zrenia pred vypadávaním uvoľnenej horniny.

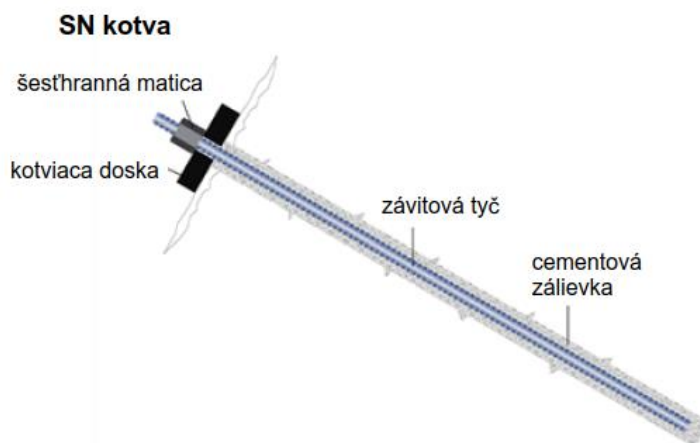
6.3.3 Výstužné rámy

Dôležitú súčasť primárneho ostenia predstavujú výstužné oceľové rámy. Umožňujú jednoduché a spoľahlivé uchytenie oceľových sietí, zabezpečujú tvarovú stálosť prierezu a stabilitu výrubu. V rámci raziacich prác budú použité priehradové rámy typu „Bretex“ zložené zo zvaranej betonárskej oceli. Rámy tohoto typu je jednoduché kvalitne prestriekať a zabezpečiť tak ich správne spolupôsobenie s betónom. Zároveň zabezpečujú počiatočnú pevnosť primárneho ostenia pred nanesením a počas zrenia striekaného betónu. Vzhľadom k nízkej hmotnosti sú jednoduché na montáž.

6.3.4 Systémové kotvenie

Základným predpokladom funkčnosti systémového kotvenia je zakotviť rozvoľnenú horninu do horniny únosnej. Zároveň musí byť kotvenie montážne vykonateľné vzhľadom k svojej dĺžke. Kotvy staticky pôsobia v ťahu aj v strihu a zvyšujú šmykovú pevnosť horniny.

Pre vystuženie horninového masívu budú primárne využívané kotvy vkladané do vrtov s cementovou zálievkov typu SN o min. požadovanej únosnosti 150 kN.



Obr. 43 Systémové kotvenie – kotva typu SN [29]

V prípade výnimočne zlých geotechnických podmienok budú použité samozávrtné kotvy typu IBO o min. požadovanej únosnosti 150 kN. Konštrukciu kotvy typu IBO tvorí dutá vrtná tyč s vonkajším závitom. Je opatrená vŕtaciou korunkou. Vonkajší závit umožňuje napojovanie jednotlivých tyčí. Cez dutý profil je možné zaistiť výplach pri vŕtaní a injektáž kotvy. Samozávrtné kotvy typu IBO je výhodné nasadiť v nepriaznivých geotechnických podmienkach s rizikom zavaľovania vrtu, či pri vytváraní stabilizačných opatrení pomocou injektáže v klenbe tunela.



Obr. 44 Systémové kotvenie – kotva typu IBO [30]

6.3.5 Predháňané ihly

V úsekoch s nepriaznivými geotechnickými podmienkami s nedostatočnou stabilitou nadložia budú aplikované predháňané ocelové ihly ukladané do cementovej zálievky (typ SN). V prípade zavalovania vrtu samozávrtné ihly typu IBO.



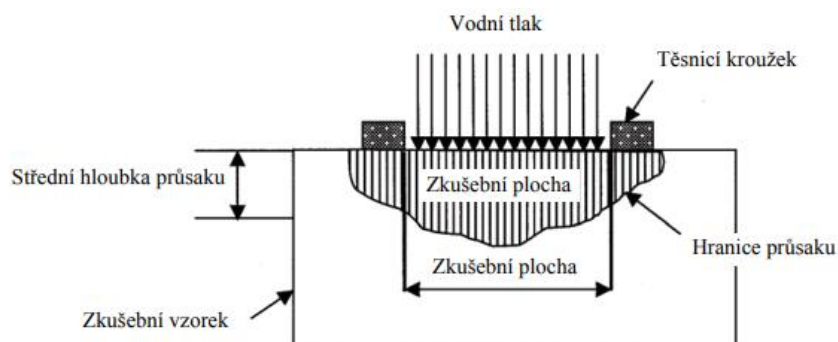
Obr. 45 Predstihové opatrenia – schéma predháňaných ihliel (1 – ocelové ihly) [31]

6.4 Hydroizolačný systém

6.4.1 Požiadavky na vodopriepustnosť podľa TKP-20

Vodonepriepustnosť tunela je v predpise TKP-20 klasifikovaná do tried podľa množstva vody presakujúcej ostením (Tabuľka 12). V rámci komplexnej rekonštrukcie bude vybudované nové monolitické sekundárne ostenie, spadajúce do triedy vodonepriepustnosti 0. To znamená, že tunel je nutné navrhovať tak, aby k priesakom nedochádzalo. [26]

U betónov ostení odolných proti účinkom agresívnych vôd alebo ostenia z betónu odolného proti priesaku vody smie stredná hĺbka priesaku do skúšobného telesa dosiahnuť max. 25 mm. Strednou hĺbkou priesaku sa rozumie hodnota určená na základe výsledkov min. troch skúšok ako stredná hodnota stredných priesakových hĺbok zistených na jednotlivých skúšobných telesách (Obr. 46). [26]



Obr. 46 TKP-20 – skúšobné teleso priesakovej skúšky [26]

6.4.2 Zaistenie vodonepriepustnosti razených úsekov tunela

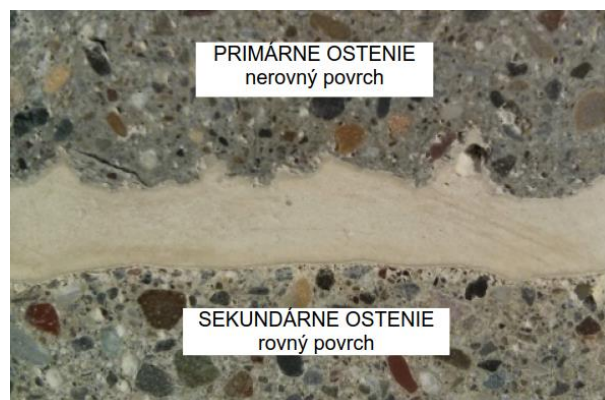
Pre zaistenie vodonepriepustnosti tunela s dvojplášťovým ostením prichádzajú do úvahy tri možnosti dosiahnutia požiadavkov na prípustný priesak podľa TKP-20.

- 1) Sekundárneho ostenie z betónu odolného proti priesakom s tesnením pracovných škár. Nevýhodou tejto možnosti je malá prípustná odchýlka hrúbky ostenia od projektovanej teoretickej hrúbky.
- 2) Medziľahlá hydroizolačná fólia inštalovaná spoločne s filtračnou a ochrannou vrstvou geotextílie na primárne ostenie. Inštalácia hydroizolačnej fólie je podmienená požiadavkami na dostatočnú rovinatosť podkladnej plochy.
- 3) Striekaná hydroizolačná membrána nanosená na upravený povrch primárneho ostenia. Úprava povrchu primárneho ostenia musí zabezpečiť nízku hrubosť povrchu s cieľom znížiť spotrebu materiálu striekanej hydroizolačnej membrány.

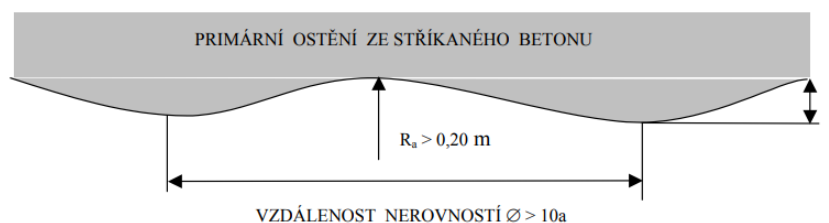
V prípade Dolnolučanské tunela a špecifikám návrhu rekonštrukcie (geotechnické podmienky, ťažko stanoviteľný rozsah prác a spotrebovaný objem materiálov) sa využitie striekanej hydroizolačnej membrány javí ako najvýhodnejšie riešenie zaistenia vodonepriepustnosti dvojplášťového ostenia.

Na základe informácií o charaktere horninového prostredia opísaného v kap. 4 je nutné predpokladať nepravidelný tvar súčasného výrubu. Oblasť hornej časti klenby nie je známa. Z hľadiska inštalácie hydroizolačnej fólie by primárne ostenie v tomto prípade nemalo len funkciu statickú, ale muselo by zároveň splniť požiadavky na prevedenie podkladnej plochy vhodnej pre použitie hydroizolačnej fólie. Aby sa zabránilo nežiadúcemu ťahovému zaťaženiu hydroizolačnej fólie pri betonáži sekundárneho ostenia musí byť dodržaný max. pomer dĺžky ku výške susediacich nerovností 10:1 (Obr. 48). Z toho vyplýva, že všetky nadvýruba by bolo nutné vyplniť striekaným betónom, resp. monolitickým betónom pri betonáži sekundárneho ostenia.

Primárne ostenie, hydroizolačná membrána a sekundárne ostenie tvoria sendvičovú konštrukciu (Obr. 47), v ktorej nedochádza k pohybu vody medzi primárnym a sekundárnym ostením. V prípade poruchy membrány môže k priesaku vody dôjsť len v mieste poruchy.



Obr. 47 Rez dvojplášťovým ostiením s použitím hydroizolačnej membrány [32]



Kde:

a je příčná nerovnost,

$\varnothing \geq 10 a$ vzdálenost nerovností,

$R_a \geq 0,20\text{ m}$ poloměr zakřivení nerovnosti.

Obr. 48 TKP-20 – Kritérium poměru délky ku výšce sousedících nerovností [26]

Použitie striekanej hydroizolačnej membrány nemá z hľadiska rovinatosti podkladnej pochy žiadne geometrické obmedzenia. Avšak je nutné zaistiť vhodné podmienky pre nástrek (teplota pri nástreku, vlhkosť podkladu), a upraviť hrubosť podkladného povrchu primárneho ostenia pomocou jemnozrnného torkrétu s účelom zníženia objemu striekanej hydroizolačnej membrány.

Striekanú hydroizolačnú membránu je možné vyrobiť suchým alebo mokrým spôsobom. Pred nástrekom je vhodné podkladný povrch očistiť tlakovou vodou alebo stlačeným vzduchom. Podklad musí byť dostatočne vlhký bez tečúcej vody. Nedostatočne navlhčený podkladný povrch odoberá čerstvo nastriekanej vrstve zámesovú vodu čím dochádza k zhoršeniu fyzikálnych vlastností a trvanlivosti. Pri aplikácii membrány suchým spôsobom je optimálna vlhkosť podkladu obzvlášť dôležitá. [32]

Pri využití mokrého spôsobu aplikácie hydroizolačnej membrány je nutné zaistiť perfektne suchý povrch (zamedziť kondenzácii vodných pár na podklade a aplikovaných vrstvách membrány). [33]

Po očistení a príprave podkladu sa vykoná nástrek penetračnej signálnej vrstvy o hrúbke približne 1 mm, ktorá v prípade priesakov lokalizuje miesta porúch a

umožňuje ich efektívnu sanáciu čo predstavuje zásadnú výhodu striekaných membrán. V prípade poškodenia hydroizolačnej fólie môže voda prenikať k sekundárnemu osteniu bez možnosti lokalizácie poruchy.

Dostatočná hrúbka nástreku hydroizolačnej membrány je približne 2 mm. Kontrolovateľnosť je zabezpečená nástrekom dvoch vrstiev s odlišným sfarbením.

Pre zamedzenie výronov vody, ktorá by inak stekala po podklade pre nástrek hydroizolačnej membrány budú na bokoch tunela vytvorené rebrá s odvodňovacími zvodnicami, ktoré podzemnú vodu odvedú do bočných tunelových drenáží.

6.4.3 Zaistenie vodonepriepustnosti híbených úsekov tunela

Híbené úseky Dolnolučanského tunela sú len pásy portálov. Pre zníženie rizika poškodenia hydroizolačného systému budú híbené úseky navrhnuté z betónu odolného proti priesakom s tesnením škár a poistným systémom, ktorý umožňuje injektáž prípadných porúch.

6.5 Drenážny systém

Návrh drenážneho systému tunela je založený na vlastnostiach horninového masívu (zavodnenie masívu puklinovou vodou úzkospäté s klimatickými podmienkami) a dáždnikový hydroizolačný systém bez utesnenia dna tunela. Po bokoch tunela sú navrhnuté bočné tunelové drenáže DN 200 mm. Pláň železničného zvršku je odvodňovaná strednou tunelovou drenážou DN 250 mm. Odvodnenie je zaistené gravitačne o sklone 2,65 % zhodným so sklonom nivelety trate.

6.6 Sekundárne ostenie

Sekundárne ostenie je navrhnuté z monolitického betónu. V celej dĺžke je založené na pásoch. Predbežný návrh min. mocnosti ostenia je 300 mm. Detailné dimenzovanie sekundárneho ostenia bude vykonané až na základe skutočne zastihnutých geotechnických podmienok. Predpokladá sa využitie vystužených aj nevystužených blokov betonáže s umiestnením podľa geotechnických podmienok. Použitím nevystužených blokov vo vhodných geotechnických podmienkach sa minimalizuje riziko poškodenia hydroizolačnej membrány.

6.7 Sanácia nadvýrubov

Na základe očakávanej tvorby nadvýrubov pri rozširovaní profilu tunela je nutné navrhnuť hospodárne riešenie ich sanácie. Vzhľadom k vysokej cene striekaného betónu (daná aj určitým spádom) je nutné uvážiť možnosť sanácie nadvýrubov s využitím monolitického betónu pri betonáži sekundárneho ostenia.

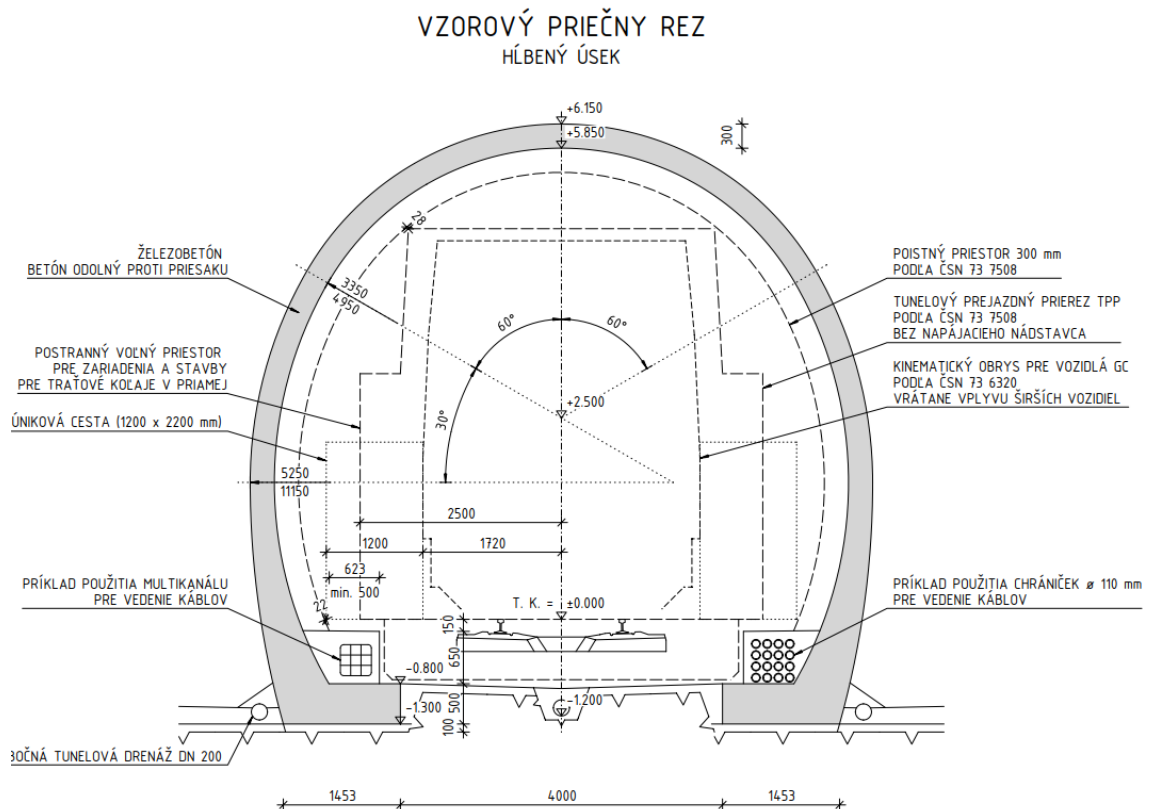
Pri takomto postupe je nutné dodržať prípustné odchýlky od teoretickej hrúbky ostenia podľa požiadavkov predpisu TKP-20. Podmienka pre tunely bez požiadavku na odolnosť betónu proti priesakom znie: $d_{\max} \leq \min(d_{\text{žad}} + 0,4; 2 \times d_{\text{žad}})$ [m], kde d_{\max} je maximálna hrúbka ostenia a $d_{\text{žad}}$ teoretická (projektovaná) hrúbka ostenia. [26]

Prípadné nadvýrubu budú s najväčšou pravdepodobnosťou vyplnené v prípustnom pomere striekaného betónu a monolitického betónu sekundárneho ostenia.

6.8 Portálové úseky

Vzhľadom k nestabilite predzárezových stien narušených zvetrávacími procesmi bude tunel predĺžený zo súčasnej dĺžky 82,5 m na dĺžku 100 m. Predĺžením tunela dôjde k dlhodobej minimalizácii rizika vypadávaniu zvetranej horniny do koľajiska a zamedzeniu vzniku ľadových bariér v priestore portálov tunela.

Vnútorň tvar sekundárneho ostenia je zhodný pre razené aj hĺbené úseky. Vzhľadom ku klimatickým podmienkam a typu konštrukcie je minimálny požiadavok na triedu vodonepriepustného betónu ostenia C30/37-XF4. Od ostenia razeného úseku je tunel oddelený dilatáciou s vnútorným tesniacim pásom. Hĺbené tunely budú zasypané max. po vrchol klenby ako ochrana konštrukcie pred pádom úlomkov hornín zo skalného svahu, stabilizácia piet svahu a ochrana pred klimatickými vplyvmi. Vzorový priečny rez hĺbených blokov je súčasťou prílohy č. 3.



Obr. 49 Vzorový priečny rez – hĺbená časť (príloha č. 3)

6.9 Predpokladaný postup prác

Práce budú prebiehať od výjazdového portálu, kde bude situované zariadenie staveniska, ku vjazdovému portálu. V rámci rekonštrukcie budú vykonané nasledujúce práce:

- 1) Demontáž súčasného železničného zvršku v úseku od km 17,782 550 do km 18,042 550 o celkovej dĺžke 260 m a uloženie koľajových polí pre opätovné využitie po rekonštrukcii tunela.
- 2) Postupné odstraňovanie výmurovky tunela za súčasného rozširovania pôvodného výrubu na požadovaný tvar a zaisťovanie stability výrubu primárnym ostením a systémovým kotvením.
- 3) Betonáž základových pásov sekundárneho ostenia, ktoré budú slúžiť ako pojazd plošiny pre striekanie hydroizolačnej membrány, montáž výstuže sekundárneho ostenia a pojazd bedniaceho vozu.
- 4) Inštalácia bočnej tunelovej drenáže.

- 5) Striekanie hydroizolačnej membrány a betonáž sekundárneho ostenia, vrátane portálového pásu na výjazdovom (východnom) portále.
- 6) Betonáž káblovodov, káblových a drenážnych šachiet a služobných chodníkov.
- 7) Po vybetónovaní portálového pásu vjazdového (západného) portálu je nutné pripraviť priestor tunela na inštaláciu stredovej drenáže odvodnenia pláne, ďalej pokládka štrkového lôžka vrátane koľajových polí.
- 8) Inštalácia vnútorného vybavenia a dokončovacie práce v tunely.

7. Návrh a posúdenie primárneho ostenia

7.1 Výpočet zaťaženia a deformácie primárneho ostenia (MKP)

Stanovenie zaťaženia a deformácie primárneho ostenia navrhovaných technologických tried výrubu (TTV 3, TTV 4, TTV 5) bolo vykonané formou troch samostatných úloh riešených formou 2D výpočtu metódou konečných prvkov.

Výpočtové modely MKP boli postavené na predpoklade, že horninový masív má samonosnú funkciu. Časť zaťaženia prenesie horninový masív a zvyšok primárne ostenie. Výpočtový program umožňuje zavedenie tohoto predpokladu pomocou tzv. β – metódy (metóda oporných napätí), ktorá sa bežne používa k zavedeniu priestorového správania napätosti pri razení nového tunela.

Riešené úlohy sú všeobecne rozdelené do štyroch fáz:

- 1) primárna napätosť
- 2) nevystrojený výrub (plný profil)
- 3) primárne ostenie s kotvením („mladý betón“)
- 4) primárne ostenie s kotvením („starý betón“)

Konkrétne pomerné rozdelenie je opísané pre každú riešenú TTV zvlášť. Pomerné rozdelenie zaťaženia zohľadňuje rýchlosť výstavby, podmienky na povrchu nadložia, reologické vlastnosti horniny a primárneho ostenia.

7.1.1 Výpočtový program

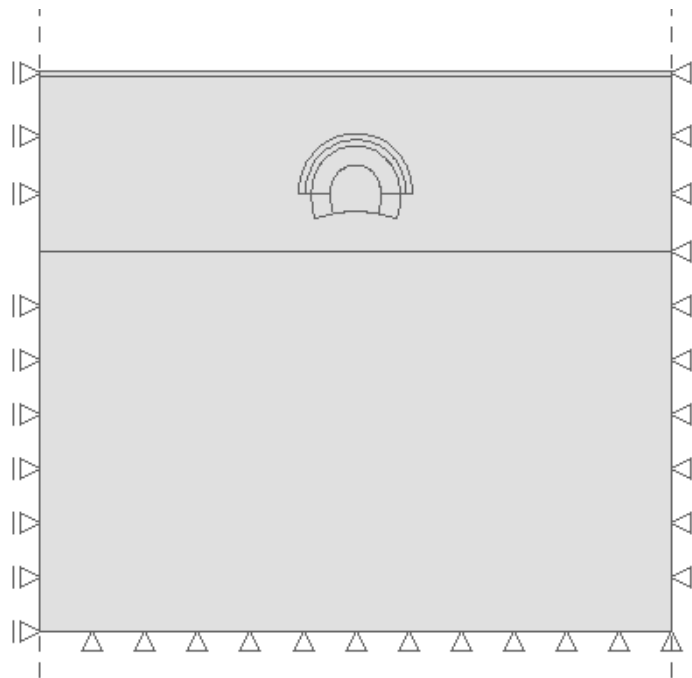
Výpočet horninového zaťaženia bol vykonaný s využitím metódy konečných prvkov v programe GEO5 MKP 2023 od spoločnosti FINE. Program umožňuje výpočty v 2D s využitím lineárnych aj nelineárnych materiálových modelov. V rámci Českej republiky sa jedná o populárny software kvôli používateľskej prístupnosti.

7.1.2 Geometria modelu

Rozmery počítaných modelov boli nastavené tak, aby nedochádzalo k ovplyvňovaniu napätosti a deformácii v mieste riešenej konštrukcie (približne päť profilov vľavo a vpravo, päť profilov smerom dolu). Okrajové podmienky úlohy sú stanovené s využitím líniových podpôr, spodná hranica zabraňuje zvislému aj

vodorovnému posunu, bočné hranice zabraňujú len vodorovnému posunu. Geometrické prvky tvoriace výrub zodpovedajú geometrickej schéme výrubu. Ďalej sú stanovené rozhrania prekotvených oblastí podľa rozsahu prekotvenia daným príslušnou TTV. Výška nadložia je 15 m.

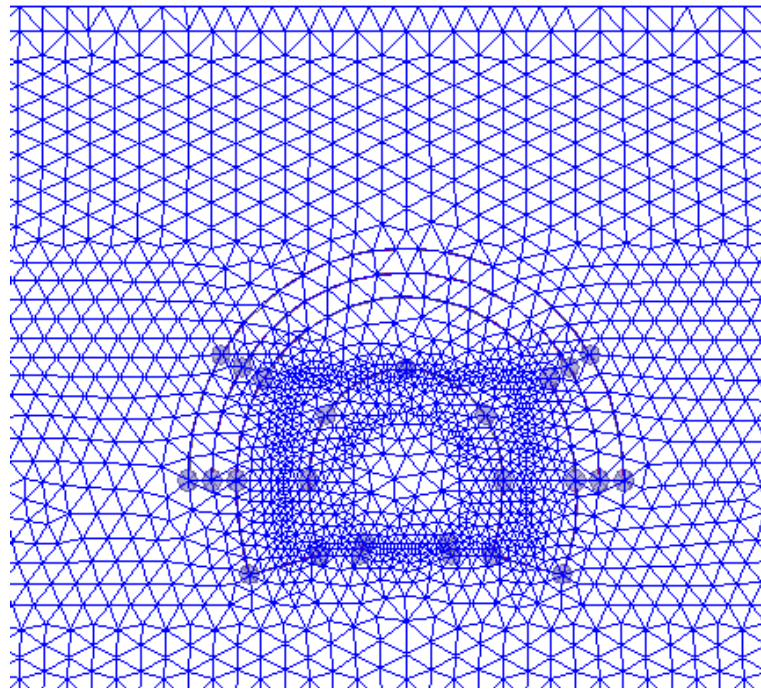
Výpočtový model sa skladá aj z vrstvy kvartérneho pokryvu o mocnosti 1 m v nadloží tunela a nenarušenej žuly podložia približne 5 m pod dnom tunela. Tieto geologické vrstvy boli stanovené odhadom podľa známych geotechnických podmienok (kap. 4). V rámci výpočtov usmerňujú správanie výpočtového modelu.



Obr. 50 MKP – geometria modelu

7.1.3 Sieť konečných prvkov

Sieť je tvorená trojuholníkovými prvkami o dĺžke hrany 1 m. V riešenej oblasti bola zahustená. Pre každú riešenú úlohu bola sieť konečných prvkov definovaná za obdobných podmienok.



Obr. 51 MKP – sieť konečných prvkov

7.1.4 Podmienka plasticity

V rámci každej geologickej vrstvy je horninové prostredie považované za homogénne, izotropné a pružno-plastické prostredie. Na základe dostupných geotechnických parametrov skúmaného horninového prostredia bola zvolená Mohr-Coulombova podmienka plasticity. V rámci výpočtov bolo definované obmedzenie ťahovej pevnosti horniny R_t [kPa]. Pre GT-R2 (navetraná) a GT-R3 (zvetraná) bola pevnosť v ťahu obmedzená na 15 kPa, GT-R5 (rozložená) na 10 kPa. V prípade prekotvených oblastí bola pevnosť v ťahu obmedzená hodnotou $R_t = 20$ kPa.

7.1.5 Návrhové geotechnické parametre

Návrhové hodnoty geotechnických parametrov vstupujúcich do výpočtu boli stanovené na základe ČSN EN 1997-1-1, návrhového prístupu 3 (NP3). Na parametre φ , c budú aplikované čiastkové súčinitele γ_M ($\gamma_\varphi = \gamma_c = 1,25$) podľa tabuľky A.4, súboru M2. Z definície NP3 plynie požiadavok na súčasné aplikovanie súčiniteľov zaťaženia γ_F .

Dostupné podklady dané geotechnickým prieskumom neposkytujú hodnoty súčiniteľa priečného pretvorenia pre jednotlivé typy hornín. Súčiniteľ priečného pretvorenia bol zavedený podľa vzťahu (7.1) pre súčiniteľ tlaku v klúde $K_0 = 0,5$.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (7.1)$$

Tab. 8 Návrhové geotechnické parametre

Geotypy		γ	E_{def}	E	ν	φ_d	c_d
Názov	Označenie	[kN/m ³]	[MPa]	[MPa]	[-]	[deg]	[kPa]
pokryv	p-Q	18	-	15000	0,33	-	-
navetraná	GT-R2	26,20	8 000	15 000	0,33	44	320
zvetraná	GT-R3	25,10	180	600	0,33	33	240
rozložená	GT-R5	25,00	70	400	0,33	29	16
podložie	p-R1	26,20	8000	15000	0,33	-	-

7.1.6 Parametre striekaného betónu

Normou dané pevnostné a deformačné charakteristiky betónov neposkytujú presný obraz o skutočných vlastnostiach bežne používaných striekaných betónov z dôvodu odlišnej receptúry a podmienok pri realizácii. Riešenie tejto skutočnosti predstavujú vzťahy pre výpočet časovo závislých parametrov striekaného betónu odvodené Kloknerovým ústavom ČVUT na základe skúšok primárnych ostení z výstavby pražských tunelov v 90. rokoch minulého storočia. [34], [35]

Kocková pevnosť betónu v čase

$$R_{c,(t)} = 2,964 \ln t + 8,419 \text{ [MPa]} \quad (7.2)$$

Statický modul pružnosti betónu

$$E_{c,(t)} = 1\,749,4 \ln t + 12\,914,4 \text{ [MPa]} \quad (7.3)$$

Súčiniteľ priečného pretvorenia

$$\nu_{c,(t)} = 0,01854 \ln t + 0,08762 \text{ [-]} \quad (7.4)$$

Modul pružnosti betónu v šmyku

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (7.5)$$

Pre účely výpočtov udáva Tab. 9 informatívne vyčíslenie predošlých vzťahov pre výpočet časovo závislých parametrov striekaného betónu na základe empirických vzťahov. Na základe týchto vzťahov bude stanovená hodnota modulu pružnosti pre

betón starý 28 dní. V prípade trojdňového betónu bude modul pružnosti ohraničený hodnotou $E = 5 \text{ GPa}$ s ohľadom na vplyv dotvarovania a zmrašťovania betónu. Jedná sa o relevantnú hodnotu spoľahlivo využívanú v praxi. Program GEO5 MKP vyžaduje zadanie modulu pružnosti betónu v šmyku G . Ten bol odvodený vo vzťahu k súčiniteľu priečného pretvorenia pri pružnom namáhaní.

Tab. 9 Časovo závislé parametre striekaného betónu

t	[deň]	0,5	1	3	7	14	21	28
R_c	[MPa]	6,36	8,42	11,68	14,19	16,24	17,44	18,30
E_c	[MPa]	11701,8	12914,4	14836,3	16318,6	17531,2	18240,5	18743,8
ν	[-]	0,075	0,088	0,108	0,124	0,137	0,144	0,149
G	[MPa]	5443,9	5937,0	6695,2	7261,1	7712,5	7971,8	8153,7

Programy GEO5 MKP a FIN EC požadujú zadanie dodatočných parametrov, ktoré budú stanovené pomocou normy ČSN EN 1992-1-1. Výsledné výpočtové parametre striekaného betónu vstupujúce do výpočtov MKP a posúdenia N+M sumarizuje Tab. 10.

Súčiniteľ závisiaci na dobe zretia betónu

$$\beta_{cc,(t)} = \exp \left[s \times \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \quad (7.6)$$

Priemerná hodnota pevnosti betónu v čase

$$f_{cm,(t)} = \beta_{cc,(t)} \times f_{cm} \quad (7.7)$$

Základná valcová pevnosť betónu v čase

$$f_{ck,(t)} = f_{cm,(t)} - 8 \text{ [MPa]} \quad (7.8)$$

Priemerná ťahová pevnosť v čase

$$f_{ctm,(t)} = \beta_{cc,(t)}^\alpha \times f_{ctm} \quad (7.9)$$

Parametre použité vo výpočte:

$s = 0,2$	súčiniteľ druhu cementu (typ R)
$t = 3 \text{ dni}$	doba zrenia betónu („mladý betón“)
$\alpha = 1$	súčiniteľ doby zrenia ($t < 28 \text{ dní}$)
$f_{cm} = 28 \text{ MPa}$	priemerná pevnosť betónu ($t \geq 28 \text{ dní}$)
$f_{ctm} = 2,20 \text{ MPa}$	ťahová pevnosť betónu ($t \geq 28 \text{ dní}$)

Medzivýsledky ($t = 3 \text{ dni}$):

$$\beta_{cc,(t)} = 0,663$$

$$f_{cm,(t)} = 18,56 \text{ MPa}$$

7. Návrh a posúdenie primárneho ostenia

Tab. 10 Výpočtové parametre striekaného betónu – charakteristické hodnoty

Vlastnosti striekaného betónu		E	G	v	f _{ck}	f _{ctm}
Názov	Doba zrenia	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]
SC25 (C20/25) „mladý“	t = 3 dni	5000	2300	0,10	10,6	1,5
SC25 (C20/25) „starý“	t ≥ 28 dni	18750	8150	0,15	20,0	2,2

7.1.7 Vplyv kotvenia

Vplyv prekotvenia horninového masívu bol modelovaný pomocou prírastku súdržnosti c_s . Celková súdržnosť prekotvenej oblasti sa potom vypočíta ako súčet návrhovej hodnoty parametru súdržnosti c_d a vypočítaného prírastku c_s .

Prírastok súdržnosti v prekotvenej oblasti

$$c_s = \frac{N_u}{A_s} \times \frac{1 + \sin \varphi'}{2 \cos \varphi'} \times \frac{1}{\gamma_{kc}} \quad (7.10)$$

Parametre použité vo výpočte:

$N_u = 150$ kN	únosnosť kotvy (SN/IBO)
A_k [m ²]	plocha na jednu kotvu (dĺ. záberu x os. vzdialenosť)
φ' [°]	char. uhol vnútorného trenia kotvenej horniny
$\gamma_{kc} = 1,5$	súčiniteľ spoľahlivosti kotvenia

Výsledná súdržnosť sa potom vyjadří ako súčet výpočtovej hodnoty súdržnosti geotypu a prírastku c_s vplyvom prekotvenia oblasti. Tab. 11 vyčísluje vylepšenie horninového masívu vplyvom kotvenia.

$$c_{h+s} = c_h + c_s \quad (7.11)$$

Tab. 11 Úprava parametrov prekotvenej oblasti

Kotvenie TTV		A_k	φ'	$c_{h,d}$	c_s	c_{h+s}
Zaistenie výrubu	Geotyp	[m ²]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
TTV 3	GT-R2	6,25	50	320	22	344
TTV 4	GT-R3	5	39	240	21	261
TTV 5	GT-R5	2,5	35	16	37	53

7.1.8 Kontaktné prvky

Do výpočtov boli zavedené kontaktné prvky zohľadňujúce posun (skĺznutie) ostenia voči hornine na rozhraní hornina-primár. Kontakty boli definované plastickým modelom na základe Mohr-Coulombovej podmienky plasticity. V prípade modelu TTV 3 definovaného geotypom navetranej žuly GT-R2 neboli kontaktné prvky uvážené (blokovitá odľučnosť žuly sa prejaví najmä u geotypu GT-R2, predpokladá sa pevný

kontakt na rozhraní hornina-ostenie). Pre modely TTV 4 a TTV 5 platia nasledovné parametre kontaktných prvkov:

Parametre použité vo výpočte:

$K_s = 30\,000\text{ kN/m}^3$	šmyková tuhosť
$K_n = 80\,000\text{ kN/m}^3$	normálová tuhosť
$\delta_c = 0,8$	redukcia súdržnosti c
$\delta_\mu = 0,8$	redukcia súčiniteľa trenia μ

7.2 Technologická trieda výrubu 3

Uplatnenie primárneho ostenia definovaného TTV 3 bude v úsekoch, kde po vybúraní súčasnej výmurovky dôjde k vypadnutiu rozvoľnenej horniny, resp. zásypu z kamennej rovnaniny, a po sanácii časti objemu nadvýrubov striekaným betónom bude vystrojovaná do určitej miery samonosná hornina. V prípade, že za výmurovkou ukáže nečakane pevná hornina, ktorej rozpojovanie vyžaduje veľa času a prostriedkov, je riziko narušenia harmonogramu výstavby v malej miere znížené kvôli menšiemu teoretickému výrubu TTV 3 v porovnaní s TTV 4 a TTV 5.

Primárne ostenie sa skladá z vrstvy striekaného betónu o hrúbke 100 mm, čo predstavuje minimálnu hrúbku pre primárne ostenie s nosnou funkciou (TKP-20). Súčasťou ostenia bude aj jedna vrstva výstužných sietí s konštrukčnou funkciou. Pri posudzovaní únosnosti TTV 3 bol statický účinok výstužnej siete zanedbaný. Výkres skladby primárneho ostenia TTV 3 je súčasťou prílohy č. 4.

7.2.1 Prvky zaistenia výrubu

Primárne ostenie TTV 3

Betón:	SC 25 (C20/25), typ II, J2
Hrúbka:	100 mm
Výstuž:	1 x oceľová sieť KARI (konštrukčná výstuž)
Rámy:	-
Kotvenie - kalota:	SN dl. 3,0 m, min. únosnosť 150 kN
Kotvenie - opory:	-
Predstihové opatrenia:	-
Dĺžka záberu:	2,5 m

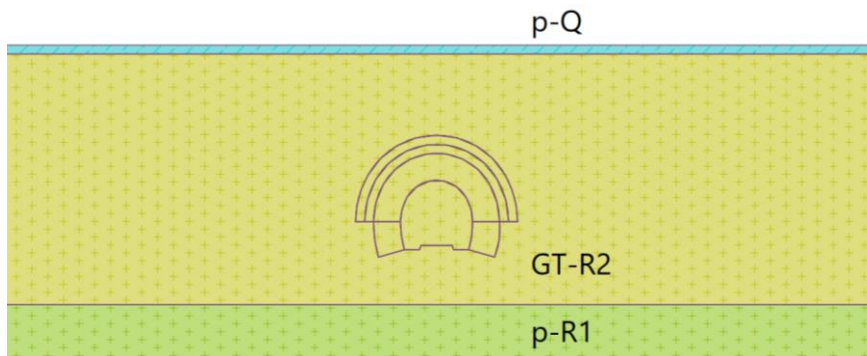
7.2.2 Výpočtový model a fázy výpočtu

Tab. 12 TTV 3 – výpočtové geotechnické parametre (MKP)

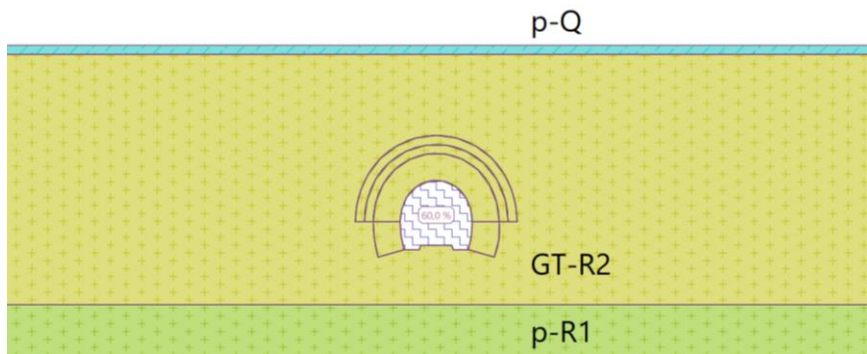
Geotypy		γ	E_{def}	E	ν	φ_d	c_d	R_t
Názov	Označenie	[kN/m ³]	[MPa]	[MPa]	[-]	[deg]	[kPa]	[kPa]
pokryv	p-Q	18	-	15000	0,33	-	-	-
navetraná	GT-R2	26,20	8 000	15 000	0,33	44	320	15
kotvenie	GT-R2 mod	26,20	8 000	15 000	0,33	44	344	20
podložie	p-R1	26,20	8000	15000	0,33	52	700	-

Fázy výpočtu:

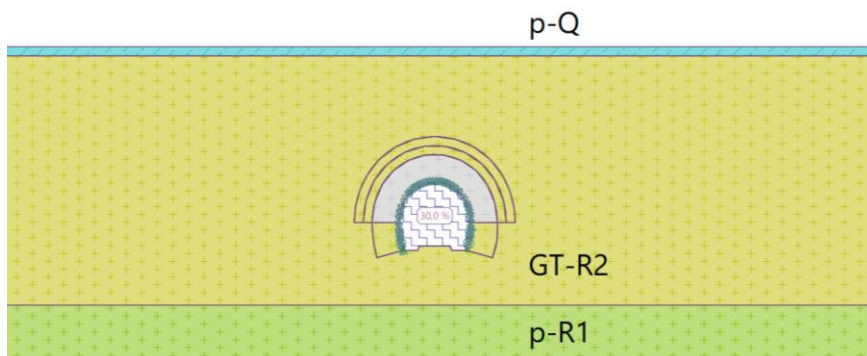
- Fáza č. 1 – primárna napätosť
- Fáza č. 2 – nevystrojený výrub (40 % / 60 %)
- Fáza č. 3 – primárne ostenie: 3-dňový betón+kotvenie (30 % / 30 %)
- Fáza č. 4 – primárne ostenie: \geq 28-dňový betón+kotvenie (30 % / 0 %)



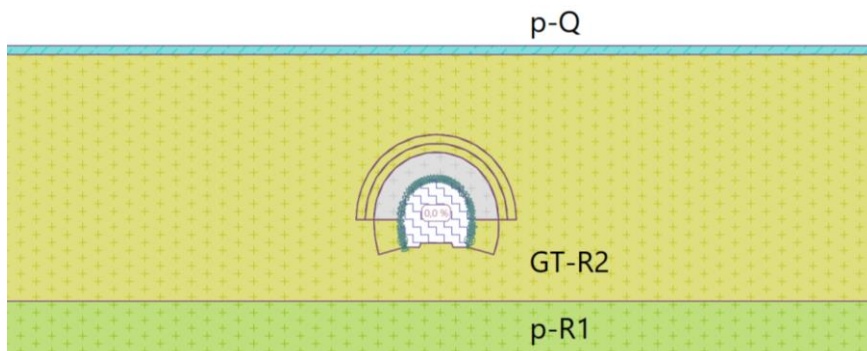
Obr. 52 TTV 3 Fáza č. 1 – primárna napätosť



Obr. 53 TTV3 Fáza č. 2 (40 % / 60 %) – nevystrojený výrub

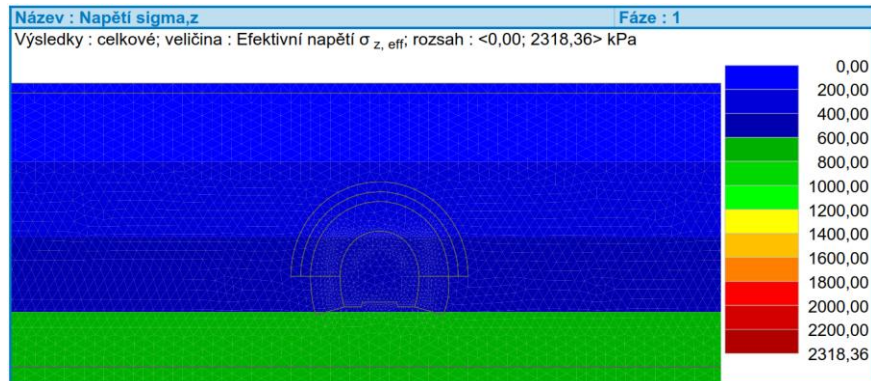


Obr. 54 TTV 3 Fáza č. 3 (30 % / 30 %) – primárne ostenie: mladý betón (t = 3 dni), kotvenie kaloty

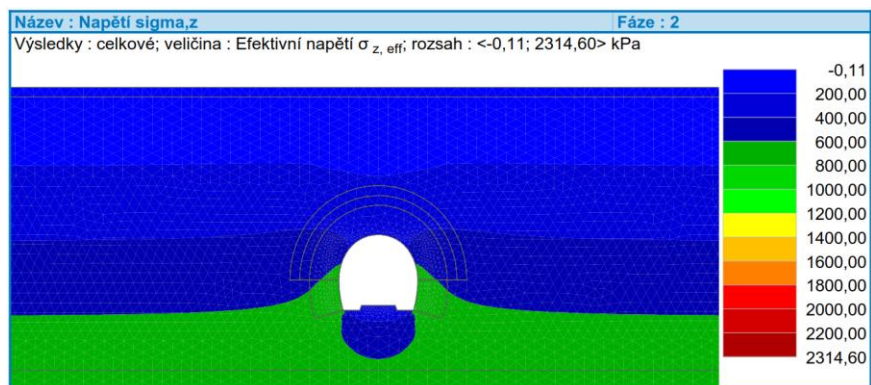


Obr. 55 TTV 3 Fáza č. 4 (30 % / 0 %) – primárne ostenie: starý betón (t ≥ 28 dní)

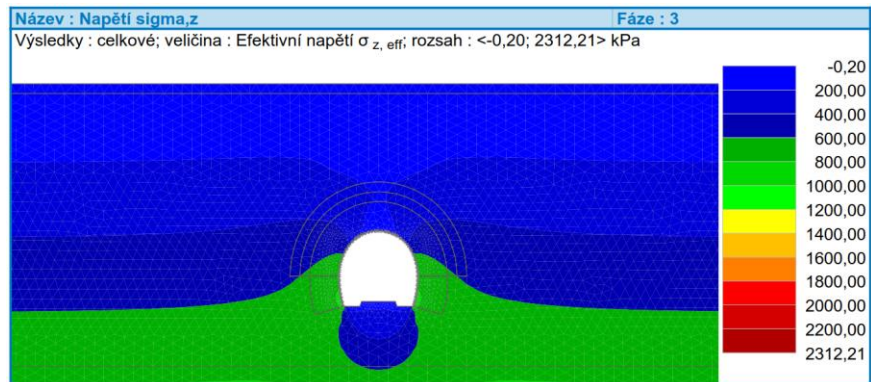
7.2.3 Napätie σ_z



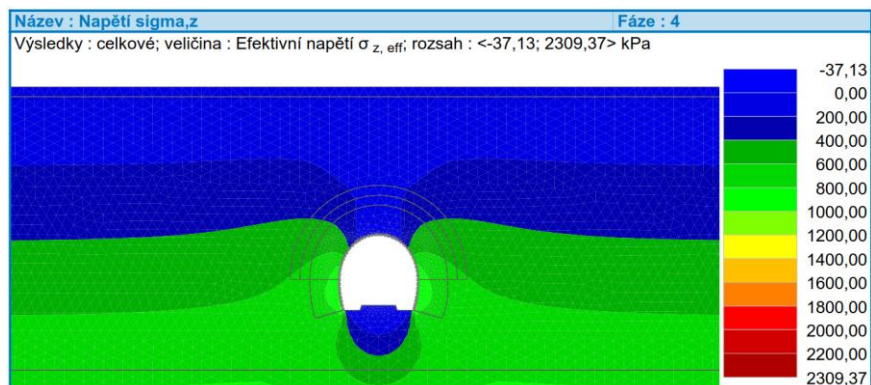
Obr. 56 TTV 3 – Napätie σ_z (fáza č. 1)



Obr. 57 TTV 3 – Napätie σ_z (fáza č. 2)

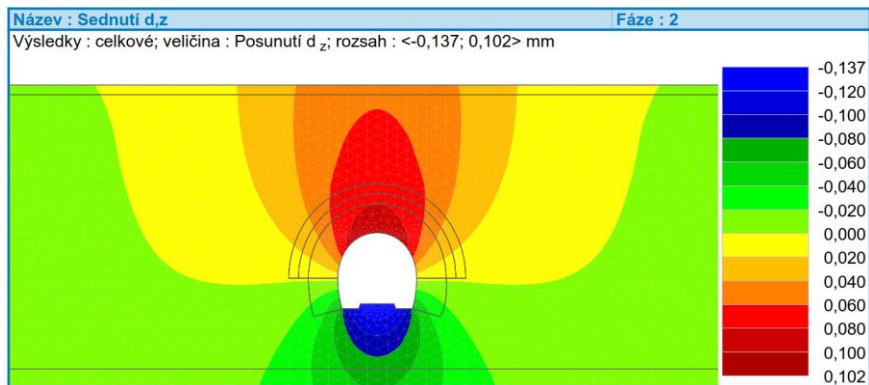


Obr. 58 TTV 3 – Napätie σ_z (fáza č. 3)

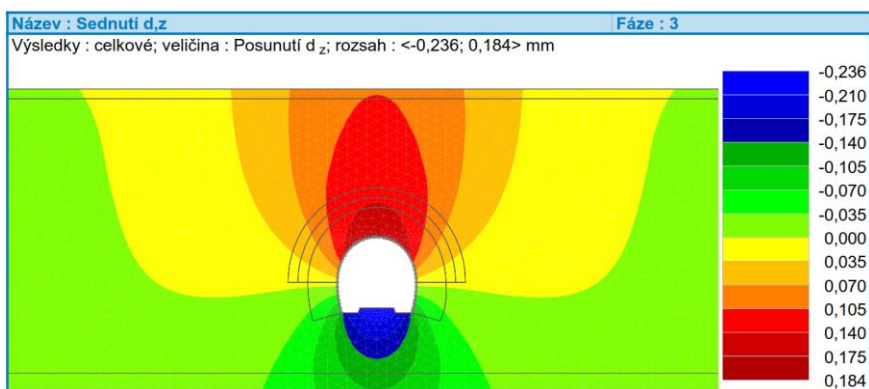


Obr. 59 TTV 3 – Napätie σ_z (fáza č. 4)

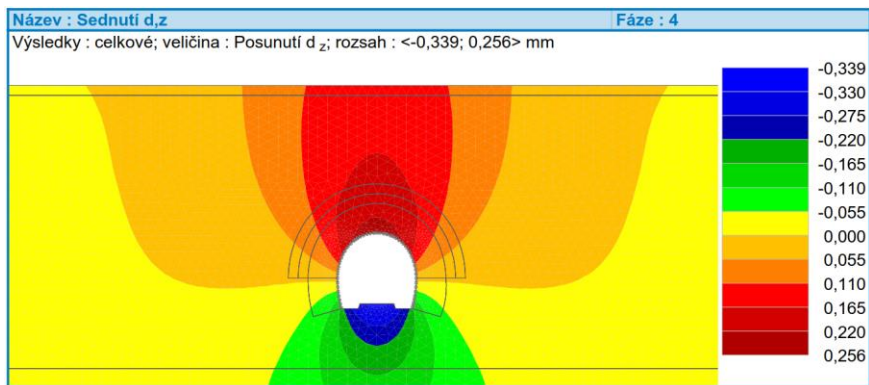
7.2.4 Sadnutie d_z



Obr. 60 TTV 3 – Sadnutie d_z (fáza č. 2)

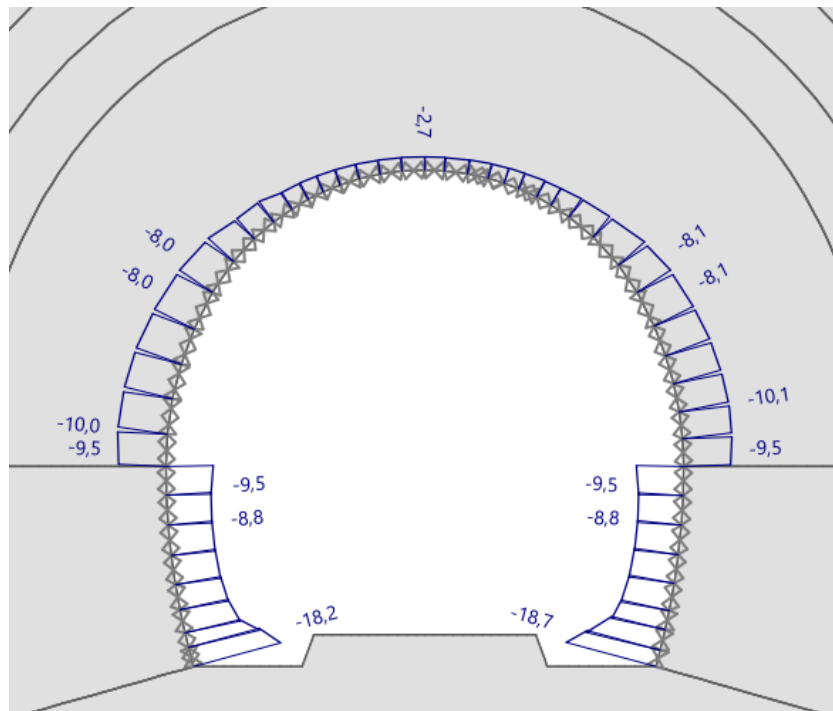


Obr. 61 TTV 3 – Sadnutie d_z (fáza č. 3)

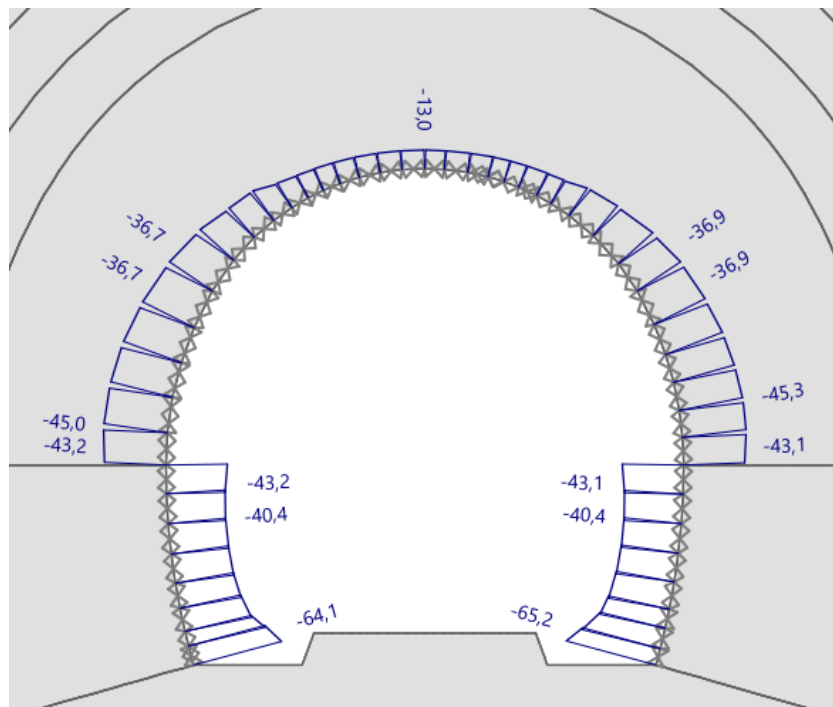


Obr. 62 TTV 3 – Sadnutie d_z (fáza č. 4)

7.2.5 Priebeh normálových síl N [kN/m]

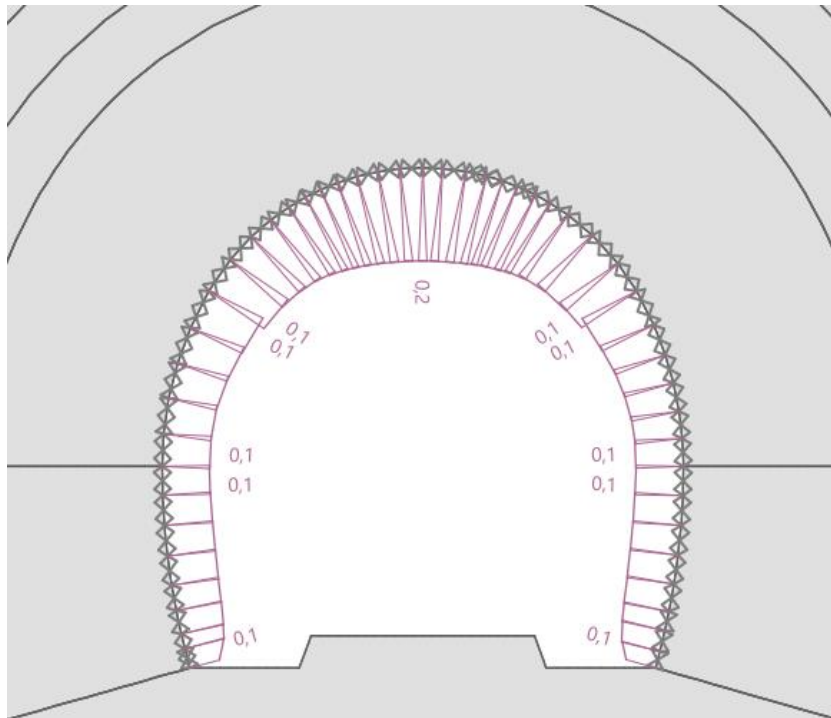


Obr. 63 TTV 3 – Priebeh normálových síl N [kN/m] (fáza č. 3)

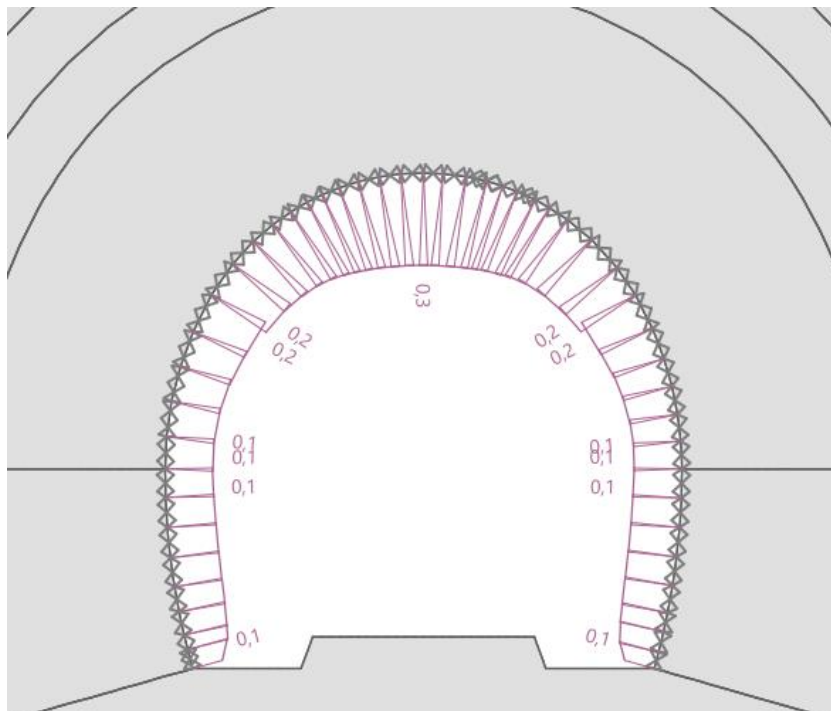


Obr. 64 TTV 3 – Priebeh normálových síl N [kN/m] (fáza č. 4)

7.2.6 Kolmá deformácia ostenia



Obr. 65 TTV 3 – Kolmá deformácia ostenia [mm] (fáza č. 3)



Obr. 66 TTV 3 – Kolmá deformácia ostenia [mm] (fáza č. 3)

7.2.7 Komentár k výsledkom výpočtu MKP

V prípade, skutočné správanie horninového masívu zodpovedá predpokladom definujúcim výpočtový model TTV 3 tak nedochádza k ohybovému namáhaniu ostenia, posúvajúce sily sú zanedbateľné a deformácie sú nepatrné.

7.3 Technologická trieda výrubu 4

Primárne ostenie definované technologickou triedou výrubu 4 bude pravdepodobne aplikované vo väčšine dĺžky tunela. Návrh skladby primárneho ostenia TTV 4 tvorí striekaný betón o hrúbke 150 mm vystužený dvoma vrstvami oceľových sietí. Oproti TTV 3 budú v tejto triede použité výstužné priehradové rámy a systémové kotvenie v kalote bude zosilnené. Výkres skladby primárneho ostenia TTV 4 je súčasťou prílohy č. 4.

7.3.1 Prvky zaistenia výrubu

Primárne ostenie TTV 4

Betón:	SC 25 (C20/25), typ II, J2
Hrúbka:	150 mm
Výstuž:	2 x oceľová sieť KARI
Ramenáty:	priehradové, typ „Bretex“
Kotvenie - kalota:	kotvy SN dĺ. 4,0 m, min. únosnosť 150 kN
Kotvenie - opory:	kotvy SN dĺ. 3,0 m, min. únosnosť 150 kN
Predstihové opatrenia:	-
Dĺžka záberu:	2,0 m

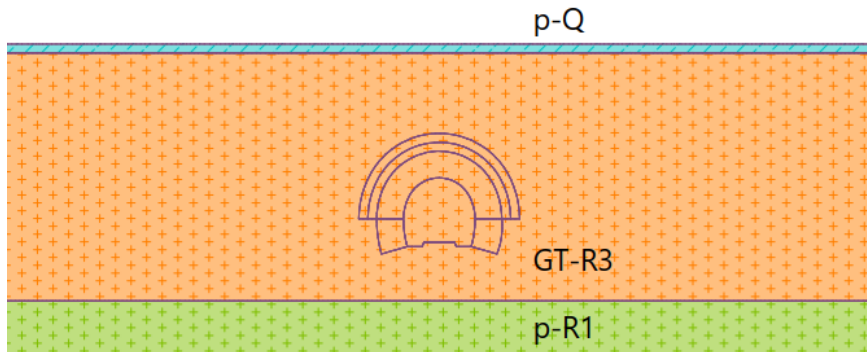
7.3.2 Výpočtový model a fázy výpočtu

Tab. 13 TTV 4 – výpočtové geotechnické parametre (MKP)

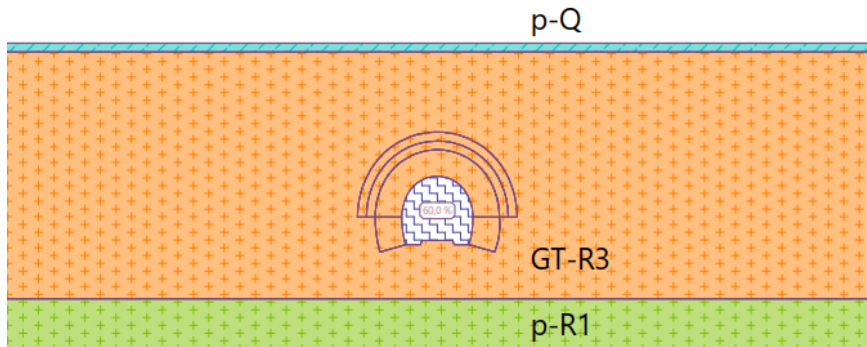
Geotypy		γ	E_{def}	E	ν	φ_d	C_d	R_t
Názov	Označenie	[kN/m ³]	[MPa]	[MPa]	[-]	[deg]	[kPa]	[kPa]
pokryv	p-Q	18	-	15000	0,33	-	-	-
zvetraná	GT-R3	25,10	180	600	0,33	33	240	15
kotvenie	GT-R3 mod	25,10	180	600	0,33	33	261	20
podložie	p-R1	26,20	8000	15000	0,33	-	-	-

Fázy výpočtu:

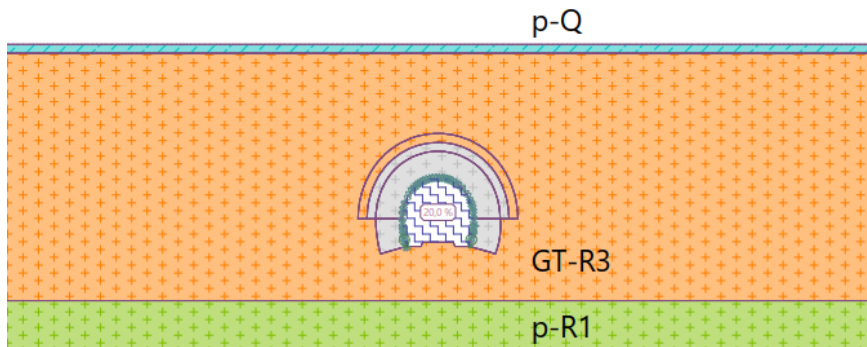
- Fáza č. 1 – primárna napätosť
- Fáza č. 2 – nevystrojený výrub (40 % / 60 %)
- Fáza č. 3 – primárne ostenie: 3-dňový betón+kotvenie (40 % / 20 %)
- Fáza č. 4 – primárne ostenie: \geq 28-dňový betón+kotvenie (20 % / 0 %)



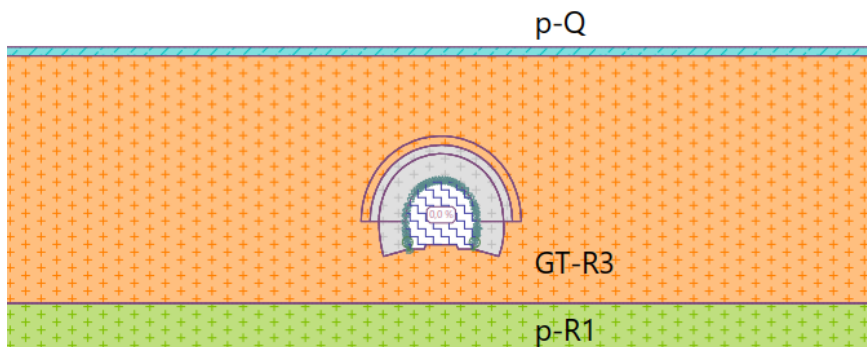
Obr. 67 TTV 4 Fáza č. 1 – primárna napätosť



Obr. 68 TTV4 Fáza č. 2 (40 % / 60 %) – nevystrojený výrub

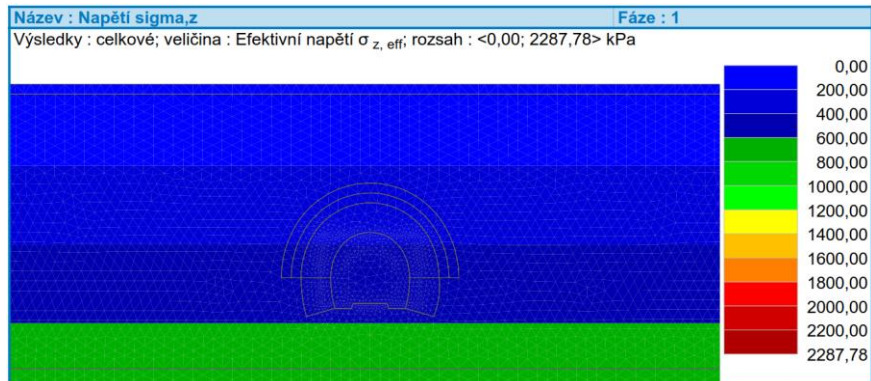


Obr. 69 TTV 4 Fáza č. 3 (40 % / 20 %) – primárne ostenie: mladý betón (t = 3 dni), kotvenie kaloty a opôr

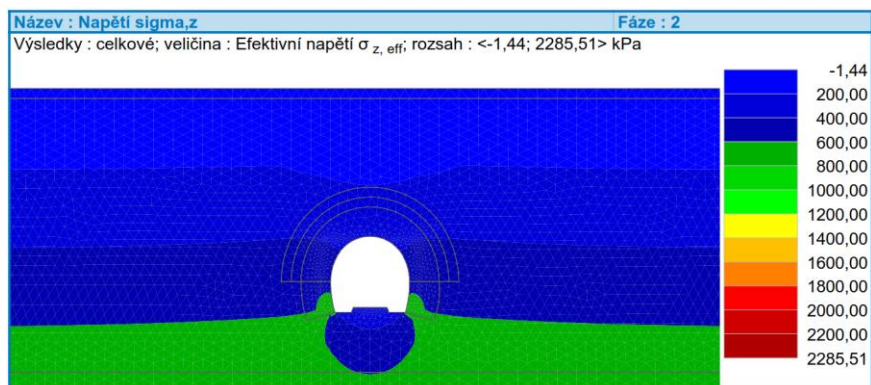


Obr. 70 TTV 4 Fáza č. 4 (20 % / 0 %) – primárne ostenie: starý betón (t ≥ 28 dní)

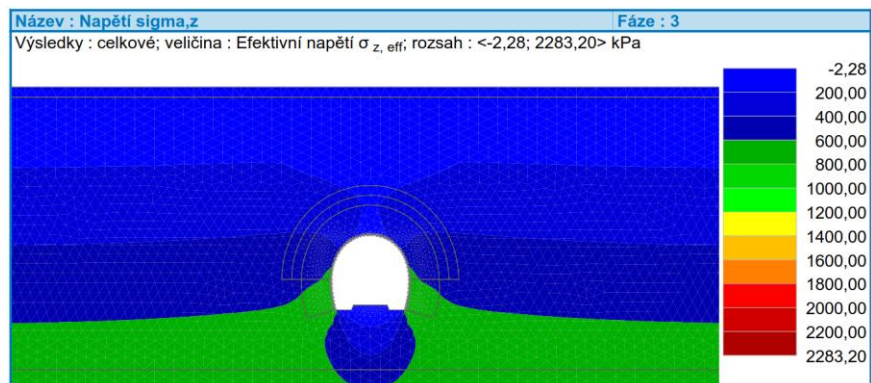
7.3.3 Napätie σ_z



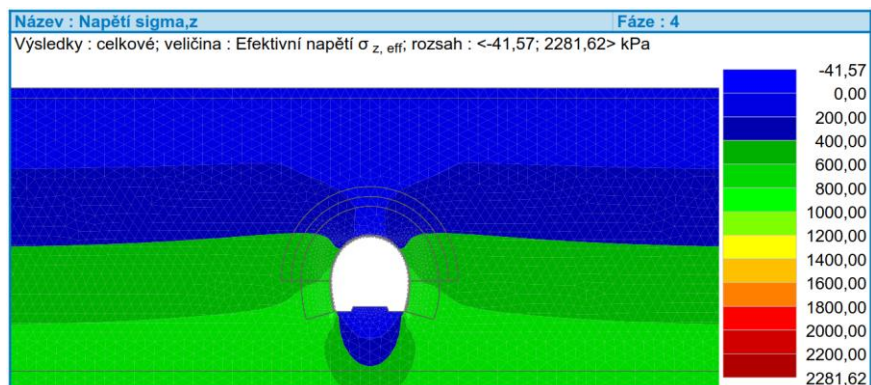
Obr. 71 TTV 4 – Napätie σ_z (fáza č. 1)



Obr. 72 TTV 4 – Napätie σ_z (fáza č. 2)

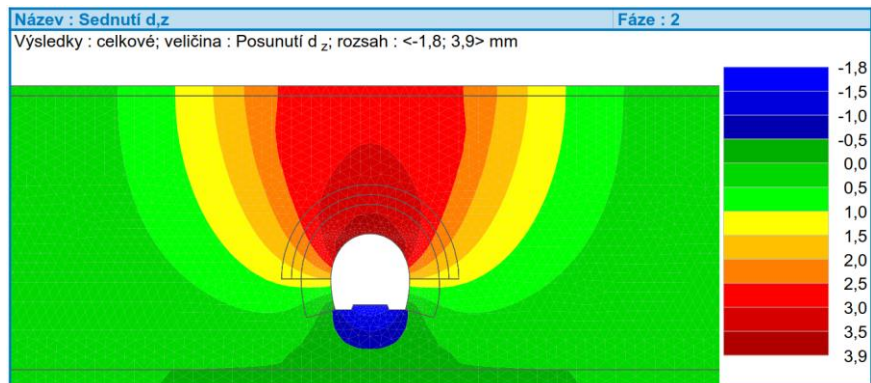


Obr. 73 TTV 4 – Napätie σ_z (fáza č. 3)

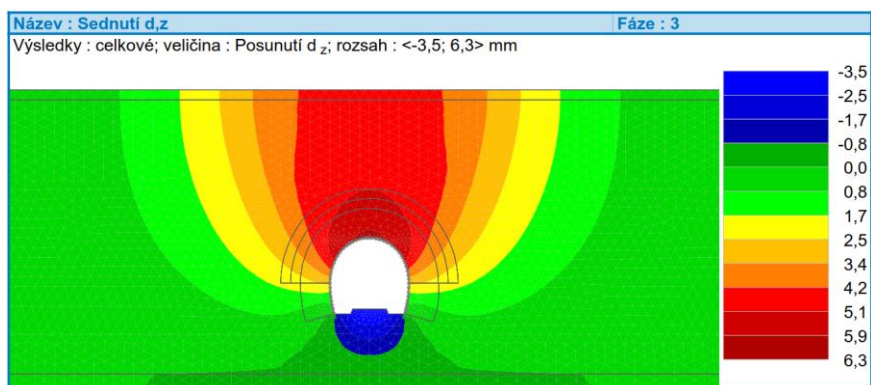


Obr. 74 TTV 4 – Napätie σ_z (fáza č. 4)

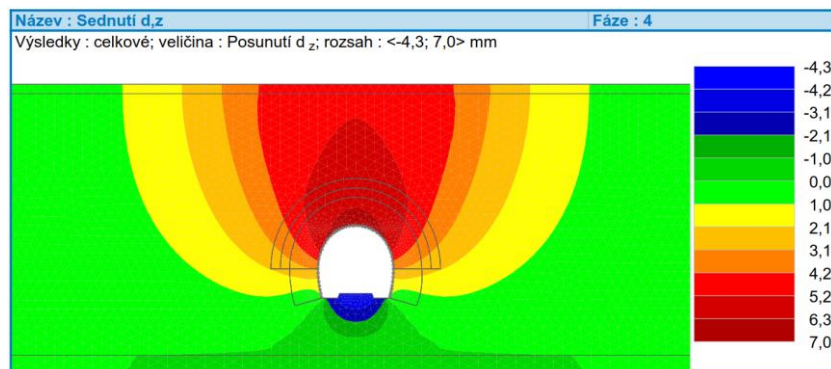
7.3.4 Sadnutie d_z



Obr. 75 TTV 4 – Sadnutie d_z (fáza č. 2)

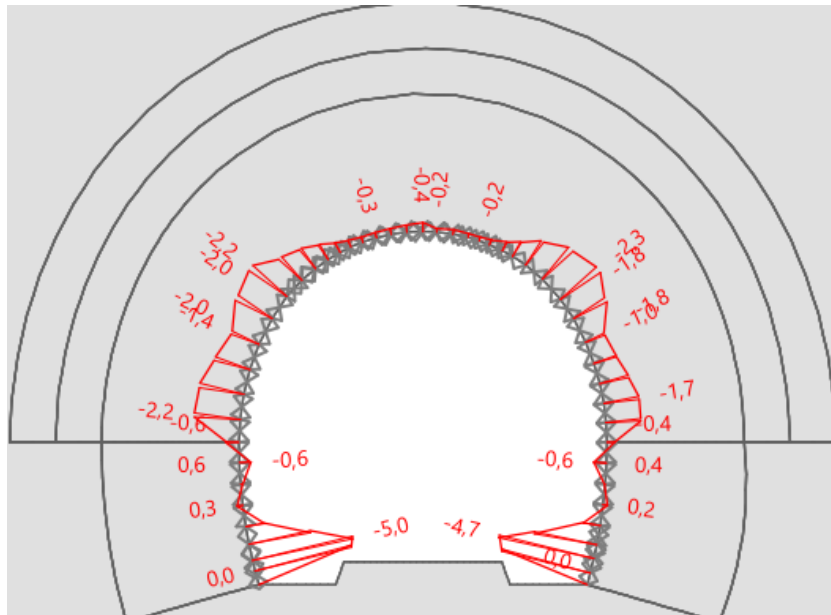


Obr. 76 TTV 4 – Sadnutie d_z (fáza č. 3)

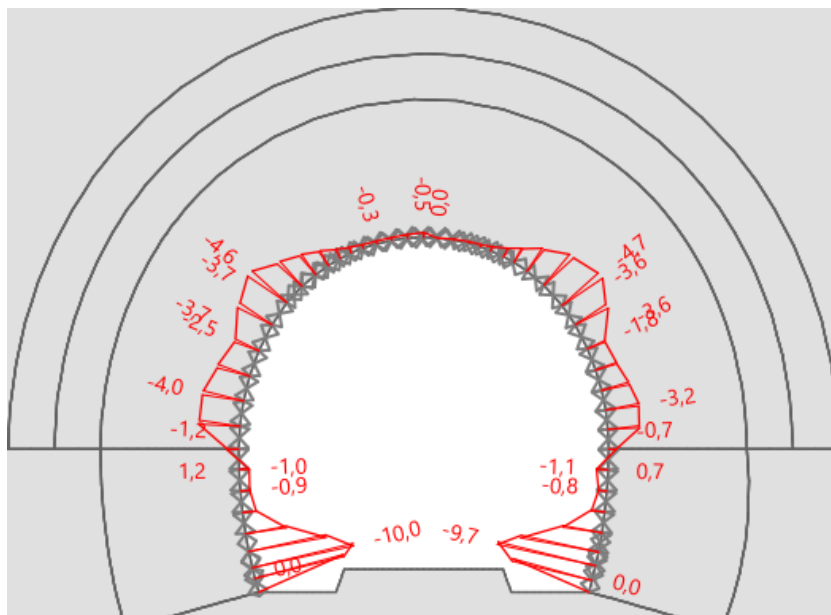


Obr. 77 TTV 4 – Sadnutie d_z (fáza č. 4)

7.3.5 Priebek momentu M

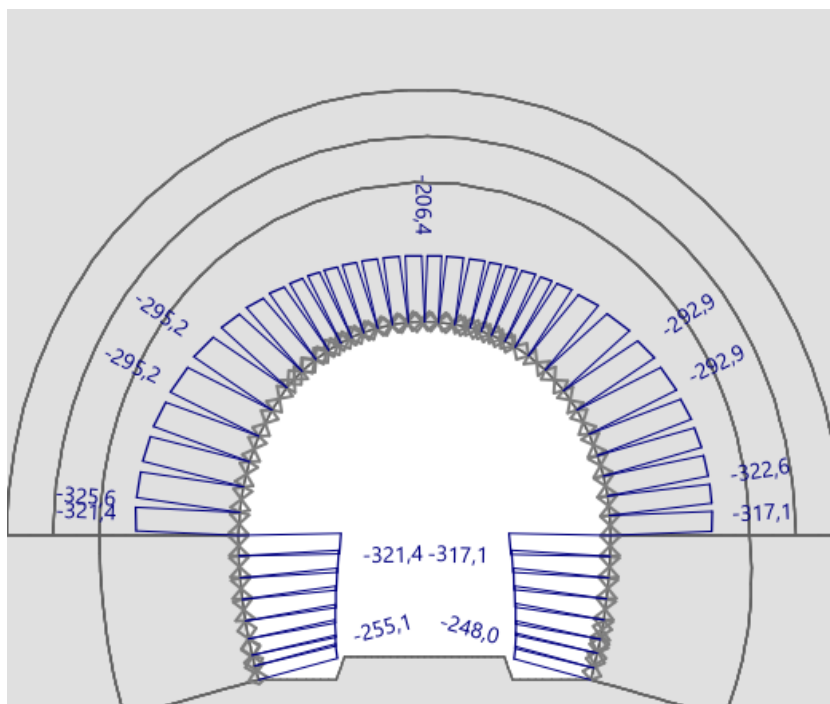


Obr. 78 TTV 4 – Priebek momentu M [kNm/m] (fáza č. 3)

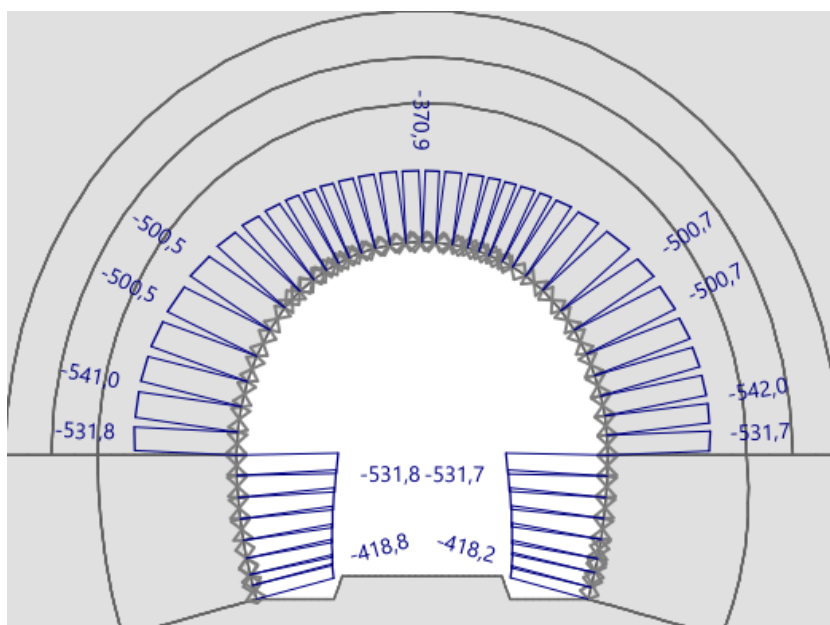


Obr. 79 TTV 4 – Priebek momentu M [kNm/m] (fáza č. 4)

7.3.6 Priebek normálových síl N

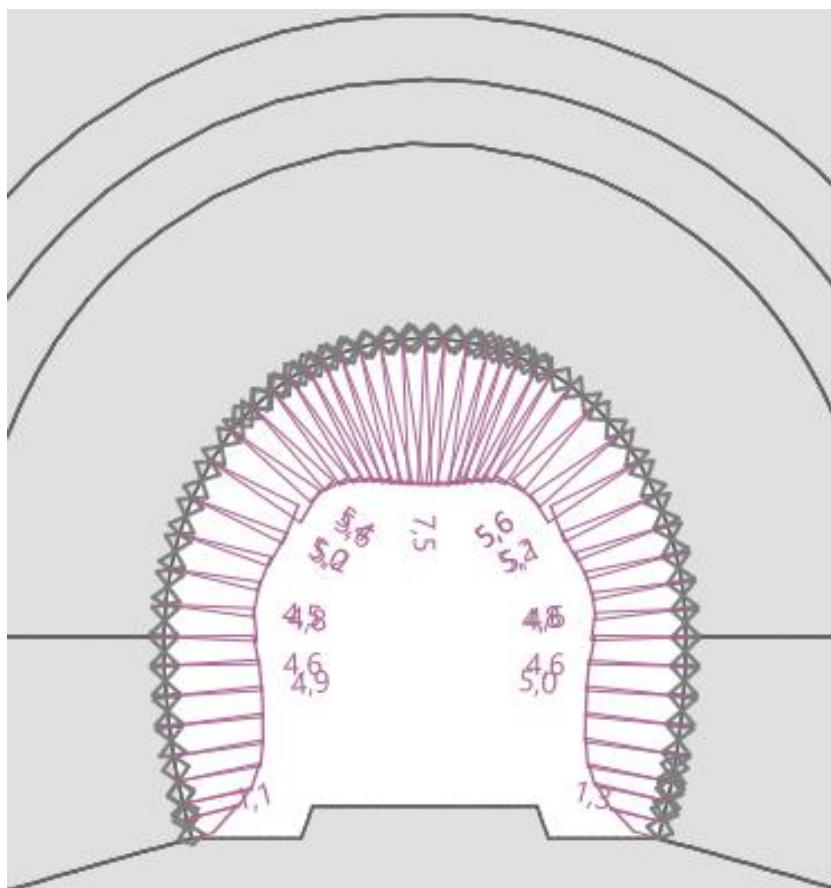


Obr. 80 TTV 4 – Priebek normálových síl N [kN/m] (fáza č. 3)

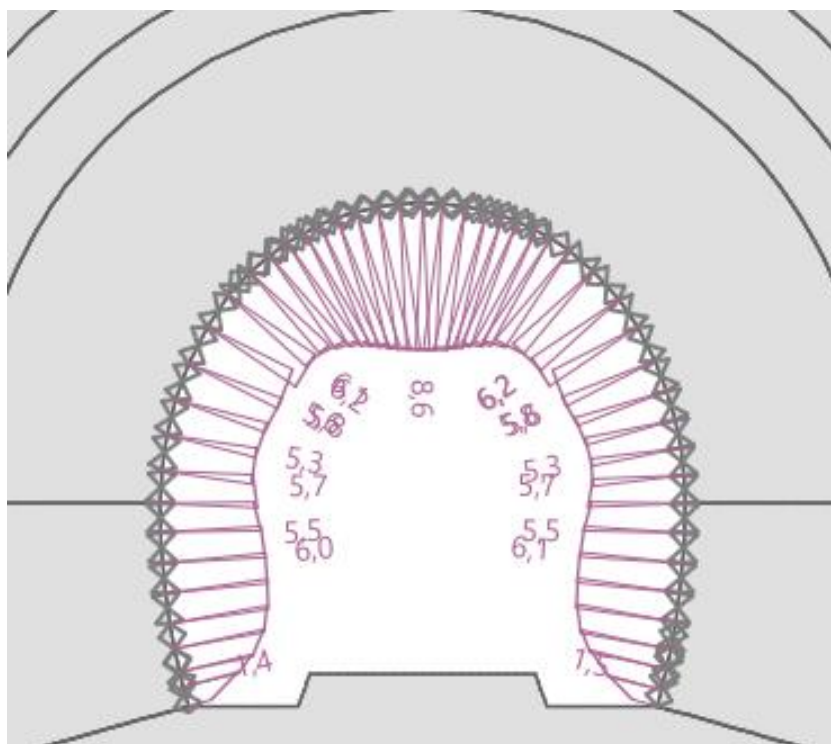


Obr. 81 TTV 4 – Priebek normálových síl N [kN/m] (fáza č. 4)

7.3.7 Kolmá deformácia ostenia



Obr. 82 TTV 4 – Kolmá deformácia ostenia [mm] (fáza č. 3)



Obr. 83 TTV 4 – Kolmá deformácia ostenia [mm] (fáza č. 4)

7.3.8 Komentár k výsledkom výpočtu MKP

V prípade výpočtového modelu TTV 4 tvoreného prevažne geotypom GT-R3 (zvetraná hornina) dochádza k prijateľným deformáciám z hľadiska výrubu aj nadložia. Zdvih dna výrubu (do 5 mm) pre spätnú montáž koľajových polí z hľadiska výškového vedenia trate nepredstavuje zásadný problém.

Predpokladané deformácie:

nevystrojený výrub	5 mm
vystrojený výrub (3 dni)	10 mm
vystrojený výrub (≥ 28 dní)	10 mm

7.4 Technologická trieda výrubu 5

Úseky kde hrozí úplná strata funkcie samonosti horninového masívu bude výrub zaistený primárnym ostením definovaním triedou TTV 5. Oproti TTV 4 sú v rámci tejto triedy navrhnuté predstihové opatrenia vo forme preháňaných ihiel a zosilneniu systémového kotvenia s možnosťou využitia kotiev IBO. Dĺžku kotiev typu IBO je možné nastavovať na základe skutočne zastihnutých geotechnických podmienok. Výkres skladby primárneho ostenia TTV 5 je súčasťou prílohy č. 4.

7.4.1 Prvky zaistenia výrubu

Primárne ostenie TTV 5

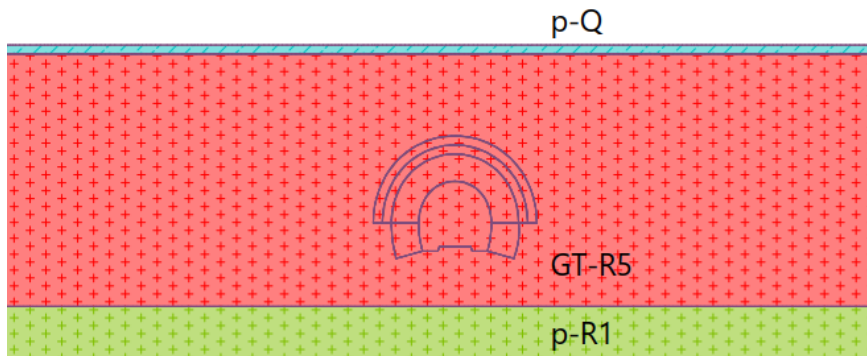
Betón:	SC 25 (C20/25), typ II, J2
Hrúbka:	150 mm
Výstuž:	2 x oceľová sieť KARI
Ramenáty:	priehradové, typ „Bretex“
Kotvenie - kalota:	kotvy SN/IBO dĺ. 5,0 m, min. únosnosť 150 kN
Kotvenie - opory:	kotvy SN/IBO dĺ. 3,0 m, min. únosnosť 150 kN
Predstihové opatrenia:	predháňané ihly
Dĺžka záberu:	1,0 m (max. 1,5 m)

7.4.2 Výpočtový model a fázy výpočtu

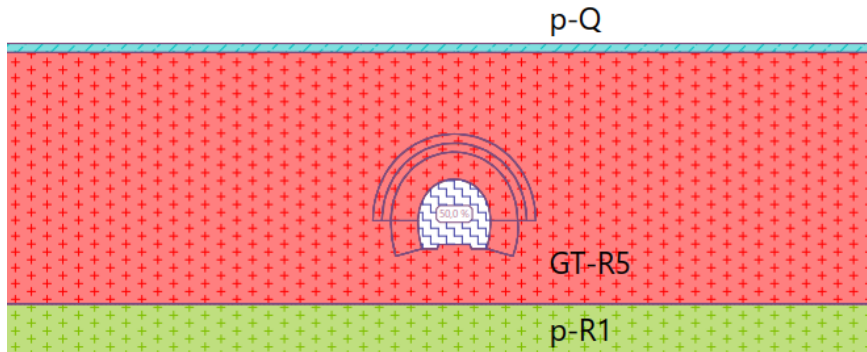
Geotypy		γ	E_{def}	E	ν	φ_d	c_d	R_t
Názov	Označenie	[kN/m ³]	[MPa]	[MPa]	[-]	[deg]	[kPa]	[kPa]
pokryv	p-Q	18	-	15000	0,33	-	-	-
rozložená	GT-R5	25,00	70	400	0,33	29	16	15
kotvenie	GT-R3 mod	25,00	70	400	0,33	29	53	20
podložie	p-R1	26,20	8000	15000	0,33	-	-	-

Fázy výpočtu:

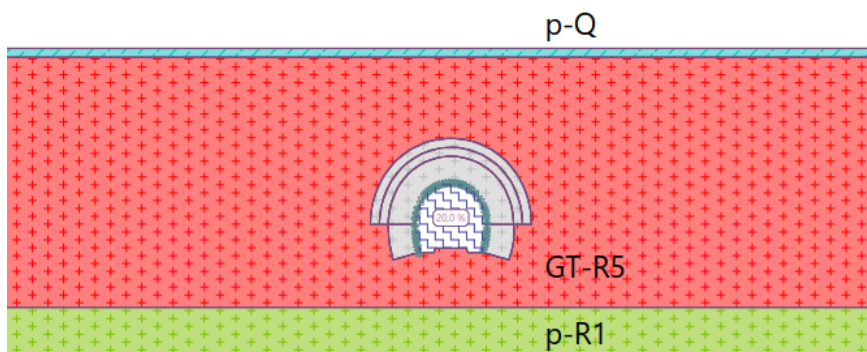
- Fáza č. 1 – primárna napätosť
- Fáza č. 2 – nevystrojený výrub (50 % / 50 %)
- Fáza č. 3 – primárne ostenie: 3-dňový betón+kotvenie (30 % / 20 %)
- Fáza č. 4 – primárne ostenie: \geq 28-dňový betón+kotvenie (20 % / 0 %)



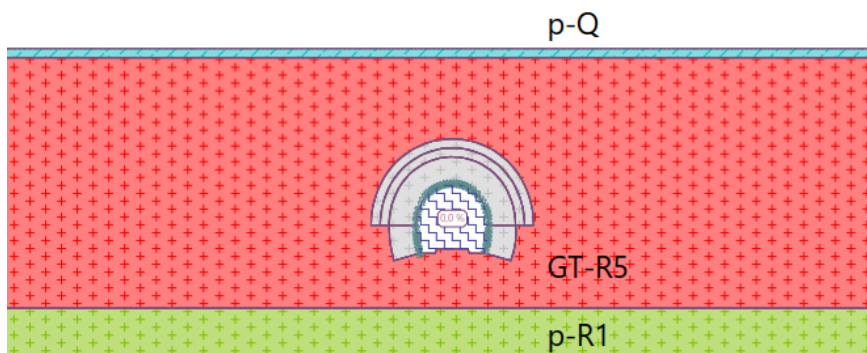
Obr. 84 TTV Fáza č. 1 – primárna napätosť



Obr. 85 TTV 5 Fáza č. 2 (50 % / 50 %) – nevystrojený výrub

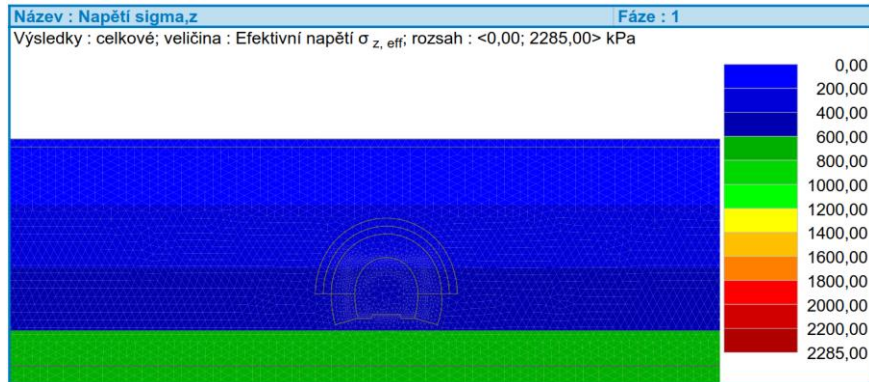


Obr. 86 TTV 5 Fáza č. 3 (30 % / 20 %) – primárne ostenie: mladý betón (t = 3 dni), kotvenie kaloty a opôr

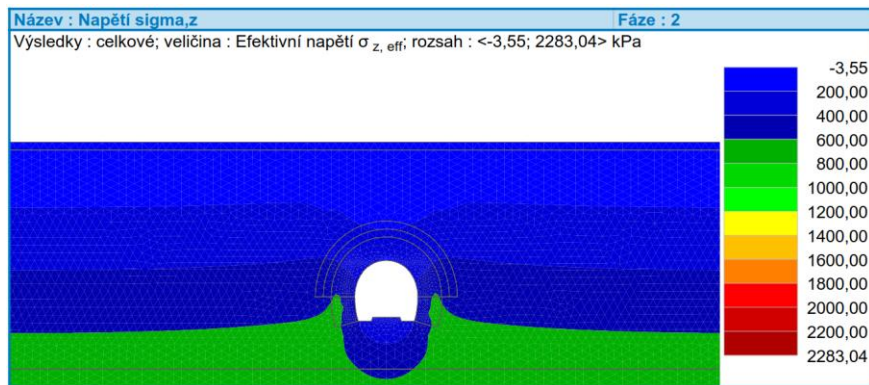


Obr. 87 TTV 5 Fáza č. 4 (20 % / 0 %) – primárne ostenie: starý betón (t ≥ 28 dní)

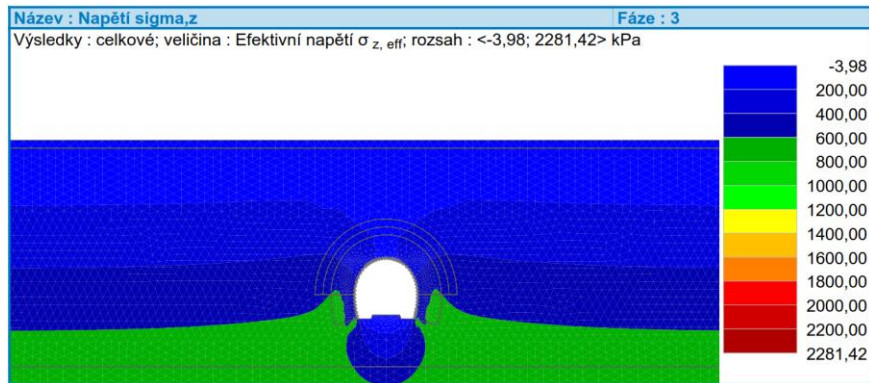
7.4.3 Napätie σ_z



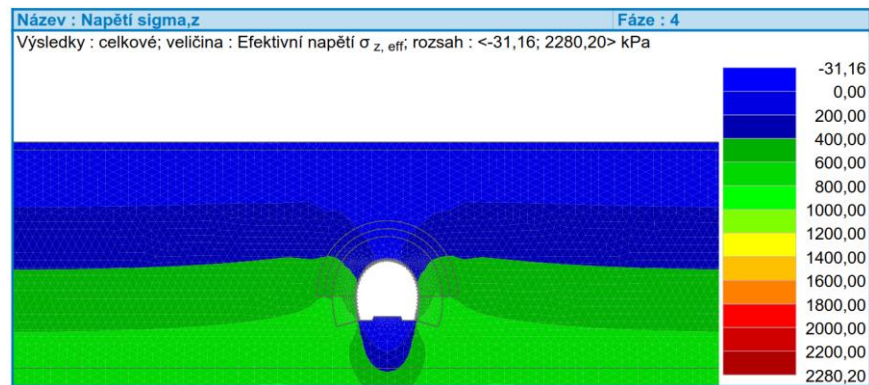
Obr. 88 TTV 5 – Napätie σ_z (fáza č. 1)



Obr. 89 TTV 5 – Napätie σ_z (fáza č. 2)

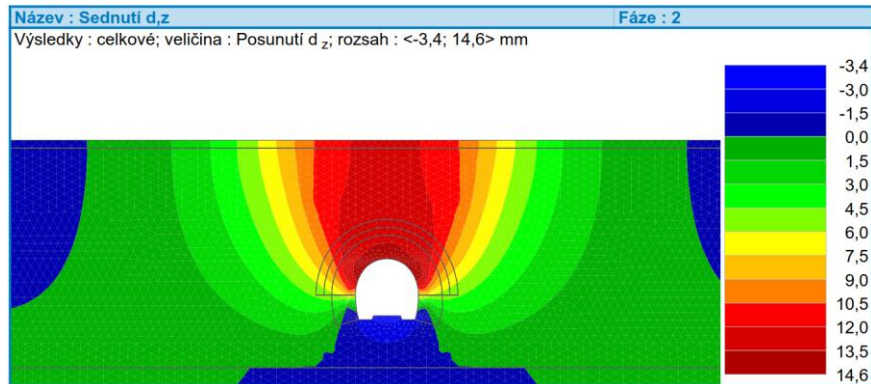


Obr. 90 TTV 5 – Napätie σ_z (fáza č. 3)

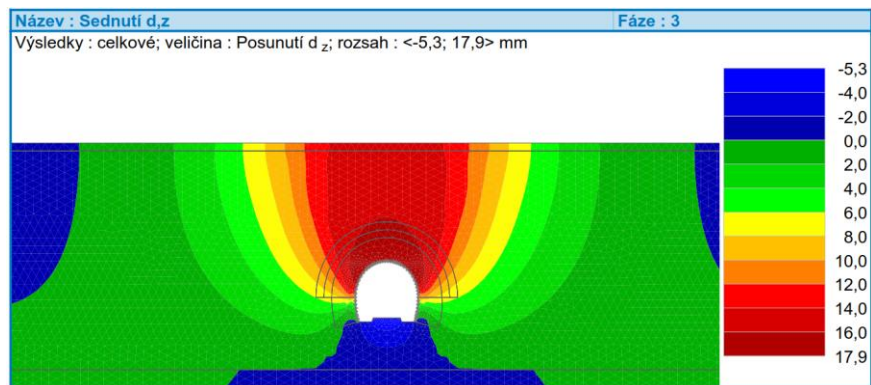


Obr. 91 TTV 5 – Napätie σ_z (fáza č. 4)

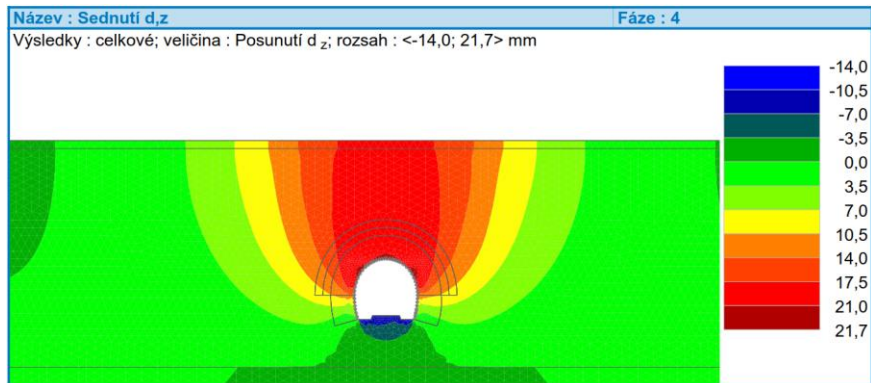
7.4.4 Sadnutie d_z



Obr. 92 TTV 5 – Sadnutie d_z (fáza č. 2)

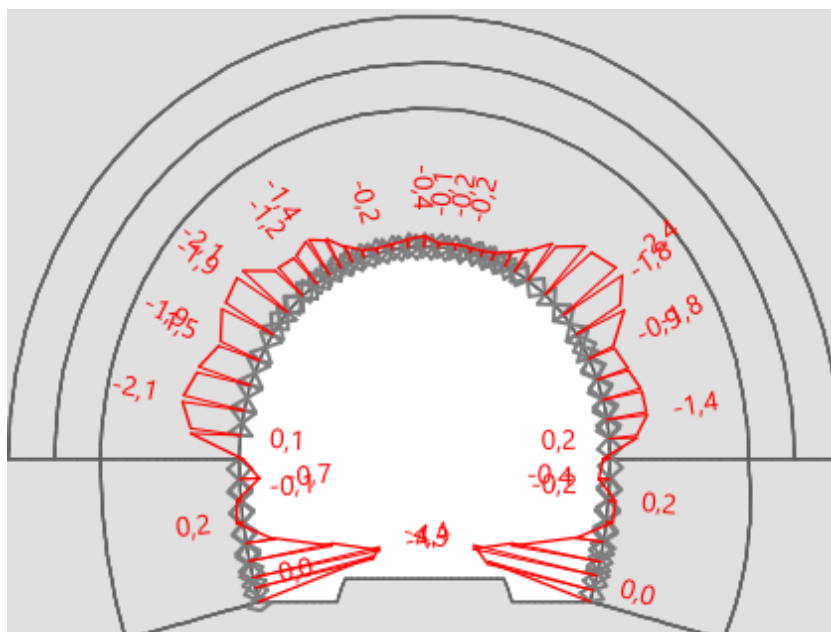


Obr. 93 TTV 5 – Sadnutie d_z (fáza č. 3)

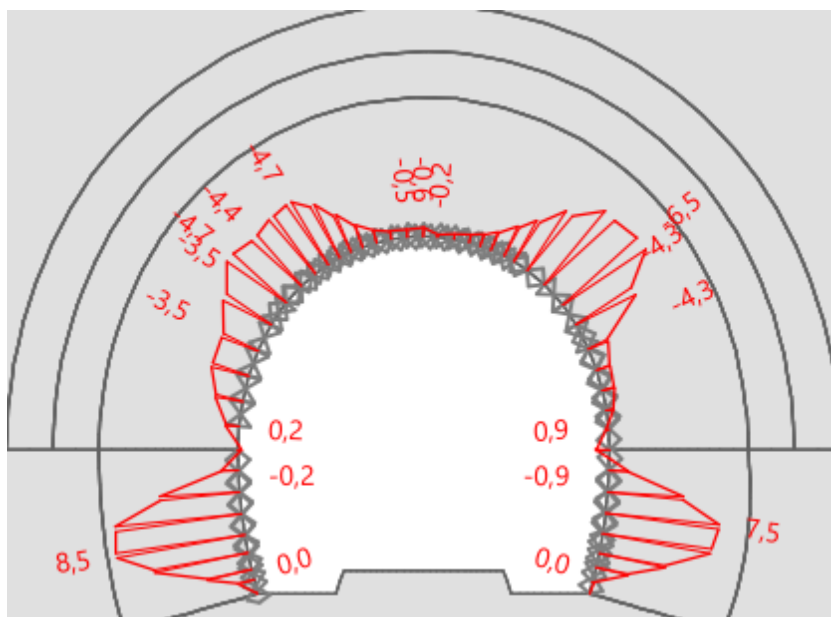


Obr. 94 TTV 5 – Sadnutie d_z (fáza č. 4)

7.4.5 Priebek momentu M

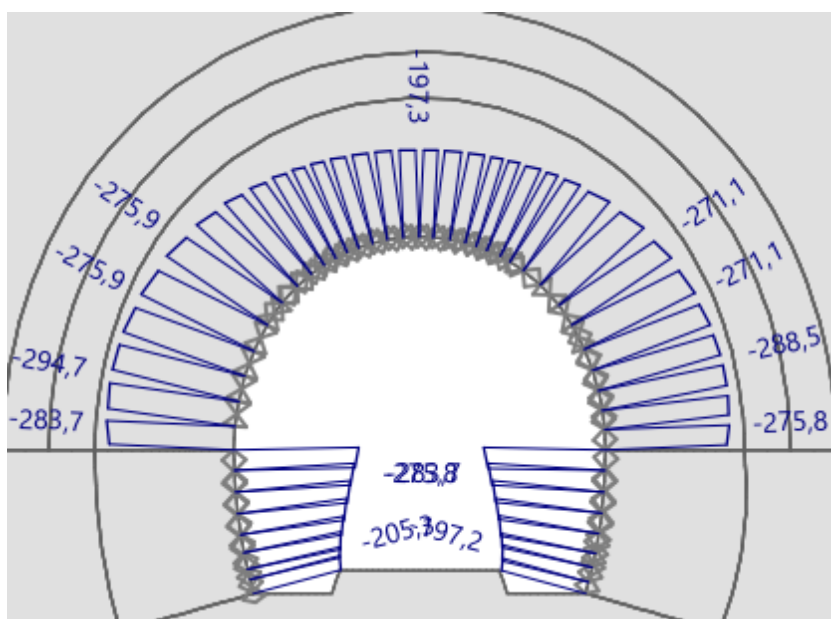


Obr. 95 TTV 5 – Priebek momentu M [kNm/m] (fáza č. 3)

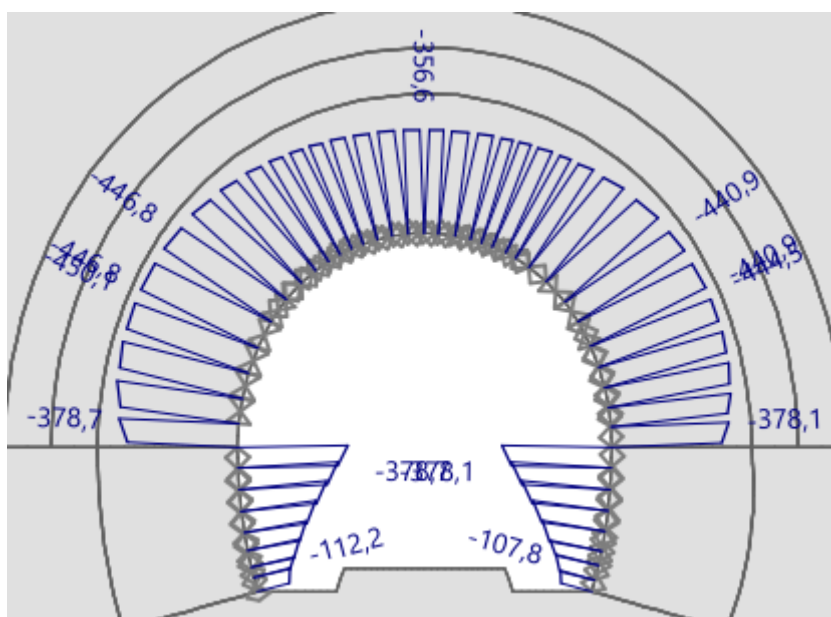


Obr. 96 TTV 5 – Priebek momentu M [kNm/m] (fáza č. 4)

7.4.6 Priebek normálových síl N

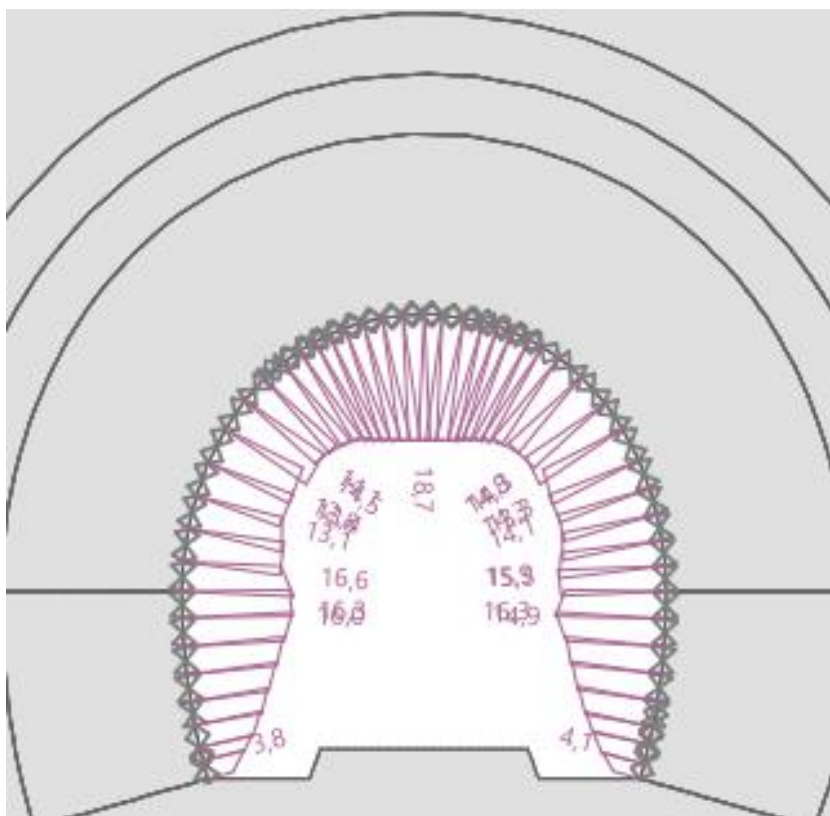


Obr. 97 TTV 5 – Priebek normálových síl N [kN/m] (fáza č. 3)

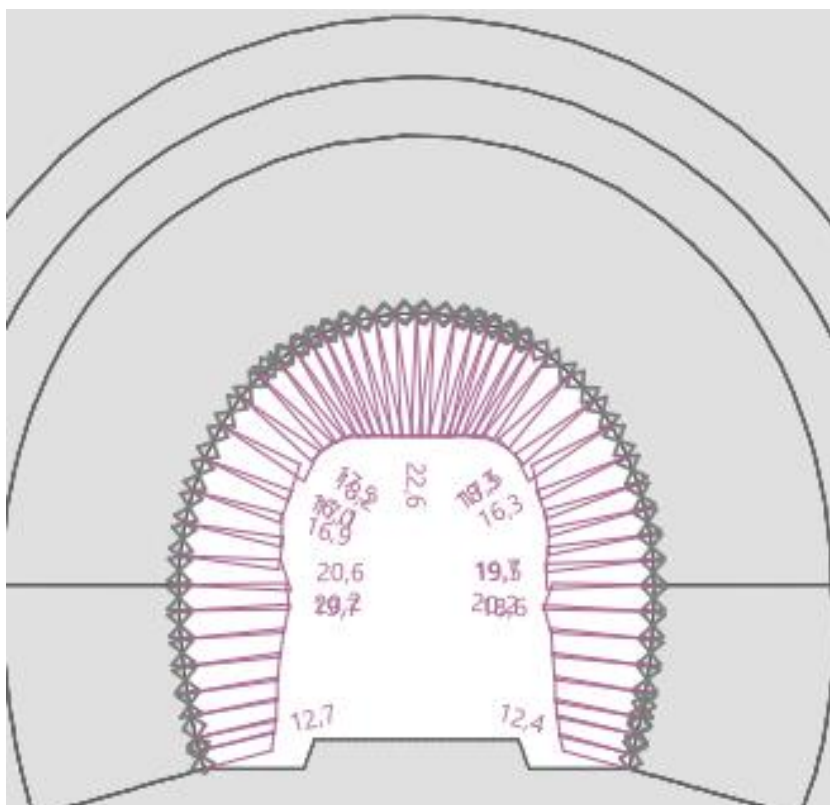


Obr. 98 TTV 5 – Priebek normálových síl N [kN/m] (fáza č. 4)

7.4.7 Kolmá deformácia ostenia



Obr. 99 TTV 5 – Kolmá deformácia ostenia [mm] (fáza č. 3)



Obr. 100 TTV 5 – Kolmá deformácia ostenia [mm] (fáza č. 4)

7.4.8 Komentár k výsledkom výpočtu MKP

V úsekoch s nepriaznivými geotechnickými podmienkami dochádza k citeľnej deformácii výrubu s dvíhaním dna tunela. Pri spätnej montáži koľajových polí je nutné uvážiť zdvih dna výrubu (do 15 mm) a zohľadniť výškové vedenie nadväzujúcej trate.

Predpokladaná deformácia:

nevystrojený výrub	15 mm
vystrojený výrub (3 dni)	20 mm
vystrojený výrub (≥ 28 dní)	25 mm

7.5 Posúdenie primárneho ostenia N+M

7.5.1 Výpočtový program

Posúdenie únosnosti primárneho ostenia pre navrhované technologické triedy výrubu bolo vykonané pomocou programu FIN EC – Beton (v. 2023). Program slúži k posudzovaniu železobetónových nosníkov a prierezov v 2D aj 3D na základe noriem ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2.

Výpočet zaťaženia primárneho ostenia preukázal prevládajúce namáhanie ostenia v interakci N+M. Vplyv posúvajúcich síl je pre všetky riešené TTV zanedbateľný. V prípade TTV 3 nedochádza k namáhaniu ostenia ohybovým momentom, preto bude riešená prostá únosnosť v tlaku nevystuženého prierezu. Priaznivý statický účinok výstužných rámov tried TTV 4 a TTV 5 bol konzervatívne zanedbaný.

7.5.2 Zaťažovacie stavy

Tab. 14 TTV 3 – rozbor zaťaženia

Technologická trieda výrubu 3		$N_{k,max}$	γ_F	$N_{d,max}$
zrenie betónu	zať. stav	[kN]	[°]	[kN]
3 dni	1	-18,70	1,35	-25,25
28 dní	2	-65,20		-88,02

Tab. 15 TTV 4 – rozbor zaťaženia

Technologická trieda výrubu 4			N_k	M_k	γ_F	N_d	M_d
zrenie betónu	zať. stav	kritérium	[kN]	[kNm]	[-]	[kN]	[kNm]
3 dni	1	max N	-325,60	-2,20	1,35	-439,56	-2,97
	2	max M	-267,50	-5,00		-361,13	-6,75
28 dní	3	max N	-542,00	-3,20		-731,70	-4,32
	4	max M	-439,00	-10,00		-439,00	-13,5

Tab. 16 TTV 5 – rozbor zaťaženia

Technologická trieda výrubu 5			N_k	M_k	γ_F	N_d	M_d
zrenie betónu	zať. stav	kritérium	[kN]	[kNm]	[-]	[kN]	[kNm]
3 dni	1	max N	-294,70	-2,10	1,35	-397,85	-2,84
	2	max M	-215,80	-4,40		-291,33	-5,94
28 dní	3	max N	-450,10	-2,50		-607,64	-3,38
	4	max M	-216,80	8,50		-292,68	11,48

7.5.3 Návrhové parametre

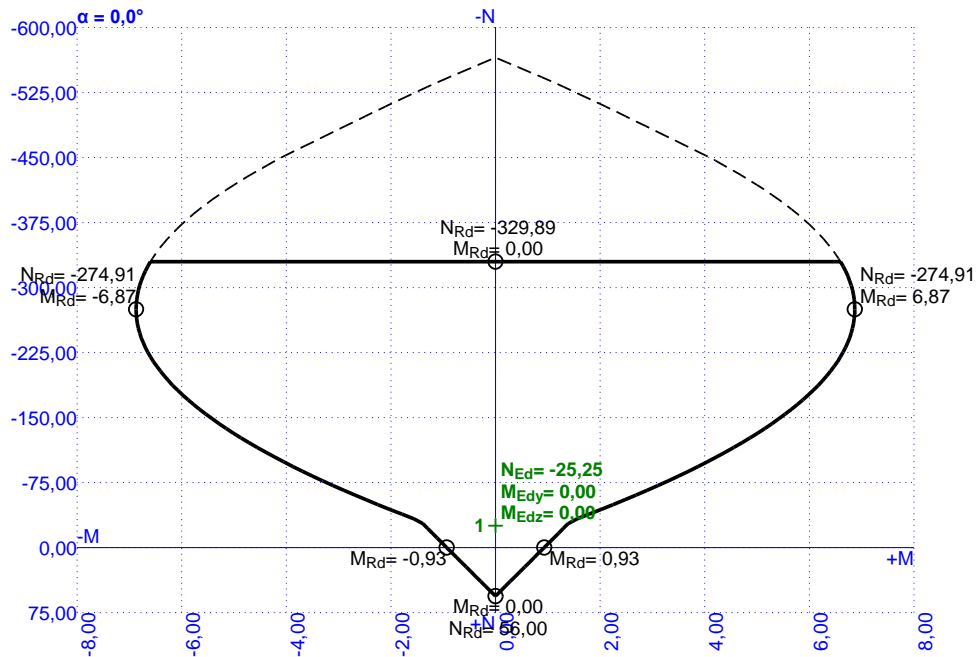
Charakteristické hodnoty materiálových parametrov betónu vstupujúcich do posudku udáva Tab. 10.

Návrhové parametre boli odvodené aplikáciou čiastkových súčiniteľov daných normou ČSN 1992-1-1. Súčinitele pevnosti betónu boli zvolené s ohľadom na nižší stupeň vystuženia. Detailné posúdenie bude súčasťou prílohy č. 5.

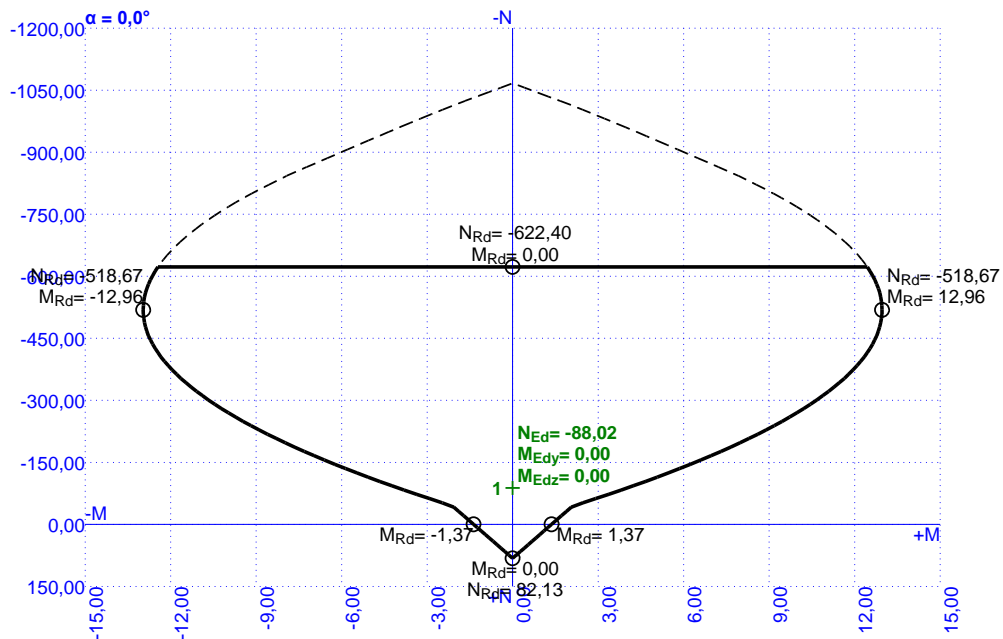
ČSN 1992-1-1

γ_c	= 1,50	súčiniteľ únosnosti betónu
γ_s	= 1,15	súčiniteľ únosnosti výstuže
α_{cc}	= 0,80	súčiniteľ tlakovej pevnosti betónu
$\alpha_{cc,pl}$	= 0,80	súčiniteľ tlakovej pevnosti prostého betónu
$\alpha_{ct,pl}$	= 0,80	súčiniteľ ťahovej pevnosti prostého betónu

7.5.4 Posúdenie únosnosti TTV 3



Obr. 101 TTV 3 – N+M diagram, 3 dni

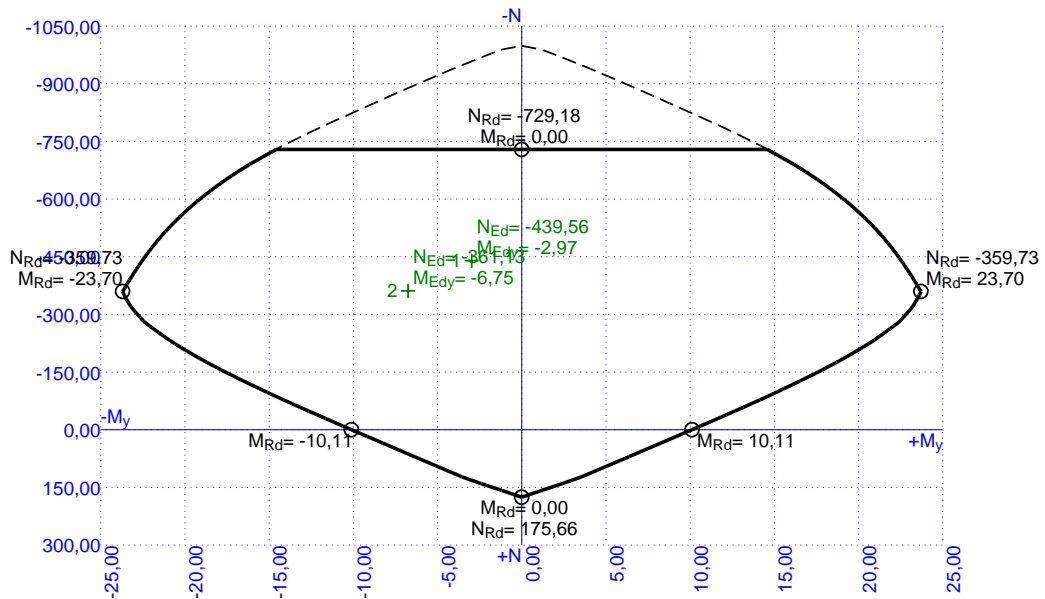


Obr. 102 TTV 3 – N+M diagram, 28 dní

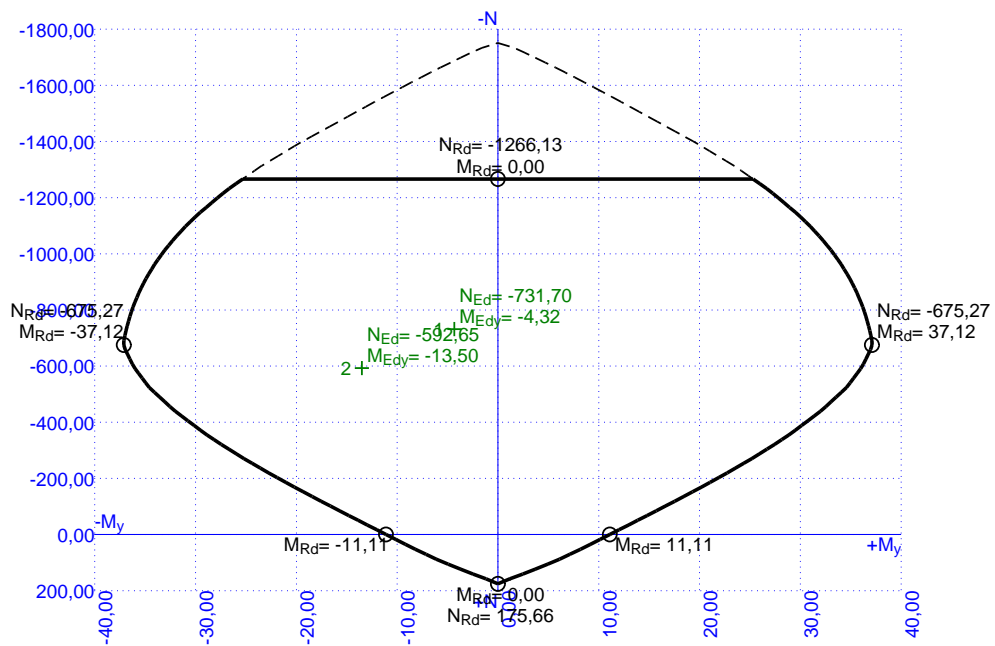
Záver posúdenia TTV 3:

Únosnosť navrhovaného primárneho ostenia technologickej triedy výrubu VYHOVUJE pre dané okrajové podmienky s najvyšším využitím návrhovej únosnosti prierezu v zaťažovacom stave č. 2, v čase $t = 28$ dní, o hodnote 8,3 %.

7.5.5 Posúdenie únosnosti TTV 4



Obr. 103 TTV 4 – N+M diagram, 3 dni

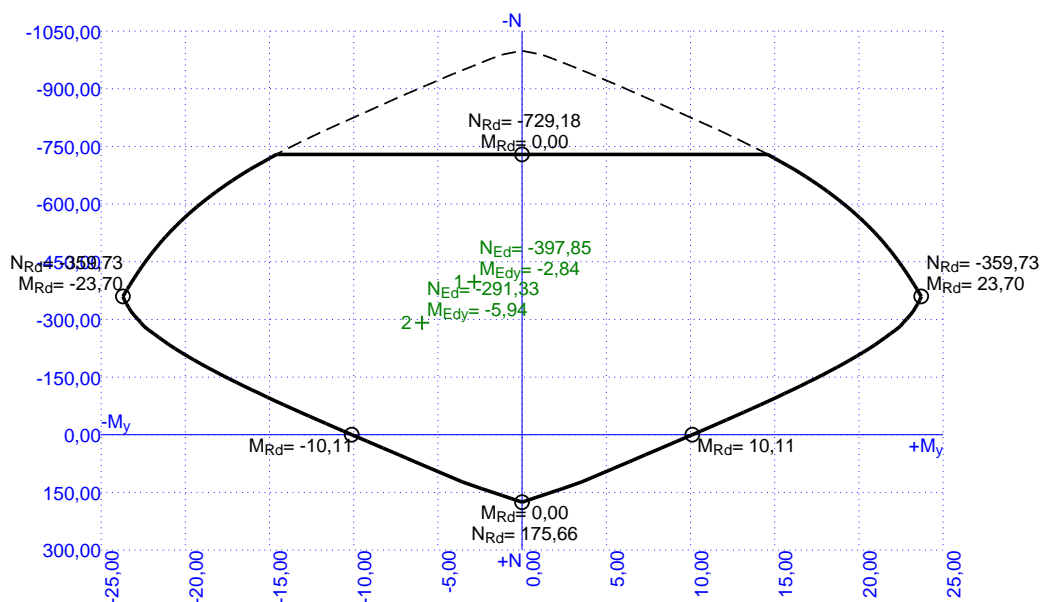


Obr. 104 TTV 4 – N+M diagram, 28 dní

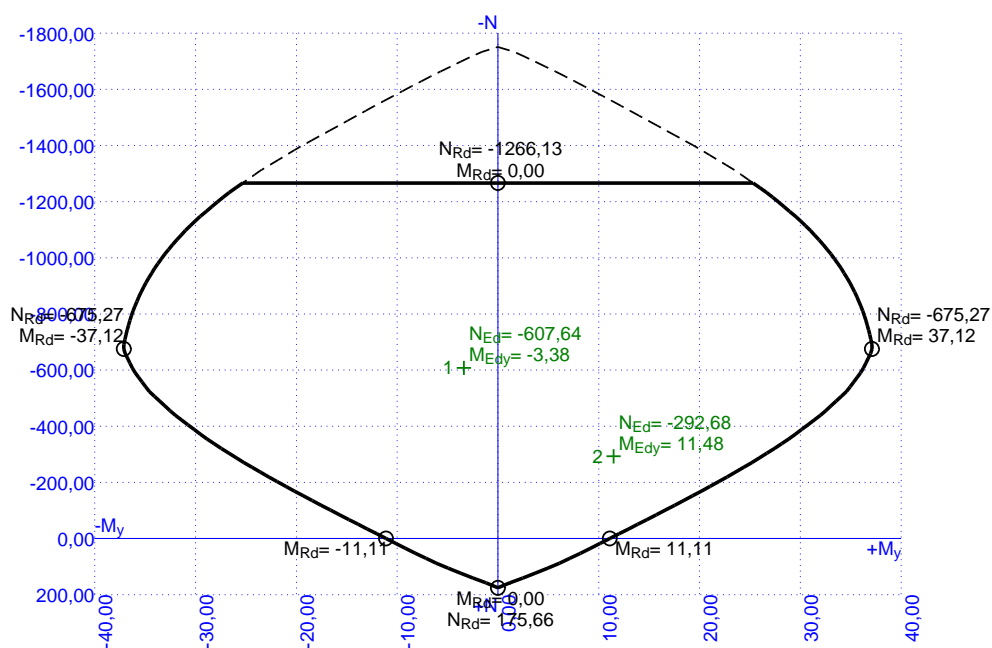
Záver posúdenia TTV 4:

Únosnosť navrhovaného primárneho ostenia technologickej triedy výrubu VYHOVUJE pre dané okrajové podmienky s najvyšším využitím návrhovej únosnosti prierezu v zaťažovacom stave č. 1, v čase $t = 3$ dni, o hodnote 44,0 %.

7.5.6 Posúdenie únosnosti TTV 5



Obr. 105 TTV 5 – N+M diagram, 3 dni



Obr. 106 TTV 5 – N+M diagram, 28 dní

Záver posúdenia TTV 5:

Únosnosť navrhovaného primárneho ostenia technologickej triedy výrubu VYHOVUJE pre dané okrajové podmienky s najvyšším využitím návrhovej únosnosti prierezu v zaťažovacom stave č. 4, v čase $t = 28$ dní, o hodnote 43,8 %.

7.5.7 Komentár k posúdeniu únosnosti primárneho ostenia

Výpočtové modely určujúce zaťaženie primárneho ostenia sú postavené na predpokladoch, ktoré je nutné uvážiť aj pri vyhodnotení využitia únosnosti navrhovaného primárneho ostenia.

Nízke pomerné využitie prierezu je dané predpokladom samonosnosti horniny vo všetkých posudzovaných technologických triedach výrubu. Zároveň zložitosť výpočtového modelu zodpovedá súčasnému rozsahu a obsahu geotechnického prieskumu.

Hrúbka primárneho ostenia 150 mm je podľa vykonaných výpočtov najvýhodnejším riešením. Poddajnosť primárneho ostenia o tejto hrúbke umožňuje disipáciu horninového zaťaženia so súčasným zaistením stability výrubu v prijateľnej miere deformácie. Pri návrhu prierezu primárneho ostenia TTV 5 bola posudzovaná aj varianta s hrúbkou 200 mm. Výpočet za daných okrajových podmienok nepreukázal opodstatnenie zväčšovania hrúbky nosnej vrstvy striekaného betónu.

8. Záver

Cieľom práce bolo navrhnúť technické riešenie rekonštrukcie Dolnolučanského železničného tunela. S využitím dostupných podkladov a získaných poznatkov v úvodnej časti práce bol vytvorený návrh riešenia rekonštrukcie rešpektujúci súčasnú legislatívu, technické predpisy a geotechnické podmienky horninového prostredia.

Stavebne geologické posúdenie z roku 1989 predstavovalo jediný zdroj geotechnických údajov opisujúcich horninové prostredie tunela. Najvýznamnejšie vlastnosti horninového masívu určujúce technické riešenie rekonštrukcie predstavovala blokovitá odlučnosť žuly a stupeň narušenia zvetrávaním. Na základe vyhodnotenia dostupných údajov boli odvodené tri dominantné geotypy, klasifikované podľa stupňa narušenia zvetrávaním, ktorými boli definované možné spôsoby správania horninového masívu. Daným geotypom boli priradené, resp. odvodené charakteristické parametre vstupujúce do výpočtových modelov použitých v tejto práci.

Na základe stanovených geotypov bol vytvorený výpočetný model s využitím teórie Protodjakonova, podľa ktorého bol stanovený predpokladaný rozsah rozvoľnenej horniny za súčasnou výmurovkou tunela. Rozmery rozvoľnenej oblasti boli smerodajné pri návrhu rozšírenia súčasného profilu tunela. Skutočný rozsah rozvoľnenej horniny musí určiť až dodatočný geotechnický prieskum. Nezanedbateľný vplyv na konečný objem rozvoľneného materiálu má kamenná rovnánina vyplňujúca priestor medzi ostením a súčasným hrubým výrubom.

Návrh nového priečneho profilu bez trakčného nadstavca bol správcom tunela vyhodnotený ako najvýhodnejší. Navrhnutý tunelový prejazdny prierez spĺňa požiadavky na priestorovú priechodnosť požadovanú normou ČSN 73 7508 so štandardným poistným priestorom 300 mm. V prípade návrhu hydroizolačného systému bola striekaná hydroizolačná membrána vyhodnotená ako najefektívnejšie riešenie pre rekonštrukciu Dolnolučanského tunela. Sekundárne ostenie z vodonepriepustného betónu s najväčšou pravdepodobnosťou nevyhoví na maximálnu odchýlku od projektovanej mocnosti ostenia vzhľadom k nutnosti sanácie prípadných nadvýrubov monolitickým betónom pri betonáži sekundárneho ostenia. Fóliový hydroizolačný systém na druhú stranu vyžaduje rovinný podkladný povrch, ktorý vzhľadom ku blokovitej odlučnosti žuly a z toho vyplývajúcej citlivosti na tvorbu nadvýrubov nebude možné s istotou zabezpečiť.

Riešenie nestability stien predzárezu portálových úsekov bolo navrhnuté vo forme predĺženia tunela so súčasnej dĺžky 82,5 m na dĺžku 100 m, čím sa znižuje riziko padania uvoľnenej horniny do koľajiska. Sekundárne ostenie hĺbených blokov bolo navrhnuté z vodonepriepustného betónu s rovnakými svetlými rozmermi ako bloky razené.

Návrh dočasnej stabilizácie výrubu po odbúraní výmurovky a jeho rozšírení do požadovaných rozmerov bolo navrhnuté v zmysle NRTM, ako observačnej metódy, s možnosťou prispôsobenia stabilizačných opatrení podľa skutočne zastihnutých podmienok. Prvky zaistenia výrubu boli definované v rámci technologických tried výrubu. Prvou fázou posúdenia TTV bolo stanovenie zaťaženia a deformácií primárneho ostenia s využitím MKP a s predpokladom určitej miery samonosnosti horninového masívu pre všetky výpočtové modely. Tento predpoklad musí potvrdiť dodatočný geotechnický prieskum. Návrhové parametre vstupujúce do výpočtu MKP boli stanovené podľa návrhového prístupu NP3 (ČSN EN 1997-1). Na základe tohoto prístupu boli návrhovými súčiniteľmi upravené geotechnické parametre a zaťaženie primárneho ostenia stanoveného pomocou MKP.

Posúdenie navrhovaného primárneho ostenia na namáhanie N+M podľa normy ČSN EN 1992-1 nepreukázalo nutnosť zvyšovať teoretickú hrúbku primárneho ostenia nad 150 mm, za predpokladu, že platia vstupné parametre a okrajové podmienky výpočtových modelov.

Zoznam zdrojov

- [1] PONCZOVÁ, Hana. Rekonstrukce železničních tunelů. In: *Tunelářské odpoledne* [online]. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES, 2022 [cit. 2023-01-03]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/Seminare/2022/to_3_22/ponczova-220916.pdf
- [2] HORÁK, Vlastimil, Jiří MATĚJÍČEK a Jaroslav LACINA. *Sanace tunelů: Metodická příručka pro přípravu sanací tunelů* [online]. Brno, 2016 [cit. 2023-01-03]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/161209-sanace-tunelu.pdf
- [3] SŽDC S6: *Správa tunelů*. 1. vydání. Praha: Správa železniční dopravní cesty, s. o. , odbor traťového hospodářství, 2018. Dostupné také z: https://www.spravazeleznice.cz/documents/50004227/139626480/SZDC_S6_20180915.pdf/67fc8185-c3aa-403a-9875-36e3b0ba1e01?version=2.0
- [4] HASÍK, Otakar a Miroslav CHYBA. Rekonstrukce Jarovského železničního tunelu. *Tunel* [online]. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES, z. s. a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES pro vlastní potřebu, 1992, **2008**(02), 51-54 [cit. 2022-12-22]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/komplet/tunel_2_08.pdf
- [5] SKÁLA, Bohumil. Vranský portál Jarovského tunelu. In: *Posázavský Pacifik* [online]. [cit. 2022-12-28]. Dostupné z: https://www.pacifikem.cz/?inc=210_jar_foto&foto_id=4
- [6] ŠEBEK, Roman. Jarovský - výztuhy vranského portálu. In: *Posázavský Pacifik* [online]. [cit. 2022-12-28]. Dostupné z: https://www.pacifikem.cz/?inc=210_jar_foto&foto_id=4
- [7] PAVLÍK, Petr. Rekonstrukce Jarovského tunelu. In: *Posázavský Pacifik* [online]. [cit. 2022-12-28]. Dostupné z: https://www.pacifikem.cz/?inc=210_jar_foto&foto_id=4
- [8] DŽURNÝ, Jakub. Opravený Jarovský tunel. In: *Posázavský Pacifik* [online]. [cit. 2022-12-28]. Dostupné z: https://www.pacifikem.cz/?inc=210_jar_foto&foto_id=4
- [9] SVOBODA, Martin a Jakub VLADÍK. Rekonstrukce Polubenského tunelu. *Tunel* [online]. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES, z. s. a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES pro vlastní potřebu, 1992, **2021**(04), 54-61 [cit. 2022-12-20]. ISSN 1211-0728. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2021/tunel_4-21-def.pdf
- [10] WAGUIA, Hubert. Polubenský tunel. In: *Atlas Drah Polska, Česka a Slovenska* [online]. H.WaguiA, S.Fedorowicz & R.Ślęzok, c2005-2022 [cit. 2022-12-28]. Dostupné z: <https://www.atlasdrah.net/cz/liberecky/?id=baza&poz=10015>
- [11] VLADÍK, Jakub. *Rekonstrukce tunelů na železniční trati Tanvald - Kořenov*. Praha, 2021. Bakalárska práca. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební.
- [12] MODETTA, Flavio a Vlastimil HORÁK. Standardizace rekonstrukcí tunelů Rhétske dráhy ve Švýcarsku. *Tunel* [online]. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES, z. s. a Slovenská

- tunelárska asociácia ITA-AITES pro vlastní potřebu, 1992, **2021**(02), 37-45 [cit. 2022-12-21]. ISSN 1211-0728. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2021/tunel_2-21-def.pdf
- [13] BADRUTT, Andrea. Landwasserviadukt. In: *Rhätische Bahn Medienarchiv* [online]. Chur: Rhätische Bahn AG, c2016-2022 [cit. 2022-12-28]. Dostupné z: <https://mediagallery.rhb.ch/overview/file/4681>
- [14] Ein extra für die Normalbauweise entwickeltes Versetzgerät platzierte die Betonelemente im Gletscherastunnel. In: *Rhätische Bahn* [online]. Chur: Rhätische Bahn AG, c2016-2022 [cit. 2022-12-28]. Dostupné z: <https://www.rhb.ch/de/unternehmen/projekte-dossiers/normalbauweise-tunnel>
- [15] 75 Tunnels, 1 Umbaukonzept: Normalbauweise bei der Rhätischen Bahn. In: *Espazium* [online]. Zürich: Espazium AG, c1874-2022 [cit. 2022-12-28]. Dostupné z: <https://www.espazium.ch/de/aktuelles/75-tunnels-1-umbaukonzept>
- [16] MAŘÍK, Libor. Rekonstrukce Dolnolučanského tunelu a proces rozhodování při návrhu technického řešení. *Tunel* [online]. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES, z. s. a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES pro vlastní potřebu, 1992, **2021**(04), 62-77 [cit. 2022-12-15]. ISSN 1211-0728. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/tunel/2021/tunel_4-21-def.pdf
- [17] PRÝMEK, Lukáš, Martin VAISTAUER a Jaroslav RUNČÍK. Trať 036 Liberec - Tanvald - Harrachov. In: *Vlakregion* [online]. Jičín: Vlakregion Jičín, c1999-2022 [cit. 2022-10-30]. Dostupné z: <http://www.vlakregion.cz/trate/036/036.html>
- [18] PROKEŠ, Petr. Historie trati. In: *Zubačka* [online]. Tanvald: Železniční společnost Tanvald, 2005 [cit. 2022-10-28]. Dostupné z: <http://www.zubacka.cz/index.php/zubacka/o-trati/63-historie-trati>
- [19] FRANZ, Rziha. *Lehrbuch der gesamten Tunnelbaukunst, Bd. II*. Berlin: Ernst & Korn, 1872.
- [20] MAŘÍK, Libor. *Osobný archiv*. Praha, 2021.
- [21] PAVLÍK, Jiří. *Stavebně geologické posouzení Dolnolučanského tunelu a přilehlých předzářezů na trati Liberec - Tanvald*. Brno, 1989.
- [22] HORÁK, Vladislav. *Podzemní stavby: Studijní opory pro studijní programy s kombinovanou formou studia*. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, 2007.
- [23] BARTÁK, Jiří. Přehled klasických metod výstavby tunelů. In: *Česká tunelářská asociace (CzTA - ITA-AITES)* [online]. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES, z. s. a Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES, 1991 [cit. 2022-12-22].
- [24] JANČIČKOVÁ, Marie. *Zatížení ostění podzemních staveb*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, Katedra geotechniky, 2017. Dostupné také z: http://departments.fsv.cvut.cz/k135/data/wp-upload/2018/01/09_zatizeni_osteni_podzemnich_staveb.pdf. Výukový materiál.
- [25] ČSN 73 7508. *Železniční tunely*. Praha: Český normalizační institut, 2002, 52 s. Třídící znak 73 7508.

- [26] *Kapitola 20 Technických kvalitatívnych podmínek staveb Českých drah*. Třetí- aktualizované vydání, změna č. 2. Praha: Divize dopravní cesty, České dráhy, s.o., 2001, 60 s. Dostupné také z: https://typdok.tudc.cz/files/tkp/TKP20_2002_01.pdf
- [27] MOSLER, Jiří, Václav PAVLOVSKÝ, Libor MAŘÍK et al. *Uživatelská příručka pro konvenční tunelování*. Vydání 1. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES, Pracovní skupina pro konvenční tunelování, 2019. Dokumenty České tunelářské asociace ITA-AITES. ISBN 978-80-906452-4-0. Dostupné také z: https://www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/prirucka-konvencni-tunelovani-191120.pdf
- [28] HILAR, Matouš. *Stříkaný beton v podzemním stavitelství*. Vydání 1. Praha: Český tunelářský komitét ITA-AITES, 2008. Dokumenty českého tunelářského komitétu ITA-AITES. ISBN 978-80-254-1262-6. Dostupné také z: https://www.ita-aites.cz/files/edice_CTuK/ctuk_03_strikany_beton.pdf
- [29] FREYSSINET CS A.S. SN kotva. In: *FREYSSINET CS* [online]. Děčín, 2011 [cit. 2023-01-02]. Dostupné z: http://www.freyssinet.cz/213-skalni_svorniky
- [30] SANAX CHEMICAL CONSTRUCTION S.R.O. Injekční zavrtávací kotevní tyče. In: *Sanax* [online]. Děčín [cit. 2023-01-02]. Dostupné z: <https://www.sanax.cz/produkt/ibo-vrtaci-tyc>
- [31] BARTÁK, Jiří a Jan PRUŠKA. *Podzemní stavby*. 1. vydání. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-800-1047-897.
- [32] PÍŠOVÁ, Barbora a Matouš HILAR. Využití stříkaných hydroizolačních membrán v podzemním stavitelství z pohledu projektanta. *Geotechnika*. Praha: Česko-Slovenská společnost pro mechaniku zemin a geotechnické inženýrství, 2014, **2014**(03), 12-15. ISSN 1211-913X. Dostupné také z: https://www.3-g.cz/uploaded/publikace/2014_Pisova_Hilar_Hydroizolace_CZ.pdf
- [33] VYDROVÁ, Linda. Zkušenosti s aplikací stříkané hydroizolace ve stanici Veleslavín. In: *Tunelářské odpoledne* [online]. Praha: Česká tunelářská asociace ITA-AITES [cit. 2023-01-09]. Dostupné z: https://www.ita-aites.cz/files/Seminare/2013_01_to/vydrova-zkusenosti_s_aplikaci.pdf
- [34] *Moduly pružnosti stříkaného betonu tunelového ostění v Praze na Černém Mostě: Zpráva Kloknerova ústavu*. Praha: Kloknerův ústav, České vysoké učení technické v Praze, 1997.
- [35] KLEČKA, Tomáš, Petr BOUŠKA a Jiří KOLÍSKO. Vlastnosti stříkaných betonů v počátečním stadiu tvrdnutí. In: *Sborník 7. mezinárodního symposia: Sanace betonových konstrukcí*. Brno, 1997.

Zoznam obrázkov

- Obr. 1 Priesak vody ostením - zaľadovanie tunela [1]
Obr. 2 Počet tunelov podľa stavebného stavu, typu ostenia a veku (2022) [1]
Obr. 3 Harrachovský tunel po rekonštrukcii – presakujúca voda v oblasti zvodnice [1]
Obr. 4 Jarovský tunel – pohľad na vranský portál pred rekonštrukciou (2004) [5]
Obr. 5 Jarovský tunel - pohľad na provízorné vystrojenie portálových úsekov [6]
Obr. 6 Jarovský tunel - pohľad na výrub bez zaistenia ostením [4]
Obr. 7 Jarovský tunel - práce v tunely [7]
Obr. 8 Jarovský tunel - búracie práce [7]
Obr. 9 Jarovský tunel - pohľad na vranovský portál po rekonštrukcii (2008) [8]
Obr. 10 Polubenský tunel - pohľad na portál (2016) [10]
Obr. 11 Polubenský tunel – zavodnenie opory ostenia z betónových tvárnic [11]
Obr. 12 Polubenský tunel –ostenie z prepakt betónu [11]
Obr. 13 Polubenský tunel – ostenie zo striekaného betónu bez výztuže [11]
Obr. 14 Polubenský tunel – úsek bez ostenia so zvodnicou [11]
Obr. 15 Polubenský tunel – nové ostenie zo striekaného betónu [11]
Obr. 16 Tunely RhB – schéma porúch tunelov s kamennou výmurovkou [12]
Obr. 17 Tunely RhB – Viadukt Landwaser s nadväzujúcim tunelom Landwaser [13]
Obr. 18 Tunely RhB – čiastočná výmena ostenia, stav po rekonštrukcii [12]
Obr. 19 Tunely RhB – montáž prefabrikovanej opory (Glatsherastunnel) [14]
Obr. 20 Tunely RhB – varianta rekonštrukcie s plne prefabrikovaným ostením (Glatsherastunnel) [15]
Obr. 21 Tunely RhB – pohľad na pojazdny provízorný tunel a teleskopický trolej [15]
Obr. 22 Situačné schéma Dolnolučanského tunela [16]
Obr. 23 Klasická rakúska tunelovacia metóda – výrub stropnej a smerovej štólne [19]
Obr. 24 Klasická rakúska tunelovacia metóda – prepojenie kaloty so smerovou štólňou [19]
Obr. 25 Klasická rakúska tunelovacia metóda – murovanie ostenia [19]
Obr. 26 Súčasný stav Dolnolučanského tunela – zaľadovanie tunela [20]
Obr. 27 Súčasný stav Dolnolučanského tunela –trhliny vo výmurovko od horninového tlaku [20]
Obr. 28 Pohľad na obnaženú horninu – záchranný výklenok [20]
Obr. 29 Vjazdový portál [20]
Obr. 30 Výjazdový portál [20]
Obr. 31 Ohraničenie rozvoľnenej horniny nosným prstencom [22]
Obr. 32 Fenner-Pacherova krivka [23]
Obr. 33 Schématické zobrazenie geometrie horninovej klenby podľa Protodjakonova [24]
Obr. 34 Schéma pôsobiaceho horninového tlaku v závislosti na f_p [24]
Obr. 35 Zóny výsledného aktívneho a pasívneho odporu [22]
Obr. 36 Rozmery horninovej klenby – GT-R2 (navetraná žula)
Obr. 37 Rozmery horninovej klenby – GT-R4 (zvetraná žula)
Obr. 38 Rozmery horninovej klenby – GT-R5 (rozložená žula)
Obr. 39 Dobový priečny rez (Polubenský tunel, rok 1902) [9]
Obr. 40 Predpokladaný tvar súčasného priečneho rezu tunela
Obr. 41 Vzorový priečny rez – razená časť (príloha č. 2)
Obr. 42 Primárne ostenie – požadovaný nárast pevnosti striekaného betónu za 24 hodín po aplikácii [26]
Obr. 43 Systémové kotvenie – kotva typu SN [29]

- Obr. 44 Systémové kotvenie – kotva typu IBO [30]
- Obr. 45 Predstihové opatrenia – schéma predháňaných ihiel (1 – ocelové ihly) [31]
- Obr. 46 TKP-20 – skúšobné teleso priesakovej skúšky [26]
- Obr. 47 Rez dvojplášťovým ostením s použitím hydroizolačnej membrány [32]
- Obr. 48 TKP-20 – Kritérium pomeru dĺžky ku výške susediacich nerovností [26]
- Obr. 49 Vzorový priečny rez – hĺbená časť (príloha č. 3)
- Obr. 50 MKP – geometria modelu
- Obr. 51 MKP – sieť konečných prvkov
- Obr. 52 TTV 3 Fáza č. 1 – primárna napätosť
- Obr. 53 TTV3 Fáza č. 2 (40 % / 60 %) – nevystrojený výrub
- Obr. 54 TTV 3 Fáza č. 3 (30 % / 30 %) – primárne ostenie: mladý betón ($t = 3$ dni), kotvenie kaloty
- Obr. 55 TTV 3 Fáza č. 4 (30 % / 0 %) – primárne ostenie: starý betón ($t \geq 28$ dni)
- Obr. 56 TTV 3 – Napätie σ_z (fáza č. 1)
- Obr. 57 TTV 3 – Napätie σ_z (fáza č. 2)
- Obr. 58 TTV 3 – Napätie σ_z (fáza č. 3)
- Obr. 59 TTV 3 – Napätie σ_z (fáza č. 4)
- Obr. 60 TTV 3 – Sadnutie d_z (fáza č. 2)
- Obr. 61 TTV 3 – Sadnutie d_z (fáza č. 3)
- Obr. 62 TTV 3 – Sadnutie d_z (fáza č. 4)
- Obr. 63 TTV 3 – Priebeh normálových síl N [kN/m] (fáza č. 3)
- Obr. 64 TTV 3 – Priebeh normálových síl N [kN/m] (fáza č. 4)
- Obr. 65 TTV 3 – Kolmá deformácia ostenia [mm] (fáza č. 3)
- Obr. 66 TTV 3 – Kolmá deformácia ostenia [mm] (fáza č. 3)
- Obr. 67 TTV 4 Fáza č. 1 – primárna napätosť
- Obr. 68 TTV4 Fáza č. 2 (40 % / 60 %) – nevystrojený výrub
- Obr. 69 TTV 4 Fáza č. 3 (40 % / 20 %) – primárne ostenie: mladý betón ($t = 3$ dni), kotvenie kaloty a opôr
- Obr. 70 TTV 4 Fáza č. 4 (20 % / 0 %) – primárne ostenie: starý betón ($t \geq 28$ dni)
- Obr. 71 TTV 4 – Napätie σ_z (fáza č. 1)
- Obr. 72 TTV 4 – Napätie σ_z (fáza č. 2)
- Obr. 73 TTV 4 – Napätie σ_z (fáza č. 3)
- Obr. 74 TTV 4 – Napätie σ_z (fáza č. 4)
- Obr. 75 TTV 4 – Sadnutie d_z (fáza č. 2)
- Obr. 76 TTV 4 – Sadnutie d_z (fáza č. 3)
- Obr. 77 TTV 4 – Sadnutie d_z (fáza č. 4)
- Obr. 78 TTV 4 – Priebeh momentu M [kNm/m] (fáza č. 3)
- Obr. 79 TTV 4 – Priebeh momentu M [kNm/m] (fáza č. 4)
- Obr. 80 TTV 4 – Priebeh normálových síl N [kN/m] (fáza č. 3)
- Obr. 81 TTV 4 – Priebeh normálových síl N [kN/m] (fáza č. 4)
- Obr. 82 TTV 4 – Kolmá deformácia ostenia [mm] (fáza č. 3)
- Obr. 83 TTV 4 – Kolmá deformácia ostenia [mm] (fáza č. 4)
- Obr. 84 TTV Fáza č. 1 – primárna napätosť
- Obr. 85 TTV 5 Fáza č. 2 (50 % / 50 %) – nevystrojený výrub
- Obr. 86 TTV 5 Fáza č. 3 (30 % / 20 %) – primárne ostenie: mladý betón ($t = 3$ dni), kotvenie kaloty a opôr
- Obr. 87 TTV 5 Fáza č. 4 (20 % / 0 %) – primárne ostenie: starý betón ($t \geq 28$ dni)
- Obr. 88 TTV 5 – Napätie σ_z (fáza č. 1)

- Obr. 89 TTV 5 – Napätie σ_z (fáza č. 2)
- Obr. 90 TTV 5 – Napätie σ_z (fáza č. 3)
- Obr. 91 TTV 5 – Napätie σ_z (fáza č. 4)
- Obr. 92 TTV 5 – Sadnutie d_z (fáza č. 2)
- Obr. 93 TTV 5 – Sadnutie d_z (fáza č. 3)
- Obr. 94 TTV 5 – Sadnutie d_z (fáza č. 4)
- Obr. 95 TTV 5 – Priebeh momentu M [kNm/m] (fáza č. 3)
- Obr. 96 TTV 5 – Priebeh momentu M [kNm/m] (fáza č. 4)
- Obr. 97 TTV 5 – Priebeh normálových síl N [kN/m] (fáza č. 3)
- Obr. 98 TTV 5 – Priebeh normálových síl N [kN/m] (fáza č. 4)
- Obr. 99 TTV 5 – Kolmá deformácia ostenia [mm] (fáza č. 3)
- Obr. 100 TTV 5 – Kolmá deformácia ostenia [mm] (fáza č. 4)
- Obr. 101 TTV 3 – N+M diagram, 3 dni
- Obr. 102 TTV 3 – N+M diagram, 28 dní
- Obr. 103 TTV 4 – N+M diagram, 3 dni
- Obr. 104 TTV 4 – N+M diagram, 28 dní
- Obr. 105 TTV 5 – N+M diagram, 3 dni
- Obr. 106 TTV 5 – N+M diagram, 28 dní

Zoznam tabuliek

- Tab. 1 Pomerné zastúpenie typov horniny podľa stupňa narušenia zvetrávaním [21]
- Tab. 2 Základné fyzikálne a pevnostné vlastnosti horninových typov [21]
- Tab. 3 Moduly pretvárnosti a pružnosti horninových typov v závislosti na zaťažení [21]
- Tab. 4 Parametre šmykovej pevnosti horninových typov [21]
- Tab. 5 Súčiniteľ Protodjakonova horninových typov [21]
- Tab. 6 Geotechnické typy hornín – charakteristické parametre
- Tab. 7 Rozmery horninovej klenby podľa geotypov
- Tab. 8 Návrhové geotechnické parametre
- Tab. 9 Časovo závislé parametre striekaného betónu
- Tab. 10 Výpočtové parametre striekaného betónu – charakteristické hodnoty
- Tab. 11 Úprava parametrov prekotvenej oblasti
- Tab. 12 TTV 3 – výpočtové geotechnické parametre (MKP)
- Tab. 13 TTV 4 – výpočtové geotechnické parametre (MKP)
- Tab. 14 TTV 3 – rozbor zaťaženia
- Tab. 15 TTV 4 – rozbor zaťaženia
- Tab. 16 TTV 5 – rozbor zaťaženia

Príloha č. 1

Výpočet rozmerov horninovej klenby a zaťaženia podľa Protodjakonova

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE	
Fakulta stavební	
Bakalárska práca	
Rekonštrukcia Dolnolučanského železničného tunela	
dátum: 01/2023	spracoval: Jozef Kostúrik

Príloha č. 1 - Protodjakonova teória

Podmienky metódy			
$h > 3 \cdot h_k = 1,3 \text{ m}$ OK $f_p > 0.8$			
Vstupy - geotyp GT-R2			
$\gamma = 26,2 \text{ kN/m}^3$	$E_{\text{def}} = 8000 \text{ MPa}$	$c = 400,00 \text{ kPa}$	
	$\nu = 0,33$	$\phi = 50,00^\circ$	
profil B = 7 m		nadložie h = 15 m	
Indexy metódy			
$a = 1$		$f_p = 7$	
redukcia rozpukaním		koeficient pevnosti horniny	
Výpočet			
pre pevné skalné horniny ($f_p \geq 5$):			
výška klenby:	$h_k = B / 2f_p = 7 / 14$		= 0,50 m
zvislý tlak:	$q_v = \gamma \cdot h_k = 26,2 \cdot 0,50$		= 13,10 kPa

Príloha č. 1 - Protodjakonova teória

Podmienky metódy	
$h > 3 \cdot h_k =$	3,5 m OK $f_p > 0.8$
Vstupy - geotyp GT-R3	
$\gamma =$	25,1 kN/m ³
$E_{def} =$	180 MPa
$c =$	300,00 kPa
$v =$	0,33
$\phi =$	39,00 °
profil B =	7 m
nadložie h =	15 m
Indexy metódy	
$a =$	1
$f_p =$	3
redukcia rozpukaním	koeficient pevnosti horniny
Výpočet	
menej pevné skalné horniny ($f_p < 5$):	
rozpätie klenby:	$L = B + 2h \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \phi/2) = 7 + 14 \cdot 0,48 = 13,68 \text{ m}$
výška klenby:	$h_k = L / 2f_p = 13,68 / 6,00 = 2,28 \text{ m}$
zvislý tlak:	$q_v = 0.7 \gamma \cdot h_k = 17,57 \cdot 2,28 = 40,05 \text{ kPa}$
bočný tlak:	$q_h = \gamma (h_k + 0.5h) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2) = 25,1 \cdot 5,78 \cdot 0,23 = 33,00 \text{ kPa}$

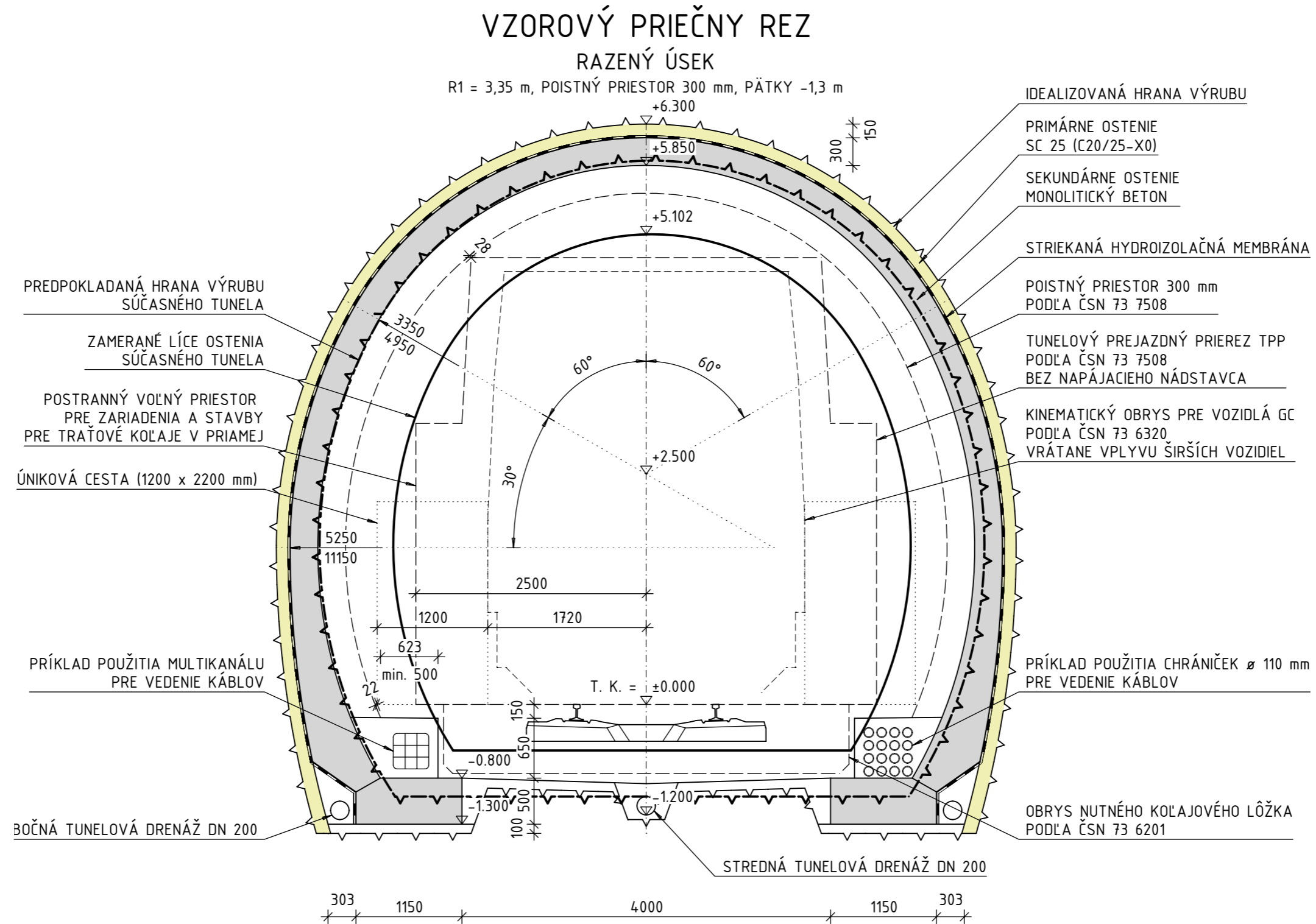
Príloha č. 1 - Protodjakonova teória

Podmienky metódy			
$h > 3 \cdot h_k = 14,3 \text{ m}$ OK $f_p > 0.8$			
Vstupy - geotyp GT-R5			
$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	$E_{\text{def}} = 70 \text{ MPa}$	$c = 20,00 \text{ kPa}$	
	$\nu = 0,33$	$\phi = 35,00^\circ$	
profil B = 7 m		nadložie h = 15 m	
Indexy metódy			
$a = 1$		$f_p = 1,5$	
redukcia rozpukaním		koeficient pevnosti horniny	
Výpočet			
menej pevné skalné horniny ($f_p < 5$):			
rozpätie klenby:	$L = B + 2h \cdot \text{tg}(45^\circ - \phi/2) =$	$7 + 14 \cdot 0,52 =$	14,29 m
výška klenby:	$h_k = L / 2f_p =$	$14,29 / 3,00 =$	4,76 m
zvislý tlak:	$q_v = 0,7 \gamma \cdot h_k =$	$17,5 \cdot 4,76 =$	83,35 kPa
bočný tlak:	$q_h = \gamma (h_k + 0,5h) \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) =$	$25 \cdot 8,26 \cdot 0,27 =$	55,98 kPa
stlačiteľné horniny, zeminy ($f_p \leq 2$):			
bočný tlak kalota:	$q_{h1} = \gamma (h_k) \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) =$	$25 \cdot 4,76 \cdot 0,27 =$	32,27 kPa
bočný tlak dno:	$q_{h2} = \gamma (h_k + h) \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2) =$	$25 \cdot 11,76 \cdot 0,27 =$	79,69 kPa

REKONŠTRUKCIA DOLNOLUČANSKÉHO ŽELEZNIČNÉHO TUNELA

PRÍLOHA Č. 2 - VZOROVÝ PRIEČNY REZ RAZENÉHO ÚSEKU

M 1:50

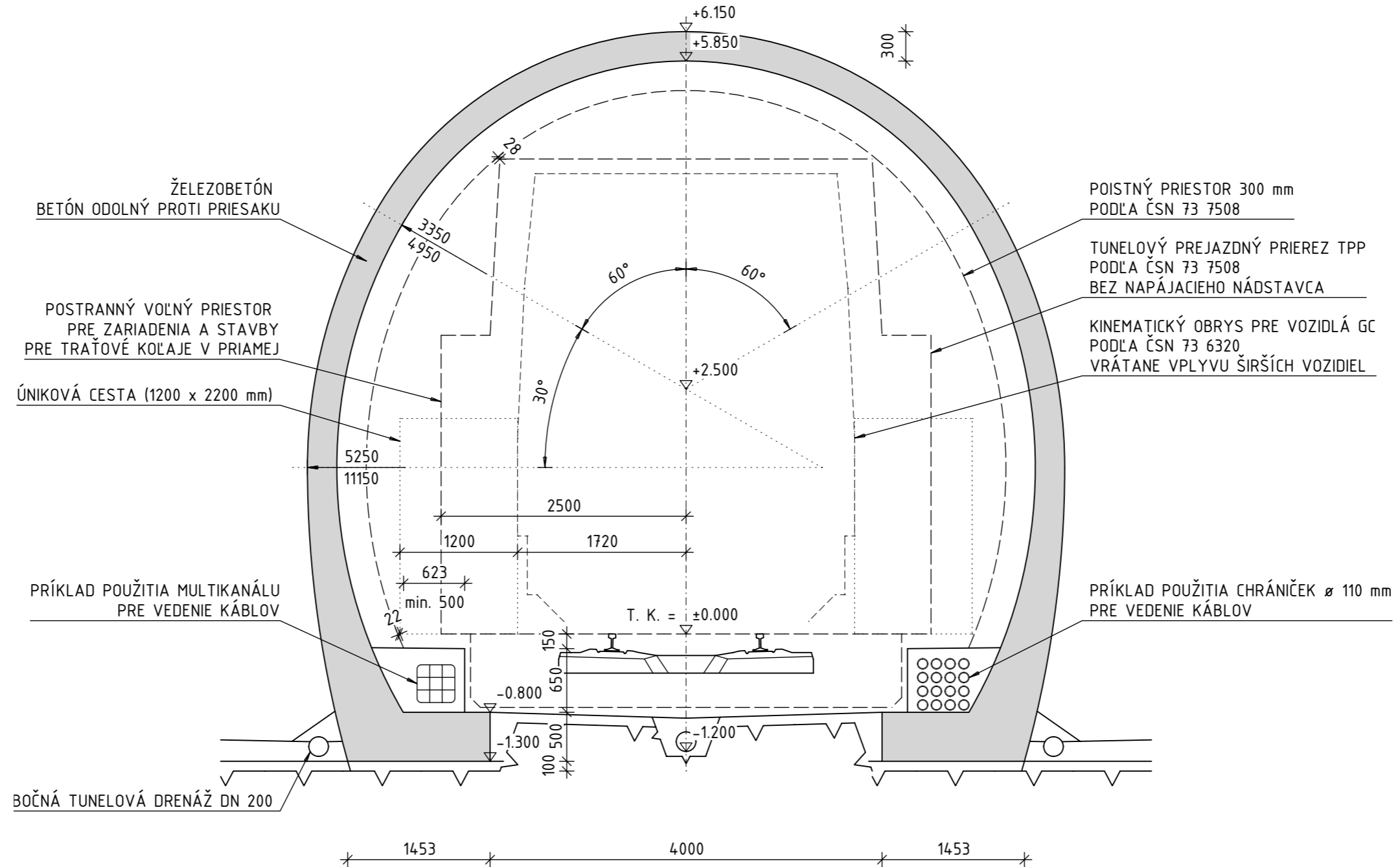


REKONŠTRUKCIA DOLNOLUČANSKÉHO ŽELEZNIČNÉHO TUNELA

PRÍLOHA Č. 3 - VZOROVÝ PRIEČNY REZ HĽBENÉHO ÚSEKU

M 1:50

VZOROVÝ PRIEČNY REZ HĽBENÝ ÚSEK



Príloha č. 4

Technologické triedy výrubu M 1:100

obsah:

- 4.1 Technologická trieda výrubu 3
- 4.2 Technologická trieda výrubu 4
- 4.3 Technologická trieda výrubu 5

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE	
Fakulta stavební	
Bakalárska práca	
Rekonštrukcia Dolnolučanského železničného tunela	
dátum: 01/2023	spracoval: Jozef Kostúrik

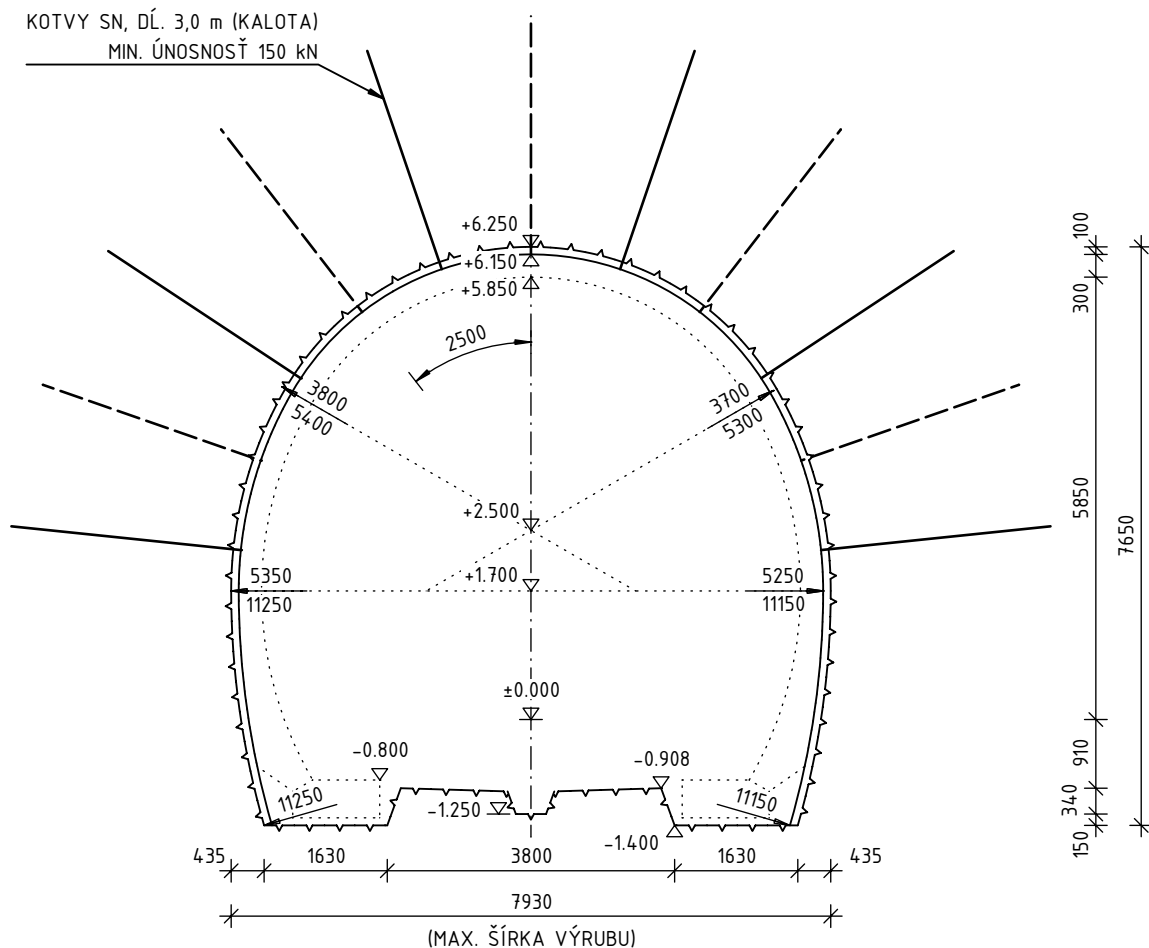
REKONŠTRUKCIA DOLNOLUČANSKÉHO ŽELEZNIČNÉHO TUNELA

PRÍLOHA Č. 4 - TECHNOLOGICKÉ TRIEDY VÝRUBU

TECHNOLOGICKÁ TRIEDA VÝRUBU 3

PRIEČNY REZ

M 1:100



ŠPECIFIKÁCIA PRIMÁRNEHO OSTENIA:

DĹŽKA ZÁBERU 2,5 m

STRIKANÝ BETÓN SC25 (C20/25-X0) 100 mm

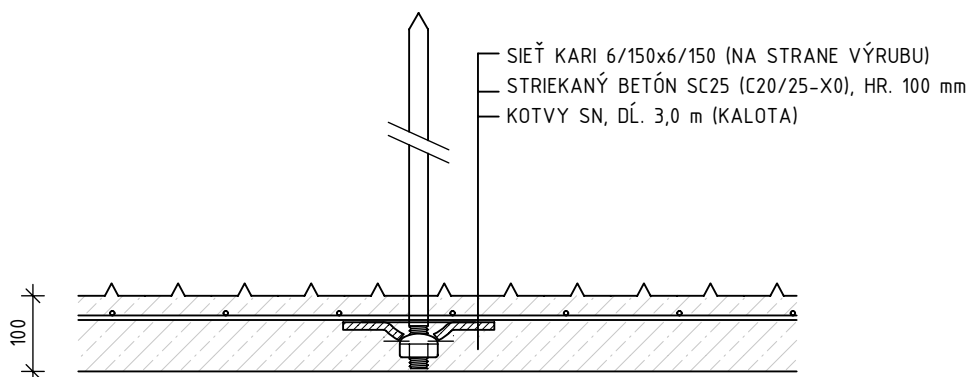
SIEŤ KARI 6/150x6/150 NA STRANE VÝRUBU

KOTVY SN, VZDIALENOSŤ 2,5 m

DĹ. 3,0 m (KALOTA), 5,5 ks NA ZÁBER

SKLADBA OSTENIA

M 1:10



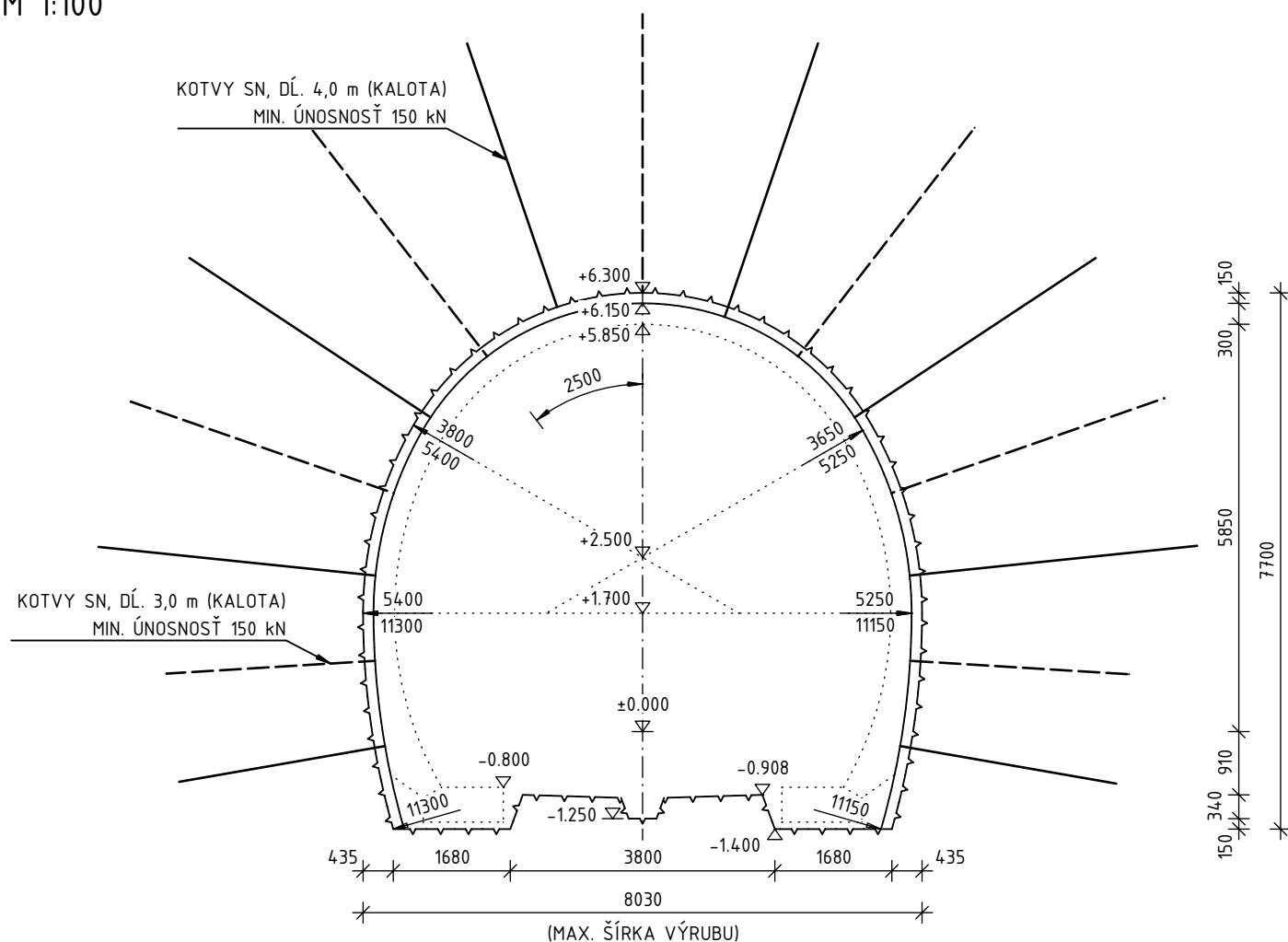
REKONŠTRUKCIA DOLNOLUČANSKÉHO ŽELEZNIČNÉHO TUNELA

PRÍLOHA Č. 4 - TECHNOLOGICKÉ TRIEDY VÝRUBU

TECHNOLOGICKÁ TRIEDA VÝRUBU 4

PRIEČNY REZ

M 1:100



ŠPECIFIKÁCIA PRIMÁRNEHO OSTENIA:

DĹŽKA ZÁBERU 2,0 m

STRIEKANÝ BETÓN SC25 (C20/25-X0) 150 mm

SIEŤ KARI 6/150x6/150 NA STRANE VÝRUBU

KOTVY SN, VZDIALENOSŤ 2,50 m

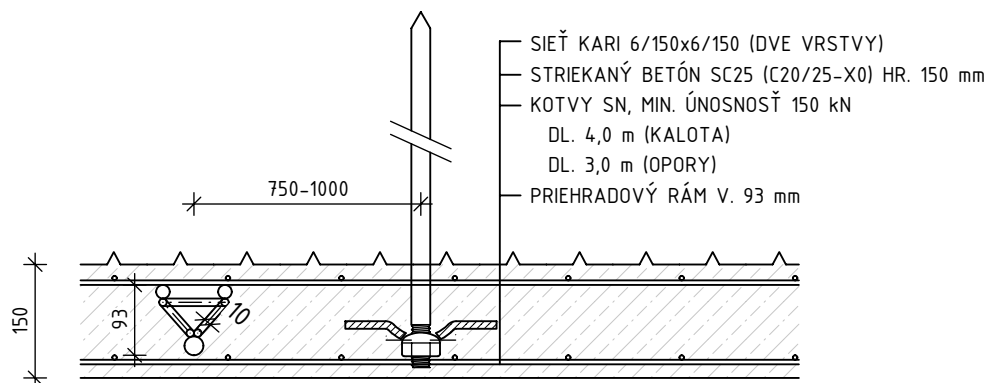
DĹ. 4,0 m (KALOTA), 5,5 ks NA ZÁBER

DĹ. 3,0 m (OPORY), 2 ks NA ZÁBER

PRIEHRADOVÝ RÁM V. 93 mm

SKLADBA OSTENIA

M 1:10



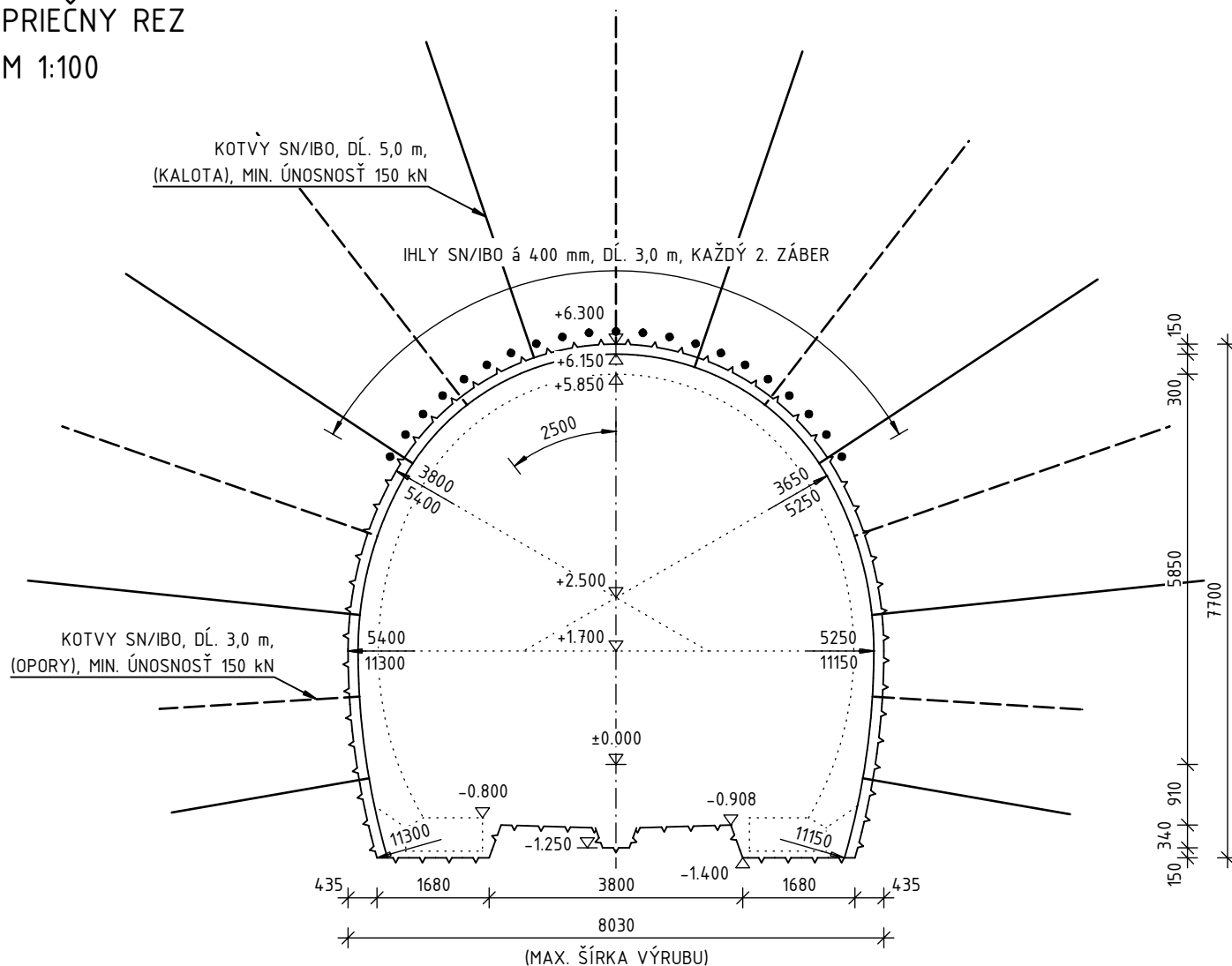
REKONŠTRUKCIA DOLNOLUČANSKÉHO ŽELEZNIČNÉHO TUNELA

PRÍLOHA Č. 4 - TECHNOLOGICKÉ TRIEDY VÝRUBU

TECHNOLOGICKÁ TRIEDA VÝRUBU 5

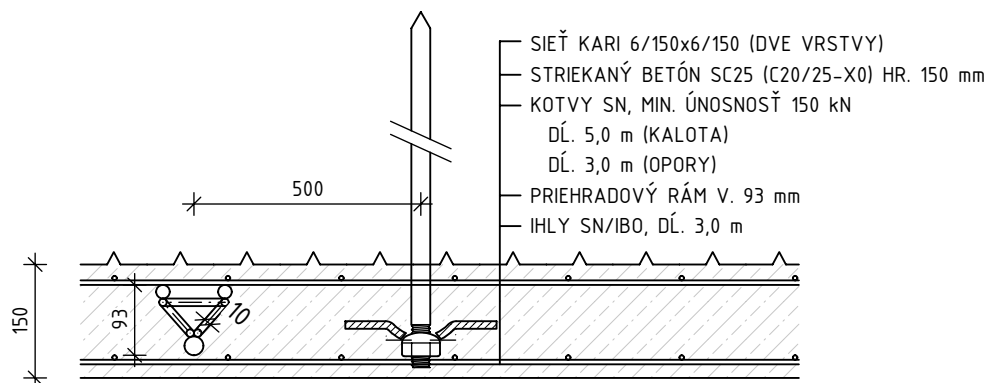
PRIEČNY REZ

M 1:100



SKLADBA OSTENIA

M 1:10



Príloha č. 5

Posúdenie prierezov TTV na namáhanie N+M

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE	
Fakulta stavební	
Bakalárska práca	
Rekonštrukcia Dolnolučanského železničného tunela	
dátum: 01/2023	spracoval: Jozef Kostúrik

Projekt

Akce : Bakalárska práca - Rekonštrukcia Dolnolučanského železničného tunela
 Část : Technologická trieda výrubu 3
 Popis : Posúdenie únosnosti prierezu primárneho ostenia
 Vypracoval : Jozef Kostúrik
 Datum : 4. 12. 2022

Norma

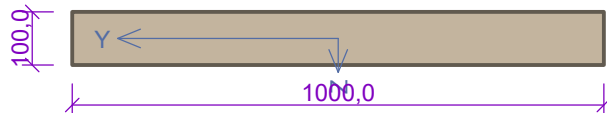
Norma **EN 1992-1-1/Užívateľská.**

Únosnosť betonu - základní kombinace zatížení : $\gamma_C = 1,500$
 Únosnosť betonu - mimořádná kombinace zatížení : $\gamma_C = 1,200$
 Modul pružnosti betonu : $\gamma_{cE} = 1,200$
 Tlaková pevnost prostého betonu : $\alpha_{cc,pl} = 0,800$
 Tahová pevnost prostého betonu : $\alpha_{ct,pl} = 0,800$

1 TTV3 - 3 dni

1.1 Vstupní data

Průřez



Materiály

Beton: SC 25 (C20/25), t = 3 dni (uživ.)

$f_{ck} = 10,6 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 1,5 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 5000 \text{ MPa}$

Je započítána pevnost betonu v tahu.

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]
1	Zat. případ 1	-25,25	0,00	0,00	0,00	0,00

1.2 Výsledky

Posouzení mezního stavu únosnosti

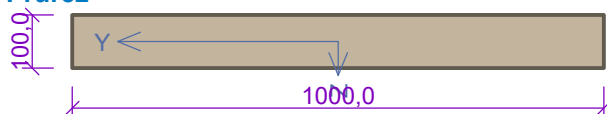
č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	V_{Edz}	V_{Edy}	Posouzení
		N_{Rd} [kN]	M_{Rdy} [kNm]	M_{Rdz} [kNm]	V_{Rdz} [kN]	V_{Rdy} [kN]	
1	Zat. případ 1	-25,25	0,00	0,00	0,00	0,00	Vyhovuje
		-565,33	1,35	0,00	44,97	0,00	

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

2 TTV3 - 28 dni

2.1 Vstupní data

Průřez



Materiály

Beton: SC 25 (C20/25), t = 3 dni (uživ.)

$f_{ck} = 20,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 18750 \text{ MPa}$

Je započítána pevnost betonu v tahu.



Pouze pro nekomerční využití



1

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]
1	Zat. případ 1	-88,02	0,00	0,00	0,00	0,00

2.2 Výsledky

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	V_{Edz}	V_{Edy}	Posouzení
		N_{Rd} [kN]	M_{Rdy} [kNm]	M_{Rdz} [kNm]	V_{Rdz} [kN]	V_{Rdy} [kN]	
1	Zat. případ 1	-88,02	0,00	0,00	0,00	0,00	Vyhovuje
		-1066,67	2,82	0,00	78,81	0,00	

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Projekt

Akce : Bakalárska práca - Rekonštrukcia Dolnolučanského železničného tunela
 Část : Technologická trieda výrubu 4
 Popis : Posúdenie únosnosti prierezu primárneho ostena
 Vypracoval : Jozef Kostúrik
 Datum : 4. 12. 2022

Norma

Norma **EN 1992-1-1/Užívateľská**.

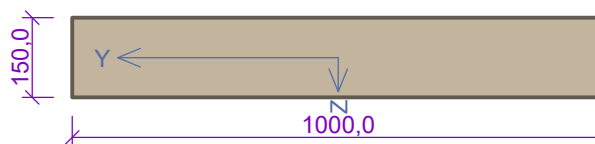
Únosnosť betonu - základní kombinace zatížení : $\gamma_C = 1,500$
 Únosnosť výztuže - základní kombinace zatížení : $\gamma_S = 1,150$
 Únosnosť betonu - mimořádná kombinace zatížení : $\gamma_C = 1,200$
 Únosnosť výztuže - mimořádná kombinace zatížení : $\gamma_S = 1,000$
 Modul pružnosti betonu : $\gamma_{cE} = 1,200$
 Tlaková pevnost betonu : $\alpha_{cc} = 0,800$

1 TTV4 - 3 dni

1.1 Vstupní data

Typ prvku: stěna
 Prostředí: X0

Průřez



Materiály

Beton: SC 25 (C20/25), t = 3 dni (uživ.)

$f_{ck} = 10,6 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 1,5 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 5000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B (uživ.)

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500B

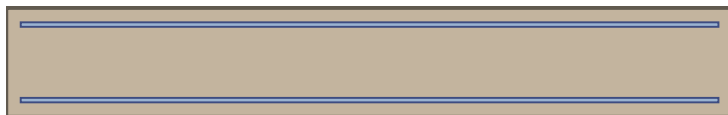
$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	-439,56	-2,97	0,00	1,000
2	Zat. případ 2	-361,13	-6,75	0,00	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
6,667	6	20,0	horní výztuž
6,667	6	20,0	dolní výztuž



S tlačenou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

20,0 mm (uživ.)



Pouze pro nekomerční využití



1

1.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00251 \geq \rho_{s,\min} = 0,002 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00251 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,\min} = 150 \text{ mm}^2$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-439,56	-998,80	-2,97	-22,54	0,00	0,00	Vyhovuje
2	Zat. případ 2	-361,13	-998,80	-6,75	-23,68	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - Průřez **VYHOVUJE**

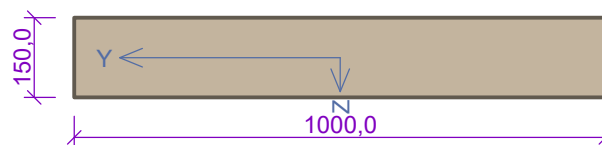
2 TTV4 - 28 dní

2.1 Vstupní data

Typ prvku: stěna

Prostředí: X0

Průřez



Materiály

Beton: SC 25 (C20/25), t = 3 dni (uživ.)

$$f_{ck} = 20,0 \text{ MPa}; f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}; E_{cm} = 18750 \text{ MPa}$$

Ocel podélná: B500B (uživ.)

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Ocel příčná: B500B

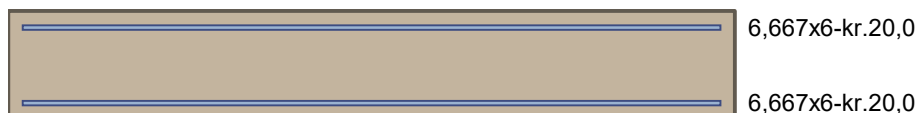
$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	-731,70	-4,32	0,00	1,000
2	Zat. případ 2	-592,65	-13,50	0,00	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
6,667	6	20,0	horní výztuž
6,667	6	20,0	dolní výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

20,0 mm (uživ.)

2.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00251 \geq \rho_{s,\min} = 0,002 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00251 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,\min} = 150 \text{ mm}^2$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-731,70	-1750,80	-4,32	-36,86	0,00	0,00	Vyhovuje
2	Zat. případ 2	-592,65	-1750,80	-13,50	-36,03	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Projekt

Akce : Bakalárska práca - Rekonštrukcia Dolnolučanského železničného tunela
 Část : Technologická trieda výrubu 5
 Popis : Posúdenie únosnosti prierezu primárneho ostena
 Vypracoval : Jozef Kostúrik
 Datum : 4. 12. 2022

Norma

Norma **EN 1992-1-1/Užívateľská**.

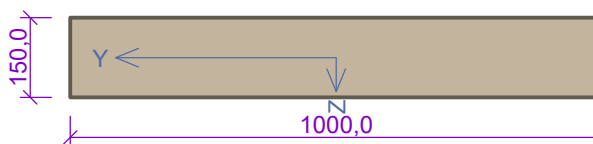
Únosnosť betonu - základní kombinace zatížení : $\gamma_C = 1,500$
 Únosnosť výztuže - základní kombinace zatížení : $\gamma_S = 1,150$
 Únosnosť betonu - mimořádná kombinace zatížení : $\gamma_C = 1,200$
 Únosnosť výztuže - mimořádná kombinace zatížení : $\gamma_S = 1,000$
 Modul pružnosti betonu : $\gamma_{cE} = 1,200$
 Tlaková pevnost betonu : $\alpha_{cc} = 0,800$

1 TTV5 - 3 dni

1.1 Vstupní data

Typ prvku: stěna
 Prostředí: X0

Průřez



Materiály

Beton: SC 25 (C20/25), t = 3 dni (uživ.)

$f_{ck} = 10,6 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 1,5 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 5000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B (uživ.)

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	-397,85	-2,84	0,00	1,000
2	Zat. případ 2	-291,33	-5,94	0,00	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
6,667	6	20,0	horní výztuž
6,667	6	20,0	dolní výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

20,0 mm (uživ.)



Pouze pro nekomerční využití



1

1.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00251 \geq \rho_{s,\min} = 0,002 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00251 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,\min} = 150 \text{ mm}^2$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-397,85	-998,80	-2,84	-23,17	0,00	0,00	Vyhovuje
2	Zat. případ 2	-291,33	-998,80	-5,94	-22,64	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

Celkové posouzení - Průřez **VYHOVUJE**

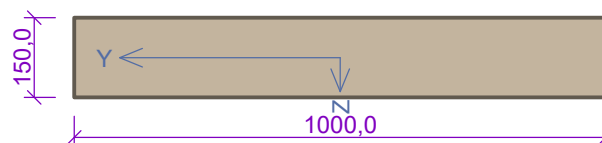
2 TTV5 - 28 dní

2.1 Vstupní data

Typ prvku: stěna

Prostředí: X0

Průřez



Materiály

Beton: SC 25 (C20/25), t = 3 dni (uživ.)

$$f_{ck} = 20,0 \text{ MPa}; f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}; E_{cm} = 18750 \text{ MPa}$$

Ocel podélná: B500B (uživ.)

$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Ocel příčná: B500B

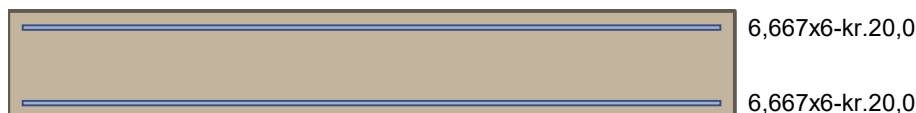
$$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}; E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	-607,64	-3,38	0,00	1,000
2	Zat. případ 2	-292,68	11,48	0,00	1,000

Podélná výztuž

Počet	Profil [mm]	Krytí [mm]	Umístění
6,667	6	20,0	horní výztuž
6,667	6	20,0	dolní výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Průřez bez smykové výztuže.

Minimální krytí

20,0 mm (uživ.)



Pouze pro nekomerční využití



2

2.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Stěna (celková výztuž):

$$\rho_s = 0,00251 \geq \rho_{s,\min} = 0,002 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00251 \leq \rho_{s,\max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Minimální plocha vodorovné výztuže: $A_{sh,\min} = 150 \text{ mm}^2$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} [kN]	N_{Rd} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Rdy} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Rdz} [kN]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-607,64	-1750,80	-3,38	-36,28	0,00	0,00	Vyhovuje
2	Zat. případ 2	-292,68	-1750,80	11,48	26,20	0,00	0,00	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE