



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

**Fakulta stavební
Katedra geotechniky**

Vybrané problematiky podzemního stavitelství

Habilitační práce

Obor: Teorie stavebních konstrukcí a materiálů

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.

Praha 2021

OBSAH

PROHLÁŠENÍ	4
PODĚKOVÁNÍ	5
ÚVOD	6
ÚVOD K SOUBORU PUBLIKACÍ	7
OBSAH SOUBORU PUBLIKACÍ	15
Průzkumné práce	17
1 Bezpečnostní opatření při ražbě pod vodními toky	17
2 Kam s ní?	22
3 Systém a výsledky geotechnického průzkumu a monitoringu na štole Blanka v Praze	28
4 Práce z oboru zakládání staveb při geotechnickém průzkumu	36
5 Exploratory gallery of Radlice tunnel in Prague	46
Tunelové stavby	60
6 Podzemní stavby severozápadní části Městského okruhu Hlavního města Prahy, Část I – Základní informace	60
7 Podzemní stavby severozápadní části Městského okruhu Hlavního města Prahy, Část III – Technická řešení složitých objektů	66
8 Ražené tunely stavby Městského okruhu č.0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka, předpoklady a skutečnost	74
9 Sanační opatření na tunelu Blanka v Praze	74
10 Projekt a realizace sanačních opatření v proměnlivých geologických podmínkách při ražbě tunelu Blanka, část Myslbekova – Prašný most	92
11 Činnosti skupiny Geotechnika ve společnosti SATRA	98
12 Zajímavé výsledky geotechnického monitoringu při realizaci tunelového komplexu Blanka	107
13 Urban Tunnels in the Czech Republic	113
14 Tunel Blanka, jedinečné dílo českého inženýrského stavitelství	113
15 Condition of and rearrangements on the prague system of sewers after the floods in 2013	143
Velkoprostorová podzemní díla	
16 Stabilita a deformace velkoprostorových podzemních děl	155
17 Ražený rozplet tunelu Mrázovka – 3D model MKP	163
18 The Blanka Tunnel Complex in Prague – the Unique Close Crossing of Big Profile Tunnels	169
19 Komplikace při ražbě hlavní strojovny vzduchotechniky tunelového komplexu Blanka	178
Mimořádné události	189
20 Reasons of Emergencies Occurrence and their Liquidation Methods	189
Vliv stavby na životní prostředí	205
21 Blanka Tunnel System – Enviromental Impacts of the Construction	205

Provoz tunelu	216
22 Vybrané zkušenosti z 3 let zkušebního provozu Brusnického, Dejvického a Bubenečského tunelu na Městském okruhu v Praze	216
Úložiště radioaktivních odpadů	223
23 Technické řešení úložiště radioaktivních odpadů v ČR	223
24 Vybraná část ze studie umístitelnosti hlubinného úložiště	230
25 Vybraná část Hodnocení potenciálních lokalit HÚ z hlediska klíčových kritérií technické proveditelnosti	300
ZÁVĚR	336

PROHLÁŠENÍ

Jméno: Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.

Název habilitační práce: Vybrané problematiky podzemního stavitelství

Prohlašuji, že jsem uvedenou habilitační práci vypracoval samostatně a v souladu s Etickým kodexem ČVUT v Praze.

Míře mé spoluúčasti na publikacích a řešení projektů výzkumu a vývoje je vyjádřena příslušnými podíly v tabulce kvantifikovaných kritérií a její přílohách.

Tam, kde byl můj podíl vyšší než poměrný (1 případ) je stvrzen spoluautory.

V Praze dne 11.12.2021

.....
podpis

PODĚKOVÁNÍ

Rád bych touto cestou poděkoval:

V první řadě prof. Ing. Jiřímu Bartákovi, DrSc., který je mým nedostižným vzorem nejen v oboru Podzemního stavitelství. Svým neskutečným rozhledem, srozumitelným a zajímavým způsobem přednesu, ve kterém se dokonale spojuje teorie s praxí, již v rámci mého magisterského studia ve mně probudil enormní zájem o geotechniku a podzemní stavitelství zvláště. Díky němu se věnuji práci, která mě neskutečně baví a přináší mi uspokojení a radost. Během studia, mé více než dvacetileté praxe při navrhování podzemních staveb, či pedagogické činnosti, mi byl vždy ochotně nápomocen při řešení i těch nejsložitějších problémů.

Panu prof. Ing. Zdeňku Bittnarovi, DrSc., za jeho názory a rady při řešení problematiky ukládání radioaktivních odpadů a významnou pomoc při přípravě k habilitačnímu řízení.

Doc. Ing. Josefu Jettmarovi, CSC. a doc. Dr. Ing. Janu Pruškovi, vedoucím katedry geotechniky, za to, že mi umožnili věnovat se pedagogické činnosti v oborech mechaniky zemin, mechaniky hornin, zakládání staveb a podzemních staveb. Rád se dělím o své nabyté zkušenosti a snažím se je předávat dále.

Ing. Ludvíkovi Šajtarovi, mému zaměstnavateli, který mi umožnil se podílet na takových zajímavých projektech jako byl tunel Mrázovka, tunelový komplex Blanka, návrh hlubinného úložiště radioaktivních odpadů nebo výkonu technického dozoru při realizaci tunelu Ejpovice. Dále za to, že mi v této úspěšné době umožnil věnovat se souběžně studiu a výuce na stavební fakultě ČVUT.

1.1 Úvod

Od ukončení studia na ČVUT v Praze se profesně věnuji zejména problematice navrhování podzemních staveb. Měl jsem příležitost se podílet na mnoha zásadních projektech podzemních staveb v České republice, jako je tunel Mrázovka, Tunelový komplex Blanka, Ejpovický tunel nebo aktuálně probíhající příprava hlubinného úložiště radioaktivních odpadů. Nabyté zkušenosti se snažím předávat v rámci výuky studentům, protože propojení vzdělání a praxe je, dle mého názoru, tím nejlepším způsobem hlubšího poznání a osvojení si nových vědomostí.

Problematika podzemního stavitelství je velmi zajímavá a s ohledem na skutečnost, že je obvykle při návrhu využíváno interakce navrhované konstrukce s okolním zeminovým nebo horninovým prostředím, přináší téměř nekonečnou škálu překvapení a s tím spojených potenciálních problémů. To vyžaduje ke každé stavbě přistupovat individuálně, s pokorou a snahou co nejlépe porozumět místním podmínkám a příčinám již existujících, nebo nově nastalých stavů. To obvykle vyžaduje spolupráci širokého týmu kvalifikovaných osob z oborů geologie, hydrogeologie, mechaniky zemin, mechaniky hornin, navrhování konstrukcí apod., jejichž vyvrcholením je sestavení tzv. geotechnického modelu.

I na základě sebe dokonalejšího inženýrskogeologického průzkumu lze považovat místní geologické nebo hydrogeologické podmínky „jen“ za předpokládané. Skutečné chování, zjištěné až na základě výsledků geotechnického monitoringu, je pak, v rámci používané observační metody realizace podzemních děl, základním podkladem pro verifikaci či úpravu původního návrhu.

Podzemní stavitelství je jen jedním z dílčích odvětví nadřazeného multilaterálního oboru „Geotechnika“. I tak zahrnuje širokou škálu dílčích problematik, které mají svá vlastní specifika a jsou navzájem propojena. Jedná se zejména o:

- ražení podzemních děl
- realizace hloubených a přesypávaných tunelů
- izolace tunelů
- definitivní ostění tunelů
- geotechnický monitoring a další

Soustředění se pouze na jednu z nich by bylo s ohledem na jejich důležitost a vzájemnou propojenost nesprávné. Text této práce představuje, v souladu s aktuálními podmínkami pro zpracování habilitačních prací, výběr mnou doposud zpracovaných dokumentů. Z celkového počtu cca 80 dokumentů bylo vybráno 25, které vhodně reprezentují širokou problematiku podzemního stavitelství. Pro přehlednost jsou členěny do následujících okruhů:

- Průzkumné práce
- Tunelové stavby
- Velkoprostorová podzemní díla
- Mimořádné události
- Vliv stavby na životní prostředí
- Provoz tunelu
- Úložiště radioaktivních odpadů

V každém z nich je, obvykle na konkrétních příkladech, uvedena předmětná problematika a míra mého zapojení (role), se kterou jsem se na jejím řešení podílel.

ÚVOD K SOUBORU PUBLIKACÍ

V níže uvedeném textu jsou uvedeny úvodní informace o předmětné problematice a rámcově popsán obsah článků, které jsou dále v této práci dokládány.

PRŮZKUMNÉ PRÁCE

Provádění Inženýrsko-geologického průzkumu je upraveno zákonem č. 44/1988 Sb., o ochraně a využití nerostného bohatství (horní zákon) ve znění pozdějších předpisů a zákonem č. 62/1988 Sb., o geologických pracích a o Českém geologickém úřadu, ve znění pozdějších předpisů.

Dle TP 76 Ředitelství silnic a dálnic ČR se průzkumnými pracemi rozumí kamerální i terénní práce, především práce přípravné, projektové, sledování, řízení terénních prací, práce vrtné, kopné a práce prováděné hornickým způsobem, laboratorní zkoušky, terénní zkoušky a měření, práce měřické a geofyzikální a další geotechnické práce (včetně prací vyhodnocovacích a geotechnických postupů či výpočtů).

Z hlediska báňské legislativy, se touto problematikou zabývá vyhláška č. 55/1996 Sb. Českého báňského úřadu o požadavcích k zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci a bezpečnosti provozu při činnosti prováděné hornickým způsobem v podzemí, která řeší inženýrskogeologický průzkum například v § 16a, kde jsou uvedeny požadavky na vedení děl v podzemí a požadavky na projektovou dokumentaci:

1. Vedení podzemního díla je dovoleno jen podle projektu, který zpracoval báňský projektant²⁴), jehož odborná způsobilost byla ověřena podle zvláštních předpisů¹³).
2. Podkladem pro zpracování projektu je geologický a inženýrskogeologický průzkum, který musí být zpracován a vyhodnocen podle zvláštních předpisů²⁵) před zahájením prací na projektu. Výsledky geologického a inženýrskogeologického průzkumu musí poskytnout dostatek informací pro zpracování projektové dokumentace.

Dále například v § 17, který definuje požadavky na samotnou Inženýrskogeologickou dokumentaci. Naproti tomu velká část norem používá formulaci „Geotechnický průzkum“ (např. ČSN EN ISO 14688-1 Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zatřídění zemin – Část 1: Pojmenování a popis), který nemá oporu ve výše uvedeném zákoně. Terminologie je tedy nejednoznačná a stálo by zato věnovat úsilí k nalezení shody.

Mezi důležité výsledky inženýrskogeologického průzkumu patří hodnoty dílčích geotechnických parametrů, které rozdělujeme takto:

- změřená hodnota geotechnického parametru – hodnoty přímo změřené při laboratorní nebo terénní zkoušce.
- odvozená hodnota geotechnického parametru – hodnota získaná z teorie, korelací nebo empiricky z výsledků zkoušek hornin či zemin, viz ČSN EN 1997-2, článek 1.5.2.5. Odvozené hodnoty geotechnických parametrů jsou stanoveny průzkumem a za jejich stanovení odpovídá řešitel průzkumu. Odvozené hodnoty se uvádí v závěrečné zprávě o průzkumu s respektováním článku 3.4.3 ČSN EN 1997-1.
- návrh charakteristické hodnoty geotechnického parametru – omezitelný odhad vycházejícím zejména z odvozené hodnoty, která přihlíží k výskytu příslušného mezního stavu

V běžné praxi je bohužel toto rozdělení často opomíjeno nebo jsou jednotlivé parametry různě zaměňovány.

Mezi nejspolehlivější metody (nástroje) inženýrskogeologického průzkumu bezesporu patří provedení průzkumné štoly – zkoušky in situ, v měřítku téměř 1:1, při které lze získat mnoho důležitých informací, například:

- určení litologicko-genetických typů hornin v trase, včetně staničení jednotlivých rozhraní
- výskyt a rozsah tektonických poruch
- přítoky podzemní vody do díla
- reakci horninového prostředí na ražbu z hlediska napjatostně-deformačního stavu (výsledky lze použít pro následné výpočty MKP budoucího tunelu)

mimo výše uvedené informace je též možné:

- odzkoušet účinnost zvolené technologie ražby
- z průzkumné štoly provést technická opatření ulehčující nebo vůbec umožňující ražbu následných tunelů (sanační injektáže atd.)

Nezanedbatelný je také fakt, že když už se podaří prosadit průzkumnou štolu, je vše na té nejlepší cestě k provádění samotných tunelů.

Průzkumná štola obvykle představuje plochou relativně malý profil podzemního díla (do 16m²), ale vzhledem ke skutečnosti, že je navrhována zejména do velmi komplikovaných geologických a hydrogeologických podmínek, je prvním raženým výrubem bez předchozích zkušeností v daných podmínkách, je její realizace v mnoha případech velmi náročná s nebezpečím vzniku mnoha komplikací.

Soubor vybraných publikací obsahuje celkem 5 článků, které se z velké části zaměřují na návrh technického řešení samotné průzkumné štoly, popis systémů a výsledků inženýrskogeologického průzkumu a geotechnického monitoringu. Velká část souvisí s inženýrskogeologickým průzkumem pro Tunelový komplex Blanka, který jsem projektoval, řídil a podílel se na jeho vyhodnocování. Další část představuje popis technického řešení a hodnocení výsledků inženýrskogeologického průzkumu pro budoucí Radlický tunel v rámci stavby č. 9567 Radlická radiála JZM – Smíchov, který byl mimo jiné realizovaný i s pomocí průzkumné štoly.

Samostatnou kapitolou je problematika bezpečnostních opatření, která byla řešena při ražbě průzkumné štoly pro Tunelový komplex Blanka. Díky podélnému vedení díla, kdy nejnižší místo bylo uprostřed trasy (pod Císařským ostrovem), bylo nutné zpracovat podrobný návrh bezpečnostních opatření, která by zajistila bezpečný únik pracovníků v případě vzniku mimořádné události (v závěrečném úseku štoly ražba probíhala těsně pod zvodněnými sedimenty).

TUNELOVÉ STAVBY

Podzemní stavitelství představuje širokou škálu staveb, které lze dělit dle dispozičního uspořádání, účelu, způsobu provádění apod. Z hlediska objemů převládají liniové stavby pro vedení dopravy (silnice, železnice) a pro vodohospodářské účely (vodovodní přivaděče a kanalizace).

Liniové stavby mají mnoho specifik. Mezi nejpodstatnější lze zařadit zejména:

1. Komplikace při projektové přípravě stavby

Stavba tohoto charakteru obvykle zasahuje značné území (vede pod mnoha katastrálními pozemky) a má tak mnoho účastníků řízení (i když stávající úprava stavebního zákona přiznává účastnictví v řízení vlastníku pozemku jen v těch případech, kdy je existencí díla ovlivněn). Navíc stávající úprava zákona umožňuje občanům a občanským sdružením být účastníkem všech na sebe navazujících řízení (posuzování vlivu stavby na životní prostředí, územní řízení a stavební povolení) a neustále vznášet připomínky. Je tento proces nastaven správně? Zlepšení toho stavu má za cíl zákon č. 416/2009 Sb. o urychlení výstavby dopravní, vodní a energetické infrastruktury a infrastruktury elektronických komunikací (liniový zákon), v platném znění, který však řeší pouze dálnice a silnice 1. třídy, tedy nevztahuje se například na městské komunikace, jako je Městský okruh nebo radiály. Zvláštním problémem je otázka systémové podjatosti pracovníků stavebního úřadu a jejich nadřízených, která umožňuje prodloužit příslušné řízení o roky. Příkladem je stavba č. 9567 Radlická radiála JZM – Smíchov v Praze, kde v 10.2017 bylo požádáno o územní řízení, na jaře 2018 byla podána první, následně v roce 2019 druhá námítka systémové podjatosti, a řízení dosud (prosinec 2021) nepokračuje.

2. Komplikace s ověřením místních geologických a hydrogeologických podmínek

Ani na základě velmi podrobného inženýrskogeologického průzkumu není možné považovat dotčené území za dokonale prozkoumané. Zejména u liniových staveb vždy hrozí zastížení neočekávaných podmínek, které výrazným způsobem komplikují realizaci, zhoršují vliv ražeb na životní prostředí, technickou infrastrukturu a životy lidí a zvyšují investiční náklady (nebo naopak, což nebývá často). Rozsah a metody průzkumných prací pro automobilové tunely definují Technické podmínky

Ředitelství silnic a dálnic ČR. Ani dodržení těchto pravidel však nedává jistotu kvalitního a vyčerpávajícího poznání místních podmínek.

Soubor vybraných publikací obsahuje celkem 10 článků, které se z velké části zaměřují na návrh technického řešení a komplikace vybraných staveb. Velká část souvisí s tunelovým komplexem Blanka, na kterém jsem se již od samotného počátku podílel jako odpovědný projektant tunelových staveb. V dokládáních článcích jsou popisována jednotlivá technická řešení a jsou porovnávány předpoklady projektu se skutečností.

Realizace podzemních děl velmi často využívá metod speciálního zakládání (piloty, mikropiloty, tryskové injektáže). Z tohoto důvodu se jeden z článků podrobně věnuje problematice sanačních opatření v mimořádně komplikovaných geologických a hydrogeologických podmínkách v parku Střemovka a na Prašném mostě.

Nedílnou součástí realizace každého podzemního díla je geotechnický monitoring. Článek o zajímavých výsledcích z jeho provádění v rámci tunelového komplexu Blanka vychází z mých zkušeností s jeho návrhem, prováděním a vyhodnocováním na této stavbě.

Samostatným tématem je problematika posuzování stavu kanalizačních stok po povodních v roce 2013. Na mnoha úsecích pražské kanalizační sítě došlo při povodni k namáhání obezdívky vnitřním přetlakem. Obezdivka, vzhledem ke svým poruchám (například volné prostory za jejím rubem), toto zatížení nepřenesla a umožnila tak vznik nebezpečných stavů, které mohly vést k nebezpečí ohrožení majetků, zdraví nebo životů třetích osob. Článek na tuto problematiku vnikl na základě odborných posudků, které jsem zpracoval jako Odborný znalec Českého báňského úřadu.

VELKOPROSTOROVÁ PODZEMNÍ DÍLA

V české odborné literatuře neexistuje definice velkoprostorového podzemního díla. Název samotný pochází z historické báňské terminologie a byl používán pro označení podzemních děl, jejichž šířka přesahovala 20 m (překopy apod.). V současné době existuje jen jediná zmínka o těchto dílech, a to ve vyhlášce č. 55/1996 Sb. Českého báňského úřadu o zajištění bezpečnosti práce při provádění hornické činnosti a činnosti prováděné hornickým způsobem, která v § 27 uvádí podmínky při provádění velkoprostorových podzemních děl, ovšem nikde nedefinuje co „velkoprostorové podzemní dílo“ je. V norské literatuře je označován za velkoprostorové podzemní dílo každý výrub, jehož šířka překračuje 12 m.

V posledních několika desítkách let bylo v České republice vybudováno mnoho zajímavých velkoprostorových podzemních děl. Mezi ty nejzajímavější jistě patří:

- Vodní elektrárna Lipno (814 m²)
- Přečerpávací vodní elektrárna Dlouhé Stráně (1 275 m²)
- Ražené tunelové rozplety tunelu Mrázovka (335,1 m²)
- Ražená jednolodní stanice metra Kobylisy (228 m²)
- Strojovna vzduchotechniky Tunelového komplexu Blanka (286,64 m²).

Provádění velkoprostorových podzemních děl má největší tradici v Norsku. Přibližně 200 provedených kaveren činí z tohoto relativně malého severského státu v tomto oboru naprostou velmoc. V celosvětovém měřítku je největší kavernou (resp. s největší šířkou, která činí 61 m) hala v Gjoviku, právě v Norsku.

Pro návrh každého podzemního díla, pro velkoprostorová obzvlášť, hraje zásadní roli stabilita výrubu a deformační účinky vyvolané ražením. Na stabilitu horninového prostředí po provedení výrubu, a s tím spojený nárůst deformací, má vliv mnoho faktorů. Mezi ty nejvýznamnější patří zejména:

- velikost výrubu
- kvalita horninového prostředí
- členění výrubu
- kotvení
- pracovní postup (rozložení razičských prací v podélném směru)
- tvar výrubu
- počáteční napjatost.

Je komplikované určit, které z hledisek má na stabilitu výrubu větší vliv, a seřadit je dle velikosti jejich vlivu. Výše uvedené pořadí je zvoleno dle citu autora a některé faktory lze jistě v mnoha případech nadřadit ostatním a naopak, záleží na konkrétních podmínkách.

Realizace velkoprostorových podzemních děl je v současné době úzce spjata s matematickým modelováním. Vysoká míra ovlivnění horninového prostředí přináší mnoho rizik, které je možné tímto způsobem účinně předpovídat. S postupným vývojem numerických metod a výpočetní techniky lze s výhodou využívat trojrozměrných modelů, které obecně dávají lepší přehled o předpokládaném chování horninového prostředí. I zde je však nutné si neustále uvědomovat problematiku spolehlivosti vstupních parametrů, materiálových modelů a potenciální variability prostředí. K výsledkům výpočtů je nutno přistupovat se rezervou.

Soubor vybraných publikací obsahuje celkem 4 články, které se předmětnou problematikou zabývají jak obecně, tak přinášejí informace o návrhu a realizaci 2 velkoprostorových podzemních děl (tunelové rozplety tunelu Mrázovka a strojovna vzduchotechniky Tunelového komplexu Blanka), které jsem v pozici odborného projektanta navrhoval. Pominu-li kaverny vodních elektráren Lipno a Dlouhé stráně, jedná se o největší ražené podzemní profily v České republice.

Poslední z článků se zabývá popisem komplikací, které vznikly při realizaci strojovny vzduchotechniky dnešního Bubenečského tunelu. Velkoprostorová podzemní díla jsou v tomto směru zcela atypická. Při deformačních nebo jiných problémech (poruchy ostění apod.) „běžných“ podzemních děl existuje řada nástrojů pro jejich řešení (rozepření konstrukce výdřevou, zavezení části výrubu rubaninou apod.). U podzemního díla, jehož výška přesahuje například 20 m, jsou tyto možnosti velmi zúžené. Rozepření konstrukce je velmi náročné (otázkou je, zda zhotovitelé jsou dnes vybaveny dostatečně erudovanými pracovníky, kteří by to dokázali) a zavezení části profilu představuje objemy v řádech tisíců kubíků což je časově velmi náročné. Značně omezené jsou i možnosti například dodatečné instalace radiálních svorníků. Běžná stavební mechanizace je schopna je realizovat do výšky cca 7 m nad počvou, což je často nedostatečné a vyžaduje provedení násypů s výše popsanou časovou prodlevou. Míru nebezpečí těchto staveb někdy umocňuje realizace v intravilánu pod užívanými objekty nadzemní zástavby, nebo komunikacemi s inženýrskými sítěmi.

MIMOŘÁDNÉ UDÁLOSTI

Problematiku bezpečnosti práce v podzemí upravuje Vyhláška č. 55/1996 Sb. Českého báňského úřadu o požadavcích k zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci a bezpečnosti provozu při činnosti prováděné hornickým způsobem v podzemí.

Dle § 11 je organizace provádějící činnost prováděnou hornickým způsobem (dále jen ČPHZ) povinna hlásit závažné události, závažné provozní nehody a nebezpečné stavy, a to (citace):

1. zapálení a výbuchy hořlavých plynů,
2. požáry v podzemí a požáry na povrchu, které ohrožují osoby v podzemí,
3. výskyt nedýchatelných plynů nebo škodlivin nad přípustnou mez v podzemí,
4. **závaly podzemních děl, jejichž zmáhání se předpokládá po dobu delší než 24 hodin, nebo jejichž účinky se projeví na povrchu,**
5. **průvaly vod, a to i povrchových, a zvodnělých materiálů do podzemního díla,**
6. únik a průsak nebezpečných látek do podzemních děl,
7. ztráta nebo prokázaná netěsnost radioaktivního zářiče, nebo jiné nebezpečné stavy,
8. hledání pohřešované osoby, nebo
9. úmrtí osoby v podzemí.

Samotné zdolávání mimořádné události (havárie) upravuje § 14, který organizaci provádějící ČPHZ ukládá (citace):

1. Práce na záchranu osob a zdolávání havárie řídí vedoucí likvidace havárie, kterým je závodní.
2. Závodní může ustanovit zástupcem vedoucího likvidace havárie jiného zaměstnance; tento však musí splňovat odbornou způsobilost¹³⁾ závodního. Zástupce vedoucího likvidace havárie plní povinnosti vedoucího likvidace havárie po dobu jeho nepřítomnosti.
3. V době zdolávání havárie nesmí být vedoucí likvidace havárie pověřován jinými úkoly, které by mu bránily plnit úkoly vedoucího likvidace havárie.
4. Vedoucí likvidace havárie se po obdržení zprávy o havárii neprodleně ujme řízení jejího zdolávání. Po rozboru situace posoudí, případně upraví operativní část havarijního plánu, určí způsob zdolávání a vydává, případně zkontroluje vydané příkazy k:
 - a. záchraně osob, zejména jejich odvolání, odchodu nebo vyvedení z ohrožené oblasti,
 - b. provedení evidence osob, které jsou v podzemí, a to zejména v ohrožené oblasti,

- c. provedení dalších opatření v operativní části havarijního plánu, určených pro vzniklou havárii,
- d. vyrozumění, případně povolání osob, orgánů, zaměstnavatelů a organizací uvedených v pohotovostní části havarijního plánu podle druhu havárie,
- e. zákazu vstupu do podzemí, s výjimkou báňských záchranářů a osob, které vstupují do podzemí na jeho písemný příkaz,
- f. informování jiných právnických osob a osob, které by havárie mohla ohrozit,
- g. přisunu materiálu a zařízení potřebných pro zdolávání havárie.

Vznik mimořádné události nelze při ražbě podzemního díla nikdy zcela vyloučit. Zvláštní nebezpečí pak vzniká zejména u konvenčního způsobu ražeb, kdy po provedení výrubu nastává okamžik, kdy horninové prostředí musí v délce nevystrojeného výrubu přenášet veškeré působící zatížení samo. Tato skutečnost je v klasifikacích zohledněna v kritériu „Délka stability nevystrojeného výrubu“. Vhodnými doplňujícími opatřeními lze stabilitu primárním ostěním nepodepřeného výrubu vylepšit (jehlování, mikropilotové deštníky, tryskové nebo horninové injektáže apod.), obvykle však za cenu vysokých investičních nákladů. Lze dokázat, že vztah mezi náklady a bezpečností v podzemí má exponenciální charakter, takže jen drobné zvýšení bezpečnosti obvykle představuje významný nárůst ceny.

Jako příklad této problematiky byl vybrán 1 článek, který popisuje důvody a způsoby technického řešení mimořádných událostí při ražbě Bubenečského tunelu v Praze. Oba případy měly podobný charakter. Při realizaci vznikl v horninovém prostředí nadvýlom, který se díky velmi nekvalitnímu horninovému prostředí nepodařilo včas stabilizovat vrstvou stříkaného betonu. Došlo k jeho postupnému zvětšení až k povrchu skalní báze, průniku zvodnělých sedimentů a vytvoření kráteru na povrchu terénu (v parku Stromovka). Na příkladu mimořádné události ze dne 12. 10. 2008 je velmi dobře patrné, že ani řádné vyhodnocení všech relevantních parametrů (v rámci geotechnického monitoringu), a předem přijatá doplňující opatření, nemusí být zárukou zcela bezpečného provádění podzemního díla.

VLIV STAVBY NA ŽIVOTNÍ PROSTŘEDÍ

Problematicku vlivu stavby na životní prostředí upravuje zákon č. 100/2001 Sb. o posuzování vlivů na životní prostředí a o změně některých souvisejících zákonů (zákon o posuzování vlivů na životní prostředí) v platném znění. V příloze č. 1 zákona jsou vyjmenovány stavby, které podléhají posuzování jejich vlivu na životní prostředí (vždy nebo na základě zjišťovacího řízení). Z pohledu podzemního stavitelství se jedná zejména o (citace):

1. Celostátní železniční dráhy (vždy)
2. Železniční a intermodální zařízení, překladiště a železniční dráhy s délkou od stanoveného limitu 2 km,
3. Tramvajové, trolejbusové, nadzemní a podzemní dráhy, visuté dráhy nebo podobné dráhy zvláštního typu sloužící výhradně nebo zvláště k přepravě lidí, od stanoveného limitu 1 km
4. Dálnice I. a II. třídy (vždy),
5. Silnice nebo místní komunikace o čtyřech a více jízdních pruzích, včetně rozšíření nebo rekonstrukce stávajících silnic nebo místních komunikací o dvou nebo méně jízdních pruzích na silnice nebo místní komunikace o čtyřech a více jízdních pruzích, o souvislé délce od stanoveného limitu (vždy od 10 km, na základě zjišťovacího řízení od 2 km),
6. Silnice všech tříd a místní komunikace I. a II. třídy o méně než čtyřech jízdních pruzích od stanovené délky (a); ostatní pozemní komunikace od stanovené délky 2 km a od stanovené návrhové intenzity dopravy předpokládané pro novostavby a ročního průměru denních intenzit pro stávající stavby 1000 voz/24 hod.

Prověřování vlivu stavby na životní prostředí je tak obvykle prvním legislativně upraveným procesem, ke kterému se vyjadřuje veřejnost. V návaznosti na projektovou přípravu stavby jsou parametry ovlivňující životní prostředí i předmětem dalších rozhodnutí dle zákona č. 183/2006 Sb. o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon), v platném znění (územní rozhodnutí a stavební povolení). Po dokončení realizace stavby jsou pak skutečné vlivy prověřovány v rámci zkušebního provozu (ten je u dopravních staveb téměř vždy stavebním úřadem nařizován). Obvykle jsou sledovány následující parametry:

1. Měření znečištěných odpadních vod – v případě, že jsou odpadní vody z provozu stavby vypouštěny do vodoteče, jsou jejich parametry sledovány a porovnávány s předepsanými parametry příslušného vodoprávního povolení.
2. Měření dopravně inženýrských dat – obvykle je s uvedením stavby do zkušebního provozu sledován dopad na okolní dopravní síť. Zprovoznění nové stavby může mít pozitivní dopad (převedení stávajících nevyhovujících vztahů na komunikaci, která je pro tento stav vybavena), ale i negativní, kdy nedokončení celého systému může vést ke zhoršení stavu na začátku nebo konci zprovozňované stavby. Takovým příkladem je i Tunelový komplex Blanka, který významným způsobem zlepšil kvalitu dopravy (a tím i vliv na životní prostředí nebo spíše prostředí obecně) na území Prahy 7, ale způsobil komplikace na Praze 6, kde na navazujících komunikacích (Patočkova, Svatovítská) došlo k nárůstu dopravy.
3. Měření hlukových poměrů – ověření splnění hlukových limitů daných nařízením vlády č. 148/2006 Sb. o ochraně zdraví před nepříznivými účinky hluku a vibrací. V blízkosti technologických zařízení a na komunikacích, kde dochází zprovozněním nové stavby k navýšení intenzit dopravy, jsou prováděna kontinuální hluková měření (24 hod.) a přepočítávána na ekvivalentní hladinu hluku, která je následně porovnávána s platnými hlukovými limity. Jejich stanovení je komplikované, ve sledovaném místě v úvahu připadají tyto možnosti:
 - a. hlukové limity dle výše uvedeného zákona
 - b. hlukové limity dle tzv. staré hlukové zátěže (pro komunikace s vysokým hlukovým zatížením, které vznikly před 1. 1. 2000)
 - c. hlukové limity dané samostatným rozhodnutím místně příslušné Hygienické stanice o časově omezeném povolení.

Rozsah měření definuje příslušná Hygienická stanice, která také následně posuzuje vliv stavby na okolní prostředí z pohledu hluku. Její stanovisko je závazným podkladem pro následnou kolaudaci stavby.

4. Měření znečištění ovzduší – ověření splnění imisních limitů daných nařízením vlády č. 350/2002 Sb.; č. 429/2005 Sb., resp. zákona č. 201/2012 Sb. o ochraně ovzduší. Tato problematika je velmi složitá a drahá. Získání řádných podkladů pro hodnocení všech existujících imisních limitů představuje měření v délce 1 roku (s přestávkami), kdy sledované veličiny NO/NO₂, PM¹⁰, PM^{2.5} a Benzo[a]pyren (již dávno nerozhodují hodnoty CO) jsou výrazným způsobem ovlivněny aktuálními meteorologickými podmínkami. Zjednodušeně lze konstatovat, že mnohem větší vliv než provoz na komunikaci má skutečnost, zda v měřeném období foukal nebo nefoukal vítr. Řada stěžovatelů často zaměňuje emise (produkt z výfuků) a imise (rozptýlené látky v ovzduší). Zjištěné bodové hodnoty koncentrací znečišťujících látek je nezbytné použít do numerického modelu, na jehož základě se posuzuje vliv na předmětnou lokalitu.

Rozsah měření definuje příslušný Odbor životního prostředí, který také následně posuzuje vliv stavby na okolní prostředí z pohledu znečištění ovzduší. Jeho stanovisko je závazným podkladem pro následnou kolaudaci stavby.

Plnění hlukových a imisních limitů však neznamená, že by daná stavba nemohla vadit některým osobám, které žijí, pracují, nebo se jen občas vyskytují v jejím okolí.

Jako příklad této problematiky byl vybrán 1 článek, který popisuje rozsah a výsledky měření vlivu Tunelového komplexu Blanka na životní prostředí. Článek byl zpracován na základě dokumentace zkušebního provozu, kterou jsem pro tuto část zpracoval, včetně výsledků a vyhodnocení, která jsem řídil.

PROVOZ TUNELU

Dle normy ČSN 73 7507 Projektování tunelů pozemních komunikací se tyto stavby navrhují na životnost 100 let. Podzemní stavba pro provoz automobilové nebo železniční dopravy je velmi sofistikované podzemní dílo s vysokým podílem technologie. Její správná funkčnost (samozřejmě i ze stavebního hlediska) je prověřována tzv. zkušebním provozem (dále jen ZP). Jeho cílem je tedy prověřit běžným dopravním provozem, že veškeré nezbytné součásti tunelu a jeho vybavení jsou schopné trvalého užívání (podle předepsaných zásad v projektové dokumentaci) a tunel je tak schopný být uveden do trvalého provozu a ke kolaudačnímu řízení. Z těchto důvodů je v rámci ZP navržena řada prověřování, kontrol, sledování a zkoušek pro určení možných závad jak na konstrukci a zařízeních, tak i na způsobu řízení a ovládání. V rámci ZP jsou vybrané parametry prověřeny a vyhodnoceny, resp. zajištěno uvedení do požadovaného stavu. Zkušební provoz probíhá na základě dokumentace

zkušebního provozu, dle rozhodnutí tzv. Hlavní komise zkušebního provozu. Ta, pro svá rozhodnutí využívá doporučení dílčích komisí zkušebního provozu (DKZP), které jsou:

- DKZP Doprava
- DKZP Technologická část
- DKZP Požární a provozní bezpečnost
- DKZP Stavební část

Nedílnou součástí zkušebního i běžného provozu je geotechnický monitoring, který zajišťuje nezbytné podklady pro posouzení bezpečnosti stavby, případně pro získání informací o změnách režimu podzemních vod, který realizace a provoz podzemního díla dočasně nebo trvale ovlivňuje. Obvykle jsou prováděna následující měření:

- Měření deformací definitivního ostění
- Měření namáhání definitivního ostění
- Měření hydrostatického tlaku na definitivní ostění
- Hydrogeologické sledování
- Měření vlhkosti, teploty vzduchu a povrchové teploty v technických chodbách

Jako příklad této problematiky byl vybrán jeden článek, který popisuje systém a výsledky zkušebního provozu Tunelového komplexu Blanka. Článek byl zpracován na základě výsledků zkušebního provozu (jsem členem týmu, který zajišťuje provoz Tunelového komplexu Blanka) a dílčích rozhodnutí Hlavní komise ZP, jejíž jsem byl členem. Možnost podílet se jako projektant na samotném provozu je velmi užitečné. Na základě reálných zkušeností s provozem je možné pro další stavby optimalizovat technická řešení tak, aby byla minimalizovány komplikace s provozem a maximalizována životnost stavby a její využívání.

ÚLOŽIŠTĚ RADIOAKTIVNÍCH ODPADŮ

Budoucnost způsobu výroby elektrické energie definuje „Státní energetická koncepce České republiky“ z prosince 12.2014, která řeší předmětnou problematiku v časovém horizontu do roku 2040. Ta počítá s postupným útlumem výroby energie z fosilních paliv a nárůstem podílu výroby z jaderných a obnovitelných zdrojů. Zatímco v roce 2010 byl v ČR podíl jaderných zdrojů 32,5 %, v roce 2040 bude dle předpokladů činit téměř 49 %. V případě obnovitelných zdrojů počítá s nárůstem z 5,9 % v roce 2010 na 22,8 % v roce 2040. V současné době probíhá v rámci Evropské unie diskuze o tom, zda jaderná energie patří mezi „čisté“ způsoby výroby elektrické energie. Bez této využívání jaderné energie není Česká republika schopna plnit dohodnuté limity.

Schválená koncepce ukládání radioaktivních odpadů (dále jen RAO) v ČR uvažuje s uložením nepřepřacovaného vyhořelého jaderného paliva (VJP = vyhořelé jaderné palivo, které bylo trvale vyjmutu z aktivní zóny jaderného reaktoru) a ostatních vysoce a středně aktivních odpadů (původ např. ve zdravotnictví, výzkumu, školství apod.) do krystalinických hornin v hloubce cca 500 m pod povrchem terénu.

Problematiku úložiště radioaktivních odpadů upravuje zákon č. 263/2016 Sb. atomový zákon v platném znění a mnoho dalších předpisů. Z hlediska báňské legislativy zřizování, provoz, zajištění a likvidace zařízení pro ukládání radioaktivních a jiných odpadů v podzemních prostorech patří v současné době podle § 34, odst. 1, písm. b) zákona ČNR č. 44/1988 Sb., (horní zákon) ve znění pozdějších předpisů (dále jen horního zákona), mezi zvláštní zásahy do zemské kůry. Podzemní prostory, které vzniknou zvláštními zásahy do zemské kůry, se podle § 34, odst. 3 horního zákona považují za **důlní díla**. Důlní díla vznikají obvykle za účelem dobývání nerostných surovin, přičemž dobývací metody obvykle nemají za cíl minimalizovat napjatostní a deformační vliv ražeb na okolní horninové prostředí. Tomuto odpovídá i legislativní rámec. Tento stav lze z hlediska podzemního úložiště VJP považovat za chybný. Podle § 2, písm. f) zákona ČNR č. 61/1988 Sb., ve znění pozdějších předpisů (dále jen zákona č. 61/1988 Sb.) patří zvláštní zásahy do zemské kůry mezi **hornickou činnost**. Při realizaci podzemní části hlubinného úložiště (dále jen HÚ) je dle mého názoru vhodné postupovat dle § 3 zákona č. 61/1988 Sb. a pohlížet na ni jako na činnost prováděnou hornickým způsobem.

Hlediska podzemního stavitelství představuje podzemní část HÚ soustavu podzemních děl na úrovni cca -500 m pod povrchem terénu a 2 šikmé přístupové tunely, které ji propojují s povrchem. Délka všech ražených děl výrazně překračuje 100 km. Jedná se tedy o velmi rozsáhlou stavbu, jejíž celkové investiční náklady se pohybují v řádu desítek miliard korun. Příprava a realizace HÚ

jsou/budou financovány z tzv. „Jaderného účtu“, kam výrobci energií přispívají z každé MW/h vyrobené energie.

Aktuální stav přípravy HÚ uvažuje s vertikálním/horizontálním ukládáním a možností realizace pomocí konvenčních metod nebo plnoprofilovým mechanizovaným tunelováním. V roce 2020 byl počet potenciálních lokalit pro realizaci HÚ zúžen z 9 na 4, v současné době probíhá aktualizace bezpečnostního a projektového řešení, které vyústí v další zúžení na 2 lokality. Na nich bude podrobné HÚ technicky rozpracováno a jedna z lokalit bude následně vybrána, druhá vedena jako záložní. Aktuální předpoklady realizace uvažují se zahájením ukládání v roce 2065.

Pro projektování a bezpečný provoz hlubinného úložiště je klíčovým problémem vznik a vývoj EDZ (zóny poškození horniny ražbou). Palčivým tématem je především možnost otevření diskontinuit různého měřítka, které sice nemají zásadní vliv na celkovou stabilitu podzemního díla, ale mohou představovat snadnější cesty pro případnou migraci radionuklidů. Rovněž šíření tepla v částečně rozpukaném masívu kolem výrubu je problémem, ve kterém existuje řada neznámých. Lze ovšem jednoznačně říci, že charakter a vývoj EDZ má vliv na bezpečnost úložiště, robustnost inženýrských řešení, a tedy i na použité technologie rozpojování. Porušení okolo ražených děl ovlivňují zejména následující parametry:

- geometrie důlního díla
- stav napjatosti masívu
- orientace důlního díla
- mechanické vlastnosti hornin
- mechanické vlastnosti horninového masívu
- geologické struktury v blízkosti díla
- použitá razící metoda.

Jako příklady této problematiky byl vybrán jeden článek, který globálně popisuje předmětnou problematiku a vybrané texty ze dvou výzkumných zpráv pro SÚRAO, kde jsem působil na pozici vedoucího týmu hlavního řešitele. Jedna ze zpráv se zabývá podrobným návrhem povrchové a podzemní části HÚ, druhá systémem a výsledky hodnocení lokalit z pohledu projektových kritérií a sloužila jako podklad pro celkové hodnocení lokalit.

OBSAH SOUBORU PUBLIKACÍ

Průzkumné práce				
2003	Bezpečnostní opatření při ražbě pod vodními toky	Ing. Jaroslav Němeček	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.	Mezinárodní konference „Podzemní stavby Praha 2003“
2003	Kam s ní?	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		Mezinárodní konference „Podzemní stavby Praha 2003“
2004	Systém a výsledky geotechnického průzkumu a monitoringu na štolě Blanka v Praze	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		Polní geotechnické metody, Ústí nad Labem
2005	Práce z oboru zakládání staveb při geotechnickém průzkumu	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		2005 Časopis Zakládání
2013	Exploratory gallery of Radlice tunnel in Prague	Radovan Chmelař	Butovič, M. Kolečkář	Underground Construction Prague 2013
Tunelové stavby				
2005	Podzemní stavby severozápadní části Městského okruhu Hlavního města Prahy, Část I – Základní informace	Ing. Josef Dvořák	Ing. Alexandr Butovič	2005 Časopis Geotechnika
2005	Podzemní stavby severozápadní části Městského okruhu Hlavního města Prahy, Část III – Technická řešení složitých objektů	Ing. Josef Dvořák	Ing. Alexandr Butovič	2005 Časopis Geotechnika
2008	Ražené tunely stavby Městského okruhu č.0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka, předpoklady a skutečnost	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.	Ing. Tomáš Louženský, SATRA s.r.o., Ing. Ondřej Kostohryz, Geotechnika, a.s., RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D., PUDIS a.s.	2008 Časopis Tunel
2008	Sanační opatření na tunelu Blanka v Praze	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.	Ing. Miroslav Padevět, Metrostav a.s.	2008 Ostrava 13. mezinárodní seminář „Zpevňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí 2008“
2011	Projekt a realizace sanačních opatření v proměnlivých geologických podmínkách při ražbě tunelu Blanka, část Myslbekova – Prašný most	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.	Ing. Petr Kučera, Minova Bohemia s.r.o.	16. ročník mezinárodního semináře „Zpevňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí 2011“, VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
2011	Činnosti skupiny Geotechnika ve společnosti SATRA	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.	Ing. Jaroslav Němeček, Ing. František Červenka	2011 Časopis Tunel
2012	Zajímavé výsledky geotechnického monitoringu při realizaci tunelového komplexu Blanka	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		13. ročník mezinárodní konference Geotechnika 2012, Vysoké tatry, SR

2013	Urban tunnels in the Czech Republic	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., Ing. Pavel Šourek, SATRA, spol. s r.o., Ing. Vlastimil Horák, AMBERG Engineering Brno, a.s.		2013/2_Geomechanics and Tunneling
2017	Tunel Blanka, jedinečné dílo českého inženýrského stavitelství	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.	Falhar, Groulík, Mihulka	Inženýrská komora 2017
2016	Condition of and rearrangements on the prague system of sewers after the floods in 2013	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		Underground Construction Prague 2016
Velkoprostorová podzemní díla				
2006	Stabilita a deformace velkoprostorových podzemních děl	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		2006 WTC
2006	Ražený rozplet tunelu Mrázovka – 3D model MKP	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		Mezinárodní konference „Geotechnika 2006“
2012	The Blanka Tunnel Complex in Prague – the Unique Close Crossing of Big Profile Tunnels	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.	Ing. Jan Kvaš, Ing. Miroslav Padevět, Metrostav a.s.	WTC 2012 Bankog
2014	Komplikace při ražbě hlavní strojovny vzduchotechniky tunelového komplexu Blanka	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		Časopis Tunel 2014
Mimořádné události				
2011	Reasons of Emergencies Occurrence and their Liquidation Methods	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.	Ing. Jan Kvaš, Ing. Miroslav Padevět, Metrostav a.s.,	2011 WTC Helsinky
Vliv stavby na životní prostředí				
2019	Blanka Tunnel System – Enviromental Impacts of the Construction	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		Underground Construction Prague 2019. ISBN 978-80-906452-2-6
Provoz tunelu				
2018	Vybrané zkušenosti z 3 let zkušebního provozu Brusnického, Dejvického a Bubenečského tunelu na Městském okruhu v Praze	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		Silniční obzor 09.2018
Úložiště radioaktivních odpadů				
2021	Technické řešení úložiště radioaktivních odpadů v ČR	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		Tunel 2/2021
2020	Vybraná část ze studie umístitelnosti hlubinného úložiště, SÚRAO 09.2020	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		SÚRAO
2020	Vybraná část Hodnocení potenciálních lokalit HÚ z hlediska klíčových kritérií technické proveditelnosti	Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.		SÚRAO

Průzkumné práce

1 BEZPEČNOSTNÍ OPATŘENÍ PŘI RAŽBĚ POD VODNÍMI TOKY

Ing. Jaroslav Němeček, Ing. Alexandr Butovič
SATRA spol. s r.o.

SECURITY MEASURES DURING TUNNEL DRIVING UNDER STREAMS

Till today, many underground constructions have been implemented under streams in Prague. The mining authority always pays great attention to vents through an environment with a possibility of breakout of water or water-bearing material. The same applies to designing and driving of exploration gallery for future tunnels of the City Ring in section Špejchar – Pelc Tyrolka. The article describes security measures applied for exploration gallery driving, analyses its efficiency with view to increased costs.

1 ÚVOD

Ražba podzemního díla je obecně velmi náročným dílem z hlediska zajištění bezpečnosti. Horninové prostředí skrývá pro raziče mnoho překvapení ve formě nečekaných tektonických poruch, kaveren naplněných podzemní vodou nebo naopak výskytem extrémně tvrdých hornin s velmi obtížnou rozpojitelností. Ještě větší nebezpečí však hrozí v případě provádění podzemního díla pod vodním tokem.

Článek popisuje zkušenosti při ražbě některých podzemních staveb podcházejících Vltavu v Praze a shrnuje bezpečnostní opatření proti průvalu vod použitá při jejich výstavbě.

2 TECHNICKÁ OPATŘENÍ

O tom, zda se jedná o dílo s nebezpečím průvalu vod nebo zvodnělých materiálů rozhoduje obvodní báňský úřad. S tímto souvisí nutnost dodržení mnoha opatření uvedených v báňských předpisech, zejména pak ve vyhlášce č.55 ČBÚ ze dne 7. února 1996 o požadavcích k zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci a bezpečnosti provozu při činnosti prováděné hornickým způsobem v podzemí.

2.1 Únikové výlezy

Zejména u dlouhých děl je vhodné budovat únikové výlezy a zkrátit tak maximálně únikovou cestu v případě havárie. Mohou být navrženy jako vrty, šachty nebo štol. Z psychologického hlediska mají velmi příznivý jev.

2.2 Protiprůvalové hráze

Základním vodítkem pro jejich navrhování byla projektantovi až do nedávné doby ČSN 44 82 75. Dle této normy byly navrhovány jako objekty složené z dveřních křídel, opěrné patky a případné manžety.

Dveřní křídla

Světlý rozměr zárubně vyplývá z dopravní kapacity, rozměrových parametrů dopravního zařízení, potřebného průchodu pro osádku a požadavků na větrání.

Zárubeň je budována do opěrné patky, která je zapuštěna do horninového prostředí po celém obvodu.

Konstrukce dveřního křídla a zárubně musí být navrženy na maximální předpokládaný hydrostatický tlak. Dveřní křídlo musí být uchycené v závěsech ukotvených v zárubni a nesmí být zavěšené. Musí být lehko ovladatelné ručně nebo mechanicky a musí vodotěsně doléhat na zárubeň.

Opěrná patka

Tvar a velikost opěrné patky se určuje podle :

- průřezu důlního díla
- velikosti dveří
- druhu horniny
- předpokládaného hydrostatického tlaku

Musí být provedená jako nepropustná a po celém obvodu zapuštěná do horniny. Případné vzniklé spáry a dutiny musí být vyplněny injektáží. Horniny do kterých se patka umístí musí být dostatečně pevné a vodotěsné bez puklin a proplátek, kterými by protékala voda. Rozpukané a propustné horniny musí být utěsněny injektáží.

Hloubka zapuštění se určí na základě výpočtu, nejméně však 1000 mm. Její tvar musí být zátkovitý, aby se hydrostatický tlak přenášel na horninu.

Manžeta

Jestliže je nebezpečí průsaků vody přes okolní horninu, při uzavřených průvalových dveřích, je třeba prodloužit opěrnou patku ve formě manžety. Při předpokladu silného průsaku vody a velkého hydrostatického tlaku je třeba provést manžety na obou stranách opěrné patky. Jejich délka by neměla být kratší než 5,0 m. V případě, že průsaky je možno snadno odvést, je možné od manžet upustit.

Rozvody energie, potrubí a koleje

Vodovodní, vzduchovodné nebo jiné potrubí musí být dimenzované na maximální možný hydrostatická tlak. Každé potrubí musí mít na volné straně příslušná uzavírací šoupata nebo jiná zařízení dimenzované na takový tlak jako potrubí.

Protiprůvalovou hráz je nutno vybavit:

- v dolní části odtokovým potrubím, šoupětem a manometrem
- v horní části hráze odvzdušňovací rourou s uzavíracím ventilem

Kolej se zabetonuje a podél ní se zhotoví žlábků pro nákolníky kol, které se musí při uzavření dveří z volné strany uzavřít klíny a utěsnit jílem nebo jiným vhodným materiálem.

Provádění protiprůvalových hrází sebou přináší mnoho komplikací:

- 1) nelze zaručit, že unikající osoby uzavřou dveře
- 2) prostor pro nákolky je třeba utěsňovat
- 3) provedení průchodek je velmi komplikované (viz. problém pražského metra při povodních v srpnu 2002)

Poslední takováto protipovodňová hráz se v Praze provedla na průzkumné štole při podcházení Vltavy na trase III.C. Vzhledem k výše uvedeným nevýhodám bylo od jejího provádění upuštěno. Ze strany báňského úřadu nejsou vyžadovány.

2.3 Bezpečnostní předvrtý

Významným bezpečnostním opatřením je provádění dovrchních bezpečnostních předvrtů. Jejich účelem je zjištění případné zvodnělé vrstvy v předpolí ražby díla. Jedná se sice o bodovou informaci, ale vzhledem k velikosti provádění průzkumných děl je to informace dostatečná. V případě zastižení zvodnělých vrstev, nebo nejasností se většinou provádí v čelbě další předvrt. Jeho umístění v profilu díla bývá většinou ve vrchní části tak, aby ve své koncové části zasahoval do prostoru těsně nad budoucí profil. Dodavatel musí mít připravená opatření na rychlé utěsnění vrtu v případě, kdy dojde k propíchnutí do zvodnělé vrstvy.

2.4 Sledování geologie

Důsledná práce geologa na stavbě může včas odhalit anomální chování nebo „vzhled“ horniny, který určitým způsobem signalizuje blížící se nebezpečí. Správné vyhodnocení geologie na čelbě díla je jedním z nejdůležitějších bezpečnostních prvků při ražbě podzemního díla.

2.5 Žumpovní chodby

V případě, že není možné zajistit dostatečný gravitační odtok podzemní vody mimo podzemní dílo a zajistit bezpečný odchod pracovníků do bezpečí, je nutno zbudovat žumpovní chodby. Tuto problematiku plně řeší starší vyhláška č.22/1988 ČBÚ o bezpečnosti a ochraně zdraví při práci a bezpečnosti provozu při hornické činnosti a činnosti prováděné hornickým způsobem v podzemí. Jedná se o předpis, který se zabývá touto problematikou především u důlních děl. Pro průzkumné štol (činnost prováděná hornickým způsobem) platí v současné době vyhláška č. 55/1996, která se však touto problematikou nezabývá. Proto je nutno najít určitý kompromis, na který budou žumpovní chodby navrženy.

2.6 Hladký výlom

V případech, kdy nelze použít šetrné rozpojování pomocí frézy a je nutné sáhnout k trhacím pracím je vhodné použít hladkého výlomu. Tímto způsobem dochází k minimalizaci tvorby nadvýlomů a tím i k minimalizaci rizika průvalu vod.

3 PODCHODY POD VLTAVOU V PRAZE

Seznam některých děl jdoucích pod Vltavou v Praze je uveden v následující tabulce:

TABULKA „PRŮZKUMNÝCH ŠTOL“ POD VLTAVOU V PRAZE				
stavba	délka štol	příčný profil	účel	rok výstavby
METRO I A úsek Staroměstská ~ Klárov	332 m pravý tunel	10,20 m ² podkovovitý tvar (plechové ostění s betonovou výplní)	Geologický průzkum Sanace nadloží	1974 ~ 1975
KABEL. TRASA Holešovice ~ Čimice	> 335,0 m	Průměr 3,4 m	Propojení trafostanic Holešovic a Čimic	1977
METRO I B úsek Anděl ~ Karlovo náměstí	558 m pravý tunel 65 m levý tunel	12,20 m ² podkovovitý tvar, třídílná výstroj 07	Geologický průzkum Sanace nadloží	1979 ~ 1980
METRO III C úsek Vltavská ~ Florenc	456,5 m levý tunel 101 m pravý tunel	13,50 m ² lemované plechy s betonovou výplní 200 mm	Geologický průzkum Sanace nadloží Ověření vlivu trhacích prací	1980 ~ 1981
KABELOVÝ TUNEL Štvanice	585,0 m	cca 12,0 m ²	Propojení trafostanic Holešovic a Karlína, 110 kV	1999 ~ 2000
STAVBA č.0079 Špejchar – Pelc Tyrolka	1950,0 m	cca 10,5 m ² , vejčitý tvar, stříkaný beton tl. 150 mm	Průzkumná štola pro část MO v úseku Špejchar – Pelc Tyrolka	2002 ~ 2004

Mimo výše uvedené podchody bylo realizováno několik nezanedbatelných podchodů při výstavbě pražské kanalizační sítě.

Dále jsou uvedeny popisy bezpečnostních opáření prováděných při výstavbě výše uvedených objektů a zastižené přítoky při jejich ražbě.

3.1 Metro I.A – Staroměstská – Klárov

Průzkumné jádrové vrty ϕ 46 mm o délce až 210 m. Při samotné ražbě v každém záběru 4 ks bezjádrových předvrtů délky 4,0 m.

Provedení protiprůvalových hrází.

3.2 Kabelová trasa – Holešovice - Čimice

Provádění pomocí razicího stroje (45 m pod terénem)
5 ks předvrtů o délkách 41,2 – 168,2 m (2x2 +1)
Minimální přítok do podzemního díla.

3.3 Metro I.B – Anděl – Karlovo náměstí

Bezpečnostní tlaková přepážka na přístupové části pravé předstihové štoly.
Před vrtáním čelby pro odstřel byly odvrtávány 4 třímetrové předvrtky, horní 3 pod úhlem 45° nahoru od vodorovné roviny a dva boční byly odkloněny o 50° od svislé roviny procházející osou díla.
Maximální přítok na čelbě 1,5 l/s, dlouhodobý průměrný přítok po dokončení díla byl 20 l/s.

3.4 Metro III.C – Vltavská – Florenc

Nedestruktivní způsob rozpojování pomocí frézy ALPINE MINER AM 50.
Bezpečnostní dovrchní předvrtky.
2 ks bezpečnostních tlakových přepážek (původně byly 4).
V místech se zvýšeným nebezpečím ruční sbíjení vrchní části profilu.
Dlouhodobý průměrný přítok z celého díla byl 1,4 – 4,5 l/s.

3.5 Kabelový tunel – Štvanice

Nedestruktivní způsob rozpojování pomocí frézy.
Předvrtky délky 15,0 m s překrytím 2 – 3 m, které končily cca 1,0 m nad výrubem díla.
V těžní šachtě vytvořená retenční nádrž o objemu cca 90 m³.
Při hloubení jam zastižen přítok (při průchodu štěrkovou terasou) až 35 l/s, při ražbě celkový přítok do díla max. 5 l/s. Havarijní přítok stanoven na 65 l/s.

3.6 Stavba č.0079 Špejchar – Pelc Tyrolka

Problematicke bezpečnosti při ražbě, zejména v místech s možností průvalů vod, byla na této stavbě věnována velká pozornost.

V trase průzkumné štoly jsou navrženy 2 únikové výlezy umístěné ve směru ražby za Vltavou na Císařském ostrově a za plavebním kanálem před Královskou oborou. Výlez V1 je navržen jako sekundární těžní šachta o světlem průměru 3,14 m s následným využitím pro únik osob a vedení výtláčného potrubí 4x DN 200. Výlez V2 bude tvořit vrt o průměru 1,20 m a hloubce 24,0 m a bude též sloužit k větrání díla.

Z bezpečnostních důvodů budou v čelbě prováděny v celé trase průzkumné štoly dlouhé dovrchní předvrtky o délce 23,0 m s překrytím 3,0 m. Některé vrty jsou navrženy jako jádrové, ostatní jako bezjádrové. V místech bezprostředního ohrožení průvalem vod budou prováděny bezpečnostní předvrtky dva.

Podzemní voda nashromážděná v průzkumné štole bude odváděna do akumulární jímky na dně těžní šachty v Tróji. Po vybudování 2 žumpovních chodeb v nejnižším místě celé trasy v únikové chodbě nouzového výlezu na Císařském ostrově, budou všechny balastní vody z průzkumné štoly stahovány do těchto žumpovních chodeb.

Očekávaný přítok vody z celé průzkumné štoly je 9,0 l/s. V případě havárie je předpokládán maximální dlouhodobý přítok až 100 l/s.

V prohloubeném prostoru pro čerpadla, který je společný pro obě žumpovní chodby, budou osazena 4 kalová čerpadla FLYGHT B 2151, která umožňují za daných podmínek (výška čerpání, ztráty atd.) čerpat 4x35 l/s.

Každé čerpadlo bude mít vlastní potrubí DN 200 jdoucí na povrch. Dvě čerpadla jsou navržena jako pracovní a dvě jako jejich 100 % záloha (spínání probíhá postupně – v příznivém případě mohou běžet všechny 4 čerpadla). V jednom okamžiku bude tak možno odčerpávat 140 l/s, minimálně však 70 l/s. Spolu s čerpadly umístěnými ve výhybně v nejnižším místě (určená pro čerpání směrem do těžní šachty) bude možné z průzkumné štoly najednou čerpat v příznivém případě 190 l/s, nejméně však 120 l/s. Havarijní přítok je stanoven na 109 l/s.

Čerpadla budou zálohována i po elektrické stránce a to náhradním zdrojem – diesel agregátem, umístěným v areálu přístřešku výlezu V1. Jeho spínání bude zajištěno tak, aby byl zapnut automaticky v okamžiku výpadku proudu.

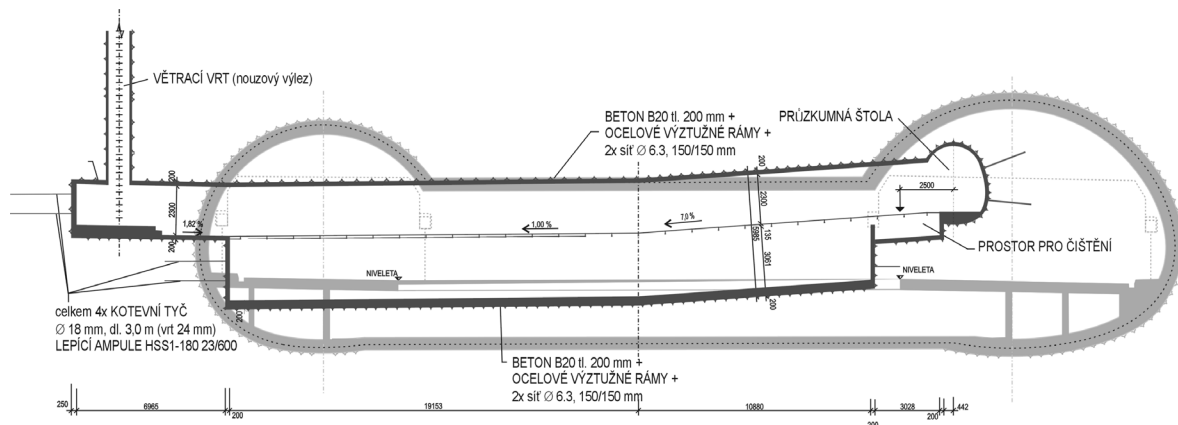
Akumulační prostor pro případ havárie činí v případě jedné žumpovní chodby nejméně 150 m³. V případě havarijního přítoku 109 l/s dojde k jeho zaplnění za 25 min (bez čerpání). Díky přepadům však začne být zaplňována i druhá žumpovní chodba a v případě příznivých podmínek může být využit celkový objem 2 x 179,37 m³.

Ve výšce 1,9 m nad dnem žumpovních chodeb v místě čerpadel bude osazen plovákový spínač, který v případě nastoupaní hladiny do této výšky spustí poplašný signál, kterým je

myšlena zvuková a světelná výstraha, jejíž jeden zdroj bude ve vzdálenosti max. 50,0 m od čelby. Další signál bude přenášen na pracoviště vedoucího pracovníka stavby.

Tento systém zajišťuje informovanost pracovníků v případě, kdy celkový přítok do žumpovní chodby je tak velký, že navržené čerpací potrubí není schopno odčerpávat přitékající vodu a dojde k nárůstu hladiny v jímce. Spojení s pracovníky na čelbě bude zajištěno pomocí telefonu.

Rozpojování horniny je v celé délce průzkumné štoly navrženo pomocí trhacích prací, v místě pod vodními toky a v jejich těsné blízkosti je navržen hladký výlom a délka záběru omezena na max. 1,0 m.



Obr. 1 – Podélný řez žumpovními chodbami

4 ZÁVĚR

Jak již bylo uvedeno v úvodu tohoto příspěvku, provádění podzemních děl pod vodními toky je činnost při které hrozí zvýšené nebezpečí a nelze v žádném případě říci, že jakákoli navržená opatření zaručí bezproblémový a bezpečný průchod. Lze jen minimalizovat hrozící nebezpečí, ovšem ani sebelepší opatření nepomohou, pokud není důsledně dodržována technologická kázeň ze strany dodavatele.

2 KAM S NÍ?

Ing. Alexandr Butovič
SATRA spol. s r.o.

WHERE TO LOCATE IT?

The article describes experience from implementation of exploration galleries in our country and abroad, brings examples of their possible location and summarises outputs of mathematical modelling by the final elements method. These concentrate of identifying the influence of exploration galleries driving on a future tunnel and rock environment from the stress - deformation point of view of.

1 ÚVOD

Tak!

Byl čtenář už někdy ráno na ulici? Já nechci čtenáře urazit, já vím, že čtenář je nóbl a nemá zapotřebí, aby vstával před devátou – no ale náhoda! Těmito slovy začíná Jan Neruda svůj fejeton o problémech s likvidací starého slavníku pojmenovaný „Kam s ním?“. Při hledání názvu pro svůj příspěvek, který se zabývá problematikou umístění průzkumné štol v budoucím díle se tato parafráze na název světoznámého fejetonu přímo nabízela.

Při navrhování podzemních staveb je projektant postaven před dva zásadní problémy:

- 1) získat potřebné informace o horninovém prostředí ve kterém bude budoucí tunel ražen
- 2) navrhnout ekonomicky, ale bezpečně, dimenze ostění a stanovit dopad ražeb na okolní prostředí a v případě intravilánu i na povrch a nadzemní zástavbu.

V poslední době, kdy rozvoj matematiky a výpočetní techniky přinesl projektantovi účinnou pomoc v metodě konečných prvků je větším problémem získání potřebných informací pro výpočet – náhradní kvaziisotropní parametry horninového prostředí, tedy vlastnosti jakéhosi náhradního homogenního materiálu. Vzhledem k tomu, že horninové prostředí, až na výjimky, nemá s homogenitou nic společného, zůstává i v současné době stanovení účinků ražeb trochu jako věštění z křišťálové koule.

2 MOŽNOSTI UMÍSTĚNÍ PRŮZKUMNÉ ŠTOLY

Získáním informací o horninovém prostředí se zabývá geotechnický průzkum. V závislosti na konkrétních podmínkách je volena jeho nejvhodnější metoda (soubor metod). Mezi ty nejspolehlivější patří bezesporu provedení průzkumné štol – zkoušky v insitu, v měřítku téměř 1:1, při které lze získat mnoho důležitých informací:

- určení litologicko – genetických typů hornin v trase, včetně staničení jednotlivých rozhraní
- výskyt a rozsah tektonických poruch
- přítoky podzemní vody do díla
- reakci horninového prostředí na ražbu z hlediska napjatostně – deformačního stavu (výsledky lze použít pro následné výpočty MKP budoucího tunelu)

mimo výše uvedené informace je též možné:

- odzkoušet účinnost zvolené technologie ražby
- z průzkumné štol provést technická opatření ulehčující nebo vůbec umožňující ražbu následných tunelů (sanační injektáže atd.)

Nezanedbatelný je také fakt, že když už se podaří prosadit průzkumnou stolu, je vše na té nejlepší cestě k provádění samotných tunelů.

Ražba průzkumné štol má samozřejmě i své nevýhody:

- následná ražba tunelů probíhá již v prostředí ovlivněném průzkumnou stolou
- rozevření puklin (zejména při použití trhacích prací) způsobuje přivádění vody směrem ke stole a tím k částečné degradaci horniny atd.

Obecně však lze říci, že provádění průzkumné štoly je velkým přínosem pro návrh budoucího díla, i když někteří tvrdí, že její provedení je zbytečné utrácení peněz, že geologie je v podstatě dostatečně známá (zejména v Praze) a s případnými poruchami si poradí adaptabilní razící metoda, jako je NRTM.

Až na výjimky se přikláním k názoru pro provádění průzkumných štol. Z historie je známo, že i zdánlivě bezproblémové prostředí dokáže při ražbě průzkumné štoly způsobit problémy takového rozsahu, že v případě ražby tunelu (bez štoly) by došlo k nezdolatelným komplikacím nebo dokonce ke ztrátám na životech. Nejblíže tímto je zcela jistě provádění průzkumné štoly ve Višňové v sousední Slovenské Republice.

Stejný názor, jako já, má většina kolegů, kteří se zabývají návrhem nebo prováděním liniových podzemních staveb. Menší shoda názorů je však v otázce umístění průzkumné štoly v profilu budoucího tunelu.

Obecně, dle její polohy, lze uvést toto rozdělení:

1) MIMO PROFIL BUDOUCÍHO DÍLA

V tomto případě se průzkumná štola provádí v dostatečné vzdálenosti od zamýšleného díla tak, aby nedošlo k ovlivnění (zhoršení) podmínek jeho ražby. Tento způsob umístění bývá někdy použit při ražbě pomocí TBM (Lotschberg tunnel).

Mezi základní nevýhody této polohy patří skutečnosti, že:

- získané informace o horninovém prostředí jsou jen zprostředkované a mohou být značně zkreslené a to i v případě, že vzdálenost budoucího díla a průzkumné štoly je jen několik metrů
- výrub průzkumné štoly nelze odečíst od výrubu budoucího tunelu, což má samozřejmě vliv na ekonomiku díla. Z tohoto důvodu se v definitivním stavu často využívá jako úniková cesta, pro větrání, odvodnění apod.

2) V PROFILU BUDOUCÍHO DÍLA

Obecně lze konstatovat, že takto jsou získány informace přímo v trase budoucího díla a jsou tedy nejpresnější. Někdy bývá štola umísťována tak, že tvoří již část primárního ostění budoucího tunelu. Toto řešení je ve většině případů nevhodné, neboť vznikají technologické komplikace s pouhou částečnou likvidací štoly a napojováním jejího ostění s ostěním tunelu.

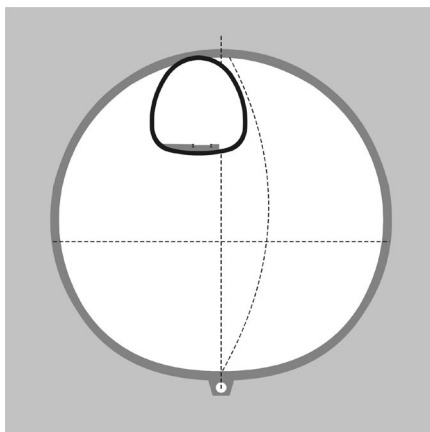
Pro další dělení je brán předpoklad, že plocha budoucího tunelu je větší než cca 100 m².

V příčném řezu je možno průzkumnou stolu umístit:

a) v kalotě

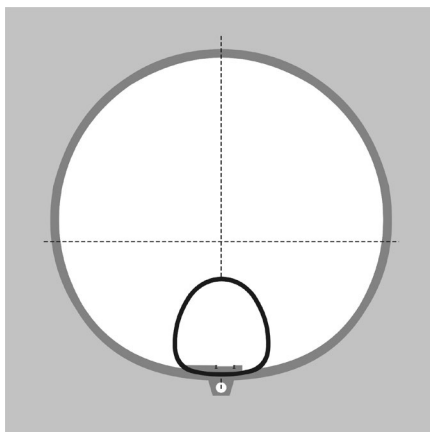
Ve většině případů nejvhodnější umístění. Informace o horninovém prostředí jsou zjišťovány z té části tunelu, z které je vždy největší obava – z kaloty (většinou je v případě členěného výrubu uzavírání dna bráno jen jako jakási mechanická činnost, při které nehrozí žádné nebezpečí). V této poloze je tak štola pobírána v první fázi (při horizontálním členění) a nekomplikuje další ražbu. Z tohoto důvodu by měla být umístěna mírně excentricky tak, aby bylo možné v případě potřeby přejít na libovolné členění výrubu tunelu (v případě vodorovného členění na svislé atd.). Nezanedbatelnou výhodou této polohy je i skutečnost, že štola v kalotě tunelu působí jako masivní kotva výrazně stabilizující čelbu, čímž napomáhá ke zvýšení bezpečnosti.

(Mrázovka, Špejchar – Pelc Tyrolka, Panenská, atd.)



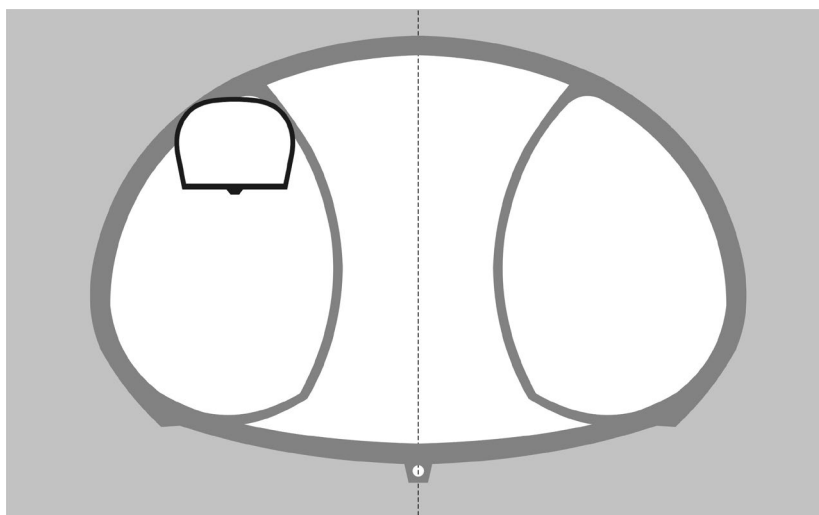
b) při počvě

Tato poloha není příliš vhodná. Při ražbě kaloty tunelu je horninové prostředí pod počvou kaloty oslabené přítomností průzkumné štoly. Navíc samotný profil tunelu musí být dostatečně velký, aby ji bylo možné vůbec do počvy umístit. Při horizontálním členění se velmi často razí velké úseky jen v kalotě a pak se se zpožděním uzavírá profil. Doprava pak jezdí po počvě kaloty a nutno tak zajistit, že nedojde k propadnutí vozidla do průzkumné štoly.



c) jinde

Obecně lze průzkumnou štolu umístit v libovolném místě profilu budoucího tunelu. Pokud je proto reálný důvod. Pro tento případ se nejlépe hodí příklad umístění průzkumné štoly do kaloty opěrového tunelu při vertikálním členění výrubu. Taková štola není v kalotě ani počvě, ale přesto na vhodném místě.



3. V PROFILU DRUHÉHO DÍLA

Tato varianta je vlastně kombinací možností 1 a 2. Průzkumná štola se sice razí v trase tune-
lu, ale až toho druhého v pořadí. Do té doby, než je započato s jeho ražbou může sloužit jako úniková
cesta z již provozovaného tunelu (tunel Branisko, Ovčiársko, atd.).

3 VÝPOČTY MKP

Za účelem zjistit napjatostně – deformační vliv polohy průzkumné štoly na budoucí tunel, byly vytvořeny 3 výpočty MKP, které představují ražbu dvoupruhového tunelu s horizontálním členěním výrubu v těchto případech:

- bez průzkumné štolý
- nejprve průzkumná štola umístěná v kalotě
- nejprve průzkumná štola umístěná v počvě

Aby výpočet odpovídal reálné konstrukci, byl vybrán případ ražby průzkumné štolý pro stavbu č.0079 Špejchar – Pelc Tyrolka v Praze v blízkosti podcházení Vltavy.

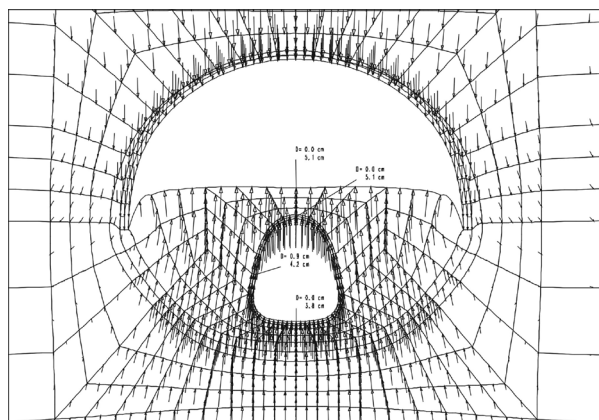
Výpočty byly provedeny jako dvourozměrný model MKP výpočetním programem TUNNEL 12.0. firmy RIB stavební software spol. s r. o. Horninový masiv se nalézá ve stavu rovinné deformace a je definován jako pružněplastický izotropní materiál podle Mohr-Coulomba.

Za účelem zjištění rozdílů pro různé druhy geologie, byl výpočet proveden pro 8 typů geologie. Jednotlivé druhy a výpočtové parametry jsou uvedené v následující tabulce:

Druh horniny	γ	E_{def}	ν	c_{ef}	ϕ_{ef}
[-]	[kN/m ³]	[MPa]	[-]	[kPa]	[°]
Libeňské břidlice	25.5	150 - 200	0.3 - 0.29	50 - 60	33 - 35
Letenské břidlice	26	350 - 450	0.5 - 0.23	110 - 150	36 - 37
Dobrotivské břidlice	25	250 - 600	0.28 - 0.25	50 - 200	35 - 38
Řevnické křemence	25	500 - 1500	0.23 - 0.2	100 - 150	38 - 40
Turonský slín až slínovec	23	1400 - 1500	0.22 - 0.2	400 - 500	41 - 42
Skalecké křemence	25	1200 - 1500	0.20 - 0.18	200 - 250	42 - 44
Svorová pararula	26.5	4000 - 5000	0.18 - 0.15	1500 - 2000	43 - 44
Droby kral-zbr. souvrství	26.5	10000 - 12000	0.12 - 0.1	800 - 1200	45 - 48

Poznámka : Parametry hornin jsou uvedeny pro zdravou horninu v závislosti na hloubce pod povrchem

Materiál rozložených vrstev horniny a fluvialních sedimentů nebyl v modelech měněn, neboť ve výpočtu fungoval spíše jako přitížení.



Obr. 1 – Deformace při aktivaci ostění kaloty

Celkem tedy bylo provedeno 24 výpočtů.

Porovnáváno bylo mnoho parametrů, nejzajímavější výsledky jsou uvedeny v následující tabulce:

Druh porovnávané veličiny		N v klenbě	M v klenbě	N v boku	M v boku	Def. klenby	Def. terénu
Jednotky		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
Štola v kalotě	Libeňské břidlice	137	74	14	-1	105	-21
	Letenské břidlice	129	65	22	-14	43	-21
	Dobrotivské břidlice	219	62	40	-7	132	-14
	Řevnické křemence	144	87	39	12	66	-10
	Turonský slín až slínovec	154	82	45	-24	70	-11
	Skalecké křemence	171	10	40	-13	52	-9
	Svorová pararula	148	42	45	25	53	-8
	Droby kral-zbr. souvrství	12	-8	35	28	25	0
Štola ve dně	Libeňské břidlice	132	55	8	-9	150	-44
	Letenské břidlice	144	27	74	10	87	-21
	Dobrotivské břidlice	310	16	37	-5	129	-20
	Řevnické křemence	158	65	38	13	77	-15
	Turonský slín až slínovec	189	50	44	-21	87	-8
	Skalecké křemence	226	0	39	-17	67	-9
	Svorová pararula	184	38	44	13	67	-8
	Droby kral-zbr. souvrství	5	-8	37	39	25	0
Průměrná hodnota		+ 154	+ 41	+ 37	+ 1,8	+ 77	- 14

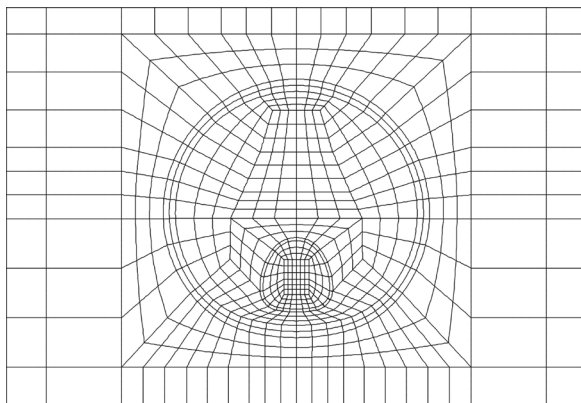
Poznámky: - Za 100 % bylo brána hodnota dané veličiny v modelu bez průzkumné štoly, v tabulce jsou uvedené pouze procentuální přírůstky nebo úbytky.
 - procentuální nárůsty se zdají dramatické, ve skutečnosti lze stejného efektu docílit např. zhoršením ϕ o 2° a zároveň redukcí c o 20 %.

Souhrn zjištěných výsledků:

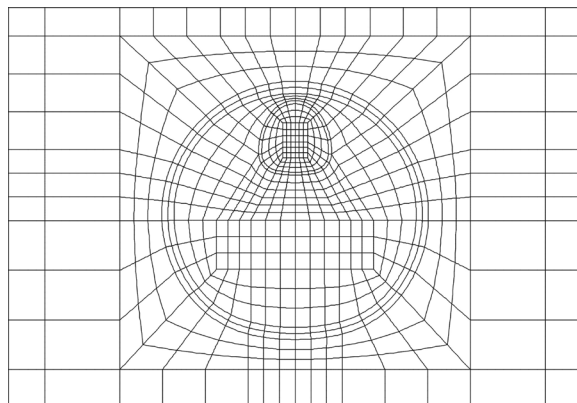
- 1) vyražením průzkumné štoly dochází k nárůstu normálové síly primárního ostění, více v případě umístění štoly ve dně – pravděpodobně vliv oslabení počvy kaloty tunelu průzkumnou štolou
- 2) provedení průzkumné štoly způsobuje nárůst velikosti momentů, zejména tam, kde je štola
- 3) v obou případech byl zaznamenán nárůst deformací ostění v klenbě tunelů, výraznější v případě umístění štoly v počvě – viz. bod 1
- 4) dosah ovlivnění napjatosti horninového prostředí po vyražení tunelu (ovlivnění svislého normálového napětí oproti geostatické napjatosti v horizontálním i vertikálním směru od výrubu) je v podstatě stejný jako v případě bez štoly a je téměř jedno, kde štola leží
- 5) vyražením průzkumné štoly dochází ke zmenšení:
 - absolutních deformací povrchu terénu
 - šířky poklesové kotliny
 - sklonů poklesové kotliny v inflexním bodě

Nečekaný jev. I když vypočtené deformace vrcholu klenby primárního ostění tunelu vykazují v případě uvažování ražby štol nárůst, konečný pokles terénu byl ve všech případech menší – možná jiná historie zatěžování horninového prostředí, nutno ověřit na jiných modelech (problematická fyzikální představa tohoto jevu, možná jen matematický problém)

- 6) výše uvedené trendy se pro dané podmínky v závislosti na změně geologie mění jen velmi málo



Obr. 2 – Geometrie modelu se štolou v počvě



Obr. 3 – Geometrie modelu se štolou v kalotě

4 ZÁVĚR

Na základě zjištěných výsledků nutno konstatovat, že neexistuje jednoznačně nejlepší poloha průzkumné štoly, neboť vždy záleží na konkrétních podmínkách dané stavby. Ve většině případů je však výhodnější umístění průzkumné štoly do kaloty tunelu.

Z hlediska napjatostně – deformačního stavu, dle mých dosavadních výsledků, ražba průzkumné štoly způsobuje nárůst vnitřních sil a deformací primárního ostění, ovšem ne v takovém rozsahu, který by vedl k názoru neprovádět průzkumné štoly. Umístění v počvě se jeví jako nepříznivější než v kalotě.

Jsem si vědom, že provedené výpočty jsou zaměřeny jen na jeden tvar štoly, způsob členění výrubu a výšku nadloží. Aby bylo možno zobecnit výše uvedené výsledky je nutné provést více výpočtů i pro jiná zadání, v čemž budu nadále pokračovat.

3 SYSTÉM A VÝSLEDKY GEOTECHNICKÉHO PRŮZKUMU A MONITORINGU NA ŠTOLE BLANKA V PRAZE

Ing. Alexandr Butovič,

SATRA spol. s r.o., Sokolská 32, 120 00, Praha 2, ČR

1 ÚVOD

Ražba tunelů Městského okruhu v Praze v úseku Špejchar – Pelc Tyrolka bude procházet velmi komplikovaným geologickým prostředím. Na dvou místech bude podcházen vodní tok (Vltava, plavební kanál) a nejkritičtější úsekem bude ražba těsně pod zvodněnými fluvialními sedimenty na úpatí svahu z Letné v blízkosti Šlechtovy restaurace.

2 STAVBA Č. 0079 ŠPEJCHAR – PELC TYROLKA

Stavba č. 0079 Špejchar – Pelc Tyrolka je částí pražského MO o celkové délce 4 320 m. Z toho 3 419 m je vedeno v hloubených a ražených tunelech a zbylá část na trojském nábřeží povrchově.

Počátek stavby leží před křižovatkou Špejchar, odkud trasa MO pokračuje v hloubených tunelech pod Letnou v délce 647 m, dále pokračují ražené tunely v délce 2 211 m, které podcházejí zástavbu na Letné, park Stromovku, plavební kanál, Císařský ostrov, Vltavu a na nábřeží v Tróji přecházejí do hloubených tunelů délky 561 m.

U nového Trojského mostu přechází MO do povrchové trasy a celá stavba končí za stávající křižovatkou Pelc Tyrolka u mostu Barikádníků.

Nedílnou součástí celé stavby jsou technologická centra s hlavním centrem v ražených tunelech pod Letnou s nasávacími a odvodními výdechy vzduchotechniky u ulice Nad Královskou oborou.

Celkové investiční náklady na přípravu, realizaci a dokončení této stavby jsou 14,68 mld. Kč. Na základě postupu přípravy a závěrů z dosavadních jednání lze konstatovat, že předpokládaný termín zahájení realizace stavby 0079 – Špejchar-Pelc Tyrolka jako první stavby souboru staveb této části MO v roce 2005 je reálný.

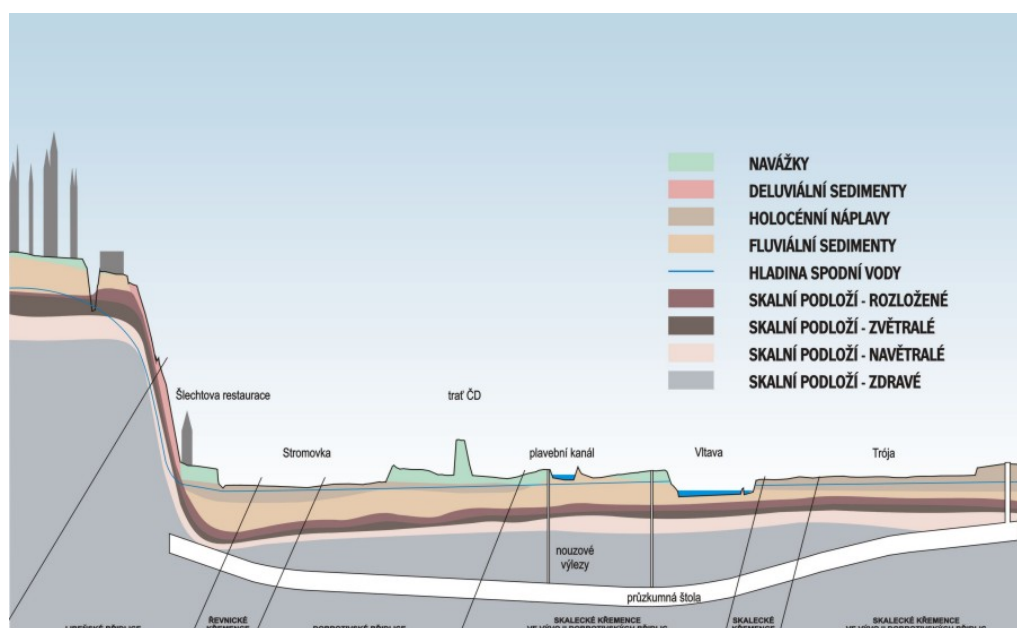


Obr. 1 – Situace

3 PŘEDPOKLÁDANÉ INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY

Informací o geotechnických poměrech v trase budoucích tunelů je velmi málo. V minulosti bylo v prostoru Stromovky provedeno mnoho vrtů, ovšem žádný z nich nebyl proveden až ke skalnímu podloží. V rámci podrobného IG průzkumu pro průzkumnou štolu bylo nutno provést novou síť vrtů (případně staré prohloubit), které by daly alespoň základní informace o poloze skalního rozhraní a přítomných horninách.

Skalní podloží zájmového území tvoří horniny ordovického stáří.



Obr. 2 – Podélný řez

Jsou to:

Řevnické křemence – tvořeny deskovitými až lavicovými vrstvami masivních křemenců až křemitých pískovců, které se střídají s tence vrstevnatými polohami šedých jílovitých břidlic, jílovců až jíllů. Mají mírně zvlněné plochy vrstevnatosti, jsou velmi tvrdé, křehké a nepravidelně rozpukané. Pukliny mají povrch drsný a převážně jsou rovinného charakteru. Na puklinách jsou často vysrážené hydroxidy železa. Ojedíněle nacházíme mezi těsně uspořádanými zrny křemene jílovitý materiál (do 4 %). Mezi vrstvami křemenců se často vyskytují polohy jílovitých břidlic, jílovců až jíllů.

Skalecké křemence - tvoří hustě rozpukané lavice světlešedých křemenců a pískovců, obvykle uložených v lavicích 10 – 50 cm mocných, ojedíněle i několikametro-vých, s vložkami a proplátky černošedých a tmavošedých jílovitých a jílovitopísčitých břidlic.

Dobrotivské břidlice – jsou jílovité břidlice s jemně prachovitou příměsí a slídou. Jsou silně rozpukané a zřetelně vrstevnaté, takže se snadno rozpadají. Vrstevnatost je tence až tlustě deskovitá. Dle tektonického porušení převládá hornina středně rozpukaná, patří k měkčím a plastičtějším horninám střeodočeského ordoviku.

Libeňské břidlice - jsou v navětralém stavu šedočerné až černé, převážně prachovito - jílovité a jílovité břidlice, jemně slídnaté. Jedná se o monotónní souvrství, v němž nebyly po petrografické stránce zjištěny podstatné odchylky.

Podzemní vodu v zájmovém území lze řadit k těmto typům:

- poříční a terasová voda
- podzemní voda v prostředí s průlinovou propustností,
- podzemní voda v prostředí s puklinovou propustností v horninách skalního podloží.

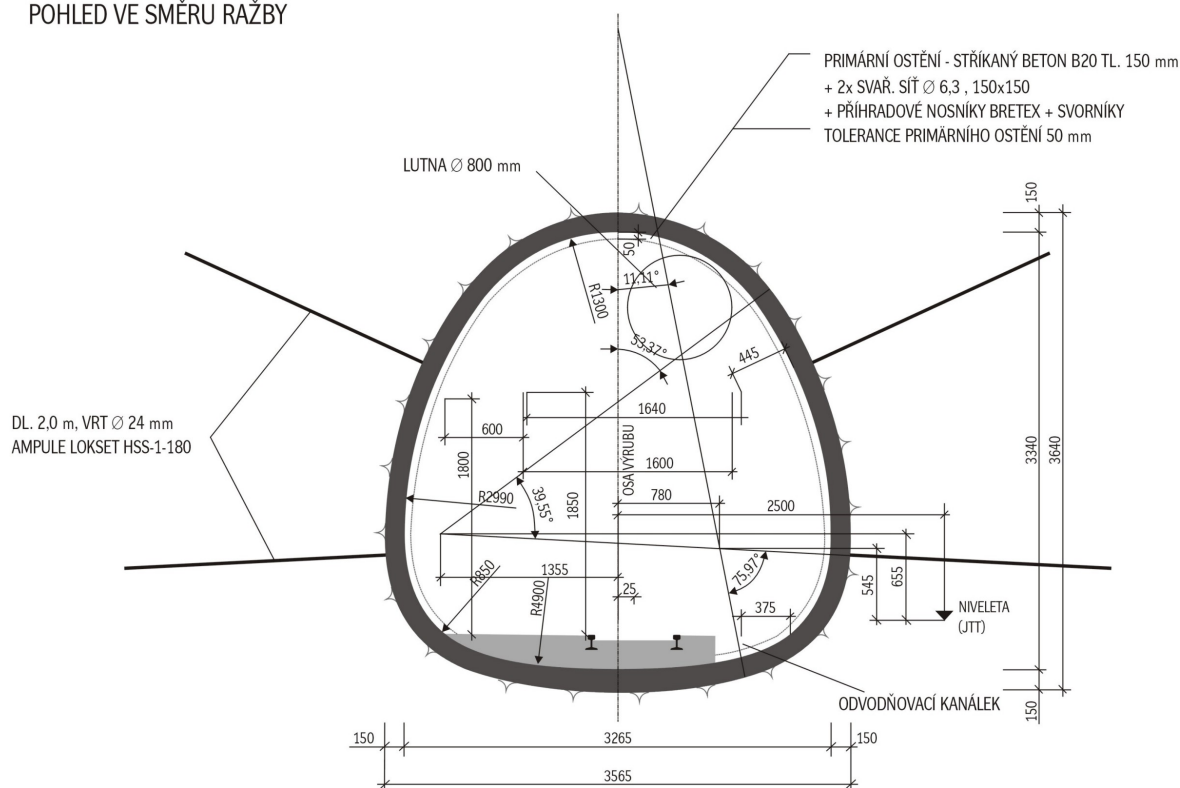
4 PRŮZKUMNÁ ŠTOLA

Zhotovitelem průzkumné štoly je sdružení firem Metrostav a.s. a Energie stavební a báňská Kladno a.s. Ražba probíhá z 20,8 m hluboké těžní šachty oválného tvaru umístěné na Trojském ná-břeží cca 200 m od Vltavy.

Průzkumná štola je navržena pro jednokolejnou důlní trať s dvoukolejnými výhybnami po cca 150 m.

Její celková délka je 1 950 m a ve své převážné délce je vedena v profilu budoucí Jižní tune-lové trouby (JTT). V závěrečném úseku na úpatí svahu z Letné, kde jsou očekávány velmi kompliko-vané geotechnické podmínky a ražba bude probíhat v prostředí s minimálním skalním nadloží, bude průzkumná štola ražena i v profilu budoucí Severní tunelové trouby (STT).

VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ - JEDNOKOLEJNÝ PROFIL
TECHNOLOGICKÁ TŘÍDA NRTM 4
POHLED VE SMĚRU RAŽBY



Obr. 3 – Teoretický výrub jednokolejné štoly má plochu 10,5 m²

Průzkumná štola je ražena novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM) v technologických třídách NRTM 2 - 5a určených na základě klasifikace QTS. Rozpojování horniny je pomocí trhacích prací.

Ostění tl. 100 – 200 mm je prováděno ze stříkaného betonu B 20 vyztuženým ocelovými příhradovými rámy z betonářské oceli a svařovanými sítěmi. Je navrženo na základě statického výpočtu provedeného MKP za předpokladu rovinné deformace s uvažováním max. hydrostatického tlaku pro dané úseky.

Ke kotvení jsou použity ocelové tyčové kotvy GEWI ϕ 18 mm lepené ve vrtu polyesterovými ampulemi Lokset. Budou osazovány okamžitě po provedení výlomu v každém druhém záběru a jejich délka bude dle velikosti profilu 2 – 3 m.

Průzkumná štola je umístěna ve své převážné délce excentricky do kaloty budoucího tunelu.

5 BEZPEČNOST PŘI RAŽBĚ

Problematicke bezpečnosti při ražbě, zejména v místech s možností průvalů vod, byla věnována velká pozornost. Na základě požadavku předsedy OBÚ v Kladně byly ustaveny celkem 2 poradní sbory za účasti našich předních odborníků v oboru podzemního tunelového stavitelství a Hlavních báňských záchranných stanic. Závěry těchto jednání byly následně zapracovány do realizační dokumentace.

V trase průzkumné štoly jsou navrženy dva únikové výlezy délky 30 m umístěné ve směru ražby za Vltavou na Císařském ostrově a za plavebním kanálem před Královskou oborou. Jeden je navržen jako kruhová šachta o průměru 3,14 m a druhý jako velkoprofilový vrt průměru 1,20 m

Z bezpečnostních důvodů jsou v čelbě prováděny v celé trase průzkumné štoly dlouhé dovrchní předvrty. V místech bezprostředního ohrožení průvalem vod jsou prováděny bezpečnostní

předvrty dva. Tyto předvrty jsou dlouhé 23,0 m a jejich překrytí je 3,0 m. část jich je navržena jako jádrové, ostatní jako bezjádrové.

Hlavním účelem provádění těchto předvrtů je zastižení případných zvodní. V jádrových vrtech se navíc vyhodnocuje vyvrtané jádro. Stejným způsobem budou sledovány všechny vrty prováděné pro kotvení a pro presiometrické zkoušky.

V nejnižším místě byla vybudována žumpovní chodba, kam jsou stahovány budou všechny balastní vody z průzkumné štoly.



Obr. 4 – Teoretický výrub výhybny má plochu 18,7 m²

Očekávaný přítok vody z celé průzkumné štoly je 30,0 l/s. V případě havárie je předpokládán maximální dlouhodobý přítok až 100 l/s.

V žumpovní chodbě jsou umístěny 4 kalová čerpadla o výkonu min. 35 l/s s odváděcím potrubím DN 200 mm. Tato čerpadla jsou zálohována po elektrické stránce.

Při dovrchní ražbě průzkumné štoly je voda stahována do odvodňovacího kanálku umístěného na nepochozí straně profilu průzkumné štoly, který je zaústěn do žumpovních chodeb.

Pro zajištění bezpečnosti ražby průzkumné štoly v poruchových pásmech je navrženo v jejím předpolí provádět sanační injektáže horninového prostředí. Předpokládá se použití směsí na bázi cementu, v případě velmi zhoršených podmínek pomocí polyuretanů.

6 GEOTECHNICKÝ PRŮZKUM A MONITORING

V průběhu realizace průzkumné štoly v celém jejím rozsahu je prováděn podrobný geotechnický průzkum, který mimo jiné zahrnuje:

- sledování a dokumentaci geologické stavby horninového prostředí (petrografie, stratigrafie, tektonika)
- odběry a zkoušky vzorků vod a hornin

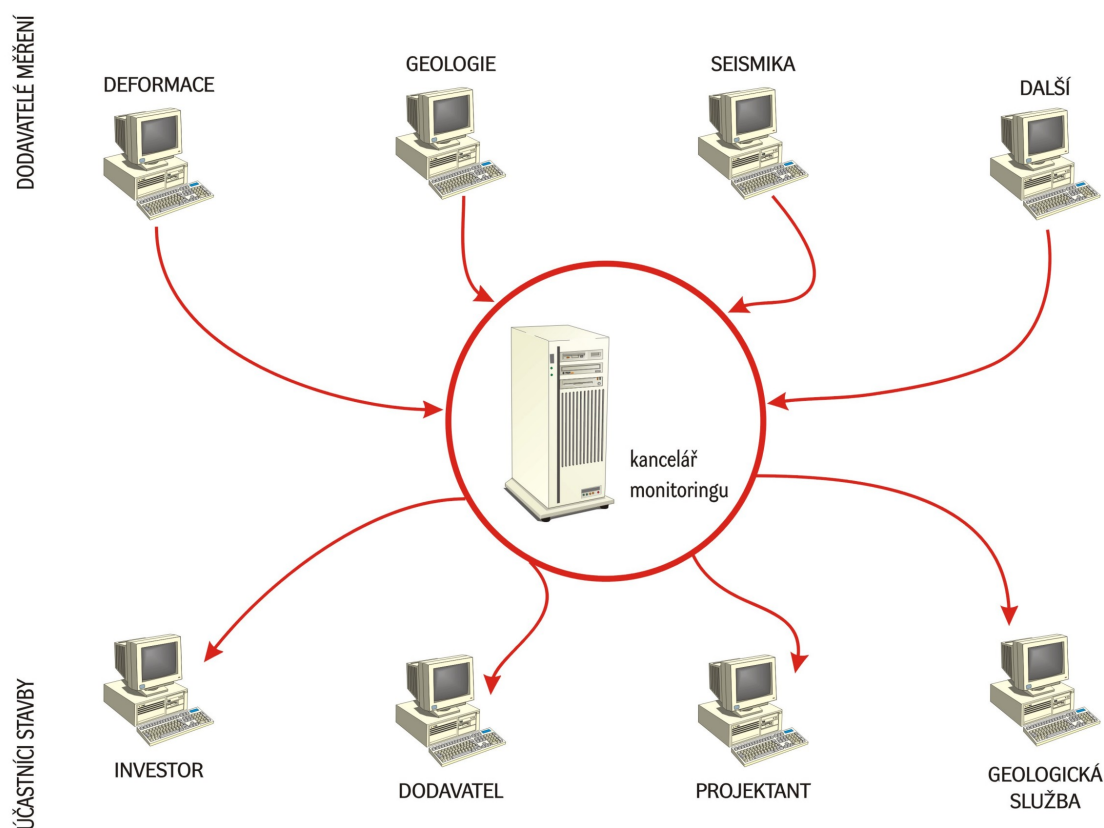
- hydrogeologický monitoring ve štolě, v bezpečnostních předvrtech a v síti stávajících vrtů v nadloží štoly
- provádění vrtných vějířů s presiometrickými zkouškami pro ověření přetvárných vlastností hornin a účinnosti sanací v podzemí
- provedení rozrážek s terénními zkouškami in situ, geofyzikální měření okolí štoly vybraných náročných úseků
- vodní tlakové zkoušky pro ověření filtračních parametrů okolního prostředí štoly atd.
- geofyzikální měření

S geotechnickým průzkumem a ražbou štoly souvisí i monitoring, který mimo jiné zahrnuje:

- sledování deformací bodů na terénu
- sledování stávající nadzemní zástavby a inženýrských objektů
- konvergenční měření
- dynamická a akustická měření
- průkazné zkoušky stříkaného betonu a svorníků atd.
- pasportizace nadzemních objektů

Celý systém monitoringu při ražbě průzkumné štoly je již součástí měření a sledování při výstavbě samotných tunelů. Je prováděn podle zpracovaného projektu a je operativně upřesňován na kontrolních dnech monitoringu, které se konají jedenkrát za týden za účasti investora, projektanta, dodavatelů stavby a jednotlivých druhů měření.

Pro účel jednotné evidence, průběžného zaznamenávání (archivace) výsledků všech druhů měření a sledování a pro možnost zpětného vyhledávání těchto údajů je zavedeno číselné kódování výsledků měření.



Obr. 5 – Systém řízení a správy dat geotechnického monitoringu

Všechny výstupy měření jsou jednotlivými dodavateli, kontrolovány, digitálně zpracovávány a odesílány do kanceláře monitoringu, kde jsou okamžitě vyhodnocovány, archivovány a dále rozesílány všem zúčastněným stranám. Lze konstatovat, že všechny výsledky se dostávají ke všem účastníkům stavby v jednotkách hodin.

Ve smlouvách s jednotlivými dodavateli měření jsou přesně specifikovány lhůty dodání výsledků měření a jejich formát. Pro některá měření (seismika, měření deformací, přítoků, atd.) jsou stanoveny varovné a nebezpečné stavy, se kterými musí dodavatelé měření porovnávat výsledky svých měření. V případě jejich dosažení jsou povinni o tomto informovat kancelář monitoringu. Výsledky měření deformací mají možnost všichni účastníci stavby téměř okamžitě kontrolovat ve svých kancelářích v programu Arc-Tech.

7 ZKUŠENOSTI Z JIŽ PROVEDENÉ ČÁSTI PRŮZKUMNÉ ŠTOLY

K 15.6.2004 je vyraženo cca 1150 m a je možné konstatovat, že zastižené geotechnické podmínky jsou příznivější než bylo předpokládáno. Zejména nebylo zastiženo výrazně tektonicky porušené pásmo v místě raženého portálu budoucích tunelů a pásma "čistých" skaleckých křemenců na hranici s Vltavou. Jak se ukazuje na základě dalších průzkumných prací ve vedlejším tunelu předpokládaná pásma budou.

Současný přítok do celé průzkumné štoly se pohybuje okolo 26 l/s a jeho naprostá většina je tvořena organizovanými svody a infiltrací skrz primární ostění z úpadní části průzkumné štoly. Průměrná hodnota přítoku na čelbě je 0,1 l/s (max. 2,5 l/s) a z bezpečnostních předvrtů 0,49 l/s (max. 4,6 l/s).

Podle výsledků chemismů vod získaných z odebraných vzorků se jedná výhradně o podzemní vodu soustředěnou v ordoviku, která není nijak spojena s vodou vázanou na kvartérní sedimenty. Toto bylo také potvrzeno monitoringem hladin podzemní vody ve vrtech provedených před ražbou průzkumné štoly. V každém z nich je nezávisle měřena hladina podzemní vody v kvartérních sedimentech a ordovických břidlicích.

Zatímco po vyražení průzkumné štoly v blízkosti vrtů došlo k poklesu hladiny v ordovických vrstvách až na úroveň dna průzkumné štoly, hladina v kvartérních sedimentech se změnila pouze v intencích sezónních výkyvů. Při měření tlaku přitékající podzemní vody z bezpečnostních předvrtů byl až na malé výjimky vždy zaznamenán tlak rovnající se tlaku vodního sloupce o výšce dané rozdílem mezi hladinou podzemní vody měřenou v hydrogeologickém vrtu na povrchu a daným předvrtem. Jedinou výjimkou byl úsek při podcházení Vltavy, kde byla v díle zastižena říční voda, jinak se ovšem přítomnost Vltavy neprojevila.

Zajímavé zjištění bylo zaznamenáno u hydrogeologického vrtu HJ 106 na Císařském ostrově. Za normálních podmínek byla sledována hladina podzemní vody v kvartérních sedimentech na úrovni -4,0 m. Po provedení těžní šachty o průměru 3,14 m, ve vzdálenosti cca 30 m (čerpáno cca 1,0 l/s) došlo k vytvoření depresního kužele a poklesu hladiny o 2,0 m. S ukončením prací v prostoru Císařského ostrova došlo k opětovnému nastoupání téměř na původní úroveň. Přestože se toto prostředí, z jedné strany obklopené Vltavou a z druhé plavebním kanálem, mělo za téměř neodvodnitelné, provedením této drobné šachty došlo k tak významnému poklesu hladiny podzemní vody. Z deformačního hlediska ražba průzkumné štoly způsobuje deformace terénu okolo 2 mm. Velmi pečlivě sledovaná deformace jediného užívaného objektu nadzemní zástavby nad průzkumnou štolou – Povodí Vltavy, dosáhla maximální hodnoty 2 mm, dle předpokladů statického výpočtu.

Deformace primárního ostění dosahují průměrně hodnoty do 5 mm, maximálně 15 mm.

Velmi důležitým měřením je monitorování dynamických a akustických účinků ražby průzkumné štoly při použití trhacích prací. Ve všech zatím provedených měřících profilech nebyla překročena hranice isoseisty 5 mm/s, uvažovaná v projektové dokumentaci.

8 ZÁVĚR

Hlavní význam realizace průzkumné štoly, kromě ověření informací o pevnostních a přetvárných vlastnostech horninového prostředí nezbytných pro detailní návrh tunelů je v oblasti ověření přítoků podzemních vod do tunelového díla (štola, samotné tunely). Tyto hodnoty byly zatím

určovány jen na základě zkušeností a matematického modelování. Neméně důležitým kladem provedení průzkumné štoly bude i určení způsobu provádění sanačních injektáží pro budoucí tunely, včetně volby nejvhodnějšího injekčního materiálu.

Ražba průzkumné štoly byla zahájena v květnu 2002 a doposud jsou zjištěné výsledky průzkumu poměrně příznivé. Doufáme, že toto konstatování bude možné vyslovit i po jejím celkovém vyražení v roce 2005.

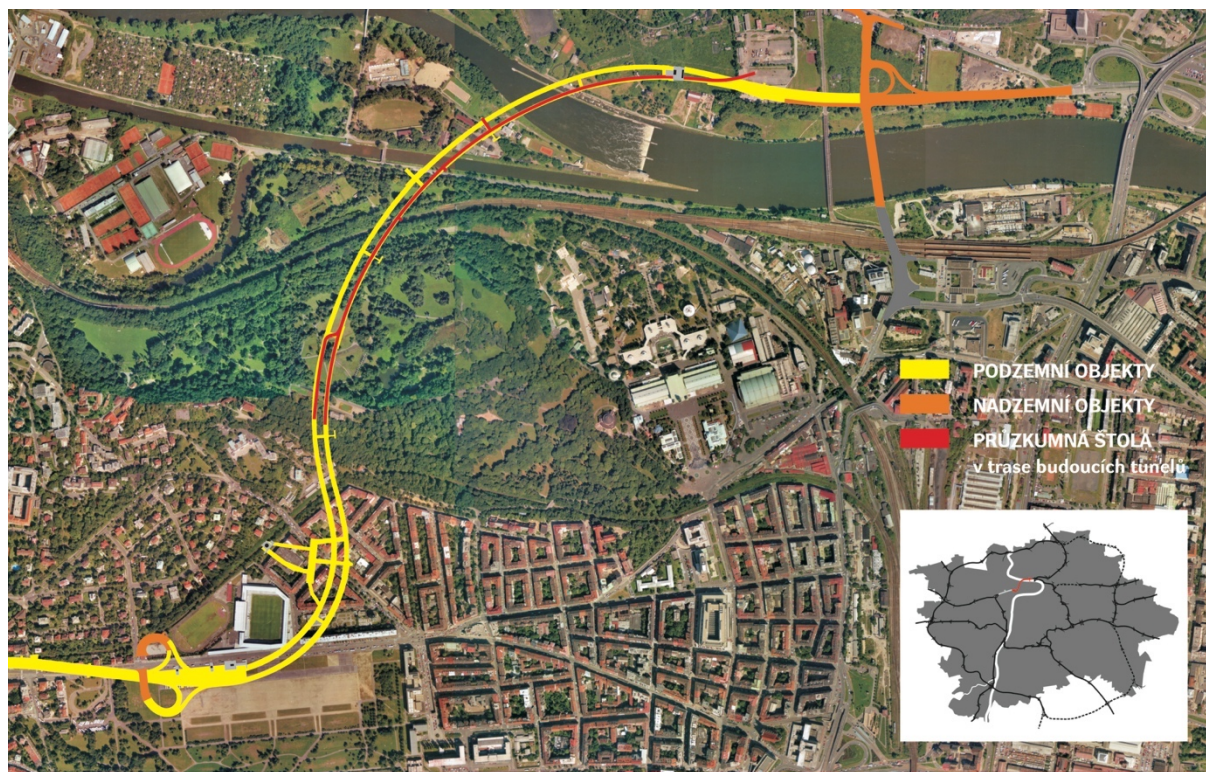
4 PRÁCE Z OBORU ZAKLÁDÁNÍ STAVEB PŘI GEOTECHNICKÉM PRŮZKUMU

Ing. Alexandr Butovič,
SATRA spol. s r.o.

1 ÚVOD

Městský okruh v Praze má plánovanou délku cca 33 km. Jeho součástí bude 8 tunelových úseků jejichž celková délka přesáhne 10 km. V současné době je již provozován Strahovský tunel, tunelový podjezd ČD na Zlíchově a tunel Mrázovka. Provedení severozápadního segmentu Městského okruhu v úseku Myslbekova – Pelc-Tyrolka je jednou z hlavních priorit rozvoje hlavního města Prahy. Jedná se o úsek o celkové délce 5895 metrů, který je tvořen třemi navazujícími stavbami. Na Malovance je to stavba číslo 9515 Myslbekova – Prašný most (délka 915 m), na kterou plynule navazuje stavba 0080 Prašný most – Špejchar (délka 659 m). Třetí část, stavba 0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka, je tvořena 3438 metrů dlouhým tunelovým úsekem a 882 metry dlouhým povrchovým úsekem v Troji, který je ukončen u mostu Barikádníků.

Od května 2002 probíhá z Trojského nábřeží ražba průzkumné štoly jejímž hlavním úkolem je získat dostatečný soubor informací o geotechnickém prostředí v trase budoucích tunelů stavby Městského okruhu (MO) č. 0079 Špejchar – Pelc Tyrolka. Její celková délka je 1950 m a je ražena Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM) s použitím trhačích prací jako jednokolejný profil s výhybnami po 150 m. Samotná trasa je vedena z trojského nábřeží pod Vltavu, Císařský ostrov, plavební kanál, Stromovku, kde v prostoru Šlechtovy restaurace na úpatí svahu z Letné končí.



Obr. 1 – Situace stavby č.0079 Špejchar – Pelc Tyrolka

Geomorfologie terénu a výškové vedení štoly samotné si vynutilo použití mnoha činností z oboru zakládání staveb.

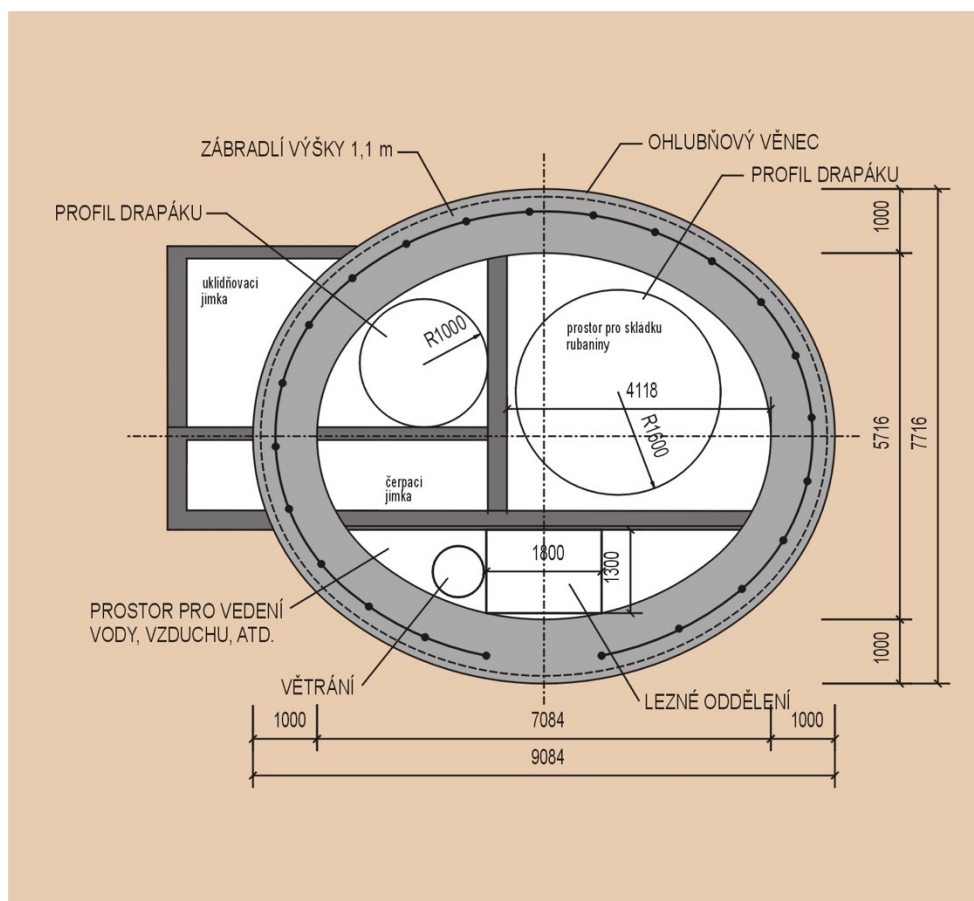
Zejména při provádění:

- 1) Těžní šachty v Troji
- 2) Únikové šachty V1 na Císařském ostrově
- 3) Únikového vrtu V2 v ulici Za Elektrárnou
- 4) Sanačních injektáží

Cílem tohoto článku je informovat čtenáře časopisu Zakládání o technologii provádění výše uvedených objektů.

2 TĚŽNÍ ŠACHTA V TROJI

Pro potřeby těžby rubaniny, dočasného čerpání balastních vod a umožnění přístupu do štoly samotné je cca 180 m od Vltavského břehu provedena těžní šachta oválného směru o světélých rozměrech 5,8 x 7,2 m. Původní návrh kruhové šachty o světlem průměru 7,2 m byl z finančních důvodů upraven na výše uvedený oválný tvar tak, aby byl splněn požadavek na použití strojního vybavení dodavatele (sdružení Metrostav a.s. a Energie stavební a báňská a.s.) - pásový nakladač RDK 200 s klepetovou těžní nádobou o objemu 0,5 m³. V profilu šachty je umístěno lezné oddělení se šikmými žebříky.

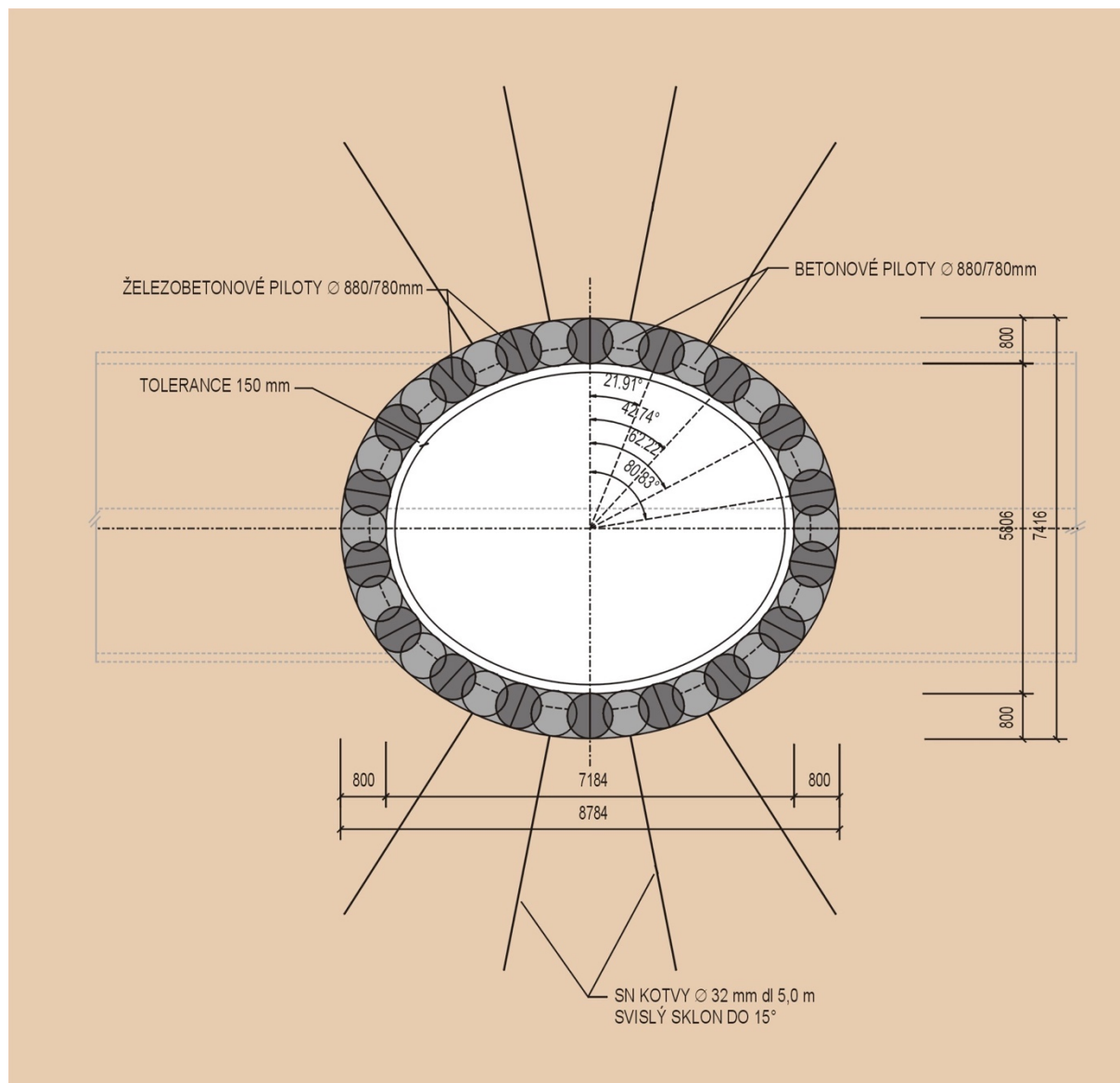


Obr. 2 – Šachetní terč těžní šachty Troja

Celková hloubka jámy je 19,8 m. V úrovni 15 m pod trémem v úrovni dna průzkumné štoly prochází navržená kolejová doprava, pod kterou jsou umístěny čerpací a sedimentační jímka o objemu 2 x 21 m³ a prostor pro skládku rubaniny o objemu 60 m³.

Geologický profil tvoří fluvialní písky Vltavské terasy o mocnosti 5,5 m ležící na tektonicky porušených písčito-prachovitých břidlicích Dobrotivského souvrství proměnlivé kvality R5-R3 zlepšujících se s hloubkou. Hladina podzemní vody byla zastižena 3,5 m pod terénem.

Zajištění šachty bylo navrženo z převrtávaných pilot $\varnothing$ 880 resp. 780 mm z betonu C 20/25 – XA1 ukončených v navětralé hornině a ve skalním prostředí stříkaným betonem vyztuženým ocelovými příhradovými rámy a svařovanými sítěmi.

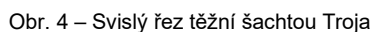


Obr. 3 – Vzorový příčný řez těžní šachty Troja

Dimenze ostění byla navržena na základě klenbové teorie. Pro zvýšení bezpečnosti byly delší strany jámy doplněny injektovanými kotvami $\varnothing$ 32 mm a délky 5,0 m. Vzhledem k přítomnosti velkého množství podzemní vody se použití kotev neosvědčilo. I po důkladné injektáži se skrze vrty pro kotvy dostávalo do profilu šachty poměrně velké množství vody a bylo nutné kotvy na několikrát dotěšňovat chemickou injektáží.

Po provedení převrtávaných pilot začalo samotné hloubení, které probíhalo poměrně rychle. Ukázalo se, že navržená tolerance 1,5 % výšky je dostatečná a že piloty i po cca 10 m jsou ve správné poloze a lze tak uvažovat s plnou předpokládanou únosností ostění šachty. Následné hloubení ve skalním prostředí na konečnou úroveň – 20 m probíhalo s použitím trhacích prací.

Pro zajištění ochrany před vniknutím povrchových vod a udržení stability pilot po jejich následném podkopání při záběrech pod nimi byl na povrchu vybetonován ohlubňový věnec o příčném profilu 1,0 x 1,3 m.



Habilitační práce / Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.

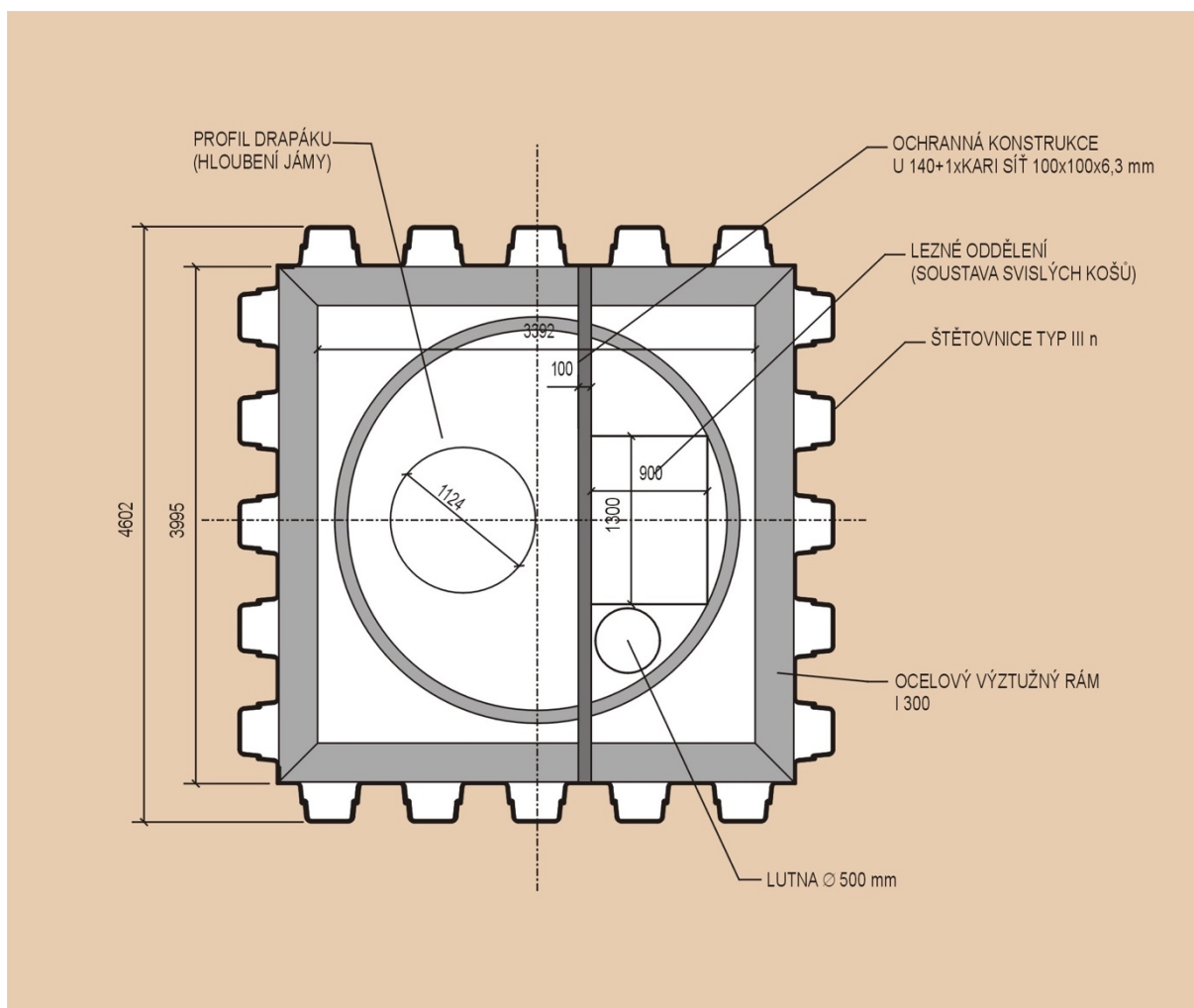


Obr. 5 – Fotografie kotvení v těžní šachtě Troja

3 ÚNIKOVÁ ŠACHTA NA CÍSAŘSKÉM OSTROVĚ

Pro potřeby úniku z průzkumné štoly za Vltavou a pro čerpání balastních vod byla na Císařském ostrově provedena šachta o půdorysných rozměrech 4,6 x 4,6 m (v sedimentech) a hloubky 30 m. Geologický profil zde byl podobný jako na trojském nábřeží.

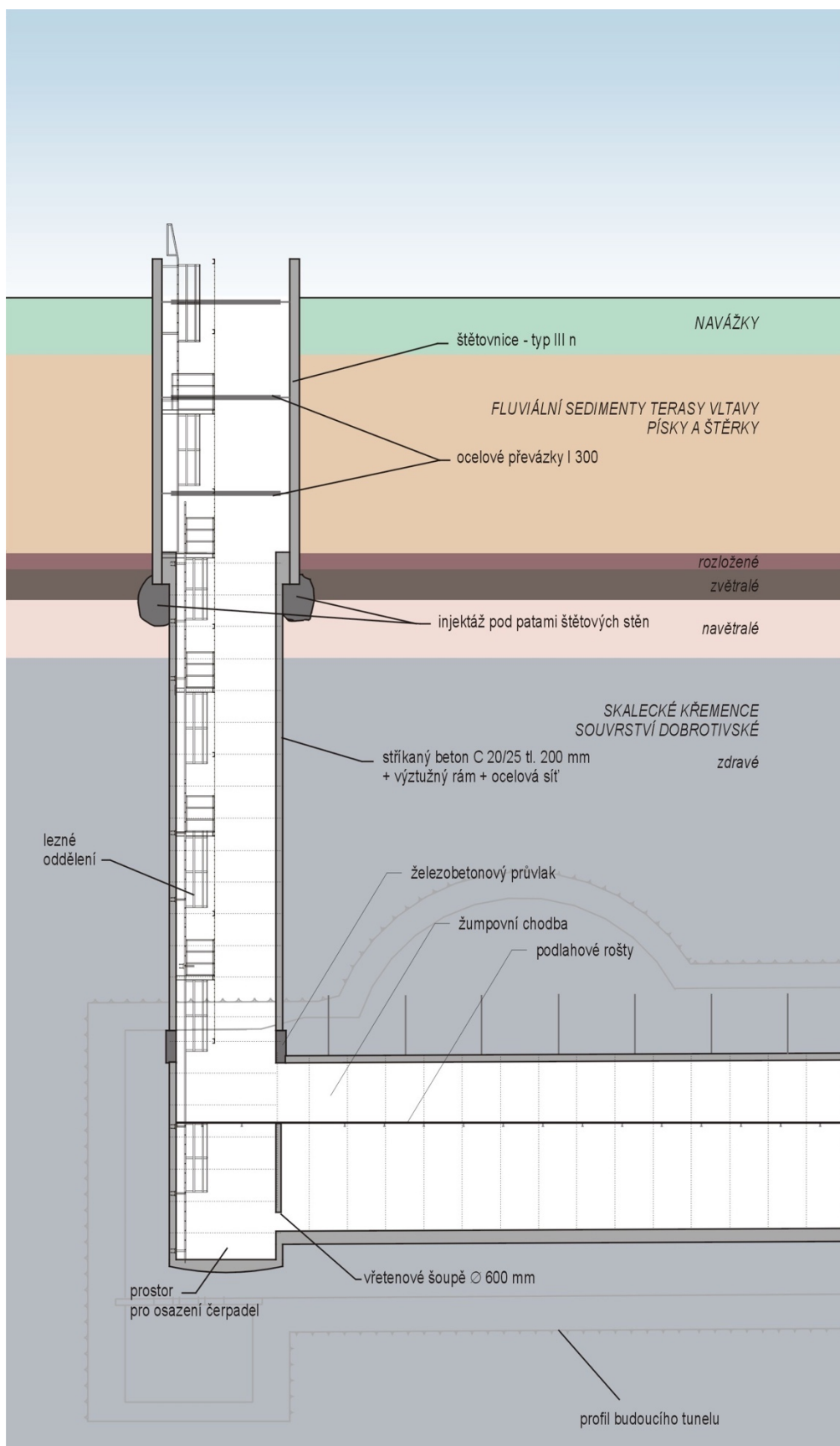
S ohledem na budoucí objekt výtlaku kanalizace a z finančních důvodů bylo ostění šachty navrženo a provedeno jako štětová stěna rozepřená ocelovými rámy v říčních sedimentech a stříkaný beton ve skalním podloží.



Obr. 6. –Vzorový příčný řez šachtou V1 na Čísařském ostrově

Štětovnice byly navrženy s přesahem 1,2 m nad terén čímž bylo dílo zajištěno proti pádu osob a vniknutí povrchových vod. Vibroberanění štětovnic proběhlo hladce, všechny se podařilo doberanit do přibližně stejné hloubky.

Pro minimalizaci přítoků při přechodu z štětových stěn na stříkaný beton byla při hloubení cca 2,0 m nad bází provedena injektáž pat štětových stěn. Toto se velmi osvědčilo, při průchodu podél pat štětovnic nebyl zastižen žádný významnější přítok podzemní vody.



Obr. 7 – Svislý řez šachtou V1 na Císařském ostrově

Hloubení kruhového profilu šachty ve skalní podloží o vnějším průměru 3,24 m bylo prováděno s využitím trhacích prací a se zajištěním stěn pomocí stříkaného betonu tl. 300 mm vyztuženého příhradovými ocelovými rámy a svařovanými sítěmi. Tloušťka ostění byla navržena zejména s ohledem na zajištění maximální možné vodotěsnosti. I přes zastižení velmi porušených a zvodnělých Skaleckých křemenců je současný přítok do jámy cca 0,5 l/s. Délka záběru byla 1,0 m. Spojitost jednotlivých prstenců ostění byla zajištěna pomocí svislé spojovací výztuže na kterou byl každý nově osazovaný rám zavěšen. Lokální rozšíření profilu šachty za účelem zamezení vertikálního posunu při podkopání ostění raženým profilem žumpovní chodby nebylo provedeno. Soudržnost mezi ostěním a horninou postačovala. Hloubení ve skalním prostředí probíhalo s velkými komplikacemi, docházelo k zavalování vrtů pro trhací práce. Celková doba provádění se tak prodloužila až na 4 měsíce.

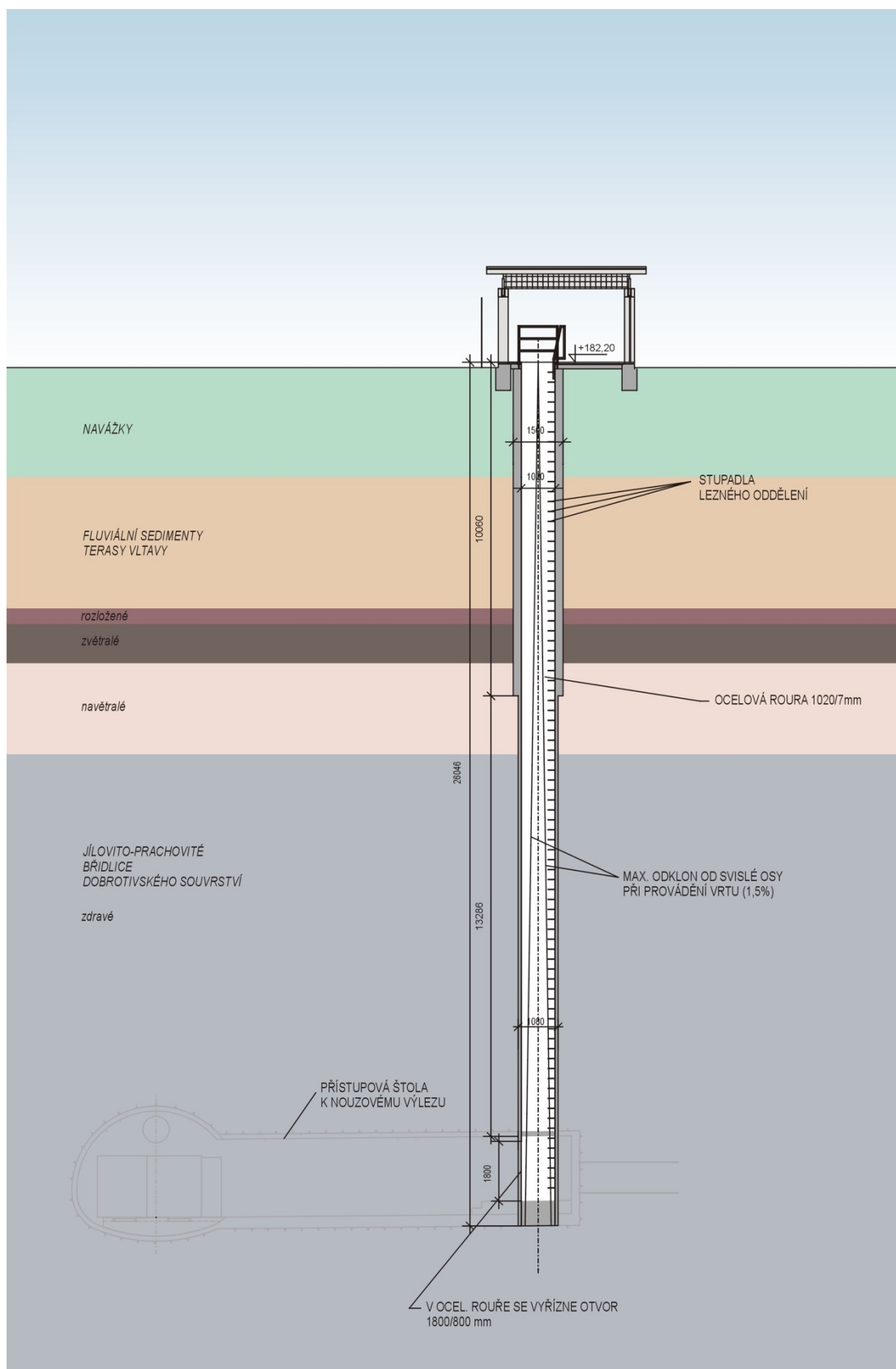


Obr.8 – Fotografie z hloubení šachty V1 na Císařském ostrově

4 ÚNIKOVÝ VRT V₂

Pro zajištění úniku z průzkumné štoly za Plavebním kanálem a pro větrání při realizaci je v ulici Za elektrárnou navržen únikový vrt V₂ hloubky 26 m. Geologický profil zde byl podobný jako v předchozích případech.

Velkoprofilový vrt byl navržen Ø 1500 mm s dvojitou výpažnicí pro průchod říční terasou s dočasnou výpažnicí 1220/10 mm a Ø 1080 mm ve skalním podloží. Po odvrtání byla instalována definitivní výpažnice Ø 1020/7 mm s předem navařenými stupadly lezného oddělení, odstraněna dočasná výpažnice a prostor mezi horninou a definitivní výpažnicí byl od spodu vyplněn jílocementovou zálivkou. Instalace konečné výpažnice probíhalo postupným navařováním a spouštěním do vrtu jednotlivých dílů délky 4 – 6,0 m.



Obr. 9 – Svislý řez vrtem V2

Nad hotovým vrtem byl proveden zděný přístřešek bránící vstupu nepovolaných osob, padání listí, znečištění apod. Po vyražení přístupové chodby z průzkumné štoly byla zjištěna prostorová odchylka vrtu od projektované polohy cca 25 cm což odpovídá cca 0,8 % délky vrtu.

5 SANAČNÍ INJEKTÁŽE

Míra zvodnění a tektonická porušenost zejména Řevnických křemenců v kombinaci s nízkým skalním nadložím (až jen 1,5 m) si vynutila provádění sanačních injektáží.

Ražba tak probíhá pod ochranou injektovaných mikropilotových deštníků v horninovém prostředí zlepšeném jílocementovou injektáží.

Mocnost klenby proinjektovaného prostoru nad výrubem byla stanovena na max 3,5 m. Tomuto byl uzpůsoben návrh geometrie deštníku. Zajišťovaná délka předpolí ražby je závislá na konkrétních podmínkách a pohybuje se 10 – 15 m.

Postupně se v jednom zajišťovacím kroku provádí 3 vějíře ve sklonech 10, 17 a 25° od vodorovné. Osová vzdálenost jednotlivých mikropilotů je cca 0,5 m.

Vrty ve vějíři jsou průměru 75 – 90 mm v počtu 9 nebo 11 ks dle daných podmínek. Po odvrtání jsou osazeny do cementové zálivky C:V = 2,2:1 injekční manžetové trubky PVC 32/3,6 mm s manžetami á 0,5 m. U spodního vějíře jsou osazovány ocelové trubky 35/5,5 mm pro zvýšení únosnosti.

Injektáž je prováděna vzestupně s těmito tlaky:

injekční tlak: do 4,5 MPa

trhací tlak: 10 MPa

spotřeba směsi: v 1. fázi 1,5 % injektovaného prostoru

v 2. fázi a eventuálně každé další fázi 1,0 %

3. fáze je prováděna jen za předpokladu, že ve druhé fázi ukončené předepsanou spotřebou nebylo dosaženo injekčního tlaku 2,0 MPa, uvedené kritérium platí pro 3. a každou další fázi injektáže

V případech, kdy nadměrný přítok z vrtu (~ 4,0 l/s) znemožňuje kvalitní injektáž (dochází k vyplavování jílocementu), bylo nutné nejprve vyvrtat část vrtu (s nižším přítokem), tu následně zainjektovat, převrtat a pokračovat v další injektáži. Tento způsob sice zvyšuje náklady na provedení injektáží, ale umožňuje funkční injektáž čímž se minimalizují následné přítoky podzemních vod do nevystrojeného výrubu.

6 ZÁVĚR

Realizace průzkumné štoly se v současné době blíží ke svému závěru. Zbývá posledních 270 z 1950 m. Provedený podrobný geotechnický průzkum podává velmi potřebné informace zejména o stavbě, kvalitě horninového prostředí a přítocích podzemních vod. Bez využití technologií z oboru zakládání staveb by tyto důležité, kvalitní informace nebylo možné získat.

LITERATURA:

- [1] Výpočet únosnosti ostění těžní šachty v Troji, Ing. Hurych, FG Consult, spol. s r. o.
- [2] Návrh sanačních injektáží, Ing. Vališ, FG Consult, spol. s r. o.

Tunelové stavby

5 EXPLORATORY GALLERY OF RADLICE TUNNEL IN PRAGUE

R. Chmelař, PUDIS a.s., Prague, Czech Republic

A. Butovič, Satra, spol. s r.o., Prague, Czech Republic

M. Kolečkář, VIS a. s., Prague, Czech Republic

ABSTRACT

This paper provides information on the proposed exploratory gallery for Radlice urban road tunnel in Prague. This tunnel, with its length of 2,200 meters, will be a major underground structure of Radlická radial road, which enables the connection of D5 motorway from Plzeň to the Czech Republic / Germany border with the City road ring in Prague and also enables the connection of both implemented road rings (the external Prague ring and the internal City ring). The Radlice Tunnel has been designed in the depth of about 100 m below Divčí hrady, a major Prague hill, and it is expected to be built according to the principles of NRTM. The driven tunnel is designed so that the upward (north) tunnel has three lanes and the downward (south) tunnel has two lanes. In the area of Zličov tunnel portals these tunnel tubes branch out to other tunnel branches. Due to the complex geological conditions and significant geological risks (deep karst formations) in the area of eastern portal and under the hill of Divčí hrady the exploratory gallery in the profile of the northern tree-lane tunnel of the length of 850 m is suggested pursuant to the requirement of Kladno District Mining Office from 2006, supported by the expert opinion of the Czech Site investigation and the requirements processed by the EIA. The exploratory gallery of the cross section of 13.5 m² is about to test geological conditions from the eastern Zličov portal to the place of crossing with the "P" sewer, where in 1981 an accident took place during the excavation works, which was caused by riding watered fillings of extensive karst cavities in the Devonian and Silurian limestones. For the exploratory gallery a project was elaborated in 2006, which was specified in 2011. The implementation of the site investigation in the form of an exploratory gallery appears in case of the Radlice tunnel necessary for safe and economical design of the tunnel itself, as in the environment of the Silurian and Devonian limestone in this area there is a more than real danger of reaching watered deep karst formations. The monitoring of groundwater levels during the excavation of the exploratory gallery will be the basis for the economically important decision on the scope of systems of insulation of lining of driven tunnels. The paper informs about the basic parameters of the proposed exploratory gallery, on the composition and the focus of site investigation and proposed geotechnical monitoring of driving the exploratory gallery, the results of which are also vital for the safe implementation of the exploratory gallery and the subsequent project of the construction of Radlice tunnels.

1 INTRODUCTION

It is not possible to avoid one of the eternal questions, which invokes discussions of tunneling experts, who have debated this issue for many years. The question is – is the exploratory gallery a good solution or not? A number of considerations or summarizing papers has been written on this issue. The progress in the technology of tunnel driving using full-profile TBM tunneling machines creates an idea of the end of the necessity of the implementation of exploratory galleries. But it is not always so – see the example of Koralm tunnel.

With the tunnels implemented by cyclical methods of driving (e.g. NATM), the issue of whether exploratory galleries are purposeful also always returns. This also applies in our case of Radlice tunnel in Prague. The choice of a geotechnical survey in the form of exploratory gallery in the part of the tunnel where there is a very real risk of deep karst formations, there is already a number of expert reports and expert opinions, which recommend the exploratory gallery. At first, it must be said that in a complex geological environment of Prague with large urban tunnels (Strahov tunnel Mrázovka, Blanka) exploratory galleries were always built with a positive effect. The same development has been reported with tunnels of Prague outer ring (Lochkov tunnel, Komofany tunnel) but also with Dobrovského tunnel in Brno. The implementation of the exploratory gallery, its benefits and necessity, must always be assessed individually. In our case of Radlice tunnel this happened.

2 RADLICE TUNNEL AS PART OF THE PRAGUE TRANSPORTATION SYSTEM RADLICE

The road transportation system in Prague is currently designed as a radial ring. In this system two road rings have the priority (inner – City and outer - Prague), which are mutually interconnected by the radial system (Fig. 1). The Radlice Radial continues in the western part of Prague to the D5 motorway from Plzeň and from the border crossing (Rozvadov) with the Federal Republic of Germany.

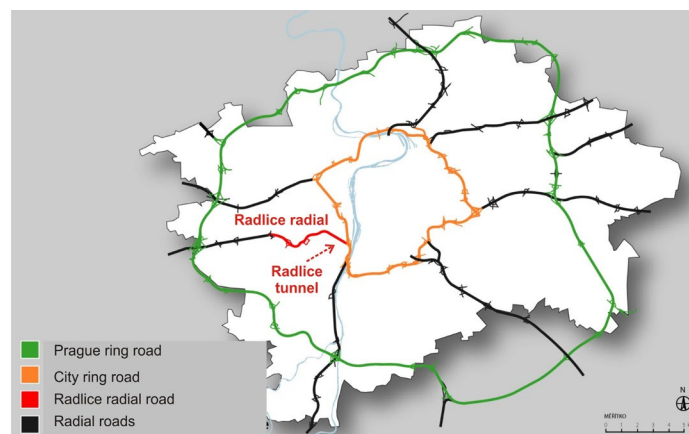


Fig. 1 – Radlická radial road as part of the radial orbital road system of the Capital City of Prague

When selecting a route of Radlická radial road many variations have been assessed. The oldest alternative solutions of Radlická radial road from the 1970's were projected on the surface. However, this variant would require extensive demolition interventions in existing buildings.

However, in the early 1990's the opinions preferring the possibility of greater use of tunnels in transportation projects in Prague were established. The current proposed form of Radlická radial road is the result of a long term quest for an optimal variant. In multi-criteria assessments transport, urban planning, environmental, engineering and investment points of view have been assessed.

The project of Radlická radial road includes three tunnels. Two smaller trenched - Butovice tunnel (299 m) and Jinonice tunnel (299 m) and 2220 m long driven Radlice tunnel. The trenched Butovice and Jinonice tunnels have an environmental and urban function. The Radlice tunnel means the driven underground structure designed with two unidirectional tunnel tubes. The route of the radial road in the tunnel overcomes a considerable difference in altitude; it rises from the level of the Vltava River floodplain to the field plateau of the former quarry near Jinonická brickworks. The rising tunnel is designed as a three lane road with a width of 15.8 m whereas the descending tunnel is the two-lane with the excavating width of 11.50 m.

Compared to other Prague radial roads the Radlická radial road is currently the most advanced in terms of project preparation and investment readiness.

3 GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS OF THE RADLICE TUNNEL

The Radlice tunnel is predominantly located in the Dívčí hrady plateau, which is limited by steep valleys (e.g. the famous Prokop Valley) and the Vltava River.

3.1 Engineering-geological conditions

The geological structure of the Radlice tunnel is in the true sense of the word "classical" because this place also is a site of discovery of fossils – the workplace of the father of the Czech and European paleontology Joachim Barrande (1799-1883). Geological conditions of the Radlice tunnel are clearly visible from a longitudinal geological section (Fig. 2). Rocks of the bedrock, in which the Radlice tunnel is projected, are the rocks of Paleozoic age. They belong to the regionally geological formation of Barrandien. From the west these are Ordovician rocks (Bohdalec, Králův Dvůr and Kosov

formations) as well as Silurian (Liteň, Kopanina and Přídol formations) and in the east, closer to the Vltava River, Devonian rocks (Lochkov and Dvorce-Prokop Formation).

On the Paleozoic rocks there are subhorizontally laid relics of cretaceous sediments in some places, which modeled the entire plateau.

Quaternary superficial deposits, forming the uppermost geological layer are in the area of Dívčí hrady plateau especially formed by eolic and deluvial sediments. In the valley of the Vltava River there are fluvial Vltava river terrace sediments and landfills.

In the area of projected Radlice tunnels very strong and deep local pre-cretaceous weathering along vertical karst formation in the bedrock (especially at the interface between Devonian and Silurian limestones) were discovered during the excavations in 1981 while driving the "P" sewer. These karst formations, which are 120 m strong and up to 30m broad (verified in the "P" sewer), are filled with weathered cretaceous detritus resembling of watered soils (sands and clays). Riding these mentioned deep karst formations filled with watered incoherent soils poses a real risk for driving designed Radlice tunnels. There is an apposite example of the driven sewer "P" in the Hlubočepy – Radlice section from 1981 (see the next chapter 4).

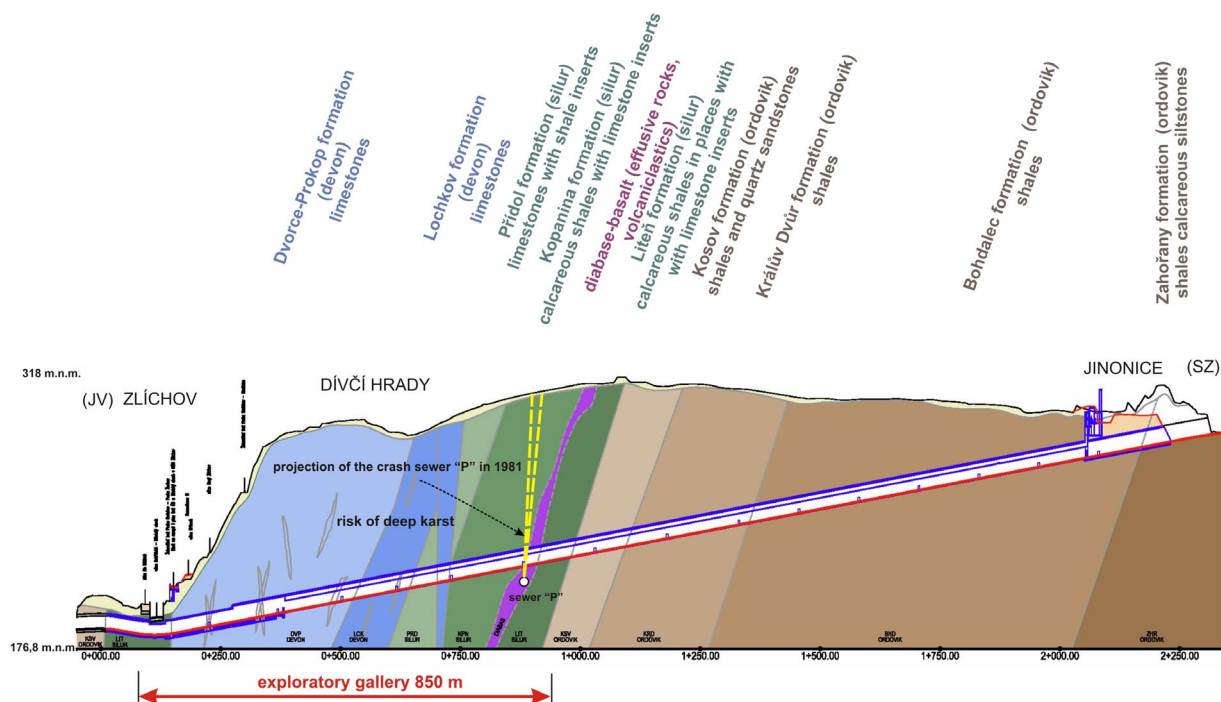


Fig. 2 – Schematic geological section through the Radlice tunnel with the marked section of the proposed exploratory gallery

3.2 Hydrogeological conditions

Hydrogeological conditions in the given location are dependent on the geological structure of the natural environment, its physical properties, the abundance of rainfall, or the local allocation of underground waters from the relics of cretaceous sediments to the geological environment of Radlice tunnels.

Generally, underground water in the catchment area can be divided into two types:

- groundwater in areas with the joint permeability (in quaternary superincumbent beds, relics of cretaceous sediments or ground fills of the deep karst phenomena)
- underground water in an environment with the joint permeability in rocks of Palaeozoic bedrock

The specified division only is schematic and does not exactly correspond to the general patterns of conditions in the catchment area. The hydrogeological conditions are actually much more complicated. In an environment with the joint permeability we cannot speak on the continuous horizon of the groundwater in the true sense as the water only moves in open prismatic joints. The level of the

underground water can be relatively most reliably interpreted in positions of slightly weathered, fragmentary to lumpily brittle rock. In deeper parts, where the communication paths are slowly closing the movement is restricted only to major cracks, karsty fissures or tectonic zones. In the rocks of the bedrock there is a very small supply of water and therefore usually a rapid decrease in yield during pumping is recorded.

The hydrogeological conditions are therefore quite complicated. The bedrock has the character of the rock massif, where groundwater circulation is bound to cracks, often extended by proto-karstic phenomena. For now in the area of Dvorce-Prokop limestones both the water table level, which is drained towards the valley of the Vltava River and probably unrelated discontinuous "near-surface water table level at Dívčí hrady," which partially stems for example by means of the source near the highly elevated railway, have been considered.

Terrace sediments with the joint permeability as well as other superficial deposits (loess, deluvial sediments, etc.) were at the time of drilling HG exploration situated in the lowest part of the route of the exploratory gallery without water. Therefore at present no hanging water table level was encountered in deluvial sediments or loess, which was expected pursuant to archival materials. Generally, there is a stable level in the bedrock.

In advance before the implementation of the exploratory gallery within a detailed hydrogeological investigation in the eastern part of the exploratory gallery in 2009 5 hydrogeological bore holes were made that have been monitored. During the excavation of the exploratory gallery these measurements were supposed to confirm or disconfirm the option of the mentioned "near-surface water table level at Dívčí hrady" being affected by driving.

Expected inflows of underground water into the exploratory gallery

In the exploratory gallery largest inflows in the Devonian and Silurian limestones are expected. The total inflow to the exploratory gallery at riding should be according to the calculations and estimates of the detailed hydrogeological investigation about 7 l. s^{-1} . However, we cannot rule out the possibility of riding watered deep karst formations, which were found during the excavation of *the sewer "P" in the Hlubočepy – Radlice section*, where the tunnel was partially flooded by the inrush of water and soil. At riding the deep karst formation, filled with significantly water saturated soils, there will be a short-term increase in water inflows to the head. This increase can even be multiple. Based on experiences from similar geological conditions and given the limited spring yield in the wider vicinity of the site the initial inflows are expected to bring tens of liters per second. Initial major inflows would fairly quickly diminish, and after a few hours or a few days as a maximum they should stabilize at a significantly lower level. Again the example of accident of the P sewer in the Hlubočepy – Radlice section in 1981 is apposite (for more details see the next chapter 4).

4 ACCIDENT OF THE SEWER "P" IN 1981

An extraordinary incident (accident) during the excavation of sewer "P" in the Hlubočepy - Radlice section of 1981 discovered in the catchment area of Dívčí hrady by that time unforeseen significant and very deep karsty disruption of Devonian and Silurian rocks (mainly limestone). This gallery (with the cross section of about $3.5 \text{ m} \times 3 \text{ m}$) is in the section Dívčí hrady located more than 100 m below the surface and perpendicularly and grade-separated intersects the route of future tunnels, about 800 m from the shaft of the projected exploratory gallery. On 2 July 1981, after the blowing in the night shift the gallery was driven to a distinctive karst cavity filled with the watered sand. Before any reinforcement could be provided, approximately $800 - 1000 \text{ m}^3$ of of a strongly watered material consisting of very loamy and clayey fine-grained sands with interlayers of sandy clays rolled out. In the cave soils middlings as well as fragments of coal and charred plant remains of the Cretaceous age were discovered.

An extraordinary incident (accident) during the excavation of sewer "P" in the Hlubočepy - Radlice section of 1981 discovered in the catchment area of Dívčí hrady by that time unforeseen significant and very deep karsty disruption of Devonian and Silurian rocks (mainly limestone). This gallery (with the cross section of about $3.5 \text{ m} \times 3 \text{ m}$) is in the section Dívčí hrady located more than 100 m below the surface and perpendicularly and grade-separated intersects the route of future tunnels, about 800 m from the shaft of the projected exploratory gallery. On 2 July 1981, after the blowing in the night shift the gallery was driven to a distinctive karst cavity filled with the watered sand. Before any reinforcement could be provided, approximately $800 - 1000 \text{ m}^3$ of of a strongly watered

material consisting of very loamy and clayey fine-grained sands with interlayers of sandy clays rolled out. In the cave soils middlings as well as fragments of coal and charred plant remains of the Cretaceous age were discovered.

This indicates that the emergence of the depression in the Silurian and Devonian rocks was caused by the intense karsting and consequent filling by the watered cretaceous sediments from the surface of bedrock down to about 100 m below the ground!

Due to the break out of this watered earth material a cavern was created of about 800 – 1000 m³. The breakout in the sewer "P" formed a flat cone, 140 – 150 m long (see Fig.s 3 and 4). Just after the breakout the inflow to the gallery was estimated according to pumping groundwater inflow into the tunnel of 50 to 60 l.s⁻¹. This inflow fell in about 10 days to 13 l.s⁻¹. The inflow into the tunnel finally settled in about one month after the collapse at 8 l.s⁻¹.

Subsequently carried out exploratory drilling from the surface at the place of fall of ground of "P" gatherer within the additional IG survey confirmed the existence of other very deep karst depressions in the Devonian limestones in Dívčí hrady.

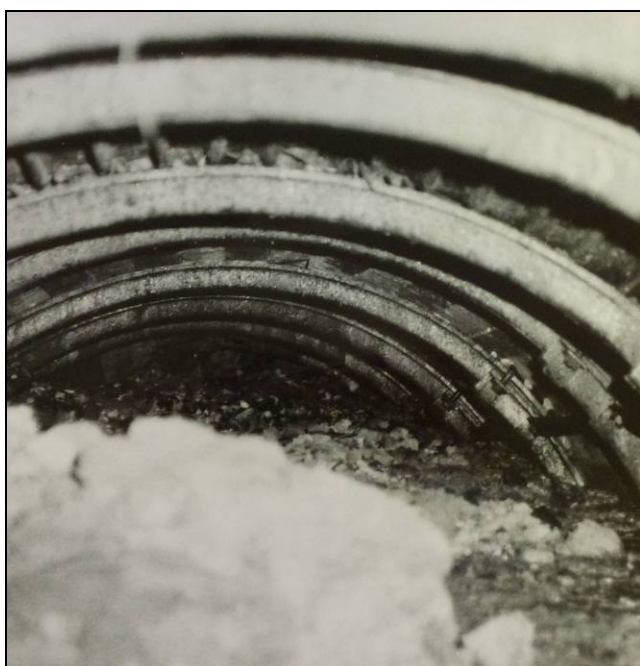


Fig. 3 – Photo of the massive collapse in the gutter "P" (1981), taken near the excavation face



Fig. 4 – Photo of the fall in the fall of ground in the "P" sewer (2 July 1981), inrush created "tongue" – the flat cone reached the length of 140 – 150 m from the excavation face and even caved in the mining trucks

5 SELECTION OF THE METHOD OF DETAILED SITE INVESTIGATION

In view of the above facts and documented geological risk the method of the site investigation in the geological environment was chosen, where we can expect deep karst disruption of the rock massif – i.e. from the eastern portal to the flyover crossing with the channel "P" in the form of the exploratory gallery. Another method of the site investigation (e.g. through boreholes from the surface) cannot adequately and reliably provide the basis for the subsequent project of the driven Radlice tunnels. Limiting factors for the implementation of exploratory drilling works from the surface include the extent of Ctirad natural monument (including its buffer zone), marked on the situation (Fig. 5). In addition, the terrain is very steep and drilling works would have to reach depths of up to 100m. This would only result in point information, which would most likely not reveal critical areas of karst violation, as it happened during the excavation of the "P" sewer. Positive contributions of the exploratory gallery also include the possibility to redevelop problematic areas in the rock mass already in advance, before the excavation of tunnels - for example by injection. What is also very important - the results of monitoring of groundwa-

ter levels in the vicinity of the excavation of the exploratory gallery can provide a reliable basis for the decisions on the scope of individual proposed systems of the tunnel linings insulation.

In the ensuing western area of the rock environment of Radlice tunnel dominated by Ordovician rocks (i.e., without the risk of karst disruption), the site investigation was chosen, carried out only from the surface.

6 EXPLORATORY GALLERY OF THE RADLICE TUNNEL

Getting familiar with the projected detailed site investigation - exploratory gallery of Radlice tunnel is from the point of view of project planning, survey works and geotechnical monitoring of the excavation described in the following sections.

6.1 Project of the exploratory gallery

The issue of the implementation was the focus of much attention. On the whole 4 variants of implementation were prepared. The aim was to propose such a solution that would not require vertical transport. Unfortunately, due to topography, existing buildings and utilization of land, the implementation of exploratory gallery was proposed from the free space at the Ke Sklárně street between the existing Zlíčov tunnel and the railway line. Here the construction site will be established, including all necessary objects and technological equipment. In the vicinity there is no residential area. The total length of 850 m exploratory gallery is designed to optimally explore mainly Silurian and Devonian rocks with the high risk of karst formations. At first the route passes under the Zlíčov tunnel (which is a part of the city ring road and where the preparatory works on the ramp of the Radlice G tunnel have already been made) and continues beneath the Křížová and Nový Zlíčov streets and then continues under the free terrain to the station of 0,932.20 km, where it is terminated (shown in Fig. 5).

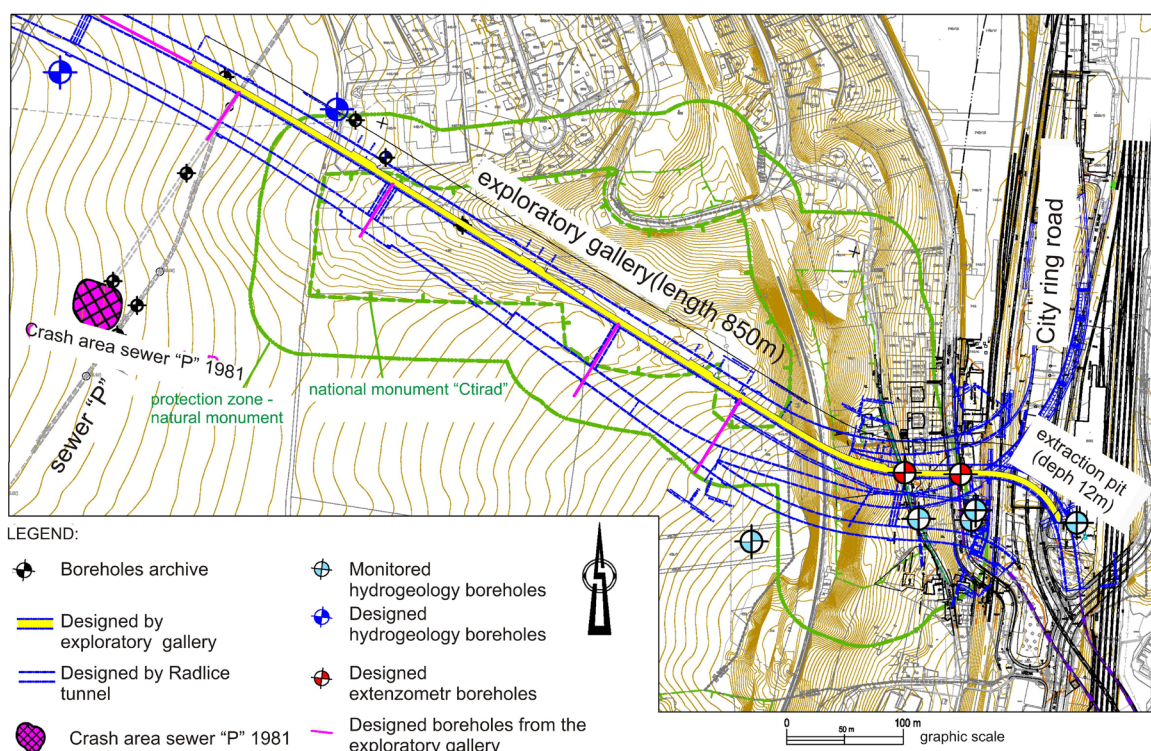


Fig. 5 – The situation of the proposed exploratory gallery of the Radlice tunnel

Basic technical parameters of the exploratory gallery:

The total length	850 m
Maximum longitudinal slope of the work	6.56 %
The cross sectional area	13.46 m ² (23.35 m ² passing point)
Maximum width of the excavation	4255 mm (6550 mm passing point)
Maximum height of the excavation	4335 mm (4300 mm passing point)
Method of implementation	NRTM
Method of disintegration	Blasting
Transport	Wheeled (non-rail)

Due to the height reasons the implementation is projected from the hoisting shaft with the depth of about 12 m. The geometry of hoisting shaft respects the anticipated technology of vertical transport and local, confined conditions. Ensuring the shaft lining is designed with the anchored rider bracing of steel rolled profiles I 220 of the length of 9.0m in quaternary sediments and shotcrete of the thickness of 100 mm with 150 x 150 x 6.3 nets, and steel studs in the rocky environment. The route is expected to involve five technological classes (2, 3, 4, 5a and 5b) according to the geological conditions. To determine them at the implementation the utilization of the classification of QTS is envisaged, which was derived for the rock conditions of the Prague area. The following parameters of the excavation support are assumed (see Table 1):

Table 1 – Anticipated technological classes of NRTM encountered in the exploratory gallery

Technology class	2	3	4	5a	5b
Theoretical excavation (m ²)	13,5	13,5	13,5	14,8	14,8
Max. excavation width (m)	4,26	4,26	4,26	4,26	4,26
Max. excavation height (m)	3,86	3,86	3,86	4,34	4,34
Light cross section (m ²)	12	12	12	12	12
Lining thickness (mm)	150	150	150	150	150
Length of crowding (m)	1,75	1,5	1,25	1	1

The cross-sectional size of the exploratory gallery has been designed to meet mining regulations for the available construction machinery of potential contractors (see Fig. 6). The exploratory gallery leads in the profile of future North tunnel tube (see Fig. 5), its location consequently allows the selection of any subsequent excavation sequence (at the implementation of the tunnels themselves).

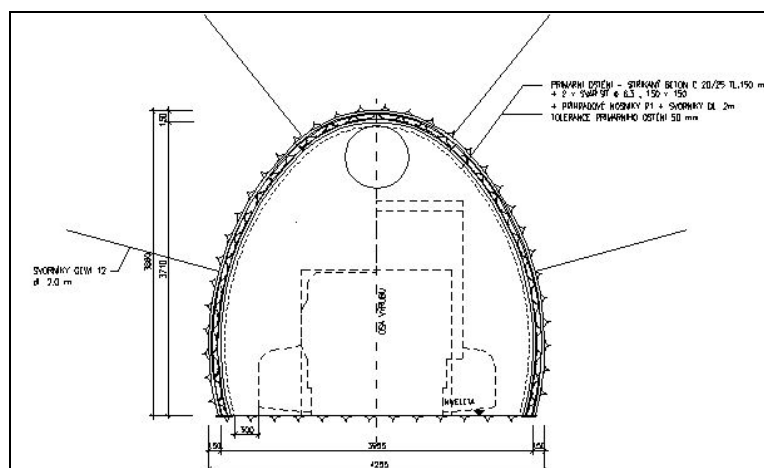


Fig. 6 – A cross-section of the exploratory gallery profile

In the majority of its length the exploratory gallery is located centrally at the top of the excavation of the future tunnel. In the section below the existing City road ring the route of the exploratory gallery will be driven under an already-prepared structure of the future tunnel construction (walls + STRAIGHT ceiling), the consequent section of the driven tunnel has the dome-shaped profile (see Fig. 7). Thus the exploratory gallery must "catch up" with the height difference between the profile with the straight ceiling and the vaulted profile. For logistical reasons, the route of the exploratory gallery is designed with four passing bays in mutual distance of about 150 m (see Fig. 5). The length of passing bays is app. 22 m, whereas their location will be adjusted according to the specific geological conditions; for the optimal course of excavation and exploratory works (mutual concurrence) the implementation of the pressurimeter fans is concentrated in these sections.

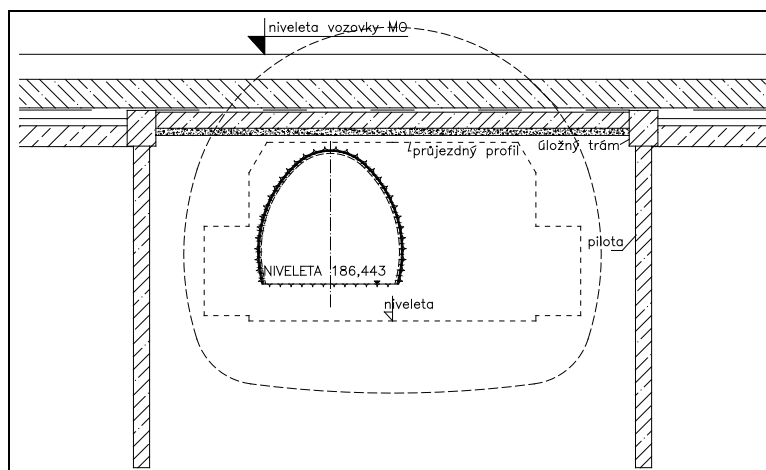


Fig. 7 – Comparison of the vaulted profile with the profile under the City road ring

Because of the risk of reaching karst formations (caverns filled with liquid sands) core and coreless safety pre-boreholes will be implemented at the excavation. For the redevelopment of tectonically disturbed zones and caverns pressure cement grouting have been projected. For added security the first safety predrilling 3.0 m long will be performed at the implementation of blasting works.

The implementation of the work has completely negligible impact on the surface and aerial installation, whereas the maximum expected deformation of the ground surface in the axis of the excavation amount to 10 mm at a slope of subsidence basin more favorable than 1:1000.

The total implementation period according to the schedule of the contractor is assumed to be two years.

6.2 Proposed site investigation

The most recent comprehensive stage of exploration work for the construction in question is the archival research for DUR (documentation for planing) site investigation of Radlická radial road JZM - Smíchov on May 2007 (Vorel et al., 2007), the results of which in the end again clearly indicated the recommended implementation of horizontal exploratory gallery with the location in one of the proposed tunnel. Consequently, in 2009, detailed hydrogeological investigations were made for the exploratory gallery and other new findings were summarized in the preliminary site investigation for the Radlice exploratory gallery (Chmelař et al., 2009).

Throughout the course of investment and construction project preparation, the need for the exploratory gallery has been confirmed (it is required in the opinion of the Kladno District Mining Office and this type of research has been clearly supported by the expert opinion of the Czech Site investigation), in addition to the above reasons (complexity of construction, the complexity of geotechnical conditions) also in order to ensure the protection of Ctírad natural monument (shown in Fig. 5).

Within the proposed detailed site investigation, conducted through the exploratory gallery in the part of the Radlice tunnel the comprehensive set of surveys and measurements will be implemented. Basic types of surveys namely include the detailed ongoing geotechnical and geological documentation of the exploratory gallery, as well as the documentation of geological boreholes, realized both from the surface and from the underground, sets of pressuremeter tests and plate load tests, hydrogeological monitoring, supporting laboratory tests of the mechanics of rocks and soils and tests of technological properties (with rocks - abrasiveness, workability and boreability), the corrosion survey and especially various geophysical measurements from both the exploratory gallery and from the surface.

The implementation of the detailed site investigation for the Radlice tunnel realized mainly from the exploratory gallery will be carried out in three basic time periods.

- 1) Exploration works and measurements before the excavation of the exploratory gallery
- 2) Exploration works and measurements during the excavation of the exploratory gallery
- 3) Exploration works and measurement after the excavation of the exploratory gallery

The duration of the excavation of the exploratory gallery (including the hoisting shaft excavation) is assumed to be 24 months (2 years). Subsequently, individual exploratory works and measurements are divided to the mentioned time periods.

Exploration works and measurements before the excavation of the exploratory gallery

Before the start of the excavation works on the exploratory gallery the hydrogeological monitoring of groundwater level will be carried out on the already developed network of hydrogeological monitoring bores (see Fig. 5). The groundwater level in these bore holes has been monitored since 2009. This network of monitored bore holes will be extended with the boreholes at the end of the exploratory gallery with the sufficient advance before the excavation these boreholes will be monitored. Simultaneously also the update of passports of wells and natural springs will be made.

At the time, before the excavation of the exploratory gallery also a set of geophysical measurements from the surface along the entire exploratory gallery will be made. These measurements will include the complex of geophysical measurements using seismic, geoelectric, georadar and gravimetric methods. The aim of these measurements is in advance of the excavation of the exploratory gallery to locate the course of the fault zones and especially the indication of primary karst formations (sinkholes, corrosion discontinuities, cavities with different soil filling). The interpretation of the evaluation of geophysical measurements shall enable even prior to excavation of the exploratory gallery, the determination of the sections of the excavation with the potential risk the possibility of instability of the excavation in terms of riding watered and non-watered fault zones or karst caverns.

Exploration works and measurements during the excavation of the exploratory gallery

Essential activities of the detailed site investigation through the exploratory gallery include the geotechnical and geological monitoring of the unsecured face of the excavation of the exploratory gallery (or even hoisting shaft). This activity will be conducted continuously at the three-shift operation and must be done in a great detail with respect to its use for the subsequent interpretation (prognosis)

of complex geological conditions in both Radlice tunnels but also as input parameters for classification of the rock massif in geotechnical tunneling classifications of QTS, RMR or GSI. Based on the evaluation of discontinuities in the rock massif the structural kinematic analysis of the unsecured rock massif will be carried out continuously with respect to possible retraction and loss of rock blocks from the unsecured part of the face of the exploratory gallery and consequently the prediction for the tunnels themselves.

Further to this continuous geotechnical and geological monitoring there will be prompt evaluation of safety predrilled pre-bores of the length of 20 m in areas with expected increased geological risk for the gallery excavation. With these core pre-bores the engineering and geological description, laboratory test of rocks or soils (with filling of karst cavities) will be carried out, the groundwater tributary will be monitored and the geophysical measurements will be conducted (by the drilling georadar measurements through the seismo borehole geophysics).

With a certain distance following the excavation – similarly as with the exploratory galleries of Mrázovka, Blanka, or at the construction of SO 514 (Lochkov tunnel), radial pressuremeter fans will be implemented from the exploratory gallery, within which the sets of pressuremeter measurements will be performed in order to determine re ductile properties of the rock massif. These bore holes will also be used for geophysical measurements.

During the excavation of the exploratory gallery measuring of the groundwater levels in monitored boreholes will continue to be performed (and with greater intensity) with a view to determine the impact of the excavation on the level of the ground water. Of course, also the initial inflow of the ground water will be reported at the head of the excavation as well as the total inflow from the exploratory gallery, measured with the inductive flowmeter. In conjunction with the excavation also the corrosion geoelectrical measurement of stray currents will be carried out.

Exploration works and measurements after the excavation of the exploratory gallery

After the completion of the exploratory gallery along its entire length the exploratory drills (drilling profiles) will be carried out in the southern tunnel. Their location will be based on the evaluation and interpretation of geological conditions affected by the exploratory gallery (see the proposed location Fig. 5). These exploratory bore holes will be geologically described, geotechnically tested and the set of geophysical measurements will be performed. At first the georadar and boreholes geophysics measurements will be made similarly to the boreholes of pressuremeter fans and consequently the seismic candling between these boreholes will be made between individual boreholes of the fan (see Fig. 8).

From the end of the exploratory gallery the 70 m long subhorizontal borehole in the direction of the excavation of the future tunnel will be implemented, similarly to the exploratory gallery in Blanka, (see Fig. 5). This bore hole will also include geotechnical tests and geophysical measurements.

After the completion of the exploratory gallery spacing plate load tests will be performed in the exploratory gallery and possibly other geophysical measurements will be made in places of processed statical calculations for Radlice tunnels.

And of course at the time after the excavation of the exploratory gallery both the measurement of groundwater level on the network monitoring wells and the measurement of the total inflow from the gallery will continue.

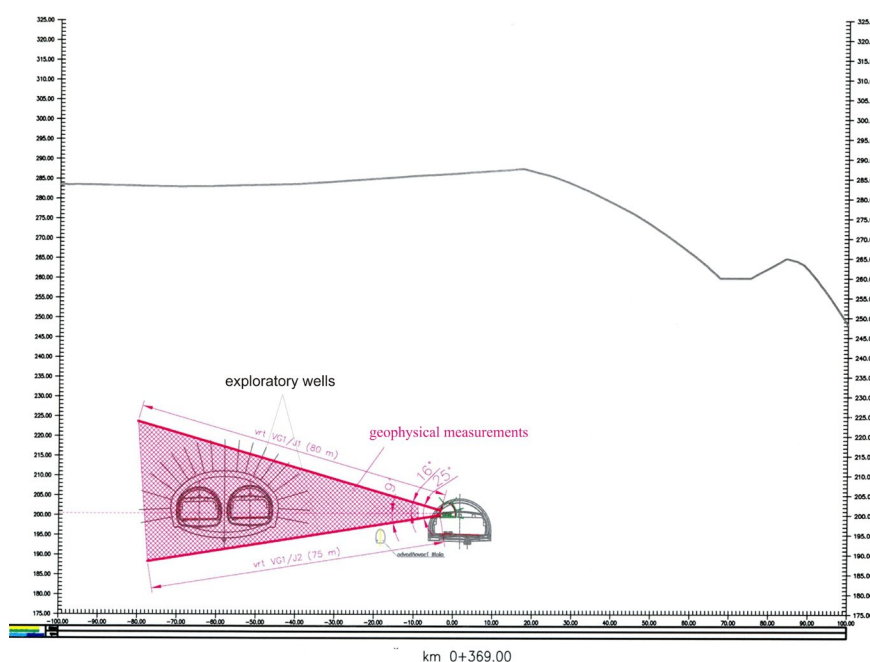


Fig. 8 – The proposed exploratory drilling profile for the area of the tunnel untwisting in the southern tunnel showing the seismic radiography between bore holes

6.3 Proposed geotechnical monitoring

The scope of monitoring is designed to include with some measurements also the area of impacts of future major tunnels, in particular this relates to leveling measurements of the surface and objects, tracking defects in objects and measuring distortions of the overlying stratum by extensometer drilling.

The organization and management of the monitoring process will be ensured by the investor's agent particularly for legal and economic aspects of this activity.

Monitoring will cover the following measurements and observations:

- Building a local geodetic network
- Ground surface deformation measurement
- Measurement of surface buildings deformations
- Monitoring and measurement of surface buildings disorders
- Convergence measurements
- Dynamic and acoustic measurements
- Measuring the stress of the primary lining
- Extensometer measurements
- Control tests bolts in concrete
- Measurements on portals and construction pits
- Measuring moisture of soil horizons

Subsequently, the selected activities of the site investigation, namely those that are directly related to monitoring will be continuously evaluated and passed to the database of the geotechnical monitoring.

- Geotechnical and geological monitoring of excavations
- Hydrogeological monitoring (measurement of groundwater levels in boreholes)
- Measurement of water inflows from the excavation face
- Engineering and geological description of core predrills

- Geophysical measurements of predrills

Geotechnical monitoring and site investigation activities, and the results will be coordinated in accordance with the principles of direct observational methods applied both in the construction of the gallery and in the parallel project preparation of Radlice tunnel.

The brief description of measurement proposed by the geotechnical monitoring is presented subsequently.

- Building a local geodetic network

It is the case of the construction and maintenance of stable points in the area of the railway station, Křížová street and Nový Zlíchov and in Děvínská and Tetínská street. In total, 16 topographic and 15 elevation points will be occupied.

- Ground surface deformation measurement

In total there are 12 measuring profiles designed stationed at key locations of the route (Strakonická underpass, railway tracks in stationing strategic calculations, etc.). The total number of expected points is 225 pcs, including 80 on the Czech railways track. The accuracy of results is less than 1 mm and with each point 14 measurements is assumed. The expected value of drops is up to 10mm with the permitted value of 20 mm and the slope of the subsidence basin is up to 1:1000.

- Measurement of the deformation of surface buildings

It will be performed within the range of the subsidence and the seismic zone of 5mm/sec. Geodetic leveling points will be installed at 17 surface buildings and railway lines. The total number of points is 65 and the number of measurements is 14, the required measurement accuracy below 1 mm.

- Monitoring and measurement of surface buildings disorders

It will be carried out within the range of subsidence and seismic zones during the excavation of the gallery and consequent excavation of the tunnel. The passportization of objects has already been made whereas the detailed determination of the positions of the measuring device (sliding strips) will be determined by the exploration about 1-2 months ahead of the face of the excavation. On the whole 17 objects will be monitored, whereas with each object the location of about 5 pieces of sliding strips and 3pcs of attached deformeters is expected. The scope includes ensuring the Protocols of the defect as an important base for the any subsequent negotiations by the object owners.

- Convergence measurements

It is the most important measurement within the observational method and a part of the NRTM technology. The shape changes of the tunnel will be monitored geodetically on 3 point profiles and the overall number of 42 pieces. Their distance is close to the gallery portal with smaller rock overburden of 10 m, followed by 20 to 30 m. The measurement accuracy is under 1mm, the expected value considered by the project is up to 5 mm and the maximum permissible value is 20 mm.

- Dynamic and acoustic measurements

It will focus on the technology of blasting works during the excavation of the gallery and its impact on the overlying buildings. A particular attention will be devoted to the verification of the possible use of blasting operations near the road underpass. For all overlaying objects dynamic resistances were determined generally in the range of 15-20 mm/s and 60 mm/s for road underpass. To measure dynamic and acoustic effects the total of 53 stations is designed for 19 objects.

- Measuring of the primary lining strain

It is designed to obtain the information on the primary lining strain at 3 profiles when using the 6 gauges in each profile.

- Extensometer measurements

They are designed in 2 locations in boreholes with a depth of 18.5 m in Křížová street and 30.0 in Nový Zlíchov street (See Fig. 5). To measure vertical deformations the accuracy $\pm$ of 0.1 mm/m is expected and the total of 17 measurements is envisaged.

- Measurements on portals and building pits (measurements in the winding shaft)

It is a measurement using dynamometers at selected anchors of braced timbering of the mining pit and the trigonometric measurements in 3D on the shaft lining. The selected contractor of the gallery has the option to optionally customize the way of mining and the shape of the excavation and mining shafts.

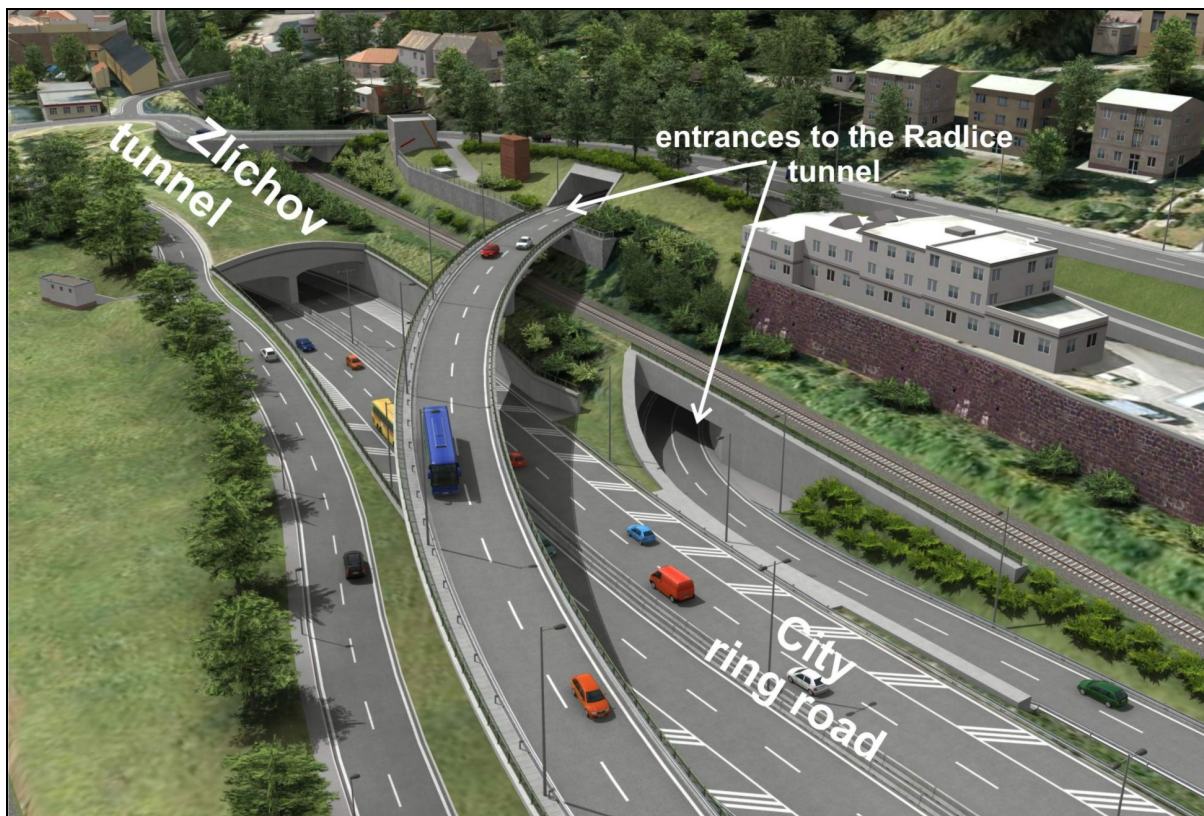


Fig. 9 – Visualization of connecting Radlice tunnel to the City Ring Road in Prague in Zlíchov

7 CONCLUSION

The exploratory gallery of the Radlice tunnel is due to the proven risk of watered and loose deep karst formations (which have been the cause of the “P” sewer collapse in 1981) an adequate method of the geotechnical research. Only sufficient research can provide the plausible basis for the subsequent design of the Radlice tunnel. This tunnel, as an integral part of the Radlická road radial interconnects the D5 motorway transport in the area of Zlíchov from Plzeň with the City ring road (illustratively shown in the visualization, see Fig. 9). The construction of the Radlická radial road is currently very necessary for the Capital City of Prague.

REFERENCES

- [1] MERTA, A., PETRŽÍLKA, V. & HAVRDA, A. 2010. *Tunnels on Radlice Radial Road*: Proceedings of the Conference Underground Construction Prague 2010 pp. 188–192
- [2] BUTOVIČ, A. Where to locate it? 2003. Proceedings of the Conference Underground Construction Prague 2003 pp. 88–92
- [3] Aleš MERTA, Lukáš KOŘÍNEK a Vladimír PETRŽÍLKA. 2011. Tunely na Radlické radiále. Jihozápadní město-Smíchov. Tunel. roč. 20, č.1, s. 3–11, (in Czech)

- [4] Josef VOREL, Boleslav BŘEZINA. 2007. Radlická radiála JZM – Smíchov – Inženýrskogeologický průzkum (geologická rešerže) pro DUR. PUDIS, (in Czech)
- [5] CHMELÁŘ, Radovan, BŘEZINA Boleslav, SÍLA Libor, KRUPA, Karel. 2009. Předběžný inženýrskogeologický průzkum pro průzkumnou štolu Radlice. PUDIS, (in Czech)
- [6] HABRNÁL Lubomír. 1983. Zpráva o inženýrskogeologickém sledování v průběhu výstavby nadsídlíštního splaškového sběrače „P“ v úseku Hlubočepy-Radlice v Praze 5. PUDIS, (in Czech)
- [7] ZELENKA, Přemysl. 1984: Křídové sedimenty v krasové depresi na Dívčích hradech. Čes. Kras X, str. 51–55. Beroun. (in Czech)

Tunelové stavby

6 PODZEMNÍ STAVBY SEVEROZÁPADNÍ ČÁSTI MĚSTSKÉHO OKRUHU HLAVNÍHO MĚSTA PRAHY

Část I – Základní informace

Ing. Josef Dvořák, SATRA spol. s r.o.

Ing. Alexandr Butovič, SATRA spol. s r.o.

V současné době probíhají v plném proudu přípravné práce na souboru staveb Severozápadní části Městského okruhu (MO) v Praze. Svou technickou náročností a objemem prací patří tato stavba mezi nejvýznamnější svého druhu a po svém vybudování bude vizitkou vysoké úrovně podzemního stavitelství v České republice.

Ve čtyřech na sebe navazujících článcích by autoři chtěli čtenářům časopisu Geotechnika přiblížit nejzajímavější problémy a technická řešení spojená s touto stavbou.

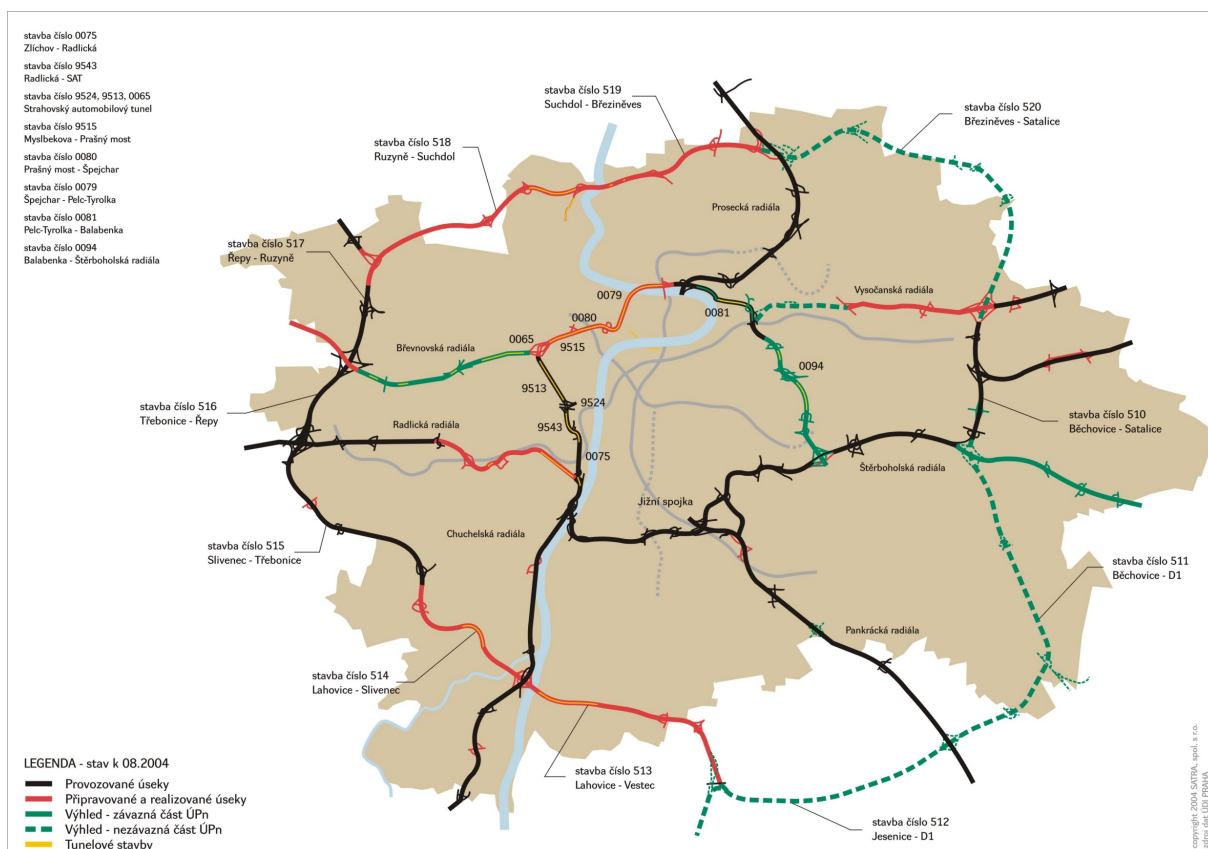
Tematicky bude tato rozsáhlá problematika rozdělena takto:

- 1) Základní informace o Městském okruhu a zejména jeho severozápadní části
- 2) Systém a výsledky podrobného geotechnického průzkumu
- 3) Technická řešení složitých objektů
- 4) První zkušenosti z realizace

1 ÚVOD

Značný nárůst dopravních výkonů v České republice po roce 1989 a snaha o zpětnou integraci do Evropy vyvolaly mimo jiného i značný tlak na rozvoj dopravní infrastruktury, a to zejména v oblasti silniční dopravy. Ne jinak tomu bylo a doposud je i v hlavním městě Praze, kde dosud nedokončená síť hlavních komunikací je pocítována jako velký nedostatek. Některé názory na život společnosti v městských aglomeracích bez všude přítomných aut mohou být sice lákavé, ale jako obecné pravidlo jsou naprosto iluzorní. Moderní společnost, která má rozvojové ambice se bez dynamiky a pohybu neobejde. Je proto potěšující, že hl. m. Praha má snahu dokončit výstavbu sítě hlavních komunikací co nejdříve.

Městský okruh v Praze má plánovanou délku cca 33 km. Jeho součástí bude 8 tunelových úseků jejichž celková délka přesáhne 10 km. Na Městském okruhu je již provozován Strahovský tunel, tunelový podjezd ČD na Zlíchově a tunel Mrázovka. Dne 6.6.2003 nabylo právní moci územní rozhodnutí na soubor staveb Městského okruhu délky cca 6 km v úseku Myslbekova – Pelc Tyrolka, ve kterém jsou tři tunelové úseky, tunely Brusnice, Dejvice a Královská obora.



Obr. 1 – Síť hlavních komunikací v Praze s vyznačením tunelových úseků.

Dokončení severozápadního segmentu Městského okruhu v úseku Myslbekova – Pelc-Tyrolka je jednou z hlavních priorit rozvoje hlavního města Prahy. Po celou dobu projektové přípravy je kladen značný důraz na vysokou úroveň technického řešení. Díky tomu si můžeme být jisti, že po dokončení a uvedení do provozu bude tunelový úsek Malovanka – Troja představovat světovou špičku z hlediska stavebního řešení a technologického vybavení. Samozřejmostí je vysoký standard bezpečnosti provozu, řízení dopravy i provozu technologických celků, a vysoce sofistikovaný systém provozního větrání, automaticky řízený v návaznosti na hustotě provozu, klimatických podmínkách a koncentracích škodlivin.

2 SEVEROZÁPADNÍ ČÁST MO

Úsek o celkové délce 5895 metrů tvoří tři navazující stavby. Na Malovance je to stavba číslo 9515 Myslbekova – Prašný most (délka 915 m), na kterou plynule navazuje stavba 0080 Prašný most – Špejchar (délka 659 m). Třetí část, stavba 0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka, je tvořena 3438 metrů dlouhým tunelovým úsekem a 882 metry dlouhým povrchovým úsekem v Troji, který je ukončen u mostu Barikádníků.

Tento komplex bude mít po svém dokončení značný dopravní význam. Vytvoří nové kapacitní propojení v oblasti mezi spodními Holešovicemi, Pelc-Tyrolkou, Letnou, Prašným mostem a křižovatkou na Malovance (budoucí 2. stavba Strahovského tunelu) mimo stávající, dnes již neúnosně zahlcené komunikace, ze kterých bude dopravní zatížení převedené do převážně podzemní trasy Městského okruhu. Tím se projeví také značný význam environmentální.



Obr. 2 – Situace severozápadní části MO

Doprava svedená do podzemí je plynulejší, v důsledku tedy produkuje méně emisí a samozřejmě hluku. V neposlední řadě je tu také dopad na bezpečnost provozu. Jak prokázala řada odborných studií, při jízdě v tunelu dochází k nižšímu počtu dopravních nehod, jelikož na řidiče nepůsobí rušivé vlivy okolí. Navíc tu nejsou křižovatky, ale napojení na okolní komunikační síť je řešeno v hlavních uzlových bodech prostřednictvím řadičích pruhů.

3 SOUČASNÝ STAV PŘÍPRAVY

Původní představa investora (hlavní město Praha) byla uvádět jednotlivé stavby do provozu postupně v průběhu let 2001–2013. Nejdříve úsek Špejchar – Pelc-Tyrolka (stavba 0079), poté úsek Malovanka – Prašný most (stavba 9515 + 2. stavba Strahovského tunelu) a naposledy otevřít úsek Prašný most – Špejchar (stavba 0080). Na přelomu let 2003 a 2004 byl vznesen nový požadavek upravit postupy výstavby a případně i technická řešení v jednotlivých stavbách tak, aby celý tento úsek MO mohl být uveden do provozu současně jako celek. V souladu s tímto požadavkem byly a jsou upravovány dokumentace pro stavební povolení a je reálné získat stavební povolení pro stavbu 0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka ve druhé polovině 2005, a na přelomu 2005–2006 tuto stavbu zahájit. Další dvě stavby 9515 a 0080 budou následovat s půl až jednoletým odstupem, tak že do konce roku 2010 je možné celý uvedený úsek městského okruhu mezi Malovankou a Pelc-Tyrolkou zprovoznit. Technicky, a dá se říci i legislativně, je tato představa reálná. Je třeba vyřešit pouze poslední problém a tím je zajištění financování. Zajistit propočtový náklad ve výši cca 20 mld Kč není sice malým problémem, ale dopravní situace v Praze jednoznačně říká, že je nutné tento problém vyřešit. Jakékoliv oddalování realizace uvedených dopravních staveb je může pouze dále prodražovat.

4 STAVBA 9515 MYSLBEKOVA – PRAŠNÝ MOST

Stavba 9515 Myslbekova – Prašný most navazuje na připravovaný tunelový úsek 2. stavby (2B) Strahovského tunelu. Stavby na sebe navazují v hloubené části, v místě, kde jsou severní a jižní hloubená tunelová trouba od sebe konstrukčně odděleny. V západním hloubeném úseku stavby je navrženo technologické centrum, které je využíváno i pro sousední 2B stavbu Strahovského tunelu. Z technologického centra je veden vzduchotechnický kanál, ukončený výdechovým objektem na ploše vodojemu na nároží ulic U laboratoře a Nad Octárnou.



Obr. 3 – Urbanistické řešení „Prašný most“

Před hradebním pásem přechází hloubená konstrukce do ražených tunelů. Trasa se dále inflexním směrovým obloukem stáčí pod ulici Jelení a směřuje do prostoru pod křižovatkou Prašný most. Ukončení raženého úseku je opět určováno linií historického opevnění. V koncovém, opět hloubeném úseku se obě tunelové trouby spojí do konstrukce se společnou střední stěnou. V prostoru nad tunely ve východním hloubeném úseku jsou umístěny dvoupodlažní podzemní garáže. Napojení na místní komunikační síť je umožněno v křižovatce Prašný most, kde se výjezdová rampa odpojuje z jižní tunelové trouby v hloubeném úseku a je vyústěna do křižovatky proti ulici Svatovítská. Vjezdová rampa je směřována z ulice Svatovítská mimo řízenou světelnou křižovátku přímo do hloubené části severní tunelové trouby. Obě rampy jsou z části zakryté a sevřené do opěrných stěn, které navazují na portály. Východní polovina křižovatky územně přísluší navazující stavbě, ve které pokračuje také trasa Městského okruhu.

Stávající uliční síť je realizací stavby dotčena jen nepatrně. Třída Milady Horákové si ponechává stávající šířkovou dimenzi, ulice Svatovítská bude rozšířena, a proto dojde k přestavbě mostu přes železniční trať.

Trasa městského okruhu je uspořádána jako 2 x 2 průběžné jízdní pruhy o šířce 3,5 m. V návaznosti na křižovatky jsou k průběžným jízdním pásům přisazeny připojovací a odpojovací pruhy o stejné šířce, které jsou vzájemně propojeny prodloužením manévrovacího úseku do souvislého pruhu průpletového. Ve výsledku jsou tak mezikřižovatkové úseky v uspořádání 2 x 3 pruhy. Tunelové úseky mezi odbočující a připojující rampou jsou dvoupruhové, stavebně jsou však přizpůsobeny pro nasazení nouzových zálivů.

5 STAVBA 0080 PRAŠNÝ MOST – ŠPEJCHAR

Navazující stavba 0080 Prašný most – Špejchar je navržena v uspořádání 2 x 2 průběžné jízdni pruhy šířky 3,5 metru, směrově oddělené střední dělicí stěnou. V mezikřižovatkových úsecích, kde probíhají přípojovací a odpojovací pruhy stejné šíře je ve výsledném uspořádání šířka 3 x 3,5 m v téměř celé délce trasy. Součástí hloubené konstrukce tunelu jsou dvě přimknuté rampy, jedna vjezdová severní do úrovně křižovatky Prašný most, druhá vjezdová za křižovatkou Prašný most do jižního tunelu.



Obr. 4 – Urbanistické řešení „Letenská plán“

Směrové a výškové řešení je limitováno polohou sousedních staveb. Polohou podchodu metra Hradčanská, větrací šachtou metra, areálem Státního ústředního archivu na jižní straně ulice Milady Horákové, polohou kanalizačních stok a výhledovým řešením podzemní železniční stanice Praha – Dejvice. Ve střední dělicí stěně jsou mezi sousedními tunely navrženy tři technické průchody.

6 STAVBA 0079 ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA

Stavba 0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka je nejdelší v celém souboru. Trasa Městského okruhu je v této stavbě vedena převážně v tunelech, ražených či hloubených, část trasy okruhu na trojském nábreží Vltavy (882 m) je vedena povrchově. Na místní uliční síť je trasa Městského okruhu napojena v oblasti Letné v nové křižovatce U Vorlíků, v oblasti Troja v nové křižovatce Troja (u nového Trojského mostu), v nové křižovatce Povltavská (vazba nového Trojského mostu na ulici Povltavská), ve stávající křižovatce Pelc-Tyrolka u mostu Barikádníků a v oblasti Holešovic v upravené stávající křižovatce Partyzánská (napojení ulic Partyzánská a Vrbenského).

Počátek stavby leží před stávající křižovatkou Špejchar, kde navazuje na stavbu 0080. Dále je trasa vedena v hloubených třípruhových tunelech pod Letnou. V navazujících ražených tunelech, jejichž portál je na úrovni stadionu AC Sparta, podchází trasa Městského okruhu zástavbu na Letné, přírodní památku Královská obora (Stromovka), plavební kanál a Císařský ostrov, podchází koryto Vltavy a pokračuje na trojském nábreží, kde ražené tunely zhruba v úrovni trojského jezu přecházejí

na tunely hloubené ukončené za Trojským mostem. Dále je trasa vedena povrchově a končí pod mostem Barikádníků v upravené stávající křižovatce Pelc-Tyrolka.



Obr. 5 – Urbanistické řešení „Trojské nábřeží“

Ražené tunely začínají na Letné jako třípruhové – dva průběžné jízdní pruhy a jeden řadící – a po 378 metrech (v jižním tunelu), respektive 497 metrech (v severním tunelu) přecházejí do dvoupruhového profilu. Oba tunely jsou vedeny souběžně, tloušťka horninového pilíře mezi oběma tunely je průměrně 18 metrů. Součástí stavby, kromě uvedené základní dopravní trasy jsou následující stavební celky.

Na Letné je to mimoúrovňová křižovatka U Vorlíků, podzemní strojovna požárního větrání Špejchar s výdechovým objektem, a podzemní garáže Letná pro 855 osobních automobilů se samostatným technologickým vybavením, provozně na Městském okruhu nezávislém a stavebně navazující podzemní objekt technologického centra TGC 3. Na třídě Milady Horákové budou důsledně vedeny 2 x 2 jízdní pruhy se živičným povrchem, nové zvýšené tramvajové těleso se zadlážděným povrchem (požadavek památkové péče) a budou sjednoceny parkové úpravy v pláni. Veškeré objekty na Letné budou budovány jako hloubené.

V ražené tunelové části trasy je kromě osmi průchozích a průjezdných tunelových propojek umístěno technologické centrum TGC 4 a 5 zahrnující strojovny provozního a požárního větrání, a navazující nasávací a výdechová šachta, která je zakončena nadzemním výdechovým komínem a podpovrchovým nasávacím objektem v ulici Nad Královskou oborou. V technologickém centru je umístěno také centrum energetického napájení trasy. V nejnižším místě ražených tunelů je umístěna podzemní čerpací stanice odvodnění tunelů pro odvádění technologických a průsakových vod přes šachtu výtlačků na Císařský ostrov. Balastní vody jsou odváděny gravitačně do Vltavy, vody z mytí tunelů nebo vody znečištěné, například při požáru jsou odváženy na ČOV k likvidaci.

V Troji je na rozhraní ražených a hloubených tunelů situováno podzemní technologické centrum TGC 6 obsahující strojovny provozního a požárního větrání a zařízení energetického napájení dopravní trasy s nadzemními objekty výdechu a nasávání vzduchotechniky.

Projektová dokumentace stavby byla upravena v souladu s novými požadavky na protipovodňovou ochranu Prahy po záplavách v srpnu roku 2002.

7 PODZEMNÍ STAVBY SEVEROZÁPADNÍ ČÁSTI MĚSTSKÉHO OKRUHU HLAVNÍHO MĚSTA PRAHY

Část III – Technická řešení složitých objektů

Ing. Alexandr Butovič, SATRA spol. s r.o.

1 ÚVOD

Stavba MO č. 0079 Špejchar – Pelc Tyrolka není pozoruhodná pouze z hlediska dopravního významu v severozápadní části Prahy, celospolečenského přínosu, ale také z hlediska technického.

Mezi nejzajímavější technická řešení patří:

- Konstrukční milánské stěny
- Vzduchotechnické centrum na Letné
- Koordinace s protipovodňovou ochranou hl. m. Prahy v oblasti Troja
- Sanační injektáže v blízkosti Šlechtovy restaurace

Samostatným a také zajímavým problémem byl i komplex technických řešení spojených se začleněním stavby MO jako součásti ochranného systému hl. m. Prahy. Od tohoto však bylo v minulém roce na základě přání investora upuštěno.

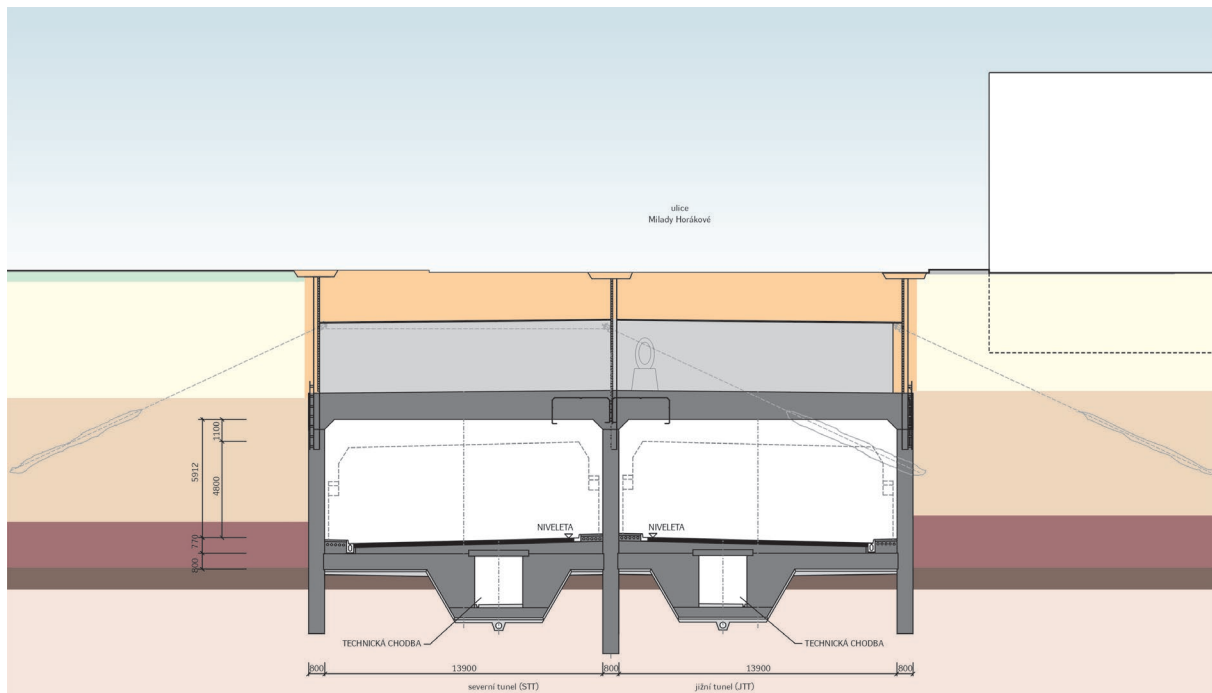


Obr. 1 – Celková situace

2 KONSTRUKČNÍ PODZEMNÍ STĚNY

Provádění hloubených tunelů na Letné se bude potýkat s nedostatkem prostoru a s nutností zajistit neustálý průjezd vozidel v obou směrech. Je nepředstavitelné, že by stávající uliční síť v oblasti Letenské náměstí, Špejchar, Prašný most byla zcela uzavřena. Z těchto důvodů je ve staničení km 4,4 – 4,75, v úseku mezi křižovatkou Špejchar a tramvajovou smyčkou použito konstrukčních podzemních stěn. Část z nich bude budována z povrchu, část z úrovně odpovídající stropu budoucího tunelu. Výhodou tohoto řešení je maximální možné omezení šířky záborů a zároveň velmi rychlé navrácení povrchových komunikací a inženýrských sítí do „původního“ stavu.

Princip je velmi podobný systému želva. Nejprve se provedou podzemní stěny (ať už přímo z povrchu nebo z jiné úrovně s použitím jiného typu pažení) zároveň tvořící stěny budoucího tunelu, vyhloubí se jáma na úroveň odpovídající spodnímu líci stropu, provede se deska tvořící strop a vše se opětovně zasype. Dle časových a prostorových možností je pak odděleně prováděna „ražba“ tunelu pod ochranou již zhotoveného stropu a stěn.



Obr. 2 – Příčný řez km 4,472

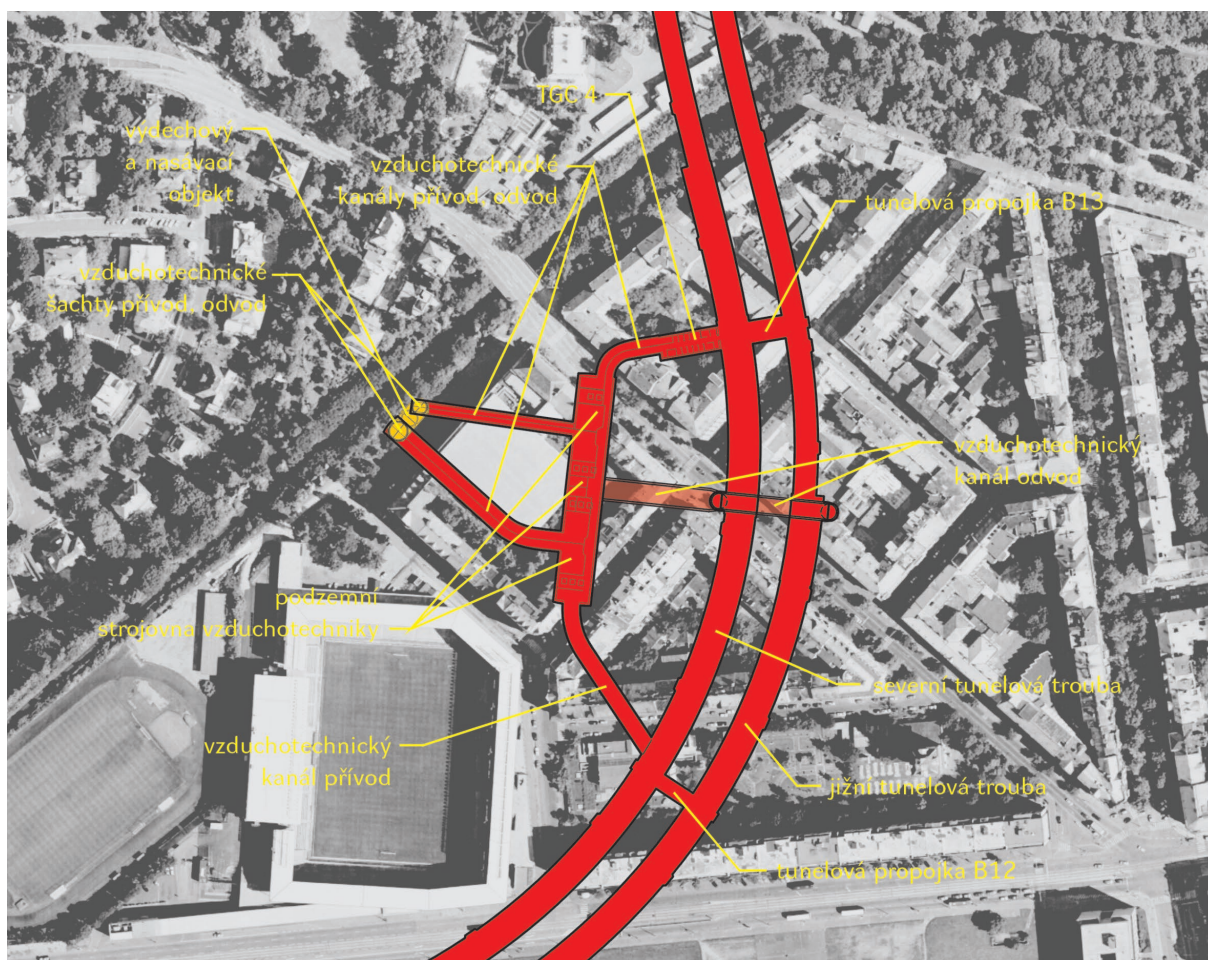
Zdánlivě jednoduchý postup však sebou přináší minimálně dvě úskalí:

- 1) Pro trvalé konstrukce je nutné zajistit provedení stěn i stropu (včetně spojení a případných dočasných kotev) jako vodotěsné konstrukce. To sebou nese použití speciálních směrů, technologií a konstrukčních detailů
- 2) Zatížení, které je přenášeno ze stropní desky do stěn vyvolává v základové spáře úměrně šířce podzemní stěny značná napětí, která mohou vést k jejímu porušení nebo nepřijatelným deformacím. Z tohoto důvodu často o maximálním možném zatížení stropu nerozhoduje únosnost stropní desky, ale únosnost v základové spáře podzemní stěny. Rozhodujícím kritériem je tak mezní stav použitelnosti, resp. maximální možná deformace při které ještě nedochází k narušení vodotěsnosti. Při větších hloubkách je tak někdy nutné použití „zásypu“ například z lehčených betonů ($\rho = 600 \text{ kg/m}^3$). Rozhodující pro posuzování je etapový stav kdy nad stropní konstrukcí je definitivní povrch s veškerým zatížením včetně dopravy a není ještě dokončen tunel se spodní deskou.

I přes svoji náročnost jsou konstrukční podzemní stěny častým řešením pro provedení hloubených objektů v komplikovaných podmínkách. Zkušenosti z České republiky i ostatních zemí jsou toho důkazem.

3 VZDUCHOTECHNICKÉ CENTRUM

Pro potřeby zajištění požárního a provozního větrání převážné části ražených tunelů je pod obytnou zástavbou na Letné navržen složitý komplex technologických objektů. Jedná se o strojovnu vzduchotechniky, propojovací, přívodní a odvodní vzduchotechnické kanály a šachty.



Obr. 3 – Situace technologického komplexu

Největším objektem je strojovna VZT, která je navržena paralelně s trasou tunelů v osově vzdálenosti cca 85 m. Plocha výrubu činí téměř 300 m², délka 125 m. Při její ražbě v letenských břidlicích s výškou skalního nadloží 25 m bude použito vertikální členění výrubu. Původně byly v DUR navrženy 2 samostatné strojovny menších rozměrů pro přívod a odvod zvlášť. Při zpracovávání DSP však došlo ke zjednodušení a navržení strojovny jedné, zajišťující přívod i odvod vzduchu. Výhodou tohoto řešení bylo zjednodušení vzduchotechnických cest a celková redukce objemů podzemních ražených objektů.

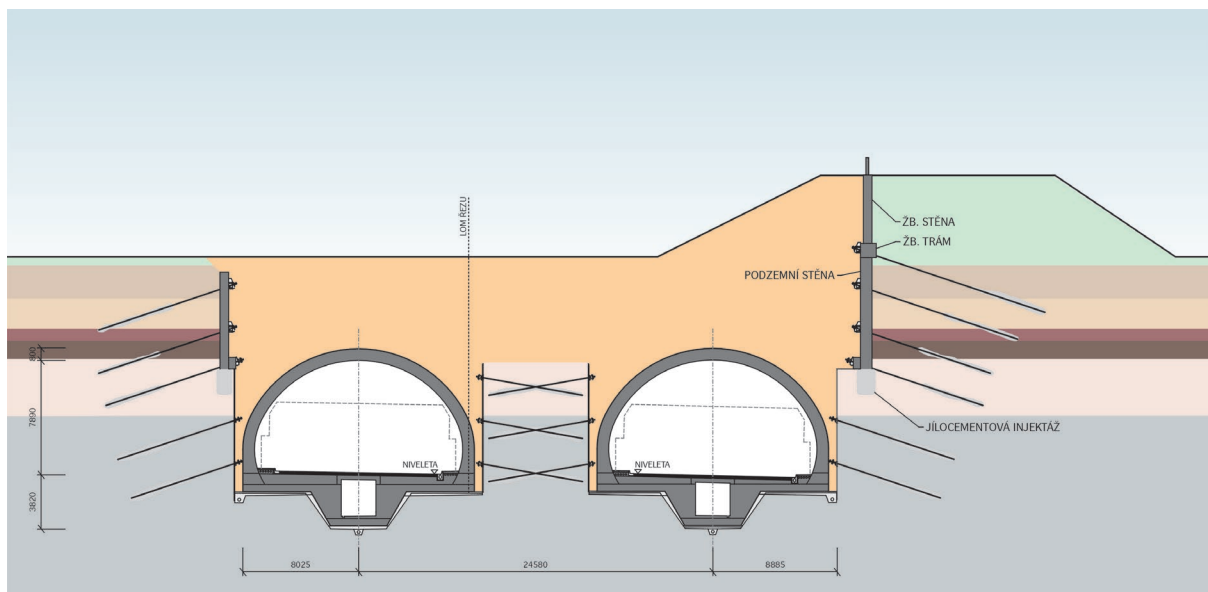
V krajních čtvrtinách strojovny vzduchotechniky jsou umístěny VZT kanály zajišťující přívod i odvod vzduchu do VZT šachet. Na západním konci strojovny se nachází tunel přivádějící čerstvý vzduch do Severní tunelové trouby (STT) a sloužící jako dopravní cesta pro zavážení i následné výměny technologických zařízení ve strojovně. Na východním konci navazuje tunel přivádějící, přes Technologické centrum 4 (TC 4) a propojku B13 (TP B13) čerstvý vzduch do jižní tunelové trouby (JTT).

Uprostřed strojovny VZT je zaústěn tunel odvádějící znečištěný vzduch z obou tunelových trub. Celý tento objekt je navržen jako svislé šachty průměru 8 m navazující na tunely, subhorizontální tunel stejného profilu tyto šachty propojující a dovrchní tunel kruhového tvaru o průměru 10 m zaústěný do strojovny VZT.



4 KOORDINACE S PPO

Ve snaze minimalizovat investice a vůbec umožnit výstavbu MO bude v předstihu provedeno cca 600 m podzemních stěn šířky 800 resp. 600 mm, které budou následně prodlouženy o železobetonovou zeď tl. 600 mm tvořící dočasnou oporu nově budované protipovodňové hráze. Při hloubení jam MO budou podzemní stěny využity jako pažící konstrukce. Po ukončení výstavby a opětovném zasypání hl. tunelů bude protipovodňová hráz dosypána na pravidelný lichoběžníkový tvar, aby lépe architektonicky zapadala do krajiny.



Obr. 5 – Příčný řez km 7,316

Pro zajištění stability ve všech fázích výstavby PPO i MO je žb. stěna v úrovni cca 1,0 m nad stávajícím terénem kotvena šesti-pramencovými kotvami délky 16 m. Maximální hloubka jámy od koruny hráze bude 26 m.

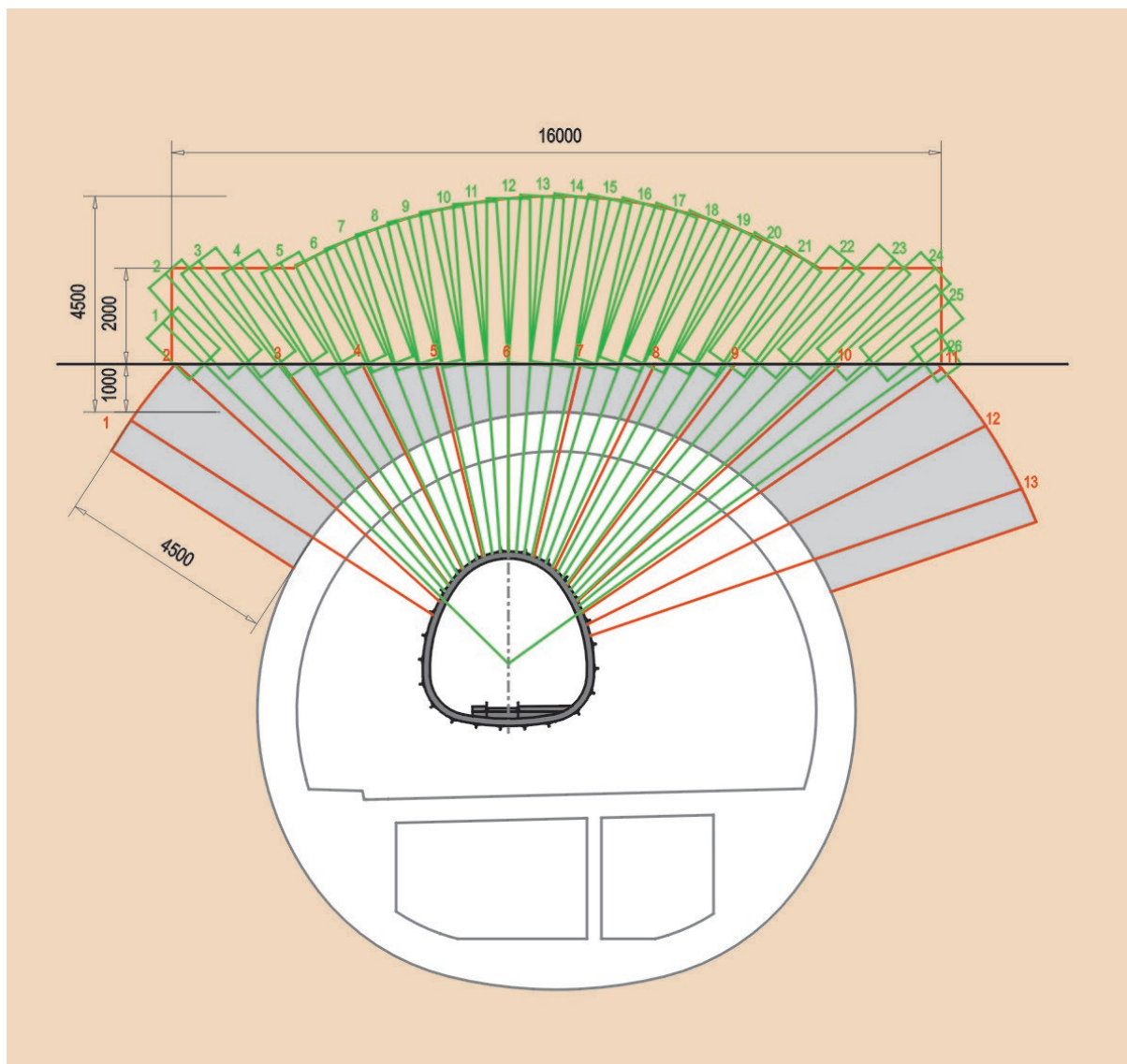
5 SANAČNÍ INJEKTÁŽE

Problematika přechodového pásma (dobrotivské břidlice x řevnické křemence x libeňské břidlice) v blízkosti Šlechtovy restaurace na úpatí svahu z Letné byla již částečně popsána v předchozím článku zabývajícím se podrobným geotechnickým průzkumem. V jeho rámci zde byla kontrolními předvrty (z průzkumné štoly) zmapována skutečná výška skalního nadloží. Byly zjištěny relativně malé odchylky od předpokládaných hodnot a nejmenší výška skalního nadloží tunelu je tak 1,5 m. V takových podmínkách je ražba dvoupruhového tunelu bez doplňujících opatření nemožná. Pro bezpečný průchod průzkumné štoly byly použity sanační injektáže na bázi cementu. Vytvořením obálky o mocnosti cca 2,5 m došlo ke zpevnění části nadloží a zvýšení jeho nepropustnosti. Pro ražbu samotných tunelů je navrženo řešení obdobné a čistě z technického hlediska jsou možné dvě varianty:

Trysková a horninová injektáž prováděná z průzkumné štoly

V předstihu před ražbou tunelů (čelba tunelu bude vzdálena cca 100 m od místa sanace) bude provedena trysková a tlaková horninová injektáž pomocí systému radiálních vějířů. K vrtání budou použity vrty Ø 75 mm proměnlivých délek. Zařízení staveniště bude v již zrealizovaném přilehlém úseku tunelu. Zde budou také umístěna síla na injekční směs. Střídavě budou injektovány vrty vlevo a vpravo, bude postupováno dovrchně.

Celou problematiku provádění injektáží komplikuje skutečnost, že bude prováděna dovrchně pod hladinou podzemní vody, resp. plně zvodněnými sedimenty což sebou přináší nutnost použití pre-ventrů. Výsledkem bude cca 1,0 – 1,5 m mocná „betonová“ deska napomáhající bezpečnému průchodu ražeb a oddělující propustné sedimenty od výrubu. Boční injektáž bude sloužit k dotěsnění horninového prostředí a minimalizaci průsaků do výrubu. Toto řešení, ověřené při realizaci průzkumné štoly, bylo navrženo ve spolupráci se společnostmi Zakládání staveb a.s. a FG Consult s.r.o.

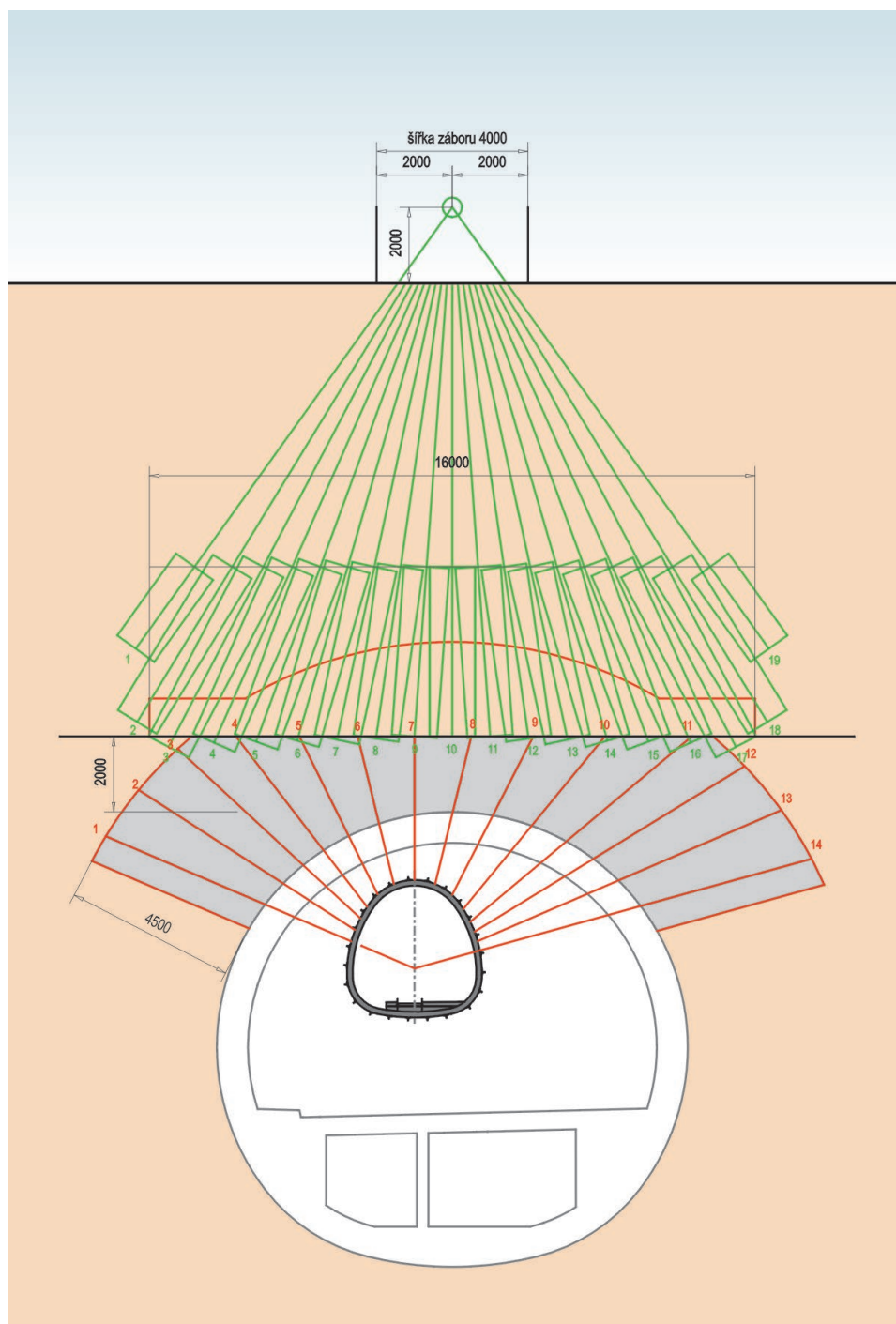


Obr. 6 – Příčný řez – varianta I

Samotná ražba bude v těchto místech prováděna pod ochranou mikropilotových deštníků z injektovaných ocelových trubek 108/16 mm délky 12,0 m s horizontálním členěním výrubu a dočasnou protiklenbou. V případě velmi nepříznivých stabilitních podmínek bude kalota členěna.

Trysková injektáž prováděna z povrchu doplněna o tlakovou horninovou injektáž prováděnou z průzkumné štoly

V tomto případě budou nejdříve z povrchu provedeny vějíře tryskové injektáže (typ 2), kterými dojde k vytvoření „betonové klenby“ nad výrubem budoucího tunelu. Z tohoto důvodu bude v potřebné délce (cca 160 m) nad tunely vytvořen zábor šířky 4,0 m, odkud bude prováděna tryskovou injektáž.



Obr. 7 – Příčný řez – varianta II

Časově se předpokládá provedení za 4 měsíce, a to v zimním období, tak aby došlo k minimálnímu ovlivnění přírodního prostředí v tak exponovaném místě jako je PP Královská obora.

V následujícím kroku bude provedeno dotěsnění okolí budoucího výrubu tunelu z průzkumné štoly pomocí tlakové horninové injektáže.

Přestože je tato metoda bezpečnější, výrazně levnější a nijak zásadně nenarušuje životní prostředí, zůstává zatím pouze variantou teoretickou. Podmínky pro realizaci stavby, které vyplývají z projednání dokumentace pro stavební povolení tuto variantu neumožňují.

8 RAŽENÉ TUNELY STAVBY MĚSTSKÉHO OKRUHU Č.0079 ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA, PŘEDPOKLADY A SKUTEČNOST

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., SATRA s.r.o.

Ing. Tomáš Louženský, SATRA s.r.o.

Ing. Ondřej Kostohryz, Geotechnika, a.s

RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D., PUDIS a.s.

1 ÚVOD

Tento článek lze považovat za přímé pokračování článku, který vyšel v čísle 1/2008 s názvem „Výstavba silničního tunelového komplexu Blanka v Praze – Stavba 0079 tunely Špejchar-Pelc-Tyrolka“ autorů J. Kvaše a R. Chmelaře.

Předmětem tohoto článku je především podání aktuálních informací o stavu razičských prací, popis systému geotechnického monitoringu a interpretace dosažených výsledků včetně porovnání s předpoklady realizační dokumentace stavby, vytvořené na základě výsledků podrobného geotechnického průzkumu provedeného formou průzkumné štoly.

2 SYSTÉM VYHODNOCOVÁNÍ VÝSLEDKŮ GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU

Při ražbě tunelů Blanka je pro vyhodnocování a předávání dat geotechnického monitoringu používán informační systém monitoringu Barab®, který vyvinula společnost SG – Geotechnika, a.s. Detailní popis informačního systému monitoringu Barab® byl uveden v časopisu Tunel č. 3/2008 v článku „Využití informačního systému Barab® při monitoringu ražby tunelů Slivenec“ kolektivu autorů Bernard – Mikolášek – Rozsypal.

Informační systém monitoringu Barab® využívá relační databázový systém spravovaný SQL-serverem. Všechna měřicí místa v databázi jsou vybavena informací o své poloze, jsou určena druhem měření a sdružená v sekcích. K měřicím místům lze ukládat jak diskrétní měření (zejména geodetická měření), tak obecné informace ve formě dokumentů libovolného formátu (např. pdf). Diskrétní měření systém zpracuje a prezentuje ve formě grafů časového vývoje změn sledovaných parametrů.

Přístup k datům systému Barab® je realizován pomocí webové aplikace portálu Barab® (na adrese www.barab.eu). Tato aplikace slouží k ukládání dat do databáze Barab® a k jejich prohlížení.

Vizualizaci dat v mapě zajišťuje platforma GIS. Pro projekt je vyhotovena sada statických výkresů, které nesou informace potřebné k interpretaci dat monitoringu. Portál Barab® a platforma Barab® GIS vzájemně komunikují. Pro každé měřicí místo kreslené v Barab® GIS lze získat informace z portálu Barab® a naopak, pro každé měřicí místo v databázi Barab® lze získat informaci o jeho poloze prostřednictvím portálu Barab® GIS.

Přístup k informacím databáze Barab® je řízen scénářem uživatelských rolí přidělených jednotlivým uživatelům. Uživatel může být aktivní (má právo vkládat a editovat dokumenty), nebo pasivní (má právo pouze k prohlížení dokumentů). Lze určit přístup k úplnému obsahu databáze, nebo jen k určené části databáze Barab®.

3 AKTUÁLNÍ STAV PRACÍ

Ražba dvoupruhových tunelů je prováděna pomocí NRTM s částečným využitím trhacích prací. V průběhu ražeb se změnou pevných a málo rozpukaných písčitých břidlic skalecké facie (R3) a ještě tvrdších jemnozrnných křemenců až křemenných pískovců skaleckých (R2) na jílovitoprachovité až jílovité břidlice (R4) významně klesá využití trhacích prací a od staničení km 6,120 je ražba prováděna pouze se strojním rozpojováním.

Ke 4.12.2008 se ražba Severní tunelové trouby (STT) nachází ve staničení km 6,000 (1270 m) a Jižní tunelové trouby (JTT) ve staničení km 6,060 (1206 m) což je cca 200 m od Šlechtovy restaurace ve Stromovce. Čelba kaloty STT se nachází na začátku úseku, kde byla z povrchu provedena do-datečná opatření založená na principu tryskové a tlakové injektáže a ochranných mikropilotových vějířích, v případě JTT do tohoto úseku chybí cca 28 m.



Obr. 1 – Situace vyraženého úseku

Až do okamžiku mimořádné události ke které došlo dne 12.10.2008 při rozšiřování dvoupruhového tunelu na profil bezpečnostního zálivu probíhala ražba obou tunelových trub s horizontálním členěním výrubu kalota byla ve zhoršených geologických poměrech členěna vertikálně, s délkou záběru 0,8 m v 5a technologické třídě NRTM pod ochrannými deštníky ze samozavrtávacích kotevních tyčí R 51 L délky 9,0 m. Důvodem použití takto masivních opatření byla obava z výrazné nestability horninového prostředí spojené s následnými zvýšenými přítoky podzemní vody do výrubu při velmi malém skalním nadloží nepřesahující cca 6 m (nad tímto se nachází cca 11 m saturovaných kvartérních sedimentů). Významný, pozitivní účinek z pohledu stability čelby přináší průzkumná štola, která v čelbě působí jako velká, masivní kotva.

Na základě interpretace naměřených výsledků geotechnického monitoringu lze doposud vyražený úsek rozdělit na 3 základní oblasti (úseky) ražeb s naprosto odlišnými projevy. Jedná se o oblast

na Trojském břehu s podchodem pod korytem Vltavy a plavebního kanálu až po trať ČD Praha – Děčín ve Stromovce, anomální oblast Císařského ostrova a oblast přírodního parku Stromovka od výše uvedené železniční trati po úpatí svahu z Letné. Každá z těchto oblastí je specifická svou geologickou stavbou i deformační odezvou horninového masivu na ražbu tunelů. V následujícím textu jsou tyto oblasti podrobně popsány a porovnány předpoklady se zjištěnými výsledky geotechnického monitoringu.

4 ÚSEK – TROJSKÝ BŘEH

Geologické podmínky

Při ražbě obou tunelů byly zastiženy od raženého portálu Troja písčité až drobové břidlice s ojedinělými lavicemi jemnozrnných křemenců a křemenných pískovců skalecké facie dobrotivského souvrství (ordovik). Jedná se o relativně pevné (pevnost horninového materiálu v prostém tlaku cca 30 – 35 MPa), málo rozpukané břidlice. Horninový masiv má jako celek příznivé deformační charakteristiky. Tomu odpovídá i níže uváděná deformační odezva na proces ražení.

Nad povrchem skalního podloží se nacházejí výrazně zvodnělé kvartérní sedimenty maninské terasy Vltavy a holocénní hlinité náplavy. V rámci podrobného geotechnického průzkumu byla věnována zvýšená pozornost podchodu pod korytem Vltavy a plavebního kanálu. Z důvodu odlišných geologických podmínek zde byly realizovány průzkumné štoly v obou tunelových troubách. V jižním tunelu bylo ověřeno, že ražba budoucích tunelů bude prováděna v písčitých a drobových břidlicích, třídy R3, lavicovitě vrstevnatých se střední hustotou diskontinuit. Naopak v tunelu severním byly pod Vltavou zastiženy skalecké jemnozrnné křemence, zdravé až navětralé s rezavými povlaky oxidů železa, třídy R2 velmi pevné (pevnost horninového materiálu v prostém tlaku cca 60 – 150 MPa), lavicovitě vrstevnaté s vložkami prachovitých břidlic. Celkově (i dle zkušeností) je toto horninové prostředí více propustné, neboť křemence jsou křehčí a pukliny mívají otevřenější. U obou tunelů byla orientace hlavního systému diskontinuit – vrstevnatosti paralelní se směrem ražby pod Vltavou. To znamená, že hlavní pukliny byly 60° ukloněné na JV a tedy rovnoběžné s osou ražby pod Vltavou. Obzvlášť v prostředí skaleckých křemenců byla obava ze zvýšených přítoků do budoucích tunelů. Navíc dle posuzovaných a porovnávaných chemismů podzemní vody z přítoků do průzkumných štol a z povrchové vody Vltavy se ověřilo, že v místě říčního toku Vltavy, obě zvodně – jak ordovická ve skalním podloží, tak i kvartérní v terasových sedimentech, výrazně komunikují. V souladu s tímto zjištěním byly i výsledky peizometrického měření tlaku vody z předvrtů, které potvrzovaly tlak vodního sloupce odpovídajícího hladiny ve Vltavě.



Obr. 2 – Čelba kaloty dvoupruhového tunelu ve skaleckých křemencích

Způsob ražení

Na základě poznatků z realizace průzkumné štolý byla pro podchod pod Vltavou a plavebním kanálem definována modifikovaná technologická třída NRTM 3H, která zohledňovala bezpečnostní rizika ražby pod vodním tokem, ale zachovávala princip spolupůsobení horninového masivu a přiměřeně tuhého primárního ostění. Délka záběru v této třídě byla realizována max 1,75 m. Při této délce záběru byla okamžitá stabilita nezajištěného výrubu dostatečná a ražba probíhala bezpečně. Na trojské straně, v technologické třídě 3 byla ražba tunelů realizována s délkou záběru až 2.2 m. Rozsah skutečných a předpokládaných technologických tříd byl téměř totožný. Dominovala technologická třída NRTM 3. Občasné, nezávislé nadvýlomy zde byly způsobovány jen ojedinělým vypadáváním horninových bloků po diskontinuitách.

Ražba samotných tunelů pod Vltavou po provedení sanačních injektáží z průzkumných štol proběhla úspěšně bez větších problémů, přítoky podzemní vody byly drenážním účinkem průzkumných štol a provedenou sanační injektáží výrazně menší než bylo očekáváno, dokonce menší než při ražbě průzkumných štol.

Deformační odezva

Pro stanovení předpokladů o chování horninového prostředí a primárního ostění byly pro první úsek ražeb od portálu Troja po Císařský ostrov proveden matematický model ve staničení km 7,219 (cca 50 m za portálem) s použitím parametrů horninového prostředí získaných na základě podrobného geotechnického průzkumu.

Tabulka 1 – Geotechnické parametry zeminového a horninového prostředí (písčité břidlice)

Geologická vrstva	Parametr				
	γ [kg/m ³]	E_{def} [MPa]	ν [-]	c [MPa]	ϕ [deg]
Navážky AN	2000	11	0,39	0,013	24
Holocénní náplavy FL-H	1900	6,0	0,40	0,015	23
Fluviální sedimenty FL	2125	43	0,34	0,000	36
Rozložené břidlice RZL	2125	12	0,39	0,020	22
Zvětralé břidlice ZVT	2313	34	0,35	0,020	26
Navětralé břidlice NVT	2500	105	0,31	0,040	31
Zdravé břidlice ZDR [0-5m]	2575	213	0,28	0,060	33
Zdravé břidlice ZDR [5-15m]	2625	363	0,27	0,100	34
Zdravé břidlice ZDR [15m->]	2650	450	0,26	0,120	35

Tabulka 2 – Geotechnické parametry horninového prostředí (křemence)

Geologická vrstva	Parametr				
	γ [kg/m ³]	E_{def} [MPa]	ν [-]	c [MPa]	ϕ [deg]
Zvětl. křemence ZVT	2350	113	0,29	0,015	30
Nav. křemence NVT	2475	275	0,25	0,045	34
Zdr. křemence ZDR [0-5m]	2600	550	0,22	0,160	37
Zdr. křemence ZDR [5-15m]	2680	950	0,21	0,300	39
Zdr. křemence ZDR [15m->]	2700	1200	0,20	0,350	40

Výsledky modelování s odlišnými typy ukazovaly na významné rozdíly v deformačních účincích modelovaného procesu ražení. Výsledná vypočtená poklesová kotlina byla výrazně nesymetrická s maximálními hodnotami 12 mm nad STT a 18 mm nad JTT. Skutečná poklesová kotlina, patrná na obr. 3, tuto nesymetričnost potvrdila. Nad materiálově pevnějšími skaleckými křemenci zastiženými při ražbě STT byla změřena deformace 18 mm, nad JTT nacházející se v měkčích písčitých břidlicích dobrotivského souvrství potom 35 mm. Možným vysvětlením tohoto jevu je tektonické porušení horninového masivu v JTT, které ovlivňuje deformační chování horninového masivu jako celku.

Tabulka 3 – Výsledky matematického modelování

km 7,219 STT	Výpočet		Skutečnost	
	STT	JTT	STT	JTT
Deformace povrchu [mm]	do 23 mm		18 mm	35 mm
Deformace ostění [mm]	do 18 mm		10 mm	30 mm
Deformace hor.masivu cca 1 m nad klenbou [mm]	31 mm		26 mm	47 mm

Obecně byly zvýšené deformace naměřeny jak u portálu JTT (vlivem tektonického porušení) tak v STT v poloze skaleckých křemenců, neboť mezi vrstvami křemenců jsou obvykle vložky velmi měkkých prachovitých a jílovitých břidlic.

Obr. 3 – Výsledná poklesová kotlina ve staničení STT km 7,219

Relativně příznivá deformační odezva ražeb nevedla k nutnosti rychlého uzavírání profilu tunelu. Ve vzdálenosti 125 až 300 m byla za čelbou kaloty prováděna ražba opěrů na jehož počtvě byla budována s provizorní komunikace ze suchého válcovaného betonu (pouze v STT). Ražba dna a zavírání celého profilu probíhalo dle technologických potřeb zhotovitele s odstupem až několika set metrů.

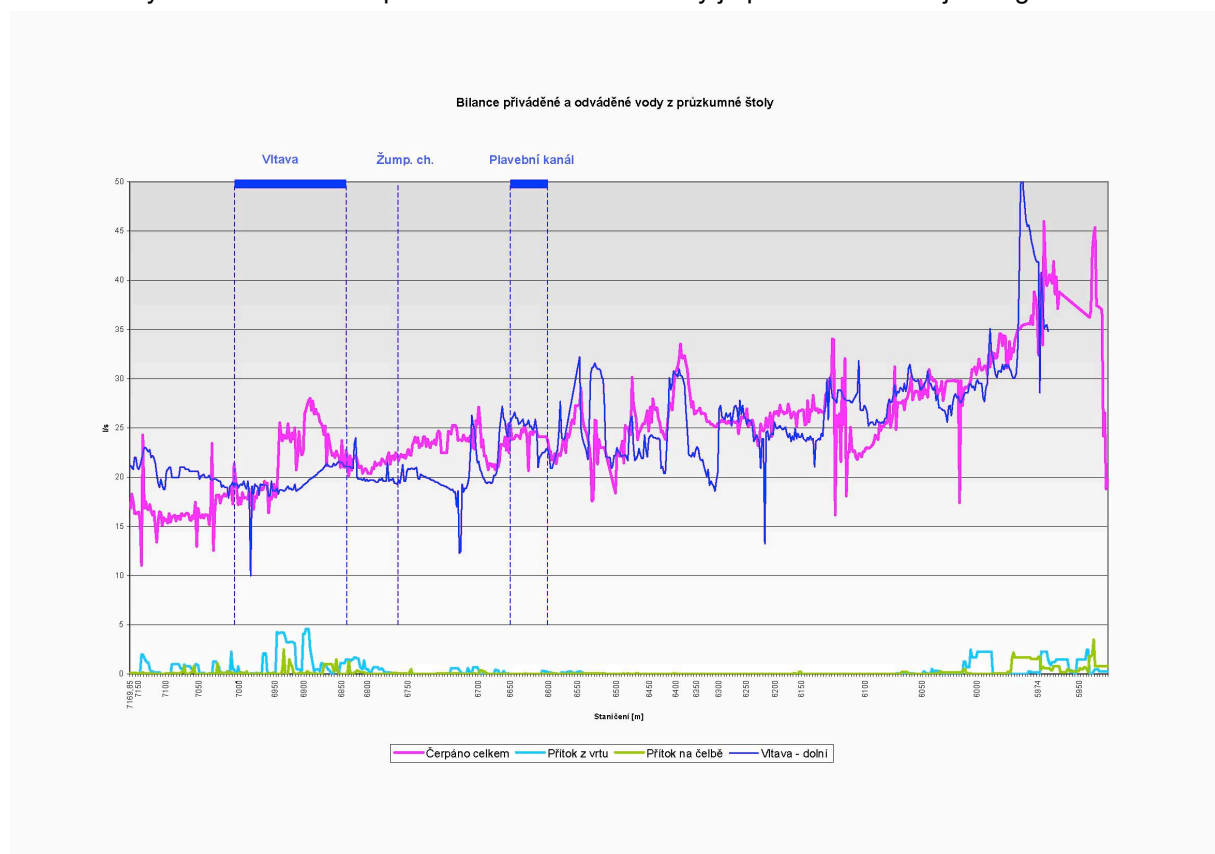
Poklesy zjištěné extenzometrickým měřením ve vrtech se zde pohybují do 47 mm nad STT a do 26 mm nad JTT. K oddálení kotev od zhlaví vrtu dochází ve velmi těsné vazbě na výlom kaloty, další pokles kotev je závislý pouze na dotvarování povrchu. Vliv výlomu dalších dílčích výrubů je prakticky zanedbatelný.

Hydrogeologické sledování

V rámci hydrogeologického sledování hladiny podzemní vody ve vrtech v Troji jsou sledovány 2 zvodně – mělký zvodně kvartérní a ordovická zvodně s hlubším oběhem podzemní vody. V průběhu ražby byl v ordovické zvodni (vrt 029) zaznamenán prudký pokles hladiny podzemní vody o cca 14 m v reakci na ražbu tunelu. K poklesu přitom došlo při vzdálenosti čelby STT zhruba 100 m od vrtu, což dobře odpovídá skutečnosti, že zvodnění ordovického masívu je vázáno přednostně na rozpukané pásy křemenců, které protínají STT v tomto místě pod velmi ostrým úhlem. Vliv kolísání hladiny v řece Vltavě se projevuje pouze v jediném vrtu 027 situovaném cca 45 m od břehu řeky a sledujícím kvartérní zvodně. Změny úrovně hladiny podzemní vody se pohybují v řádu ± 2 m. Kvartérním vrtem 028 situovaném v pilíři mezi oběma tunelovými troubami bylo ověřeno, že k odvodnění masívu v místě křemenců došlo již v důsledku ražby průzkumné štoly.

Přítoky podzemní vody

Problematické přítoky podzemních vod byla při podrobném geotechnickém průzkumu (PGP) věnována značná pozornost. Při ražbě průzkumné štoly byl měřen přítok podzemní vody v každém záběru a to nejenom na čelbě samotné, ale také z bezpečnostního předvrtu. Samostatně byla měřena technologická voda přiváděná do tunelu a indukčním průtokoměrem veškerá čerpaná voda na povrch. Podrobné vyhodnocení bilance přiváděné a odváděné vody je patrné z následujícího grafu:



Graf 1 – Bilance přiváděné a odváděné vody při ražbě průzkumné štoly

Velmi zajímavé je zjištění vazby mezi množstvím vody protékající ve Vltavě a přítokem do průzkumné štoly (patrné z grafu). Maximální vliv byl zjištěn při povodňovém stavu v březnu 2006, kdy do průzkumné štoly přitékalo až o cca 15 l/s více než obvykle.

Z výše popsaných měření byla při zpracování realizační dokumentace stavby (RDS) obava o velikostech přítoků podzemní vody při ražbě samotných tunelů. Některé výpočty uvažující získané výsledky o přítocích do průzkumné štoly, rozpukání horninového masivu a poměr mezi plochou výrubu průzkumné štoly (10,5 m²) a kaloty dvoupruhového tunelu (65 m²) vedly až k předpokladu 20 l/s. V těchto podmínkách je instalace primárního ostění velmi komplikovaná a bez použití organizovaných svodů téměř nereálná. S ohledem na nebezpečí při ražbě pod vodním tokem bylo v předstihu rozhodnuto o provedení tlakových injektáží z průzkumné štoly. Na základě vyhodnocení přítoků do průzkumné štoly byl vybrán úsek v STT o délce cca 100 m, ve kterém byly provedeny tlakové injektáže založené na principu radiálních vějířů o vzájemné vzdálenosti 1,5 m v podélném a v maximu i příčném směru a následné injektáži jílocementovou směsí. Po ověření účinnosti sanačních prací při ražbě STT bylo operativně rozhodnuto o použití totožného řešení pro JTT.

Lze konstatovat, že provedená sanační opatření splnila svůj účel. Došlo k významnému dotěsnění horninového prostředí a ražba samotná probíhala v příznivějších podmínkách. Nutno ještě poukázat na významný přínos průzkumné štoly, která vytvořením depresního kužele významně snížila hladinu podzemní vody v ordovických horninách a minimalizovala tak přítok do raženého podzemního díla. Nejen při ražbě průzkumných štol, ale i při provádění sanačních prací pod Vltavou, byla potvrzena komunikace s Vltavskou vodou. Samotné práce probíhaly v letních měsících 2007 a při realizaci některých vrtů byla zastižena významně teplejší voda (Vltavská) než v případě jiných.

5 ÚSEK – CÍSAŘSKÝ OSTROV

Geologické poměry

Ražba tunelů pod Císařským ostrovem byla prováděna v obdobné geologii jako ražba pod trojským břehem a následná ražba pod vodním tokem Vltavy. Dominovaly zde písčité až drobové břidlice, třídy R3, lavicovitě vrstevnaté. Do severního tunelu zde od Vltavy zasahovala poloha lavicovitě vrstevnatých skaleckých křemenců, třídy R2. Okamžitá stabilita nezajištěného výrubu byla i zde dostatečná, nedocházelo k výraznějším nadvýmům. Skutečný rozsah jednotlivých technologických tříd byl v tomto úseku nepatrně příznivější než bylo předpokládáno na základě PGP. Dominovala zde technologická třída NRTM 3, výjimečně 4. Přítoky podzemní vody byly minimální, menší než pod Vltavou a plavebním kanálem. Horninový masiv skalního podloží zde byl výrazně drénován již při ražbě průzkumných štol a žumpovních chodeb.

Deformační odezva

Pro úsek ražby pod Císařským ostrovem byl proveden matematický model ve staničení km 6,830 v blízkosti břehu Vltavy. Pro výpočet byly použity parametry horninového prostředí získané na základě laboratorních zkoušek a presiometrických měření prováděných v rámci PGP.

Tab. 4 – Výsledky matematického modelování

km 6,800 STT	Výpočet		Skutečnost	
	STT	JTT	STT	JTT
Deformace povrchu [mm]	do 22 mm		18 mm	11 mm
Deformace ostění [mm]	do 27 mm		7 mm	10 mm

Skutečně změřené deformace primárního ostění se významně liší od vypočtených. Maximální svislá deformace konvergenčního profilu v STT č.019, který je nejbližší provedenému statickému výpočtu, byla změřena 7 mm, u JTT (profil č. 020) potom 10 mm což je o 20, resp. 17 mm méně než bylo očekáváno na základě matematického modelování. Průměrná svislá deformace konvergenčních profilů pod Císařským ostrovem je 9,1 mm. Změřená maximální velikost poklesu terénu v místě provedeného výpočtu (vyhodnocovací profil v km 6,810) byla 18 mm (sklon 1:841) což je v dobré shodě s hodnotou vypočtenou (22 mm). Průměrná hodnota poklesu terénu pod Císařským ostrovem (na základě vyhodnocení osazených extenzometrů) je 26 mm.

Extenzometrickým měřením v km 6,76 byly zaznamenány zanedbatelné hodnoty poklesů do 4 mm. To si lze vysvětlit výztužnou funkcí žumpovních chodeb vybudovaných již v průběhu ražby prů-

zkumné štolý v obou tunelových troubách. Poklesy jednotlivých stupňů extenzometrů jsou prakticky zanedbatelné a jsou prakticky obrazem poklesů zhlaví vrtů.

Hydrogeologické sledování

V rámci hydrogeologického sledování hladiny podzemní vody ve vrtech byla na Císařském ostrově sledována pouze ordovická zvodeň. Zde ve vrtu HJ106 pokračoval pokles hladiny podzemní vody o cca 3 m zjištěný již při ražbě průzkumné štolý. Pokles o další 3 m pak byl zjištěn v době snížení hladiny v řece Vltavě.

6 ÚSEK – STROMOVKA

Geologické poměry

Geologické poměry v městském parku Stromovka jsou různé. Hranicí mezi výše popsányými písčitymi břidlicemi skalecké facie dobrotivského souvrství (třídy R3) a výrazně měkčími jílovitopračovitými až jílovitými břidlicemi dobrotivskými, třídy R4 (pevnost v tlaku horninového materiálu cca 10 – 15 MPa) je těleso násypu železniční trati Praha – Děčín. Tato trať je již nad měkčím skalním podložím, na kterém spočívají terasové štěrkové a písčité sedimenty spolu s holocenními náplavy. Geologické poměry se pro ražbu směrem do centrální části Stromovky zhoršují. Přibývá i tektonického porušení horninového masivu. Až do první mimořádné události s následným závalem byla dominantní třídou na okraji Stromovky u plavebního kanálu třída NRTM 3, směrem do centrální části Stromovky to byla technologická třída NRTM 4 a v tektonicky namožených částech horninového masivu třída NRTM 5a. Při porovnání s předpoklady lze říci, že se především vlivem většího tektonického porušení v severním tunelu se výsledné zařazení do technologických tříd mírně zhoršilo. V těchto měkčích horninách se vlivem tektonického porušení zhoršovala i okamžitá stabilita na čele výrubu a místy docházelo k nezaviněným nadvýlomům. Mírně zvýšené přítoky podzemní vody z čela výrubu byly též vázány na tektonické porušení horninového masivu. Po první mimořádné události byla volena s maximálním ohledem na bezpečnost jen třída NRTM 5a. Problematika mimořádných událostí bude předmětem samostatného článku.

Deformační odezva

Pro získání předpokladů odezvy horninového prostředí na ražby tunelů pod Stromovkou byly provedeny celkem 4 statické výpočty v níže uvedených staničeních:

- 1) km 6,550 STT (bezpečnostní zálivy na začátku Stromovky)
- 2) km 6,400 STT (dvoupruhové tunely pod tratí ČD)
- 3) km 6,035 STT (bezpečnostní zálivy s minimálním skalním nadložím a tlakovými injektážemi horninového prostředí) – bude raženo v dohledné době
- 4) km 5,990 (dvoupruhové tunely s minimálním skalním nadložím, tlakovými injektážemi horninového prostředí a tryskovými injektážemi části nadložních sedimentů) – bude raženo v dohledné době

Výsledky těchto modelů a jejich porovnání se skutečností je patrné v následující tabulce:

Tab. 5 – Výsledky matematického modelování

Staničení řezu STT	km 6,550				km 6,400				km 6,035		km 5,990	
Původ výsledků	Výpočet		Skutečnost		Výpočet		Skutečnost		Výpočet		Výpočet	
Označení tunelu	STT	JTT	STT	JTT	STT	JTT	STT	JTT	STT	JTT	STT	JTT
Deformace povrchu [mm]	do 48		11	29	do 62		42 – 52 (podbíjení)		do 45		do 49	
Deformace ostění [mm]	do 49		10 – 26	12 – 18	do 58		21 – 43	21 – 43	do 43		do 51	

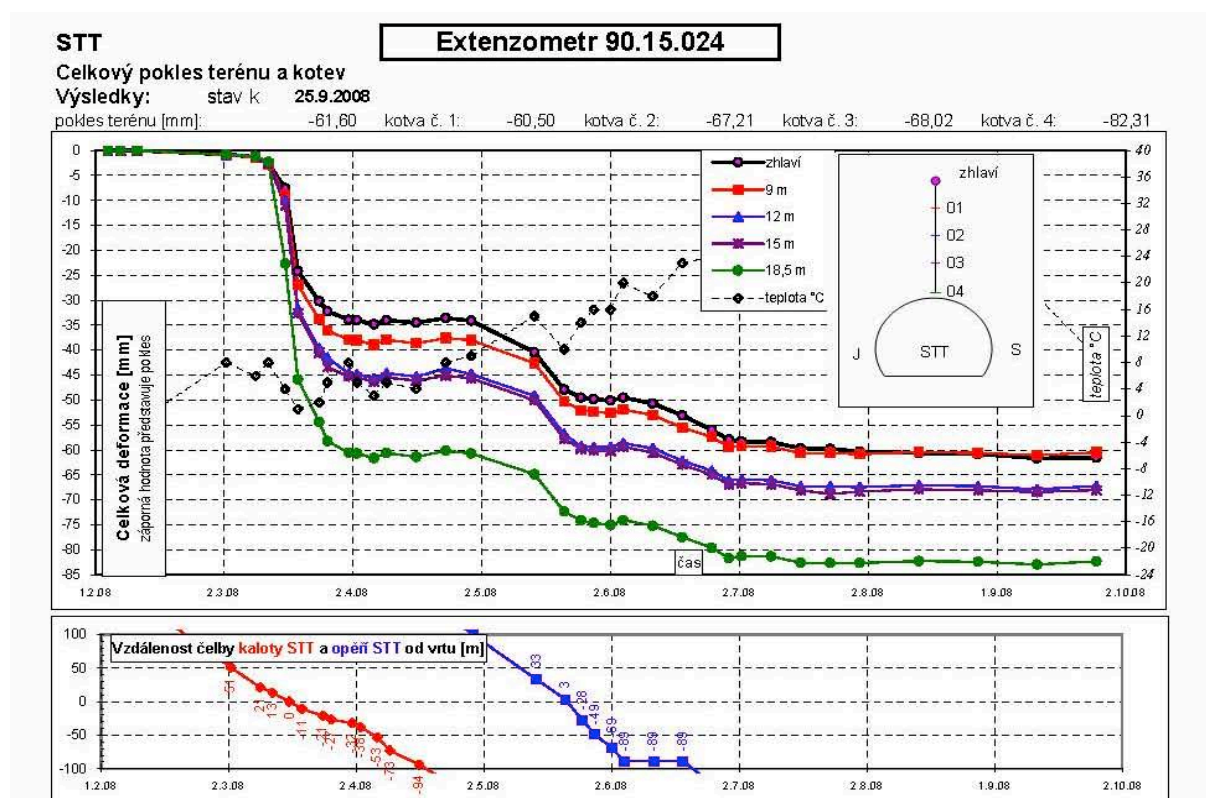
Z výše uvedených výsledků vyplývá, že v případě deformací primárního ostění bylo dosaženo menších hodnot (21 – 43 mm) než bylo předpokládáno na základě matematického modelování (58 mm). Průměrná, svislá deformace primárního ostění v již zrealizovaném úseku pod Stromovkou

činí 20,4 mm. Rozdíly jsou pravděpodobně způsobené příliš pesimistickými parametry horninového masivu. V případě deformací povrchu terénu byla změřena maximální svislá deformace (kolejiště trati ČD) 52 mm, což je o 10 mm (16 %) méně než bylo očekáváno na základě matematického modelování. Průměrná hodnota sednutí povrchu terénu ve Stromovce (na základě osazených extenzometrů) činí 30 mm. Porovnání výsledků matematického modelování úseků s předem provedenými sanačními opatřeními bude možné až v prvním čtvrtletí roku 2009.

Extenzometrickým měřením byly zjištěny maximální poklesy nad STT ve staničení km 6,324 ve vrtu 024, kde byl cca 1 m nad klenbou zaznamenán pokles 82 mm při poklesu zhlaví vrtu 62 mm. V tomto úseku ražby výsledky měření prokázaly vytváření klenby v masívu ve vzdálenosti do 5 m od výrubu tunelu.

Tab. 6 – Výsledky extenzometrických měření

km 6,324 STT extenzometrický vrt 024	Po výlomu kaloty		Po výlomu opěří	
	mm	%	mm	%
Deformace povrchu [mm]	35 mm	56 %	62 mm	100 %
Deformace masívu cca 1 m nad klenbou [mm]	60 mm	73 %	82 mm	100 %



Graf 2 – Průběh deformací extenzometru č. 24

Hydrogeologické sledování

Ve Stromovce zůstaly obě zvodně podzemní vody i při ražbě zachovány. Částečně spolu navzájem komunikují. Změny hladiny podzemní vody v kvartérní zvodni byly pouze odrazem srážkové dotace nebo naopak absence srážek. Výjimkou je okamžik propadu tunelu, kdy byla kvartérní zvodně dočasně odvodněna do tunelu a v okolí propadu se vytvořila deprese o poloměru více než 50 m. Po sanaci propadu došlo k vyrovnání hladiny prakticky do původní úrovně.

7 ZÁVĚR

V současné době jsou razičské práce, po druhé mimořádné události ze dne 12.10.2008, pozastaveny a v nejbližších dnech se očekává jejich opětovné zahájení, které je podmíněné souhlasem Obvodního báňského úřadu v Kladně. Ražbu navazujícího úseku délky cca 200 m i přes použití dodatečných technických opatření lze však označit za ražbu na hranici realizovatelnosti NRTM.

Během výstavby se prokázala nezbytnost operativního týmového řešení různých geotechnických problémů souvisejících s realizací díla a v maximální možné míře jsou využívány výsledky podrobného geotechnického průzkumu.

9 SANAČNÍ OPATŘENÍ NA TUNELU BLANKA V PRAZE

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., SATRA spol. s r.o., Sokolská 32, 120 00, Praha 2
tel. +420 296 337 180, fax. + 420 296 337 189, email: alexandr.butovic@satra.cz
Ing. Miroslav Padevět, Metrostav a.s., Koželužská 2246, 180 00, Praha 8 – Libeň
tel. +420 283 110 201, fax. + 420 283 110 217, email: padevet@metrostav.cz

ABSTRACT

Excavated tunnels of the Prague City ring (the Construction no. 0079 Špejchar – Pelc Tyrolka) cross through very complicated geotechnical conditions. At the excavation from Troja portal it is 4-times underpassed watercourse (Vltava and Shipping canal) and at proximity of the Šlechtova restaurant in natural park Královská obora (Stromovka) area will be underpassed fault zone with the minimal rock overburden and saturated sediment layer with the thickness 11 m. This article describe experiences from the rock grouting works for the South and North tunnel tube under Vltava river and describe technical solutions of injections works based on jet-grouting performance from the surface and rock grouting from the exploration gallery in the Stromovka nature park.



Obr. 1 – Celková situace stavby

1 INŽENÝRSKO GEOLOGICKÉ POMĚRY

Informace o inženýrsko-geologických poměrech byly získány na základě podrobného geotechnického průzkumu provedeného formou průzkumné štoly. Trasa tunelů prochází značně proměnlivým horninovým prostředím s různým stupněm tektonického porušení s vysokou mírou zvodnění a s minimálním skalním nadložím.

K pokryvným útvarům zájmového území patří převážně holocenní a pleistocenní fluvialní sedimenty a částečně navážky.

- antropogenní sedimenty (navážky) - převládají písčité hlíny se štěrkem, tj. kameny a valouny různé velikosti (převážně křemence, křemene, opuky), a stavební suť. Jejich mocnost je značně proměnlivá, od 0,20 do 3,0. Konzistence je tuhá až pevná.
- holocenní sedimenty – mají charakter hlíny, tř. F5/MI a jemnozrnné písčité hlíny F3/MS, tuhé konzistence, s organickými zbytky a místy s valouny do 4 cm, o kolísavé mocnosti 1 až 3 m.
- fluvialní sedimenty terasy Vltavy - převažují ve svrchních partiích písky s příměsí jemnozrnné zeminy tř. S3/S–F s valouny vel. 2 – 8 cm a hlouběji písčité štěrky vel. 5 – 13 cm, při bázi i větší balvany, tř. G3-G2. Mocnost se pohybuje od 2 do 5 m.

Skalní podloží v trase tunelů tvoří horniny ordovického stáří. Od portálu Trója po úpatí svahu z Letné se jedná o písčité, písčito-prachovité a jílovito-prachovité břidlice a písčité (skalecké) křemence dobrotivského souvrství a písčité (řevnické) křemence a jílovito-prachovité břidlice libeňského souvrství s různým stupněm zvětrání a tektonického porušení.

- Řevnické křemence - deskovité až lavicovité vrstvy masivních křemenců až křemitých pískovců, které se střídají s tenčí vrstevnatými polohami šedých jílovitých břidlic, jílovců až jílu. Mají mírně zvlněné plochy vrstevnatosti, jsou velmi tvrdé, křehké a nepravidelně rozpukané
- Dobrotivské břidlice - jsou jílovité břidlice s jemně prachovitou příměsí a slídou. Jsou silně rozpukané, takže se snadno rozpadají. Vrstevnatost je tenčí až tlustě deskovitá. Dle tektonického porušení převládá hornina středně rozpukaná
- Libeňské břidlice - jsou v navětralém stavu šedočerné až černé, převážně prachovito - jílovité a jílovité břidlice, jemně slídnaté. Zřetelně vrstevnaté, s tlustě deskovitou odlučností, rozpad je střípkovitý, někdy i roubíkovitý a zvláště v místech se slabou mocností, nebo zcela chybějícími fluvialními sedimenty, je nutno počítat s poměrně hlubokým zvětráním

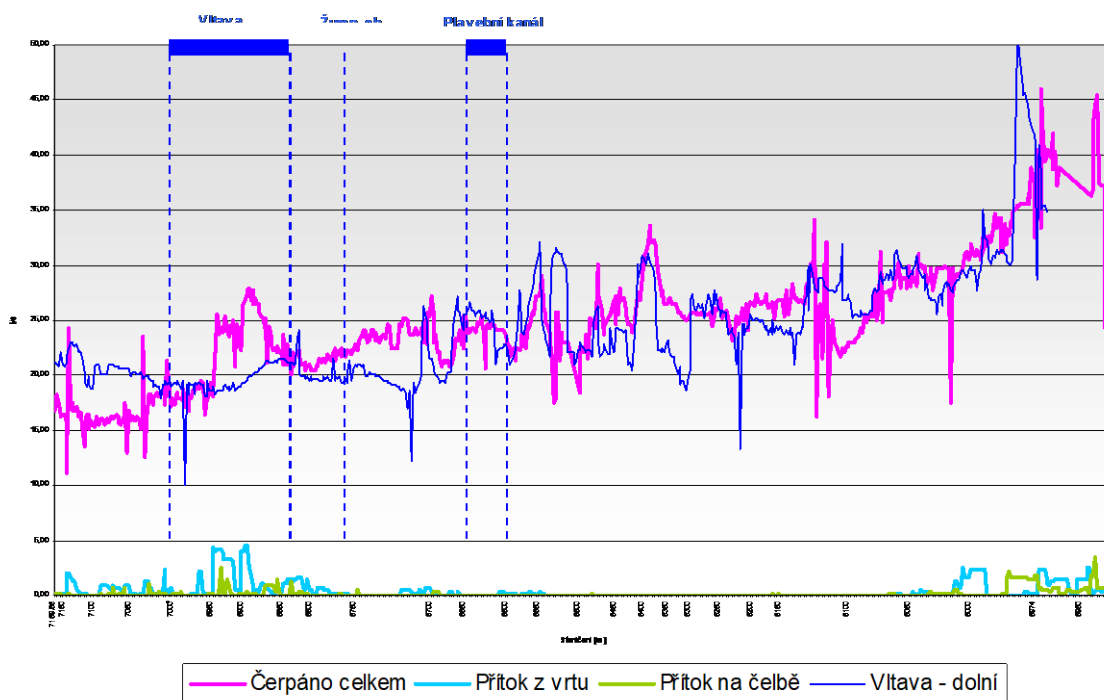
2 HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Generelně lze zvodně podzemní vody v zájmovém území řadit ke dvěma typům:

- podzemní voda v prostředí s průlinovou propustností v pokryvných sedimentech vázaná především na hladinu Vltavy a plavebního kanálu
- podzemní voda v prostředí s puklinovou propustností v horninách ordovického skalního podkladu částečně spojená s podzemní vodou vázanou na pokryvné útvary

2.1 Sanační injektáže pod Vltavou

Při realizaci průzkumné štoly byly pod Vltavou zastiženy velmi významné přítoky podzemní vody. Intenzita rozpukání písčitých až písčito-prachovitých břidlic a písčitých křemenců dobrotivského souvrství vedla k přítokům na čelbě až 4 l/s (plocha příčného řezu štoly 10 m²). Důsledným sledováním přítoků podzemních vod byla prokázána komunikace podzemních vod s Vltavou. Podrobný přehled je patrný z následujícího grafu:



Graf 1 – Přítoky podzemní vody do průzkumné štoly

Na základě výše uvedených zkušeností byly pro následnou ražbu dvoupruhových tunelů (s plochou příčného řezu cca 125 m²) očekávány přítoky podzemní vody až 40 l/s. Ačkoli zkušenosti z prvních metrů ražeb ukazovaly na výrazně nižší zvodnění horninového prostředí (značnou roli zde sehrála právě průzkumná štola) bylo s ohledem na bezpečnost práce a rychlost postupu ražeb rozhodnuto o provedení sanačních opatření pod Vltavou. Pro obě tunelové trouby byl určen úsek o délce cca 100 m, kde přítoky do průzkumné štoly byly největší, a zde byly v předstihu před ražbou tunelů provedeny, z průzkumné štoly, sanační injektáže na bázi jílocementu.

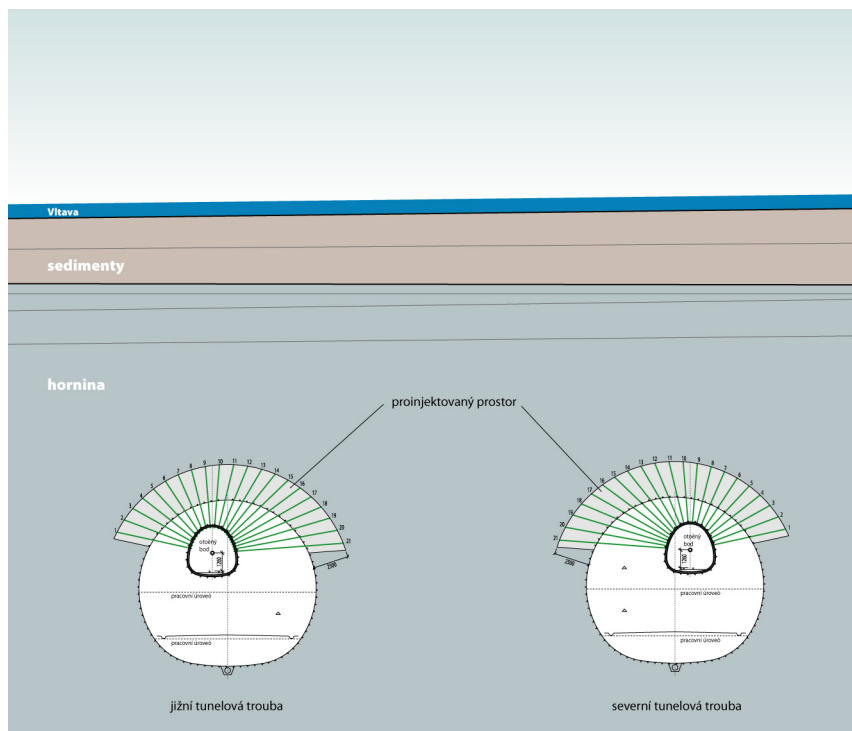
Byl navržen systém radiálních vějířů tvořených vrty délek 7,0 až 9,2 m o vzájemných vzdálenostech vějířů 1,5 m. Vrty průměru 75 mm byly prováděny rotačně-příklepovým způsobem pomocí strojní vrtačky HBM 12k/Ny-ZS.

Po provedení vrtů ve vějíři byla prováděna jílocementová injektáž tvořící ochrannou obálku tl. 2,5 m po obvodu budoucího výrubu kaloty. Injektáž byla prováděna vzestupně, směsí s následujícími parametry:

Poměr C/V	složení 1 m ³			objemová hmotnost	Viskozita	dekantace			pevnost v tlaku	
	C	B	V			% obj./hod			7	28
	kg	kg	kg			1	2	3	MPa	
1/1	750	15	750	1.51	32 – 35	2	-	-	-	10

Nejvyšší přípustný injekční tlak 2 MPa

Geometrické schéma a rozsah provádění sanačních injektáží v příčném řezu je patrný z následujícího obrázku:



Obr. 2 – Příčný řez, horninová injektáž pod Vltavou

Po provedení sanačních opatření byla ověřena jejich účinnost skupinou presiometrických zkoušek. Kromě vizuálního zlepšení, kdy v sanovaném úseku došlo k zastavení přítoků do průzkumné štoly, tak bylo potvrzeno i zvýšení presiometrických modulů (oproti výsledkům ze štoly v tomtéž místě) o 150 %.

Dnes, po podchodu Vltavy Severní a Jižní tunelovou troubou (STT, JTT), je možné konstatovat, že provedení sanačních opatření bylo úspěšné. Ražba proběhla bez zvláštních komplikací s minimálními přítoky podzemní vody nepřesahující na čelbě 2 l/s.

Celkem bylo provedeno 17.368 m vrtů a použito 3084 m³ injekční směsi. Čas potřebný pro provedení sanačních prací nepřekročil 10 týdnů (použita jedna strojní sestava).

2.2 Sanační práce v přírodní památce Královská obora (Stromovka)

Pravděpodobně nejkomplicovanějším místem celé stavby Špejchar – Pelc-Tyrolka je ražba dvoupruhových tunelů pod přírodní památkou Královská obora. V blízkosti Šlechtovy restaurace tunely prochází značně tektonicky porušeným přechodovým pásmem délky 160 m se skalním nadložím o mocnosti od 1,0 m. Ve směru ražby zde jílovito-prachovité břidlice dobrotivského souvrství přecházejí v písčité (řevnické) křemence a tyto dále v jílovito-prachovité břidlice libeňského souvrství. Nad povrchem skalní báze se vyskytují saturované fluvialní a holocénní sedimenty a navážky.

Ražba bez doplňujících sanačních opatření je v tomto úseku nerealná. Již v době projektové přípravy stavby byla tomuto úseku věnována značná pozornost. V samostatné technicko-ekonomické studii byly prověřovány následující varianty:

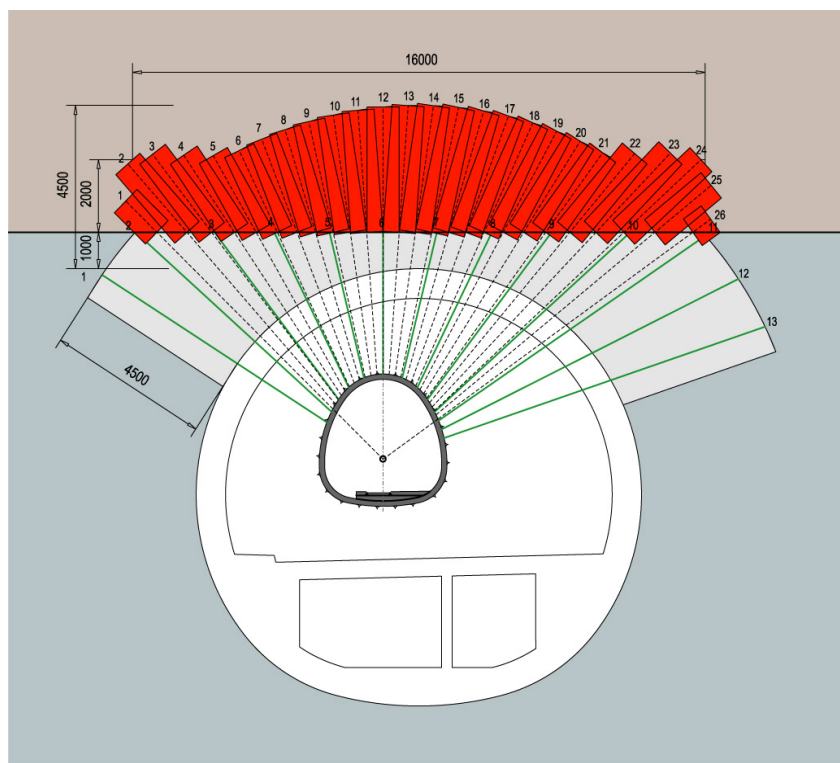
- sanační injektáže na bázi jílocementu
- sanační injektáže na bázi organických pryskyřic
- zmrazování
- použití mikrotunelování
- použití TBM (pro celou trasu Myslbekova – Pelc-Tyrolka)

Na základě výsledků této studie byla pro další projektovou přípravu doporučena varianta se sanačními injektážemi na bázi jílocementu.

Vzhledem k charakteru podcházeného území – přírodní památka, bylo v DUR, DSP a ZDS detailně zpracováno technické řešení sanačních prací prováděných z průzkumné štolky. Celý systém spočívající v kombinaci tlakové injektáže horninového prostředí a tryskové injektáže nadložních sedimentů však značně komplikovala přítomnost velkého množství podzemní vody. Byl navržen následující postup:

- 1) tlaková injektáž horninového prostředí v rozsahu od 1,0 do 5 m od líce výrubu dle mocnosti skalního nadloží (dotěsnění a zpevnění horniny mezi výrubem a pokryvy)
- 2) vyhloubení cca metrových vrtů a osazení preventrů
- 3) trysková injektáž saturovaných sedimentů přes preventry
- 4) tlaková injektáž horninového prostředí pro jeho dotěsnění v blízkosti výrubů

Technické řešení je patrné na následujícím obrázku:



Obr. 3 – Příčný řez, sanační práce prováděné z podzemí

Mimo tuto variantu byla rozpracována i další varianta zajištění nadloží z povrchu terénu, která při legislativním projednání nebyla považována za reálnou. Po získání stavebního povolení zahájil investor stavby na žádost zhotovitele jednání s OPP-MHMP a MŽP a kladně projednal možnost realizace sanačních prací z povrchu.

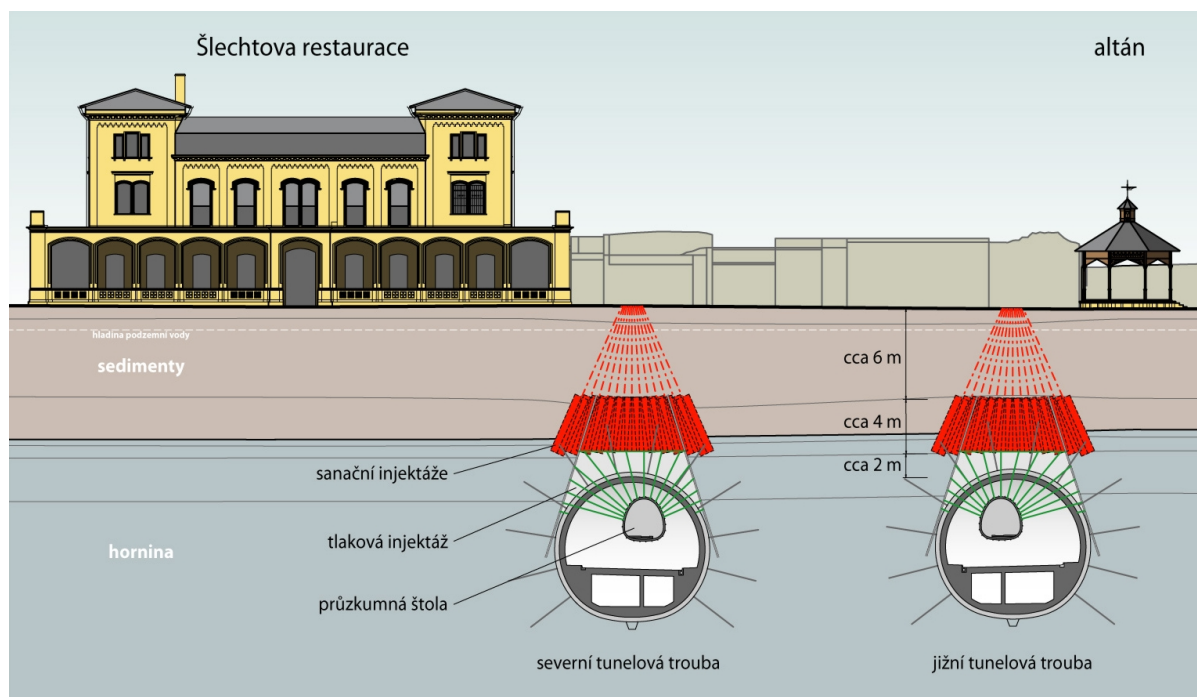
Zhotovitel požádal investora o projednání této varianty po technologickém a ekonomickém vyhodnocení všech nabízejících se možností. Při provádění všech sanačních opatření z podzemí (průzkumné štolky), vzhledem k aktuálnímu stavu rozpracovanosti a dosahovaným měsíčním postupům při ražbě dvoupruhových tunelů by hrozilo reálné nebezpečí přiblížení pracovišť ražeb s pracovištěm sanačních prací. To by vedlo k dlouhodobému přerušení prací na ražbách dvoupruhových tunelů. Náklady zhotovitele na dlouhodobé přerušení prací na ražbách velkoprofilových tunelů mnohonásobně převyšují předpokládané náklady na likvidaci neblahých projevů, případně škod, vzniklých při provádění sanačních injektáží z povrchu a to i v tak exponovaném území jakým je přírodní památka Královská obora. Hlavními výhodami této varianty byla však vyšší spolehlivost, nasazení ověřených tech-

nologií používaných při zakládání staveb a úspora finančních prostředků. Na základě návrhu technického řešení byl zpracován biologický posudek, který navržené řešení odsouhlasil a definoval podmínky realizace s ohledem na ochranu životního prostředí. Mezi nejzásadnější patří omezení realizace na období listopad až únor (vegetační klid).

V rámci realizační dokumentace bylo navrženo technické řešení kombinující tři technologie:

- 1) trysková injektáž prováděná z povrchu
- 2) vějíř mikropilot prováděné z povrchu
- 3) tlaková injektáž horninového prostředí

Celý systém je patrný na následujícím obrázku:



Obr. 4 – Příčný řez, sanační práce prováděné z povrchu

Trysková injektáž z povrchu

Princip navrženého technického řešení spočívá v provedení obálky z překrývajících se sloupů tryskové injektáže o minimálním průměru $\varnothing$ 1.800 mm, šířky 16,0 m a výšky 4,5 m v geologickém prostředí štěrkopísků zavázané do horninového prostředí.

Vrty pro tryskovou injektáž jsou hloubeny rotačním způsobem plnočelbovým vrtným nástrojem o průměru minimálně 140 mm až 150 mm na vodní výplach, v případě zavalování vrtů a jejich nestability je vodní výplach zaměněn za výplach cementovou suspenzí, která zajistí stabilitu vrtu.

Pro tryskovou injektáž je použita stabilizovaná cementová injekční směs o následujících parametrech:

Poměr C/V	složení 1 m ³			objemová hmotnost	Viskozita	dekantace			pevnost v tlaku	
	C	B	V			% obj./hod			7	28
	kg	kg	kg	kg/l	s	1	2	3	MPa	
1.0	750	8	750	1.51	32 – 35	2	-	-	-	10

Pro výrobu cementové injekční směsi je použit cement CEM I 42.5 R a aktivovaný bentonit Envigeo. Jednotlivé sloupce TI jsou realizovány vždy od středu (ve vrchlíku) do boků vždy ob jeden oscilačně. V první fázi injektáže jsou realizovány všechny sloupce primární, ve druhé fázi injektáže

všechny sloupy sekundární. Sousední sloupy mohou být realizovány s minimální časovou prodlevou 6 hodin.

Čerpané množství	injekční tlak	tlak vzduchu	délka stepu	rychlost rotace
l/m ³ sloupu	MPa	MPa	cm	ot./step
950 – 1.250	45 – 50	1.0 – 1.3	4	1.5

Celkem bude nad oběma tunelovými troubami provedeno 226 vějířů tryskové injektáže a proinjektováno 16.219 m³ injekční směsi.

Mikropiloty

Princip navrženého technického řešení spočívá v provedení roznášecího mikropilotového roštu v bocích a nadloží tunelu z povrchu. Rošt je složen z dvojic ocelových výztužných trubek ve vzájemné rozteči 0.5 m. Jsou použity silnostěnné ocelové roury $\varnothing$ 114/10 mm jakosti N 80 upravené na délky 3.0, případně 1.5 m celkové délky. Jednotlivé díly výztužné trubky jsou spojeny pomocí závitových vnitřních spojníků. V celé délce kořenové části mikropilot L_K jsou výztužné trubky perforovány injekčními reinjektabilními ventily o osové vzdálenosti 50 cm. Pro cementovou zálivku vrtu je použita stabilizovaná cementová směs o následujících parametrech:

poměr C/V	složení 1m ³		objemová hmotnost	viskozita	dekantace	pevnost v tlaku	
	C	V				MPa	
	kg	l				7 dní	28 dní
2.2/1	1.286	584	1.87	-	2	20	27

Pro výrobu cementové směsi pro zálivku je použit cement CEM I 32.5 R. Určujícím kritériem injektáže je dosažení předepsaného injekčního tlaku, pokud nebude tohoto tlaku dosaženo, stanovuje se pro jednotlivé etáže kritérium spotřeby injekční směsi v jednotlivých fázích:

Typ mikropiloty	Hloubková úroveň	Koncový injekční tlak		Spotřeba injekční směsi na etáž	
	Dle zastižené geologické vrstvy	MPa		l	
		I. fáze	II. + III. fáze	I. fáze	II. + III. fáze
všechny	písky a štěrky	1.5 až 2.0	1.0 – 1.5	15 až 25	10 až 15
všechny	břidlice	2.5 až 3.0	2.0 až 2.5	10 až 15	5 až 10

Celkem bude nad oběma tunelovými troubami instalováno 26.065 m mikropilot.

Tlaková injektáž horninového prostředí

Princip navrženého technického řešení spočívá v dotěsnění horninového prostředí v kalotě budoucího tunelu – vytvoření obálky o minimální tloušťce 2,0 m. V horninovém prostředí je obálka vytvořena klasickou, horninovou, vzestupnou injektáží.

Jednotlivé vrtu jsou realizovány rotačním plnočelbovým, případně rotačně příklepovým způsobem vrtání o průměru vrtu 75 mm na vodní, případně vzduchový výplach. Při případném průniku jednotlivých vrtů do silně propustných terasových sedimentů bude okamžitě vrtání ukončeno, vrtné nářadí bude vytaženo z vrtu a vrt bude v ústí utemován dřevěným klínem. Pokud při hloubení vrtu dojde k jeho zavalení a další postup vrtání bude velice obtížný, bude nezavalená část vrtu zainjektována sestupným způsobem rozpínacím obturátorem. Po 6 hodinách od ukončení injektáže této části vrtu bude ve vrtání pokračováno.

Pro injektáž skalního prostředí je použita stabilizovaná injekční směs o následujících parametrech:

Poměr C/V	složení 1 m ³			objemová hmotnost	Viskozita	dekantace			pevnost v tlaku	
	C	B	V			% obj./hod			7	28
	kg	kg	kg			1	2	3	MPa	
1/1	750	15	750	1.51	32 – 35	2	-	-	-	10

Pro výrobu cementové směsi pro injektáž je použit cement CEM I 42.5 R, bentonit Bentovet K. Tlaková injektáž je prováděna až po realizaci tryskové injektáže. Poloha a délky jednotlivých injekčních vrtů jsou operativně měněny v závislosti na skutečné poloze tryskové injektáže. Celkem bude z obou průzkumných štol provedeno 24.800 m vrtů a použito 1466 m³ injekční směsi.

2.3 Problémy vyvolané zvolenou metodou

V souvislosti se sanačními injektážemi bylo nutno řešit i další záležitosti s touto problematikou zdánlivě nesouvisějícími. Zmíníme se zde o dvou konkrétních ale zásadních problémech.

- 1) Samotná průzkumná štola vyražená v předstihu před ražbou definitivních profilů ještě neznamená bezproblémovou možnost zřízení jiných pracovišť v této štole než pro samotnou ražbu a to zvláště, když štola je ukončena v hoře bez napojení na povrch. Z důvodů zajištění pracoviště potřebnými médii ale hlavně bezpečnostních bylo třeba vytvořit únikové cesty z pracovišť sanačních injektáží prováděných z průzkumné štoly. V našem případě byly realizovány dva velkopřífílové vrty průměru 1500 mm opatřené ocelovou výpažnicí a lezným oddělením. Bez tohoto opatření by nebyly práce v průzkumné štole vůbec povoleny.
- 2) Dalším problémem, který znesnadňuje provádění jakýchkoliv prací v podzemí je čerpání ale především vypouštění technologických vod. Při dnes platné legislativě a limitech pro vypouštěné vody hlavně v ukazateli obsahu jemných částic je nutno se touto problematikou zabývat a u podobných projektů ji nepodcenit. Komplexní popis řešení této problematiky přesahuje rámec našeho příspěvku a autoři zpracují příspěvek s popisem řešení čerpání a vypouštění balastních vod při ražbách tunelů Blanka pro některou z budoucích konferencí zabývajících se realizací podzemních staveb.

3 ZÁVĚR

Dokončení sanačních prací musí být dle podmínek biologického posudku nejpozději k 29.2.2008. Současný stav (k 25.1.2008) nasvědčuje tomu, že tento termín bude splněn. Samotná ražba dvoupřuhových tunelů zde bude probíhat v období května a června 2008 a nezbývá než doufat, že proběhne, stejně jako pod Vltavou, bez větších komplikací.

10 PROJEKT A REALIZACE SANAČNÍCH OPATŘENÍ V PROMĚNLIVÝCH GEOLOGICKÝCH PODMÍNKÁCH PŘI RAŽBĚ TUNELU BLANKA, ČÁST MYSLBEKOVA – PRAŠNÝ MOST

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D. – SATRA spol. s r.o.

Ing. Petr Kučera – Minova Bohemia s.r.o.

ABSTRACT

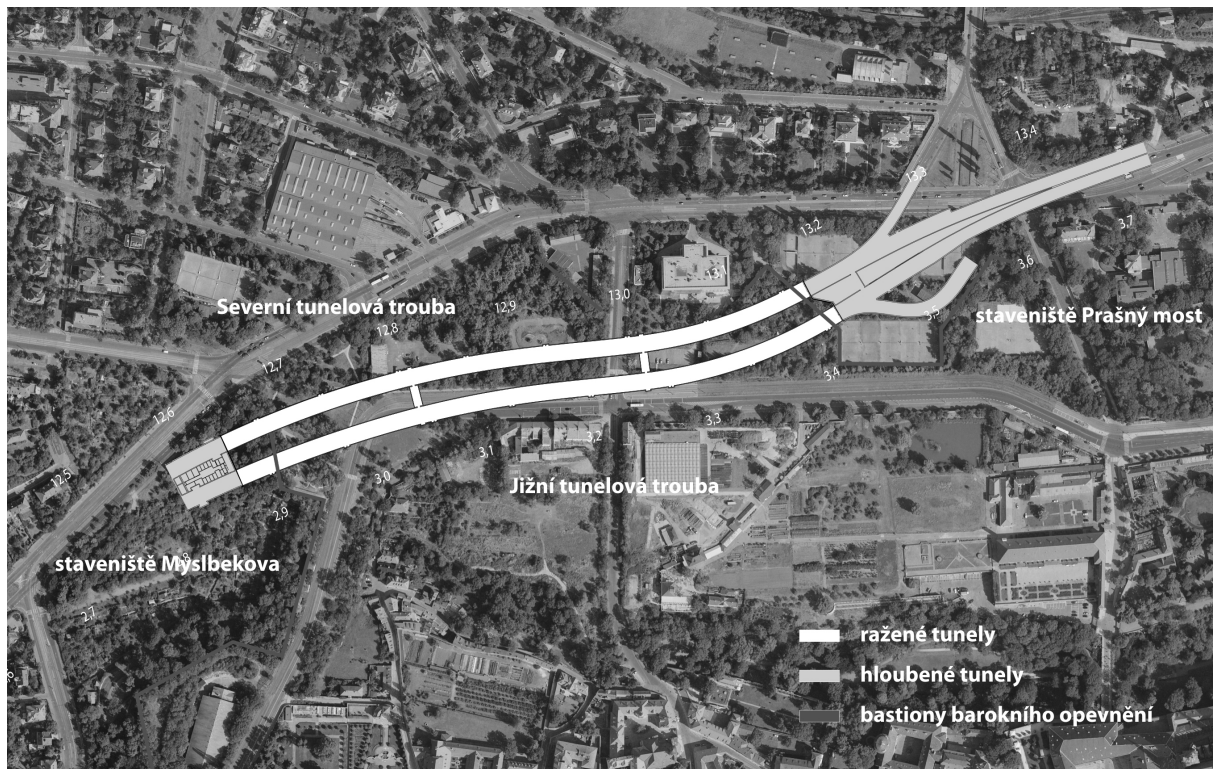
The Brusnice Tunnel is a part of the City ring in Prague. The total length of the three lane tunnels is about 552 m. Due to the Malovanka and Prašný most crossings the tunnel is driven very close to the surface (about 20 m) with very small rock overburden. Predominant part of the tunnel is located bellow the Jelení and Brusnice street. It was necessary to design additional measures for save excavation. The article describes design of the jet grouting at the Prašný most portal and micropile umbrellas based on IBO 32L, IBO R 51L and Spinmax rock bolts.

1 ÚVOD

Tunel Brusnice je součástí tunelového komplexu Blanka v Praze, který je v současné době největší realizovanou dopravní stavbou v České republice. Jeho délka je cca 552 m a spojuje hloubené tunely navazující na stávající mimoúrovňovou křižovatku Malovanka s hloubenými tunely a technologickým centrem na Prašném mostě. Tunel je navržen jako třípruhový se dvěma propojkami přibližně ve třetinách délky. Vzhledem k napojení v navazujících mimoúrovňových křižovatkách je veden mělce pod terénem (do 22 m) pod provozovanou komunikací s automobilovou a tramvajovou dopravou a mnoha inženýrskými sítěmi. Realizace jako hloubeného tunelu je vyloučena z důvodu průchodu skrz památkovou zónu Pražského hradu a nutnost zachování dopravy v ulicích Jelení a U Brusnice po celou dobu výstavby. Článek se zabývá technickým řešením tryskových injektáží u portálu Prašný most a ochranných deštníků, které jsou instalovány při ražbě kalot a jsou základním bezpečnostním prvkem minimalizujícím nebezpečí vzniku nadvýlomů.

2 INŽENÝRSKO-GEOLOGICKÉ POMĚRY

Z hornin skalního podloží se v zájmové území vyskytuje souvrství letenské v monotónním vývoji. Strukturně je možné jej charakterizovat jako písčité drobové břidlice s písčitými závalky. Jsou jemně až hrubě slídnaté a tlustě deskovitě vrstevnaté (6 – 20 cm), na vrstevních plochách s hojnými ohlasy. Pukliny jsou otevřené, často vyplněné druhotným kalcitem nebo i jílem se střípkami břidlic. Často se vyskytují polohy, průměrné mocnosti 6 – 20 cm, pevných jemnozrnných křemenců, deskovitě odlučných, úlomkovitě až kusovitě rozpadavých podle ploch kolmých k vrstevnatosti, vrstevní plochy jsou nerovné a často vyhojeny kalcitem. Břidlice bývá na styku s křemenci deformována a rozdrčena na střípky s jílovitou výplní do vzdálenosti až 3 cm. Podle stupně tektonického narušení zde převládá středně až značně rozpukaná hornina. Monotónní vývoj letenského souvrství je proti zvětvávání méně odolný, mocnost zvětralinového horizontu dosahuje 3 – 5 m.



Obr. 1 – Situace tunelu Brusnice

Pokryvné útvary tvoří antropogenní navážky a deluviální a eolické sedimenty. Strukturní charakter navážek a tím i jejich přetvárné vlastnosti se zde značně mění v horizontálním i vertikálním směru. Jejich konzistence je tuhá až pevná. Těžitelnost dle ČSN 73 3050 (Zemní práce) tř. 2 – 3. Podle ČSN 73 1001 tř. Y. I mocnost je značně proměnlivá, ve vrtech zastižena od 1,30 do 7,00 m, se může lokálně měnit, v místech fortifikace až 8 – 10 m.

Eolické sedimenty – EO (pleistocén) – spraše a sprašové hlíny kryjí deluviální resp. terasové sedimenty a jsou zde vyvinuty jako světle hnědé, jemnozrnné siltové zeminy, zpravidla vápnité, dle ČSN 73 1001 F6/CL, CI - jíl nízkou plasticitou až střední plasticitou, převážně s pevnou konzistencí, dle ČSN 73 3050 tř. 3. Spraše mají řadu nevýhod, z nichž nejnepríznivější je jejich pórovitost a kyprost a tím i značná stlačitelnost. Ve styku s vodou snadno rozbíhají. Mocnost v zájmovém. území kolísá mezi 0,8 - 9,3 m.

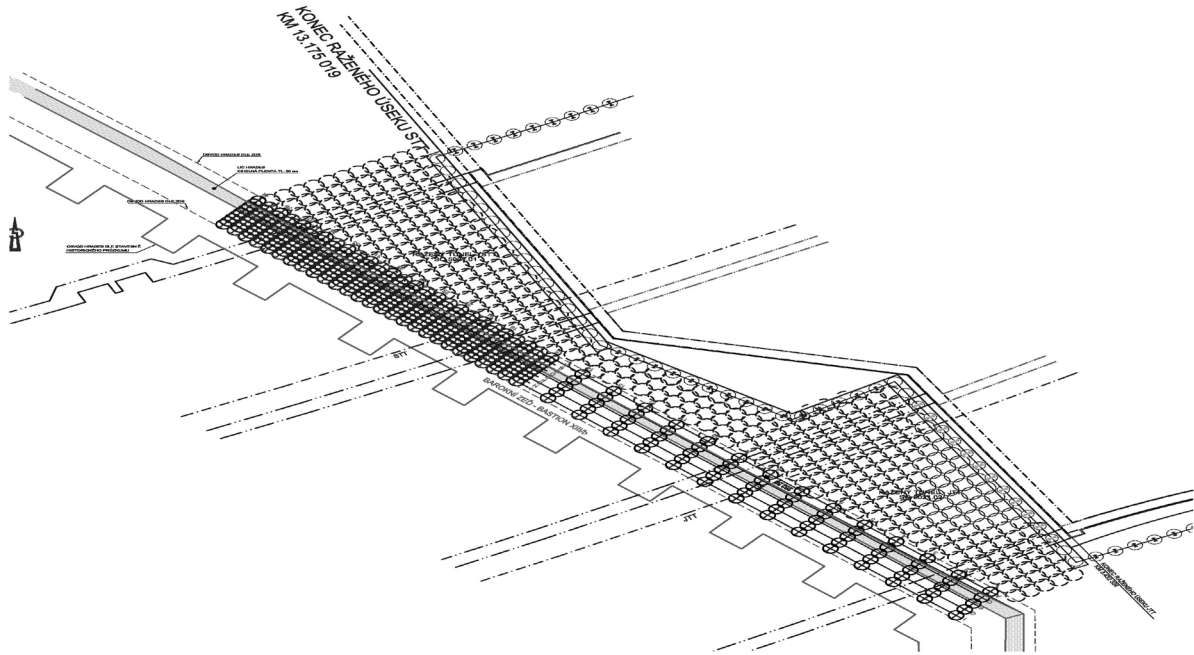
Deluviální sedimenty – DE – pleistocén – se vyskytují v celém úseku trasy. Jsou produktem zvětrávání hornin skalního podloží. Vznikaly převážně soliflukcí, tj. plíživými pohyby částečně roztáté věčně zmrzlé půdy v ledových dobách a zčásti též přeplavením mateční horniny. Mají charakter písčitých jílu a jílu s nízkou až střední plasticitou, převážně pevné konzistence. Zařídění dle ČSN: 73 3050 tř. 3, podle 73 1001 F3/MS a F6/CL,CI. Max. mocnost je 9 m.

3 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ TUNELU

Ražba tunelu probíhá novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM) s použitím trhacích prací v pevných horninách a se strojním rozpojováním ve zvětralých horninách a zeminách. V převážné části tunelu bylo realizováno horizontální členění výrubu, ve složitých podmínkách s minimálním nebo žádným skalním nadložím je realizováno vertikální členění výrubu. Délka záběru je 0,8 až 1,75 m, tloušťka ostění 300 – 500 mm, vše v závislosti na zastižené technologické třídě NRTM (3-5b dle klasifikace QTS).

4 TRYSKOVÉ INJEKTÁŽE

Z důvodu zajištění požadované stability západní stěny jámy Prašný most, barokního opevnění hl. města Prahy (Bastion XIII) a čeleb ražených tunelů byly v předstihu provedeny tryskové injektáže (TI) zeminového prostředí. Dle zkušeností zhotovitele s realizací TI v podobných podmínkách byly navrženy sloupy ϕ 1200 mm v úseku mezi pažením stavební jámy a 900 mm pod barokním opevněním.



Obr. 2 – Půdorys tryskových injektáží

Délka jednotlivých sloupů byla navržena proměnná v závislosti na geometrických podmínkách (poloha pažení, bastionu, ražených tunelů, geologických podmínek). Vrtý mezi pažením a bastionem byly navrženy jako svislé o osové vzdálenosti 1200 mm s délkou sloupů 7,2 m. Sloupky pod bastionem byly navrženy jako šikmé, délky 4,3 – 12,0 m. Nad STT byla s ohledem na horší geotechnické podmínky (nulové skalní nadloží nad tunelem) navržena osová vzdálenost sloupů 0,9 m (na sraz), v ostatních úsecích 2,5 m. Smyslem sloupů TI nad JTT bylo pouze zajištění stability konstrukce barokního opevnění, které není v dobrém technickém stavu (technická památka, přísně sledovaná zástupci Národního památkového ústavu, komisí UNSECO, apod.)

V obou případech byly TI navrženy tak, aby vzniklý geokompozit splňoval požadavek na charakteristickou válcovou pevnost sloupů v prostém tlaku po 28 dnech 4-6 MPa. Bližší technické řešení je patrné z obrázku č. 2.

Po provedení tryskových injektáží byla ověřena jejich kvalita pomocí presiometrických zkoušek. Byly zjištěny následující, vyhovující hodnoty přetvárných presiometrických modulů:

- střední části sloupů TI 600 – 2200 MPa
- okrajové části sloupů TI 20 – 140 MPa
- zemina mezi sloupky TI 2 – 20 MPa
-

Při ražbě kalot opěrových tunelů STT byly jednotlivé sloupky TI zastiženy a velmi pozitivně zvyšovaly stabilitu čelby převážně tvořené deluviálními sedimenty. Rozpojování sloupů probíhalo bez zvláštních komplikací, mezi sloupky byla kvalita zeminy podobná jako v úsecích mimo TI.

Maximální dosažená deformace Bastionu po vyražení opěrových tunelů STT je **10 mm**, k 01.2011 nebyly zaznamenány žádné významné poruchy.

5 OCHRANNÉ DEŠTNÍKY

Výška skalního nadloží se u STT pohybuje od 0-18 m. Z velké části jsou tunely vedeny pod komunikacemi, parkem, veřejně přístupnými plochami s mnoha inženýrskými sítěmi včetně provozovaných plynovodů. Z bezpečnostních důvodů je ražba navržena pod ochranou deštníků ze samozavrtávacích svorníků IBO R 51L, IBO 32L, Spinmax 32 a mikropilotových deštníků Ø 114/10 mm.

Deštníky jsou navrženy o délkách 6 až 12 m a jsou realizovány v každém 4. až 5. záběru délky 1,0 až 1,25 m. Minimální překryv po sobě jdoucích deštníků je 4 – 6 m. Osová vzdálenost vrtů pro jednotlivé svorníky v návrtné rovině je 300 – 350 mm. Únosnosti svorníků jsou následující:

Označení svorníků	V tahu na mezi kluzu	V tahu na mezi únosnosti
IBO R 32 L	160 kN	210 kN
IBO R 51 L	450 kN	550 kN
Spinmax 32	210 kN	336 kN

Při vrtání všech ochranných deštníků je navrženo použití vodního výplachu, v případech předpokládaného zastižení pokryvných útvarů se vzduchovým výplachem s odprašovacím zařízením.

Výška skalního nadloží (dostatečné kvality) je jeden ze základních parametrů určujících bezpečnost ražeb z pohledu možnosti vzniku nadvýlomu, který by mohl dosáhnout povrch terénu a ohrozit tak bezpečnost osob na povrchu. Z tohoto důvodu je při realizaci tunelu Brusnice vrtání ochranných deštníků věnována zvýšená pozornost. Po celou dobu jejich realizace je vždy přítomen pověřený pracovník zhotovitele, který zaznamenává do protokolu o vrtání čas vrtání, výplach, přítok podzemní vody a další parametry.



Obr. 3 – ochranný deštník ze svorníků IBO 32L

Po dokončení realizace ochranného deštníku je provedeno na základě vyplněného protokolu vyhodnocení vrtání s tím, že rozhodující pro umožnění dalšího postupu ražeb je nepřekročení těchto kritérií:

- a) dlouhodobý, ustálený přítok podzemní vody po realizaci vrtu (odtoku technologické vody) nesmí přesáhnout 0,25 l/s
- b) výplach při vrtání nebude obsahovat terasové sedimenty
- c) dlouhodobý, ustálený přítok podzemní vody z vrtu nesmí obsahovat terasové sedimenty.

Poznámka: Tato kritéria platí pro úsek, kde se v dosahu ochranného deštníku nepředpokládá výskyt pokrývných útvarů.

V případě, že výše uvedená kritéria nejsou překročena je možné automaticky pokračovat v dalším ražení. V opačném případě je možné pokračovat pouze 3 následné záběry, další ražba je možná až na základě rozhodnutí závodního.

Pro zajištění stability nevystrojeného výrubu v blízkosti provizorních stěn svisle členěné kaloty horizontálního členění a opěrových tunelů členění vertikálního jsou navrženy laminátové svorníky

Spinmax 32 mm délky 6m realizované v každém 3. záběru. Svorníky jsou samozavrtávací což zkracuje dobu potřebnou k realizaci. V pevnějších horninách však tuto výhodu nelze zcela využít, protože při instalaci dochází k jejich poškození ukroucením. Je nezbytné provést předvrt (např. na 2/3 délky svorníku) a teprve pro zbývající část použít ztracenou korunku. Stejně tak je v těchto případech komplikované udržení projektovaného směru svorníku což bylo možné prověřit při následné ražbě dalšího dílčího výrubu.

Všechny svorníky jsou z časových důvodů injektovány materiálem Ekoment RT, který umožňuje okamžitou realizaci dalšího záběru ihned po dokončení injektáže ochranného deštníku.

6 JEHLOVÁNÍ

V nutných případech jsou ochranné deštníky doplňovány jehlováním. Do vrtů o průměru do 46 mm se na sucho osadí ocelové tyče Roxor průměru 25 mm délky 4,0 m. Vzdálenost v příčném směru je 300 mm. Jehly jsou instalovány v každém min. 3. záběru a max. v každém záběru. Místo vrtů je možné v pokryvných útvarech použít zatlačování s vibrováním. O rozsahu jehlování rozhoduje směnový stavbyvedoucí na základě doporučení geologa.

7 ZÁVĚR

Výše popsaná doplňující opatření ve formě tryskových injektáží a ochranných deštníků pomáhají zajistit požadovanou bezpečnost při realizaci, mimořádné události v 07.2010 však zabránit nedokázala. Realizace deštníku obvykle nepřekračuje 6 – 8 hodin a doposud nedošlo ke vzniku nadvýlomu, který by zasahoval za vnější obrys vrtů ochranných deštníků a to ani v pokryvných útvarech. Nejkomplikovanější část realizace tunelu je však ještě před námi.

11 PŘÍKLADY ČINNOSTI SKUPINY GEOTECHNIKA VE SPOLEČNOSTI SATRA

Alexandr Butovič, Jaroslav Němeček, František Červenka

ANOTACE

Společnost Satra je odbornou veřejností většinou spojována pouze s projektovou přípravou velkých dopravních staveb v Praze. Mezi nejznámější patří bezesporu tunel Mrázovka nebo tunelový komplex Blanka.

Vyjma zakázek pro Armádu ČR, které bohužel není možné prezentovat, se pracovníci skupiny Geotechnika v posledních letech podíleli i na jiných zajímavých projektech, které jsou popsány v tomto článku.

1 VINNÝ SKLEP V ŠÁRCE

IN VINO VERITAS – ve víně je pravda. Stejným heslem se řídil i investor rodinného domu v Praze – Šárce. Součástí novostavby rodinného domu je i ražený vinný sklep určený pro skladování 20.000 lahví vína. Spojení domu a sklepa je navrženo pomocí chodby z 1. podzemního podlaží realizované jako přesypávané železobetonové konstrukce obdélníkového tvaru.

1.1 Úvod

Při zahájení prací na realizační dokumentaci bylo k dispozici jen velmi málo informací o geotechnických podmínkách v dané lokalitě. Dosavadní průzkum byl zaměřen zejména na základové poměry budoucího domu. Při postupném odkrývání portálové stěny byla v ose budoucího díla zastižena tektonická porucha charakteru zemin (viz. obr. 1). Z těchto důvodů bylo rozhodnuto o realizaci do-datečného geotechnického průzkumu (K+K Průzkum), v rámci kterého byly provedeny 3 jádrové vrty, doplněné o základní zkoušky mechaniky hornin a zemin pro stanovení vybraných pevnostních a přetvárných parametrů.

Na základě zjištěných informací byla mírně upravena poloha a směr samotného podzemního díla tak, aby výše uvedená tektonická porucha byla při ražbě zastižena jen v minimálním rozsahu. Při návrhu byl respektován i požadavek investora na nezasahování do obnažené skalní stěny v západní části portálu (velmi zjednodušeně řečeno byl „na přání investora“ objekt umístěn do horších geologických podmínek).



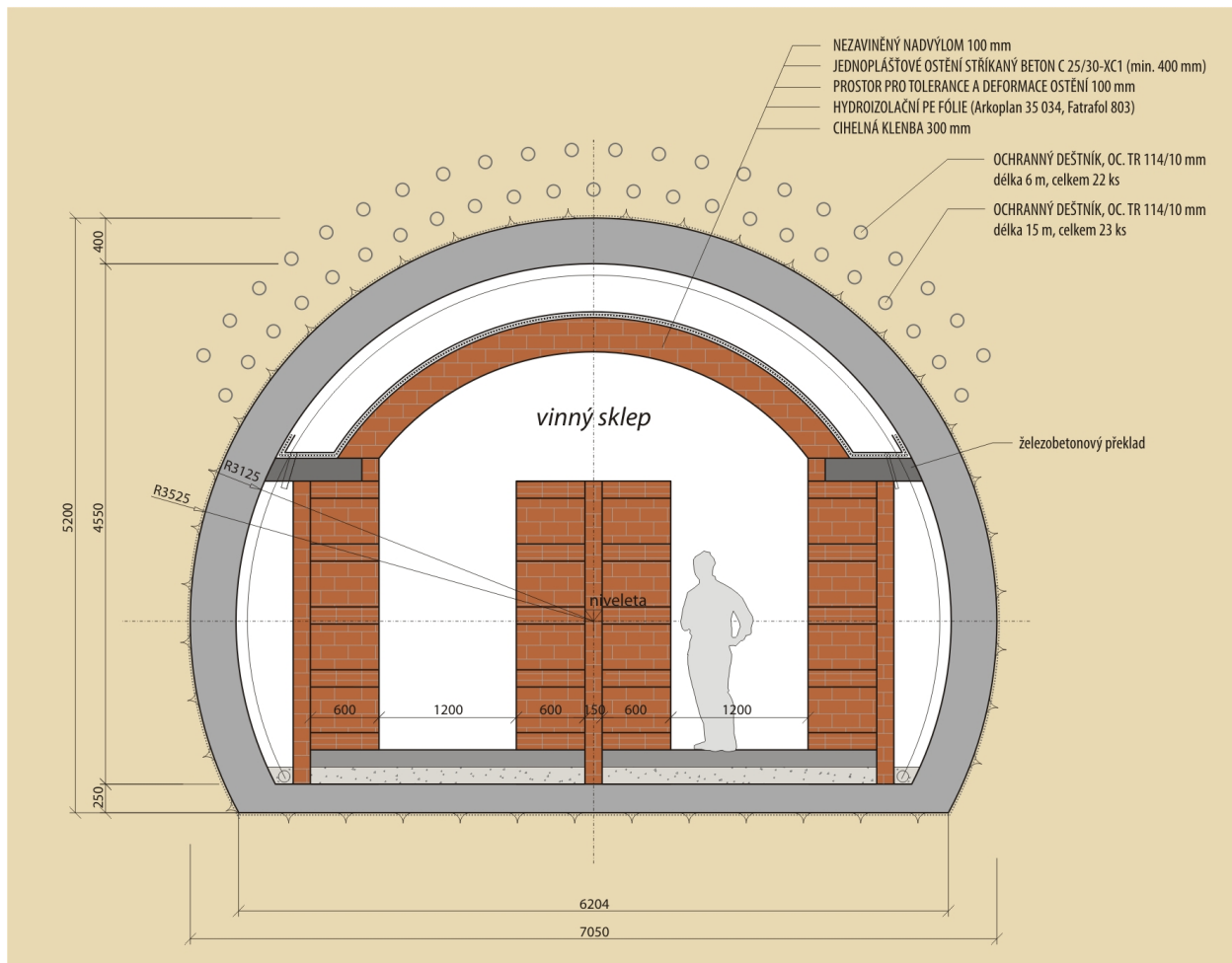
Obr. 1 – Tektonická porucha zastižená při zahájení ražby vinného sklepa

1.2 Inženýrsko geologické poměry

Předkvartérní podklad zájmového území tvoří horniny barrandienského proterozoika, které je zde zastoupeno sedimenty kralupsko-zbraslavské skupiny. Toto souvrství je charakteristické střídáním prachovitých břidlic, prachovců a drob, přičemž průzkumným vrty byly zastiženy silně zvětralé prachovité břidlice. Barva horniny je tmavě šedá, rezavě šmouhovaná, střípky a drobné úlomky dosahují velikosti 0,5-3 cm a jsou měkké, spojené výplní silně písčitého jílu pevné konzistence. Povrch hornin předkvartérního podkladu se plynule svažuje od západu k východu.

Pokryvné útvary jsou zastoupeny fluvialními až deluviofluvialními a deluvialními sedimenty a navážkami. Nejmladší polohu pokryvných útvarů tvoří nestejnorodé navážky charakteru převážně písčité hlíny s příměsí stavebního odpadu. V podloží navážek se nacházejí v prostoru údolní nivy fluvialní až deluviofluvialní sedimenty. Jedná se o uložení Šáreckého potoka, které obsahují lokálně příměs deluvialních jílovito-kamenitých sedimentů až sutí z okolních svahů, takže některé polohy lze označit až jako deluviofluvialní.

V rámci průzkumných prací nebyly zastiženy v trase podzemního díla žádné přítoky podzemní vody.



Obr. 2 – Příčný řez vinným sklepem – definitivní stav

1.3 Technické řešení

Tvar a velikost výrubu a délka samotného objektu byla předurčena požadavkem investora na objem a způsob skladování vína a zajištění dostatečného nadloží z důvodu udržení konstantní teploty během celého roku. Výsledný profil vinného sklepa je patrný na obr. 2.

Z důvodu minimální možnosti změny polohy portálové stěny vycházela v portálovém úseku výška nadloží do 1 m. Z tohoto důvodu byla úvodní část ražeb navržena pod ochrannou mikropilotového deštníku z ocelových trubek 114/10 mm.

Zajištění výrubu bylo navrženo primárním ostěním tloušťky 250 mm ze stříkaného betonu třídy nejméně C 25/30, vyztuženým příhradovými rámy a svařovanými sítěmi 150x150x6,3 mm. Délka záběru byla pro předpokládané složité geotechnické podmínky navržena 1,0 m.

Investor při zpracování dokumentace netrval na zajištění absolutní vodotěsnosti ostění. Z tohoto důvodu bylo navrženo jednoplášťové ostění o celkové tloušťce 400 mm z betonu C 25/30 XF2 bez vodotěsné izolace. Pro dosažení maximální těsnosti ostění byla při ražbě realizována (po jednotlivých záběrech) pouze 1. vrstva tl. 250 mm s výztužnými rámy a vnějšími svařovanými sítěmi. Po dokončení ražeb v celé délce byly instalovány vnitřní sítě a najednou instalována zbývající část ostění v tl. 150 mm. Definitivní (architektonické) ostění bude tvořit cihelná klenba.

Návrh vystrojení výrubu bylo provedeno na základě statického výpočtu provedeného metodou konečných prvků. Na základě výsledků matematického modelování byla celková očekávaná deformace terénu v ose výrubu do 4 mm, max. deformace primárního ostění ve vrcholu klenby 3 mm.

Součástí dokumentace byl i návrh geotechnického monitoringu, který byl součástí dodávky podzemního díla (zajišťoval zhotovitel). Bylo navrženo geologické sledování čeleb, nivelace povrchu terénu, měření deformací primárního ostění a portálové stěny.



Obr. 3 – Pohled na čelbu při ražbě vinného sklepa

1.4 Zkušenosti z realizace

Hloubení odřezu, zajištění portálové stěny a ražbu samotného díla zajišťovala společnost TRIMAX, a.s. Krátce před zahájením razičských prací došlo k samovolnému uvolnění části horniny v profilu budoucího díla. Portálová stěna v tomto místě byla jen dočasně zajištěna ocelovými tyčemi průměru 32 mm a ochrannou vrstvou ze stříkaného betonu tl. 100 mm. Do vzniklého volného prostoru ohraničeného ochranným deštníkem byl osazen 1. a 2. výztužný rám (záběr cca 1,0 m) a instalováno primární ostění. Další ražba probíhala bez větších komplikací. V každém záběru se ode dna zvětšoval rozsah kvalitních a pevných hornin a působil zhotoviteli komplikace se strojním rozpojováním.

Po dokončení ražeb a zajištění poslední čelby byla provedena v celém díle najednou 2. vrstva stříkaného betonu a vybetonováno ostění ve dně. V rámci geotechnického monitoringu byly v podstatě potvrzeny predikované deformační účinky ražeb.

Razičské práce probíhaly v lednu 2011 za nepříznivých klimatických podmínek, které komplikovaly postup prací. V době zpracování tohoto článku je již „hrubá stavba“ sklepa dokončena a další práce na pohledovém ostění z cihel budou pokračovat až v dalších etapách realizace domu.

1.5 Závěr

Stavba tohoto nevelkého podzemního díla našla i značnou odezvu v médiích. Nė snad proto, že by někdo chtěl chválit kvalitní práci zhotovitele, ale z důvodu obav o poškození životního prostředí v přírodní památce Šárka. V médiích se pak obyčejný divák mohl dozvědět, že v srdci přírodní památky (ve skutečnosti až za její hranicí) se buduje bůh ví jak velké podzemní dílo srovnatelné s pražským metrem (ve skutečnosti plocha výrubu pouhých 30,8 m² a délka 14,4 m). Každý den se ze staveniště odvázejí tisíce tun zeminy (ve skutečnosti nemá objem vyrubaného materiálu celého sklepa ani 1000 tun a ražba trvala cca 20 dní, rozdíl mezi zeminou a horninou již zcela pomíjím). Denně široké okolí obtěžují nesnesitelné odstřely od trhacích prací (ve skutečnosti nebyly při realizaci trhací práce vůbec použity).

Naštěstí se nakonec ukázalo, že stavba je řádně povolena a že nedochází ani k devastaci přírodních hodnot, kterých nejen v Praze neustále ubývá.

Sečteno, podtrženo – pokud všechny ty reportáže byly o úplně jiném projektu (vinném sklepeč) někde daleko v cizí zemi a jednalo se o podobnost čistě náhodnou, je vše v naprostém pořádku. Ale co když ne?... a jak je to s ostatními reportážemi na jiná témata?

2 PODCHOD POD TRATÍ ČESKÝ DRAH V HOLEŠOVICÍCH

2.1 Úvod

Součástí stavby č.0079 Špejchar – Pelc Tyrolka je i Nový trojský most, který propojuje holešovické a trojské nábřeží. Stávající podjezd pod tratí ČD v Holešovicích při novém šířkovém uspořádání komunikace (tramvaj + 2 x 2 jízdní pruhy) neumožňuje pohyb chodců a z tohoto důvodu bylo rozhodnuto o realizaci samostatného podchodu pro pěší a cyklisty, který je navržen cca 20 m východním směrem od stávající podjezdu.

V původní dokumentaci pro stavební povolení bylo uvažováno s realizací podchodu hloubením ve třech samostatných etapách, při kterých docházelo k výluce vždy dvou traťových kolejí nebo vlečky. Při intenzitě provozu v Nádraží Holešovice na trati Praha – Drážďany jsou však tyto proluky nepřijatelné, a proto bylo rozhodnuto o změně podchodu na ražený objekt s využitím technologie protlačování s minimálním vlivem na provoz ČD.

2.2 Geologické poměry

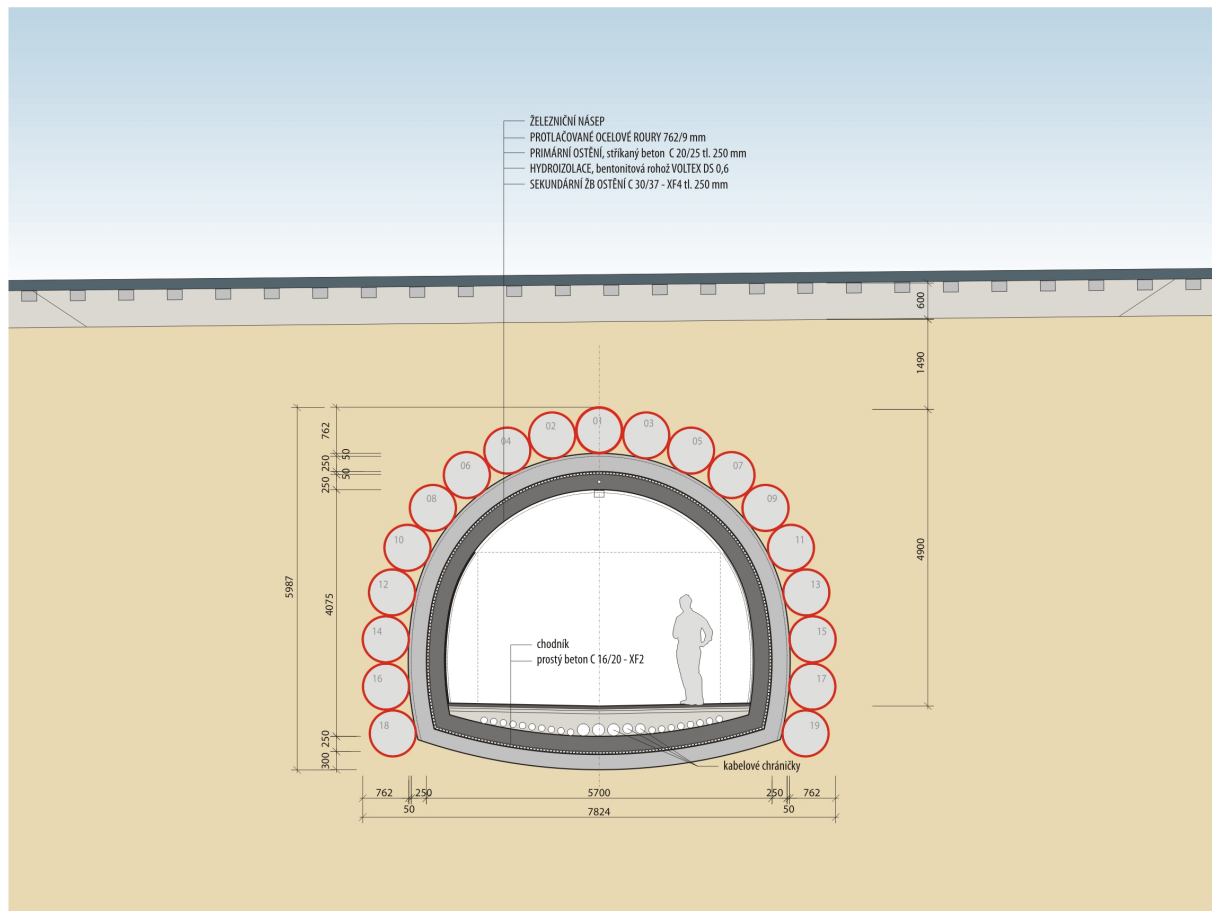
Zemní těleso železničního náspu, ve kterém se bude podchod razit je tvořeno písčitými šterky s příměsí jemnozrnné zeminy. Hladina podzemní vody koresponduje s hladinou nedaleké řeky Vltavy a nachází se cca 3,60 m pod dnem podchodu.

2.3 Startovací plocha a opěrná konstrukce

Startovací plocha pro protlačování rour je navržena před opěrnou zdí železničního náspu. Výškově se startovací plocha nachází 1,20 m pod úrovní stávajícího terénu. Minimální délka startovací plochy, tj. vzdálenost mezi opěrnou konstrukcí a opěrnou zdí železničního náspu je 8,0 m. Šířka startovací plochy je 8,80 m. Startovací plocha je tvořena železobetonovou deskou tloušťky 150 mm z betonu C 20/25 – XO. Jelikož osa protlaku není kolmá na opěrnou zeď železničního náspu, je před touto zdí ještě navrženo vybetonovat klínovou stěnu, aby protlak byl prováděn kolmo na stěnu. Z desky startovací plochy je do stěny klínového tvaru vytažena kotevní výztuž. Stěna klínového tvaru je rovněž kotvena do stěny železničního náspu pomocí ocelových trnů Ø 25 mm.

Opěrnou konstrukci pro lisy bentonitového štítu bude třeba vybudovat na povrchu a je navržena pro protlačovací sílu $F = 1500 \text{ kN}$, která působí na konstrukci jako osamělé břemeno v ose protlačované roury. Tedy celkem ve 19 polohách. Opěrná konstrukce je navržena ze železobetonu C 20/25 – XO. Půdorysné rozměry konstrukce jsou 4,80 x 8,80 m. Základová deska má tloušťku 900 mm. Čelní opěrná stěna a 3 výztužná žebra mají tloušťku 400 mm. Opěrná konstrukce je založena na mikropilotách. Je navrženo celkem 12 ks mikropilot Ø 70/12 mm. Délka mikropilot je 12,0 m, z toho 7,0 m je délka táhla a 5,0 m je délka kořene. Mikropiloty jsou umístěny ve dvou řadách po 6 ks. Jedna řada mikropilot je tažená a druhá tlačená. V každé řadě jsou navrženy 2 mikropiloty svislé a 4 ukloněné o úhel 30 stupňů.

Po provedení podchodu budou opěrná konstrukce a startovací plocha zbourány.



Obr. 4 – Příčný řez podchodu pro pěší

2.4 Technologie protlačování rour

Ražba podchodu a budování jeho ostění se bude provádět pod ochranou deštníku z mikrotunelů provedených razícím strojem a vyztužených ocelovými trubkami 762/9 mm, vyplněných prostým betonem C 16/20 – XO.

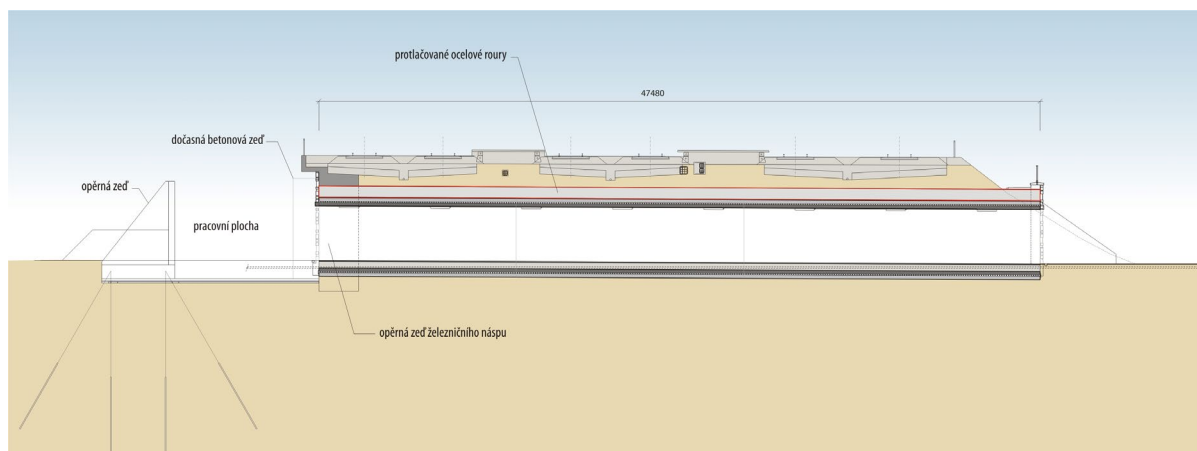
Mikrotunely se budou provádět japonskou technologií ISEKI. Jednotlivé mikrotunely budou prováděny razícím strojem – bentonitovým miništitětem, který je přes ocelovou pažnici pomocí lisů tlačěn do zemního tělesa. Na jeho konci (na druhé straně zemního tělesa) bude přemístěn opět do startovací polohy a následně se bude provádět další mikrotunel.

Bentonitový štít se osazuje u čela protlačované roury. Přivádí se k němu bentonitová suspenze ke stabilizaci čelby. Ražení se provádí rotací řezné hlavy. Směs výkopu s pískem se suspenzí se odvádí do separační jednotky umístěné u startovací plochy výtlačným potrubím. V separační jednotce se zemina a písek odděluje od suspenze. Zemina se odváží ze zásobníku na skládku, suspenze se vrací na čelbu přívodním potrubím a celý postup se opakuje. Stroj štítu je vybaven zařízením pro dálkové ovládání a řízení, které umožňuje okamžitý zásah a je ovládáno centrálním řídicím systémem zajišťujícím potřebnou bezpečnost a přesnost ražení.

Ocelové roury, které jsou instalovány spolu s pohybem stroje budou opatřeny vnitřními ocelovými zámky, které jsou určeny k přesnému vedení navazujících (sousedních) mikrotunelů. Navržená metoda minimalizuje vliv následné ražby na zeminné prostředí.

Jelikož příčný profil podchodu je vytvořen z oblouků o 3 různých poloměrech, liší se i místa styčných bodů sousedních rour. K tomu bylo třeba přihlédnout při výrobě a osazení vnitřních zámků v jednotlivých rourách. Horní – 1. protlačovaná roura má vnitřní zámky dva. Dvě spodní roury nemají zámků žádný. Jednotlivé mikrotunely se budou provádět od shora dolů, střídavě na obou stranách. Otvory pro jednotlivé roury se budou provádět v betonové stěně žel. náspu, jejíž tloušťka je 2 600 mm a ve stěně klínového tvaru pro každou rouru zvlášť. Průměr otvoru je o 28 mm větší, než je průměr rour tj. 790 mm. Otvor pro další rouru se vybourá až po protlačení předešlé roury. Po protlačení rour

se prostor mezi rourou a lícem otvoru vyplňuje injektážní cementovou směsí. Po protlačení se roura okamžitě vyplňuje betonem C 16/20 – XO.



Obr. 5 – Podélný řez podchodem

2.5 Ražba

Ražba podchodu se bude provádět pod ochranou mikrotunelů s ručním rozpojováním bez použití trhacích prací. Délka záběru je navržena 1,0 m. Výrub tunelového profilu je členěn na 2 dílčí výruby. První výrub zahrnuje vyražení klenby a jádra, druhý výrub zahrnuje vyražení spodní klenby. Nejprve se provede 5 záběrů v klenbě a opěří a potom se v jednom záběru provede výrub spodní klenby v délce 5,0 m.

Primární ostění je tvořeno stříkaným betonem C 20/25 – XO tloušťky 250 mm vyztuženým svařovanými sítěmi a příhradovými rámy. Sekundární ostění je tvořeno železobetonem C 30/37 o tloušťce 250 mm. Mezilehlá izolace je navržena z bentonitových rohoží systému VOLTEX DS 0,6 a VOLTEX s kombinací s PE fólií 0,6 mm.

Dle aktuálního harmonogramu stavebních prací zhotovitele bude předmětný podchod realizován od dubna 2012. V současné době, v rámci hledání úspor, probíhají jednání mezi investorem tunelového komplexu Blanka a SŽDC o možnosti realizace hloubené varianty podchodu ve výluce při rekonstrukci předmětné trati (pokud v roce 2012 bude prováděna).

3 ODVODŇOVACÍ ŠTOLA STRAHOVSKÉHO TUNELU

3.1 Úvod

Ražené tunely Strahovského tunelu byly realizovány modifikovanou prstencovou metodou, která vycházela ze zkušeností z výstavby pražského metra. Definitivní ostění tunelů tvoří dvě monolitické betonové opěry, které byly realizovány v předstihových opěrových tunelech, horní část tunelů je tvořena montovanou kruhovou klenbou ze 7 ks železobetonových prefabrikátů a dno tunelů (protiklenba) je ze 3 ks rovných železobetonových prefabrikátů. Toto skládané, montované ostění tunelů má velké množství spár jak příčných, tak podélných, které nejsou nijak těsněny.

Tunely nejsou opatřeny žádnou izolací proti vodě.

Již při výstavbě se začaly projevovat silnější průsaky podzemních vod do tunelů v místech, které jsou vázány na partie se zhoršenou geologií, rozhraní geologických souvrství a geologické poruchy. Podzemní voda až doposud prosakuje do tunelů přes spáry montovaného ostění, a to i přes dno tunelů, přes pokladní vrstvy vozovky a mikrotrhlíky v konstrukci vozovky. Podzemní vody prosakující přes spodní klenbu se dostávají do revizních šachet splaškové kanalizace a po zanesení odvodňovacího potrubí šachet se voda vytlačuje přes poklopy na vozovku. Prosáklá voda, která se dostane až do vnitřního prostředí tunelů v zimním období při dlouhodobějším působení mrazů namrzá. Stávající drenážní potrubí či splašková kanalizace k odvádění průsakových vod je kapacitně i systémově nedostatečná, nepokrývá celý rozsah ražených tunelů, a navíc splašková kanalizace je určena k jiné funkci.

Vzhledem k výše uvedeným skutečnostem a vzhledem k tomu, že s postupující degradací drenážního systému se stav zhoršuje, navrhla SATRA s.r.o. na základě zkušeností z průzkumných štol pro tunely Mrázovka a Královská obora odvodnění Strahovského tunelu pomocí odvodňovací štol. Vybudováním této štol se má docílit odvodnění horninového prostředí v okolí obou tunelových rour a tím se docílí i podstatné snížení množství průsakových vod do tunelů.

Satra s.r.o. byla také zpracovatelem dokumentace pro stavební povolení (DSP).

Navržené řešení v DSP

Ražba štol byla navržena technologií NRTM z dolní části příjezdové rampy spojující ulici Holečkova s hloubenou částí VTT. Dále je trasa odvodňovací štola vedena v horninovém pilíři mezi ZTT a STT Strahovského tunelu v hloubce cca 7,0 m pode dnem obou tunelových rour. Celková délka přístupové a odvodňovací štol je navržena 750,0 m.

Navržená šířka výrubu byla 3,0 m a výška výrubu 3,60 m.

Tloušťka primárního ostění štol ze stříkaného betonu C 16/20 byla navržena 150 mm. Beton bude vyztužen příhradovými rámy z betonářské výztuž a dvěma svařovanými ocelovými sítěmi Ø 6,3 mm, oka 150/150 mm. Spodní klenba z betonu C 16/20 má tloušťku 100 mm a je vyztužena jednou sítí Ø 6,3 mm, 150/150 mm (viz obr. 3)

V místech zvýšených průsaků podzemních vod do obou tunelů se bude na stěnu výrubu osazovat geotextilie (např. POLYFELT, DC 402 E), která bude svádět vodu podél ostění ke spodním otvorům v ostění Ø 100 mm, vyvedeným do odvodňovacích žlábků po obou stranách štol. Vzdálenost těchto otvorů bude 1,0 m.

Ve zvodnělých úsecích se dále budou provádět ze štol odvodňovací vrty Ø 100 mm, délky 10,0 m, do kterých bude osazena perforovaná PVC trubka Ø 85 mm. Vrtky budou dovrchní ve sklonu 20 °. Vzdálenost vrtů se předpokládá 6,0 m. Dle potřeby se počet vrtů a jejich vzdálenost mohou měnit. Dalším navrženým opatřením ve zvodnělých úsecích je ražba 4 bočních jímácích štol o délce 25,0 m. Sekundární ostění štol nebylo předmětem DSP.

Odpadní drenážní vody se budou stahovat do čerpací jímky odkud budou čerpány do odvodňovacího systému Strahovského tunelu a odváděny do Motolského potoka.

V současné době je ražba odvodňovací štol v realizaci. Realizační dokumentaci zpracoval PUDIS a.s., který provedl některé změny technického řešení a vystrojení štol.

4 SUPERVIZE PŘI REALIZACI ŽELEZNIČNÍCH TUNELŮ KRASÍKOV

Od června 2004 do března 2007 zajišťovala společnost SATRA supervizi výstavby tří železničních tunelů na stavbě „Optimalizace traťového úseku Zábřeh na Moravě – Krasíkov“.

Stavba zajišťovala úpravu stávající dvoukolejné trati, vedoucí údolím Moravské Sázavy na návrhovou rychlost 130 km/hod. Na úseku délky 14,7 km jsou navrženy tři tunely, ve směru od Krasíkova k Zábřehu:

Malá Huba – zpracovatel RDS ILF, zhotovitel Subterra

Hněvkovský I – zpracovatel RDS ILF, zhotovitel Subterra

Hněvkovský II – zpracovatel RDS SUDOP, zhotovitel Metrostav

Celkové náklady na výstavbu těchto tří tunelů dosáhly téměř 700 milionů Kč, část pokryla dotace EU.



Obr. 6 – Pohled na portál tunelu Hněvkovský I

Úkolem supervize byla kontrola dodržování RDS, kontrola fakturace provedených prací v souladu s předpisy FIDIC a spolupráce při řešení problémů při výstavbě. Po dobu výstavby s výjimkou zimních měsíců (cca prosinec, leden, únor) probíhaly každý týden koordinační porady a jednou měsíčně kontrolní dny, na kterých byly podrobně projednány práce v uplynulém období a výhled na další období. Jednou za měsíc byla prováděna také kontrola fakturace jednotlivých zhotovitelů. Podle potřeby se supervizor vyjadřoval i k podaným změnovým listům.

V průběhu stavby došlo pouze k menším problémům na zařízeních staveniště a přístupových komunikacích při povodni v březnu 2005, dále s nestabilním zajištěním výjezdového portálu tunelu Hněvkovský II, který narušil i funkčnost mostního provizoria, vedoucího přes roh stavební jámy a nestabilitou skalního svahu výjezdového portálu stejného tunelu. Díky prováděné supervizi bylo zajištěno čerpání dotací z fondů EU a tím i dokončení celé stavby v plánovaném termínu a potřebné kvalitě.

Tunely byly stavebně dokončeny v červnu 2006, slavnostní předání celého úseku do provozu proběhlo 29. března 2007.

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., Satra, spol. s r.o., Sokolská 32, 120 00 Praha 2,
tel. 296 337 180, alexandr.butovic@satra.cz

Ing. Jaroslav Němeček, Satra, spol. s r.o., Sokolská 32, 120 00 Praha 2,
tel. 296 337 135, jaroslav.nemecek@satra.cz

Ing. František Červenka, Satra, spol. s r.o., Sokolská 32, 120 00 Praha 2,
tel. 296 337 130, frantisek.cervenka@satra.cz

12 ZAJÍMAVÉ VÝSLEDKY GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU PŘI REALIZACI TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., Satra, spol. s r.o.
Sokolská 32, 120 00, Praha 2, Česká republika

The Blanka tunnel complex is the biggest transportation construction in Czech Republic at the present time. It consist 4 separate construction: no.9515 Myslbečova – Pražský most, no.0080 Pražský most – Špejchar, no.0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka and no.0012 Flood control measures. Excavated and cut and cover tunnels with total length over 5,5 km create its significant part. It were constructed in very complicated geological conditions, under the water courses, low overburden under saturated sediments and densely populated area. This reality led to the relatively extensive geotechnical monitoring implementation.

This article describe geotechnical monitoring range, its controlling, results evaluation and inform about some an interesting results obtained during implementation.

1 ROZSAH GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU

Investiční náklady stavební části tunelového komplexu Blanka přesahují **25 mld. Kč**, z toho hloubené a ražené tunely představují cca 16,8 mld. Kč. Tomuto rozsahu odpovídá i navržený geotechnický monitoring (GM). Díky komplikacím se zrušenou veřejnou obchodní soutěží (VOS) je část geotechnického monitoringu zajišťována společností Metrostav v rámci stavební části (subdodavatel Arcadis Geotechnika a.s.) a část vítězem nové VOS společností Inset s.r.o. Celkový rozsah představuje k 30.06.2012 téměř **200 mil. Kč** bez DPH.

Dle kontrolního propočtu zadávací dokumentace geotechnického monitoringu (ZDM) z roku 2006 měly celkové náklady dosáhnout 272 328 360,- Kč bez DPH. Vzniklý rozdíl mezi kontrolním propočtem ZDM a skutečnou cenou dle všech SoD ve výši cca 73 mil. Kč (27 %) bez DPH je způsobený nižšími jednotkovými cenami vyvolanými konkurenčním bojem v rámci VOS.

Pro zajímavost níže uvádím porovnání nákladů GM s vybranými podzemními stavbami v České republice realizovanými v posledních 10 letech:

Tab. 1 – Deformace primárního ostění

Název stavby	Rok dokončení	Investiční náklady	Náklady na monitoring	% z IN
Tunel Mrázovka	2002	7,1 mld.	169,11 mil.	2,38
Tunel Komořany (SOKP č.513)	2010	5,6 mld.	55,0 mil.	0,98
Tunel Lochkov (SOKP 514)	2010	5,9 mld.	58,7 mil.	0,99
Královopolské tunely	v realizaci	6,9 mld.	210,0 mil.	3,04
Tunel Blanka	v realizaci	16,8 mld.	200 mil.	1,23

2 SYSTÉM GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU

V souladu se (ZDM) je GM tunelového komplexu Blanka řízen správcem stavby (INŽ, a.s.) a to prostřednictvím Kontrolních dnů monitoringu (RAMO). Účastníky těchto jednání jsou kromě správce stavby, zhotovitel stavby (Metrostav, a.s.), zpracovatel RDS a autorský dozor (Satra, spol. s r.o.) a poradce správce stavby (prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.). Způsob řešení a povinnosti jednotlivých členů RAMO je definován ve „statutu RAMO“.

Pro včasnou a přehlednou prezentaci výsledků měření všem určeným účastníkům výstavby slouží informační systém monitoringu (ISM). Pro stavbu č.0079 se jedná o systém BARAB, pro ostatní stavby je používán systém CUBULA. Oba obsahují platformu GIS, která umožňuje vizualizaci naměřených dat v mapovém podkladu.

3 REALIZOVANÁ MĚŘENÍ

V souladu se ZDM jsou realizována na jednotlivých stavbách tato měření:

Druh měření	Stavba 9515	Stavba 0080	Stavba 0079
Lokální geodetická síť	A	A	A
Geodetické body na terénu	A	A	A
Měření deformací objektů nadzemní zástavby	A	A	A
Sledování a měření poruch objektů nadzemní zástavby	A	A	A
Konvergenční měření	A	A	A
Presiometrická měření	A	A	A
Geotechnické a geologické sledování výrubů	A	A	A
Hydrogeologické sledování	A	Ne	A
Bilance přiváděné a odváděné vody	Ne	Ne	A
Dynamická a akustická měření	A	Ne	A
Průkazná měření únosnosti svorníků	A	Ne	A
Geofyzikální měření	A	Ne	A
Extenzometrická měření	A	Ne	A
Inklinometrická měření (příp. klouzavé deformetry)	A	A	A
Měření napětí mezi horninou a primárním ostěním	A	Ne	A
Měření namáhání primárního ostění	A	Ne	A
Měření deformací definitivního ostění	A	Ne	A
Měření namáhání definitivního ostění	A	Ne	A
Měření hydrostatického tlaku	Ne	Ne	A
Měření na portálech a stavebních jamách	A	A	A
Měření na konstrukcích metra	Ne	A	A
Měření vlhkosti půdních horizontů	Ne	Ne	A
Geoelektrická a korozní měření	A	A	A

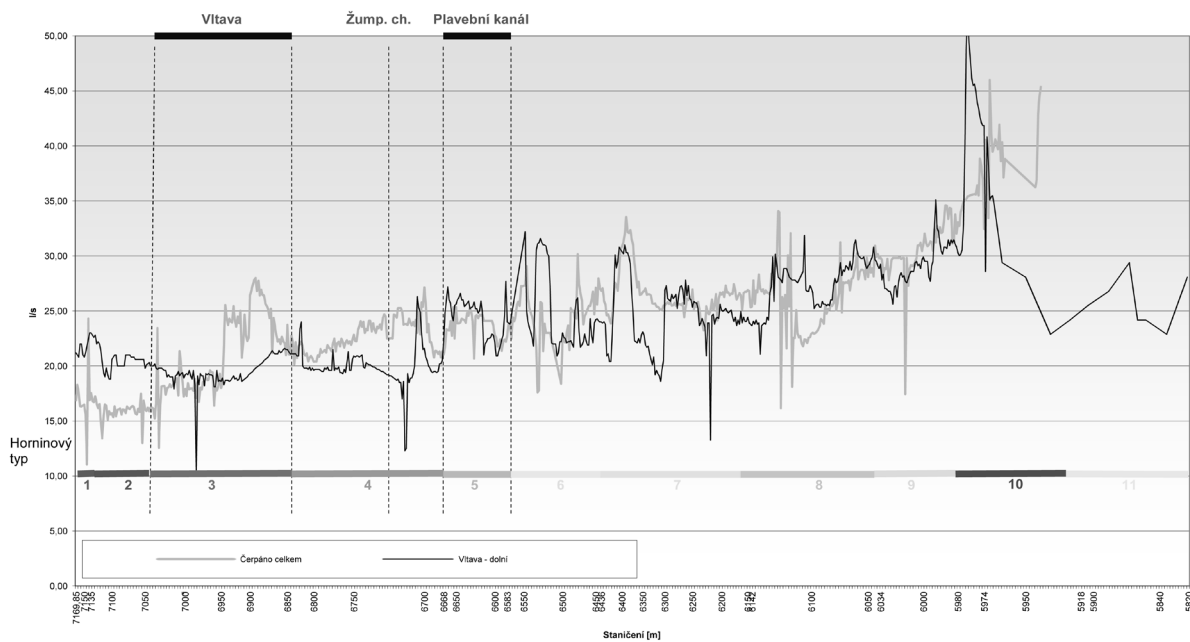
Výše uvedená měření představují všechna měření, která se při realizaci podzemní stavby v intravilánu i extravilánu obvykle provádějí. Ve výčtu chybí návrh měření prašnosti a hlučnosti v blízkosti zařízení stavenišť, případně na odvozových trasách. Tato měření byla prováděna samostatně na základě jednotlivých rozhodnutí RAMO.

4 VYBRANÉ VÝSLEDKY GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU

4.1 Přítoky podzemních vod

Při realizaci průzkumné štoly pod Vltavou byly zastiženy významné přítoky podzemní vody. Intenzita rozpukání písčitých až písčito-prachovitých břidlic a písčitých křemenců dobrotivského souvrství vedla k přítokům na čelbě až **4 l/s** (plocha příčného řezu štoly 10 m²). Důsledným sledováním přítoků podzemních vod byla prokázána komunikace podzemních vod s Vltavou. Jak je zřejmé z níže uvedeného grafu, existuje přímá souvislost mezi množstvím vody protékající ve Vltavě (Vltava dolní) a celkovým množstvím vod čerpaných z průzkumné štoly.

Na základě výše uvedených zkušeností byly pro následnou ražbu dvoupruhových tunelů (s plochou příčného řezu cca 125 m²) očekávány přítoky podzemní vody až 40 l/s. Ačkoli zkušenosti z prvních metrů ražeb ukazovaly na výrazně nižší zvodnění horninového prostředí (značnou roli zde sehrála právě průzkumná štola) bylo s ohledem na bezpečnost práce a rychlost postupu ražeb rozhodnuto o provedení sanačních opatření pod Vltavou. Pro obě tunelové trouby byl určen úsek o délce cca 100 m, kde přítoky do průzkumné štoly byly největší, a zde byly v předstihu před ražbou tunelů provedeny, z průzkumné štoly, sanační injektáže na bázi jílocementu. Výsledný přítok při ražbách kalot tunelových trub nepřekročil **2 l/s**.

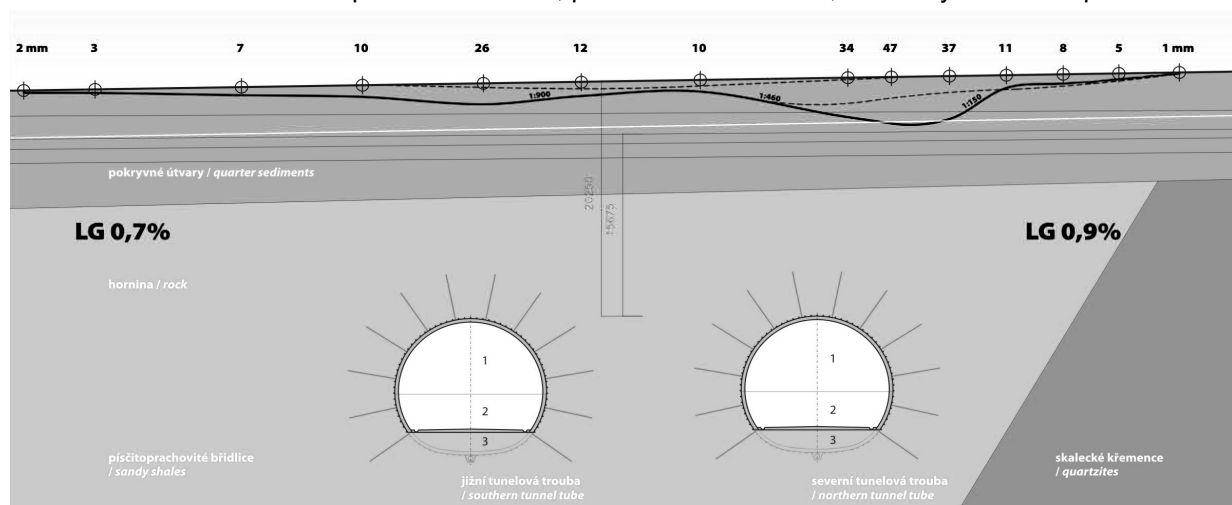


Graf 1 – Přítoky podzemní vody do průzkumné štoly

Monitoring přítoků podzemních vod je kontinuálně prováděn až do současnosti. Maximálně bylo čerpáno **117 l/s**, dlouhodobý průměr po vyražení tunelů představuje **80 l/s**. V současné době jsou již dokončeny práce na vodotěsných izolacích a definitivních ostěních a tak dochází k postupnému uzavírání stavebních drenáží. V ideálním případě by měl být výsledný přítok nulový, jaká bude skutečnost ukáží až nadcházející týdny.

4.2 Rozdílné deformace povrchu terénu nad tunely

Již v rámci podrobného geotechnického průzkumu bylo zjištěno, že na trojském nábřeží a po Vltavou budou tunelové trouby raženy ve zcela odlišných geologických podmínkách. JTT v písčitých až drobových břidlicích dobrotivského souvrství a STT ve skaleckých křemencích. Tyto horniny mají rozdílné přetvárné parametry což se projevilo i na deformační odezvě na povrchu terénu. Výsledná vypočtená poklesová kotlina byla výrazně nesymetrická s maximálními hodnotami 12 mm nad STT a 18 mm nad JTT. Skutečná poklesová kotlina, patrná na obrázku č.1, tuto nesymetričnost potvrdila.

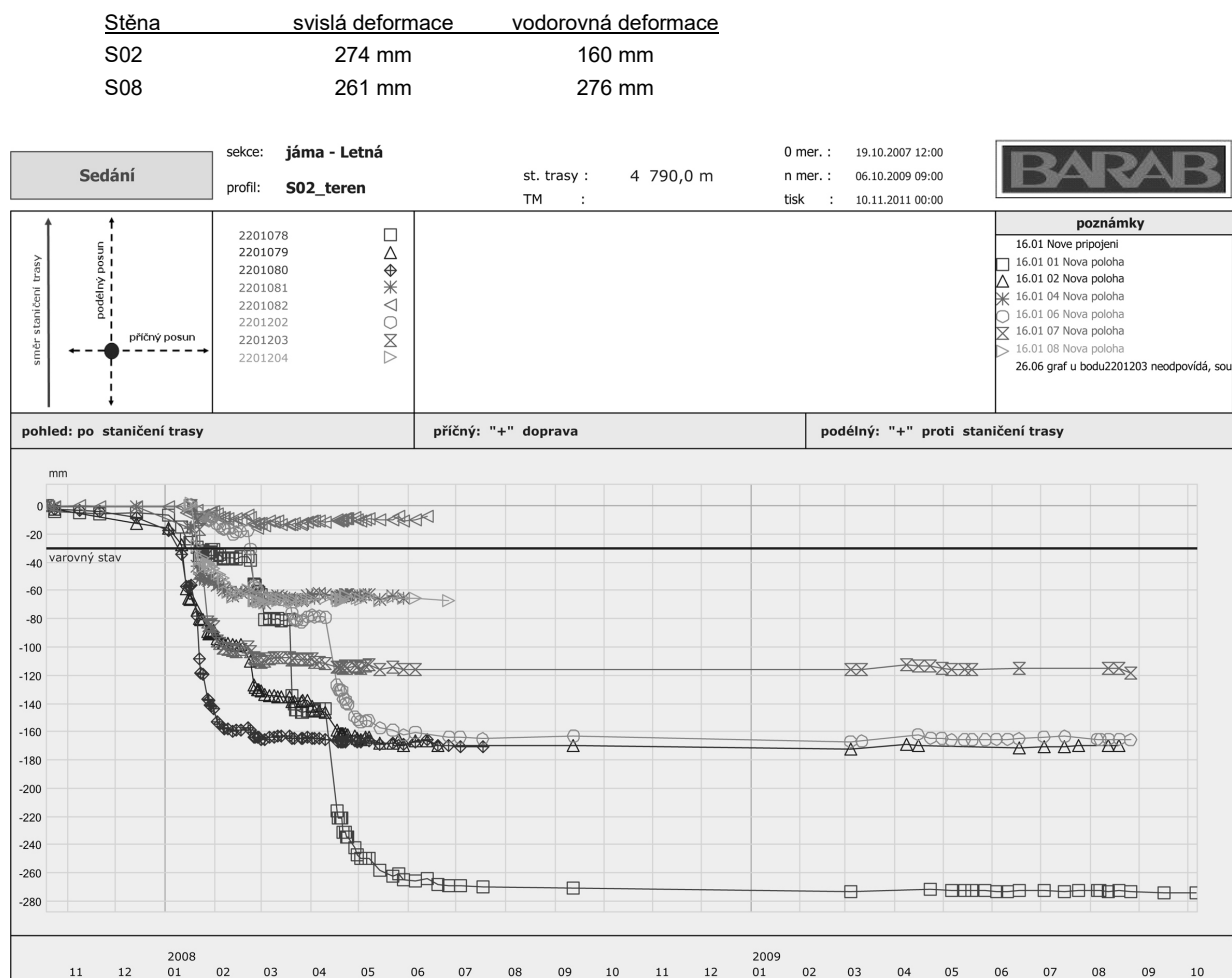


Obr. 1 – Výsledná poklesová kotlina ve staničení STT km 7,219

Nad materiálově pevnějšími skaleckými křemenci zastiženými při ražbě STT byla změřena deformace **18 mm**, nad JTT nacházející se v měkčích písčitých břidlicích dobrotivského souvrství potom **35 mm**.

4.3 Významné deformace pažení stavební jámy Letná

Hloubené tunely na Letné se v převážné délce nacházejí nad hladinou podzemní vody. Z tohoto důvodu bylo k zajištění stavebních jam použito záporové pažení. Pro monitorování jeho chování byly použity standardní nástroje (trigonometrické body, dynamometry a inklinometry osazené k vybraným záporám). V rámci geotechnického monitoringu byly u stěn S02 a S08 zaznamenány extrémní svislé i vodorovné deformace.



Obr. 2 – Svislé deformace na stěně S02

Naměřené deformace byly způsobeny zhoršenými geologickými podmínkami a nedokonalým upevněním kořene zápor. V místě rampy 2 a 3 tyto deformace nakonec vedly k nutnosti realizace doplňujících opatření (mikropiloty, dodatečné kotvení a sprahování).

4.4 Výsledky monitoringu před 2. mimořádnou událostí

Při ražbě tunelu nelze nikdy vyloučit možnost vzniku mimořádné události (MU). Je ovšem s podivem, že při realizaci jednoho tunelu vzniknou dvě krátce za sebou. Automaticky nastává otázka zda nedošlo ke špatnému nebo nedostatečnému vyhodnocení získaných informací. V níže uvedeném textu je uveden popis vybraných výsledků GM, které byly k dispozici před 2. MU.

Nadvýlom

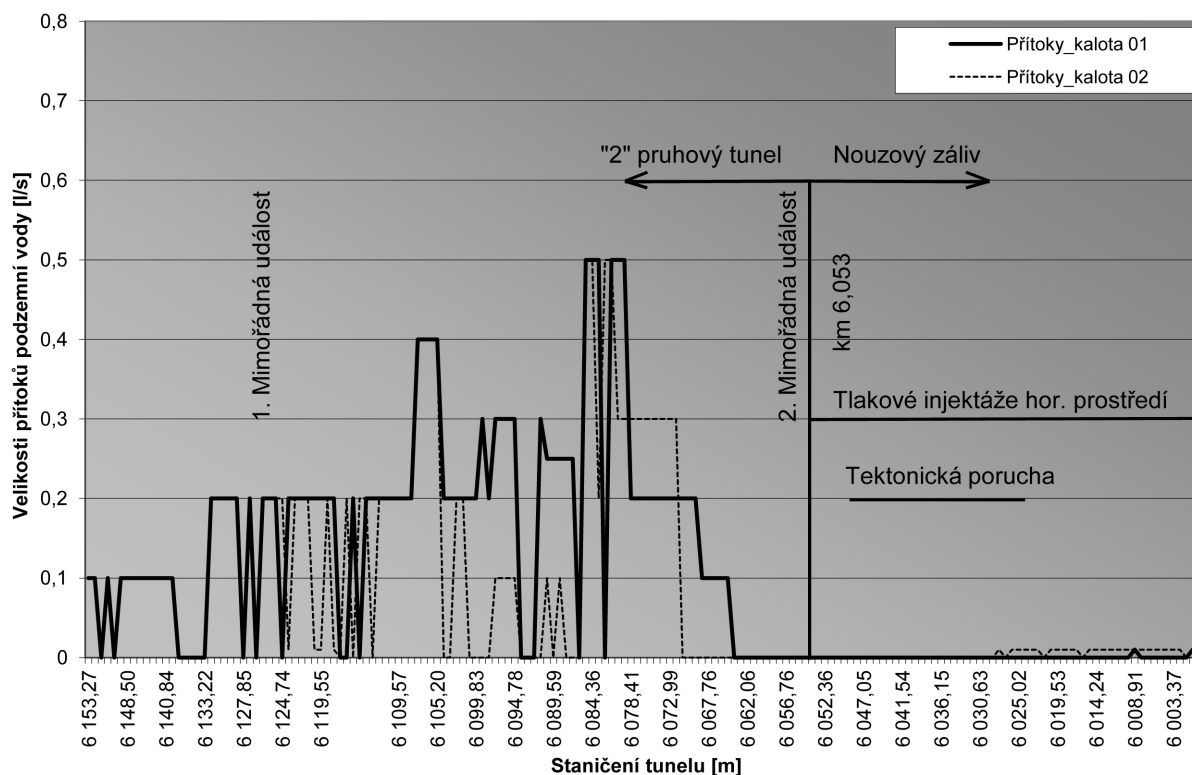
Z vyhodnocení nadvýlomů vyplývá, že úsek nouzového zálivu není nijak odlišný od úseků předcházejících. Průměrná hodnota velikosti nadvýlomu v kalotě č.1 byla **10 cm** a u kaloty č.2 – **5 cm**. Maximální nadvýlom v úseku nouzového zálivu byl **45 cm**. Byl dosažen v případě ražby kaloty č.2 v místě přechodu dvoupruhového tunelu na nouzový záliv a to za situace, kdy byla ražba kaloty provedena pro 2 záběry najednou.

Z hlediska nadvýlomů byly v úseku nouzového zálivu STT nejpříznivější podmínky při ražbě v tektonicky porušeném pásmu. V tomto úseku nebyl při ražbě kaloty č.2 v délce 24,7 m zastížen **žádný nadvýlom!** S největší pravděpodobností se jedná o nejdelší úsek bez nadvýlomu z celého dosud vyraženého tunelu. V případě kaloty č.2 je tato skutečnost o to důležitější, že je velmi podobná kalotě č.3 – ražba ve vrcholu výrubu.

Při ražbě kaloty č.2 bylo v místě přechodu dvoupruhového tunelu na profil nouzového zálivu (v STT i JTT) úspěšně použito totožné řešení jako v případě rozražení profilu kaloty č.3 (vznik mimořádné události), kdy byl proveden výrub na 2 záběry najednou a teprve následně bylo instalováno primární ostění ze stříkaného betonu.

Přítoky podzemní vody

Při ražbě tunelu byly v každém záběru zaznamenávány přítoky podzemní vody. Jejich vyhodnocení na jednotlivých čelbách je patrné z níže uvedeného grafu.



Graf 2 – Přítoky podzemní vody

Z vyhodnocení vyplývá, že zatímco v úseku předcházejícím bezpečnostnímu zálivu (s předem provedenými tlakovými injektážemi) se přítoky pohybovaly okolo **0,2 l/s**, v úseku zálivu byly nulové nebo v maximu dosáhly **0,01 l/s** a to i v případě tektonicky porušeného pásma.

Tyto výsledky, které byly k dispozici před rozražením na kalotu č.3 jasně potvrdily, že v případě STT tlakové injektáže splnily svůj účel. Došlo k vyplnění všech diskontinuit cementovou směsí a tím k požadovanému utěsnění a zlepšení horninového masivu jako celku. Podzemní voda, která degraduje převážně jílovou výplň diskontinuit a napomáhá ke ztrátě stability jednotlivých celků horninového masivu zde nebyla přítomna!

Deformační účinky ražeb

Z deformačního hlediska se ražba této části tunelu projevovала jen velmi málo.

Tab. 2 – Deformace primárního ostění

Číslo profilu	Staničení	Svislá deformace	Vodorovná deformace	Poznámka
[-]	[m]	[mm]	[mm]	[-]
55	6 120,00	7	5	Uklidněný stav
–	6 125,00	1. mimořádná událost		
56	6 100,00	4	6	Uklidněný stav
57	6 080,00	6	10	Uklidněný stav
58	6 060,00	7	4	Uklidněný stav
–	6,053.50	2. mimořádná událost		
59	6 047,50	14	12	Uklidněný stav
60	6 032,50	8	7	Uklidněný stav
61	6 020,00	3	6	Uklidněný stav
62	6 010,00	3	4	Uklidněný stav

Z výše uvedené tabulky vyplývá, že k 9.10.2008 byla průměrná hodnota deformací ve svislém i vodorovném směru **7 mm**. Maximální hodnoty byly zastiženy cca 6,5 m od místa rozrážky kaloty č.3 nouzového zálivu a dosáhly **14 mm** ve svislém a **12 mm** ve vodorovném směru. I tyto maximální hodnoty jsou v absolutních velikostech jen velmi malé a nacházejí se hluboko pod nastavenými varovnými stavy.

Výsledky extenzometru č. 28, který je umístěn cca v polovině nouzového zálivu, potvrdily maximální deformaci horninového prostředí **15 mm**.

Z deformačního hlediska se ražby kalot č.01 a 02 nouzového zálivu projevovaly jen velmi málo což přispívalo k minimalizaci rozvolnění horninového masivu vedoucím k následnému přivedení podzemní vody do výrubu!

Závěr vyhodnocení podmínek před rozražením

Výsledky sledovaných veličin lze zjednodušeně shrnout takto:

- 1) Tektonicky porušené pásmo se nachází mimo místo rozražení profilu kaloty č.3 nouzového zálivu (místo mimořádné události)
- 2) V předmětném úseku vznikly nadvýlomy, které jsou při NRTM v obdobných podmínkách zcela běžné
- 3) Při průchodu tektonicky porušeným pásmem nebyly zaznamenány při ražbě kaloty č.2 žádné nadvýlomy
- 4) V předmětném úseku nebyly zastiženy žádné přítoky podzemní vody
- 5) Při ražbě byl potvrzen pozitivní vliv tlakových injektáží horninového prostředí
- 6) Absolutní hodnoty velikostí deformací primárního ostění se pohybovaly hluboko pod nastavenými varovnými stavy

Jak je zřejmé, výše uvedené výsledky GM před 2. MU nijak nesignalizovaly nestandardní chování horninového prostředí. Upravené technické řešení přijaté po 1. MU zajišťovalo bezpečnou ražbu v intencích předpokladů projektu. Na základě podkladů (výsledky PGP a GM), které byly k dispozici při rozhodování o technickém řešení rozražení kaloty č.3 nouzového zálivu, bylo zvolené řešení projektem i zhotovitelem oprávněně považováno za **bezpečné**.

Podobný rozbor existuje pro všechny 3 MU a bude předmětem jedné z přednášek na tunelářském odpoledni 04/2012 v 11.2012.

13 URBAN TUNNELS IN THE CZECH REPUBLIC

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., SATRA, spol. s r.o.

Ing. Pavel Šourek, SATRA, spol. s r.o.

Ing. Vlastimil Horák, AMBERG Engineering Brno, a.s.

ABSTRACT

Urban road tunnels have been built only in four towns in the Czech Republic. In terms of the conception, they are mostly of the environmental character. Their construction was enforced by ever growing requirements for environmental protection. At the moment there are the following twelve vehicular urban tunnels operating in the Czech Republic: six in Prague, four in Brno and single tunnels in Liberec and Jihlava. The Blanka complex of tunnels is under construction in Prague. It will become the longest tunnel in the Czech Republic in 2014.

The scope of this paper does not allow us to dedicate ourselves to all urban tunnels in detail. For that reason the paper contains the description of the most interesting technical solutions and contingent problems connected with the construction of 3 most important and also most complicated tunnels - the Mrázovka, Královo Pole and Blanka tunnels.

1 MRÁZOVKA TUNNEL

The Mrázovka tunnel in Prague belongs among the most important underground structures of the recent time in Prague. It is located inside the city, on the western part of the City Circle Road (the inner circle).

1.1 Basic and technical data on the construction

Region	the Capital City of Prague		
Construction period	12/1998 – 08/2004		
Volumes of construction work	mined structures	366,765m ³	(excavated space)
	cut-and-cover structures	116,929m ³	(wall-in space)
Tunnel classification	combination of single- to triple-lane cut-and-cover and mined tunnel tubes		
Aggregate tunnel length	1300m and 1254m, respectively		

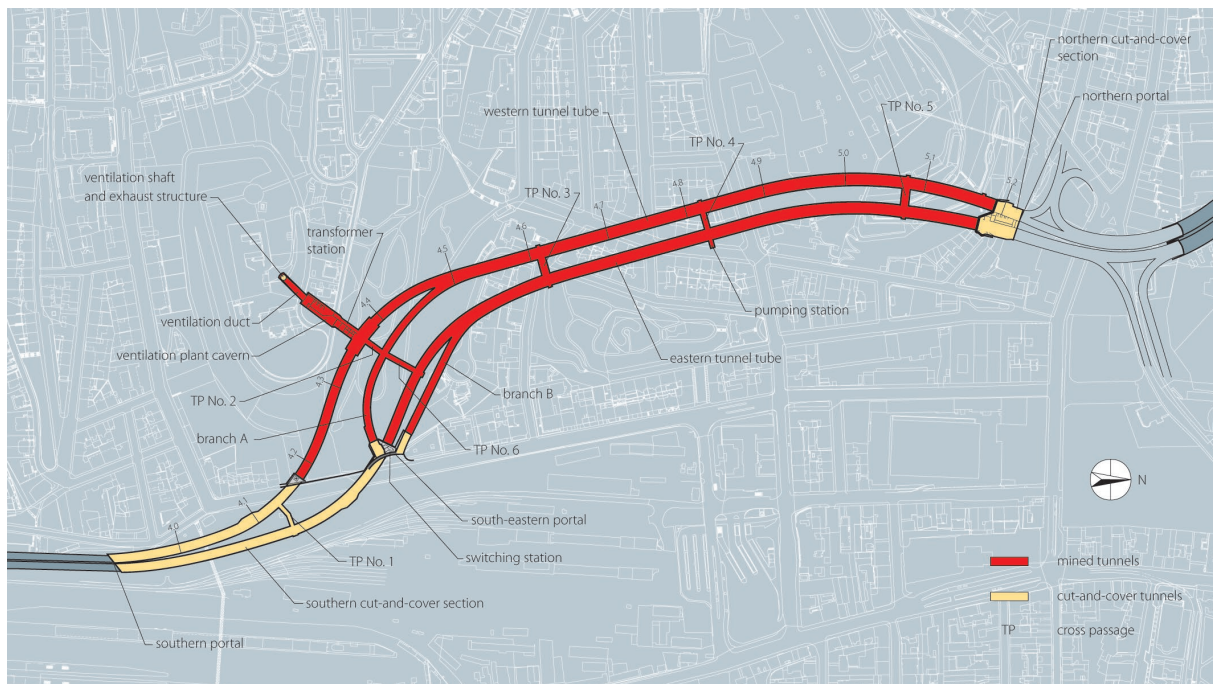


Fig. 1 – The Mrazovka Tunnel Global Layout

1.2 Geological conditions

The rock environment is formed by clayey-silty shales, sandy shales and quartzites. The geological conditions in the area in question were documented in detail first of all by means of an exploration gallery.

From the hydrogeological point of view, the tunnel surroundings is characterised by an impermeable environment, where water penetrates to underlying layers through steeply dipping fissures in tectonically faulted rock zones.

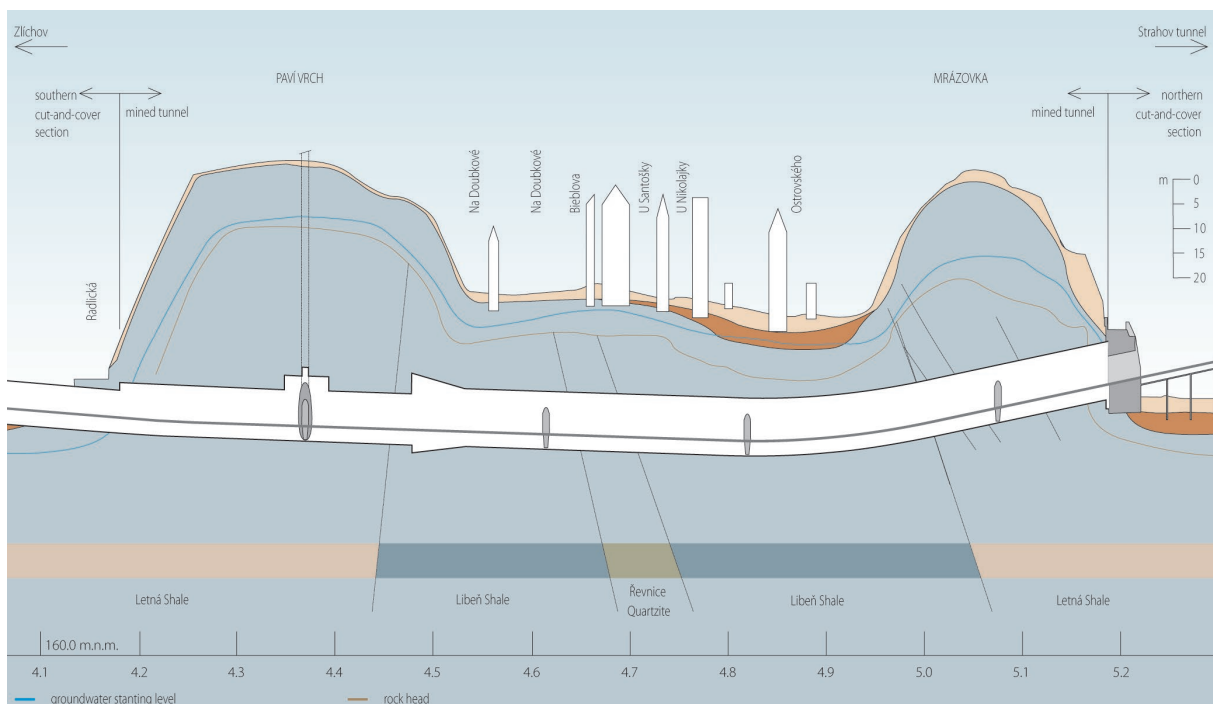


Fig. 2 – The Mrazovka Tunnel Longitudinal Section

1.3 Technical and structural solution

The construction works started by driving the western tunnel tube from the northern portal, in an unbuilt area, using the so-called horizontal excavation sequence consisting of the top heading, bench and invert. However, non-standard deformations (up to 250mm) started to appear soon after the commencement of the tunnelling operations. Attempts to eliminate them by means of supplementary stabilisation measures (micropiles at the top heading abutment etc.) failed. For that reason, the excavation sequence was changed after 120m of driving to the so-called vertical sequence, with the excavation divided into five parts (side drifts and centre pillars).

The most critical stretch of the excavation was the passage under Ostrovského Street, where the tunnel was driven under inhabited five-storey residential buildings, under a shallow overburden. Technical measures had to be implemented to prevent the exceeding of maximum permissible value of the subsidence of the buildings of 60mm and the differential settlement value of 1:1000. In the first place, pre-excitation grouting was carried out from the exploration gallery and the existing buildings were underpinned. Canopy tube pre-support was installed over the tunnel vaults during the course of the excavation. The settlement of the buildings was partially eliminated by means of compensation grouting under the foundations.

Another demanding excavation section was the excavation of tunnel bifurcation chambers. The triple-lane tunnel cross-sectional area grew from 160m² to 340m² in the chamber along the length of approximately 50m (from the width of 16.5m up to 23.8m). The vertical excavation sequence was applied to the tunnel excavation process. The rock pillar between the already independent single-lane and double-lane tunnels was reinforced with glassfibre reinforced plastic bolts and an organic-mineral resin was injected into it; subsequently, after the abutment tunnel width enlargement had been completed, the pillar was tied together with steel bolts.

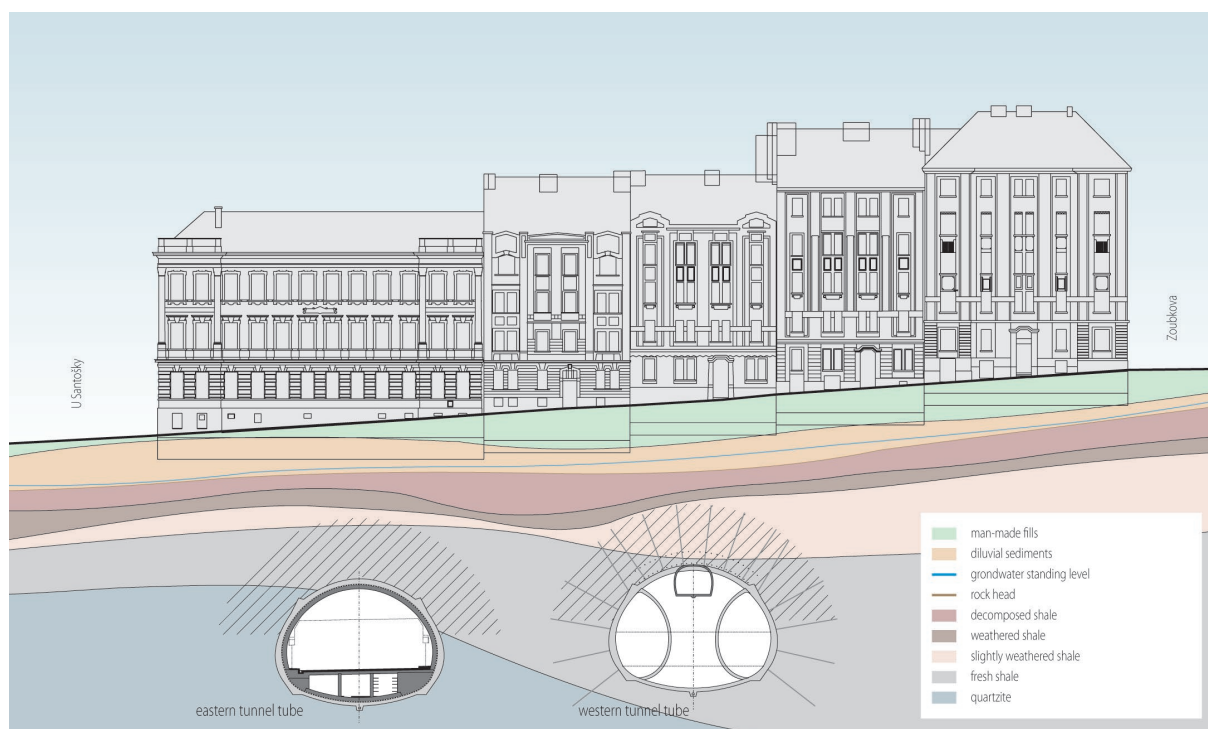


Fig. 3 – The Mrázovka Tunnel, Ostrovského Street Cross Section

2 KRÁLOVO POLE TUNNEL

The north-western section of the Large City Circle Road (LCCR) in Brno, with the Královo Pole tunnel forming its principal part, was inaugurated on 31st August 2012. The alignment of the north-western part of the LCCR has been firmly fixed in the municipal district of Královo Pole already for a long time. It runs across a densely developed and populated area.

2.1 Basic and technical data on the construction

Region	South-Moravian region, the city of Brno	
Construction period	6/2006 – 8/2012	
Volumes of construction work	mined structures	255,574m ³ (excavated space)
	cut-and-cover structures	84,340m ³ (wall-in space)
Tunnel classification	combination of single- to triple-lane cut-and-cover and mined tunnel tubes	
Aggregate tunnel length	1239m and 1258m respectively	
Tunnel cross-sectional area	130m ²	
Full-face excavation advance rate	39 m per month on average; maximum of 60m per month	

2.2 Geological conditions

The geology (plastic Neogene clays, the so-called tegel, found throughout the tunnel length) and the very low overburden (6 – 21m) were the principal problems of this tunnel. The geological survey was the most important part of the tunnel design. Three exploration galleries at the aggregate length of over 2km were driven for the purpose of the optimum tunnelling procedure design. The galleries were driven and provided with temporary lining support as parts of the future tunnel tubes. The main objective of this unusual solution was first of all to determine expected effects of the future tunnel excavation on existing buildings and utility networks. For that reason the monitoring of the excavation effects was the most important part of the survey operations. The design solution for the future excavation of the large tunnels was later derived from the monitoring results.

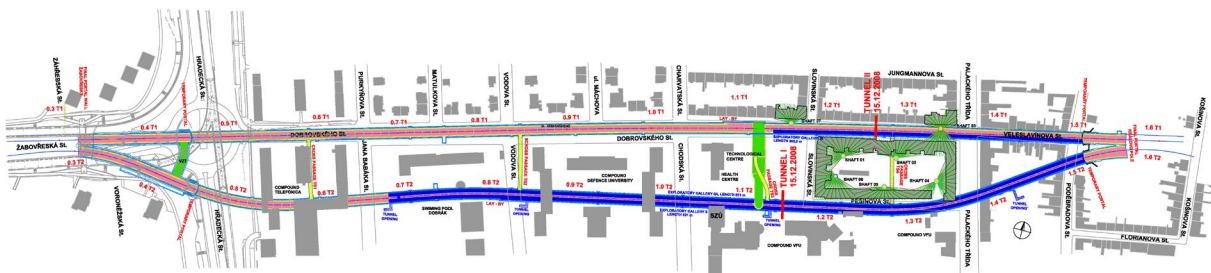


Fig. 4 The Kralovo Pole Tunnel – Global Layout

2.3 Technical and structural solution

The survey results led to the sequential excavation procedure consisting of six partial headings, with rigid temporary support, which secured smallest surface settlement values, thus also the lowest endangering of existing buildings. The selected procedure is not used too often with respect to its demands in terms of time and materials and, first of all, because of the necessity for working in restricted spaces, allowing the use of only small and therefore less efficient equipment. On the other hand, it ensures sufficient stability of partial headings and causes relatively smallest terrain surface settlement. Rigid welded reinforcement was applied to the sprayed concrete for the first time in the CR.

The primary lining and the excavation procedure were designed taking the following principles into consideration:

- The clays encountered are highly plastic. The rigid primary lining therefore had to be installed and closed as fast as possible at each completed partial heading.

- Because of the fact that deformations and changes take place with a delay and for a long time in this environment, the primary lining had to be as stiff as possible but, on the other hand, had to allow even relatively great plastic deformations without the loss of stability.

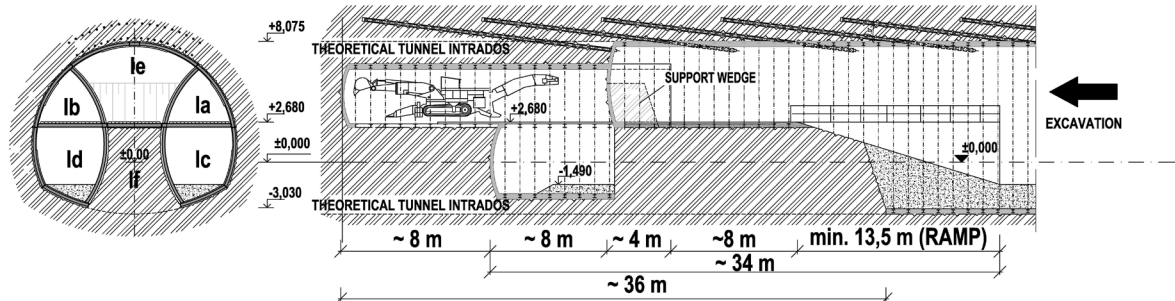


Fig. 5 The Kralovo Pole Tunnel – the Excavation system

An important role in the primary lining is played by an infrequently used horizontal rigid strut between the two side-wall galleries; it prevents horizontal deformations as a brace and makes the movement of equipment in the top heading between the upper galleries. The minimum tunnel overburden at temporary portals was about 6m high. The minimum difference between the excavation contour and the floor of a cellar in the Poděbradova Street No. 28 building amounted to a mere 2.80m.

Compensation grouting was used during the excavation for the elimination of the settlement to an unusually large extent; 26 buildings in total were being “heaved” by controlled grouting during the course of the excavation.

A seven-floor underground structure, directly interconnected with the tunnel tubes, is part of the tunnel. It was built in a 27m deep excavation box. It houses all equipment required for the tunnel operation.

3 BLANKA COMPLEX OF TUNNELS

The largest underground construction project being currently implemented in the Czech Republic is undoubtedly the Blanka complex of tunnels in Prague. This project is being realised within the framework of the development of the north-western part of the City Circle Road. Its length reaches 6.382km. It will be added to the already operating 17km long part of the road circle. The circle route being developed runs across the urbanised environment of the central part of the city, at the borders of the historic core of Prague, and across the protected natural monument of Královská Obora (the Stromovka Park).

3.1 Basic and technical data on the construction

Region	the Capital City of Prague	
Construction period	4/2005 – 4/2014	
Volumes of construction work	mined structures	944,000m ³ (excavated space)
	cut-and-cover structures	1,270,000m ³ (wall-in space)
Tunnel classification	combination of single- to triple-lane cut-and-cover and mined tunnel tubes	
Cut-and-cover tunnels length	6599.53 m	
Mined tunnels length	5539.81m	
Excavated cross-sectional area	34.6 to 294m ²	

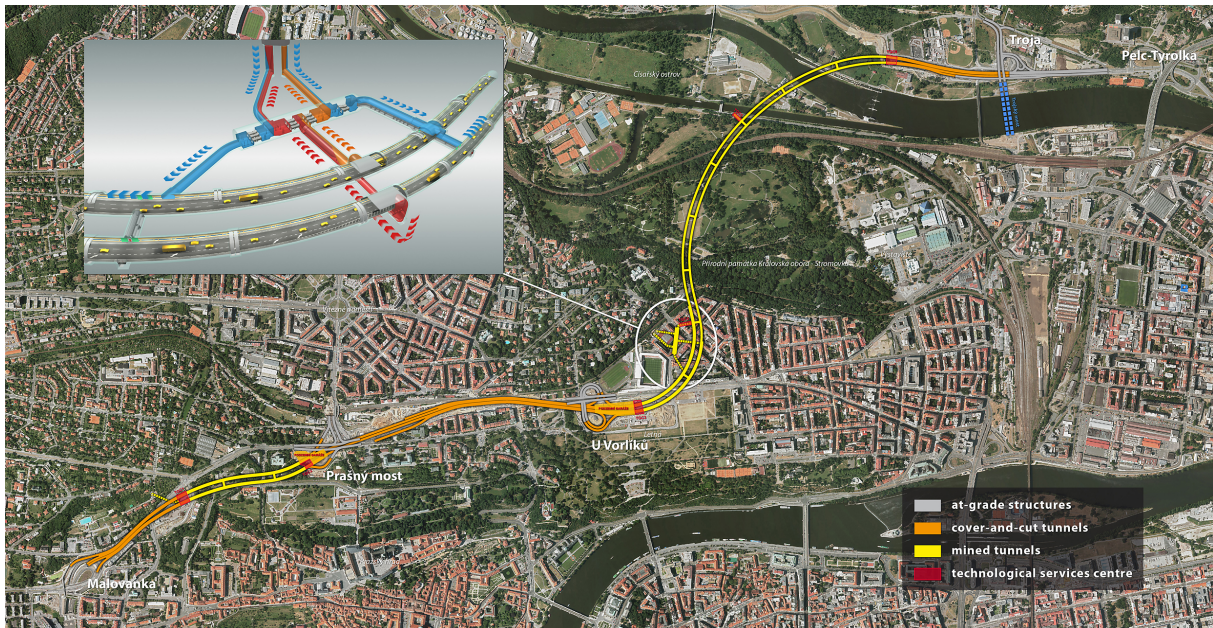


Fig. 6 – The Blanka Tunnel – the Global Layout

3.2 Geological conditions

Geological conditions along the tunnel route are very complex and variable. The Letná shales with both the monotonous and flysch backgrounds are the main representatives of ground along the route. In the case of the monotonous background, there are sandy shales and greywacke-type shales with low resistance against weathering there. As far as the flysch background is concerned, it is represented by sandy shales and greywacke shales with quartzite and sandstone interbeds, the joint proportion of which is about 30 to 50 per cent. The section located in the Vltava River flood plane passes through low-quality clayey-silty shales and heavily fractured quartzite.

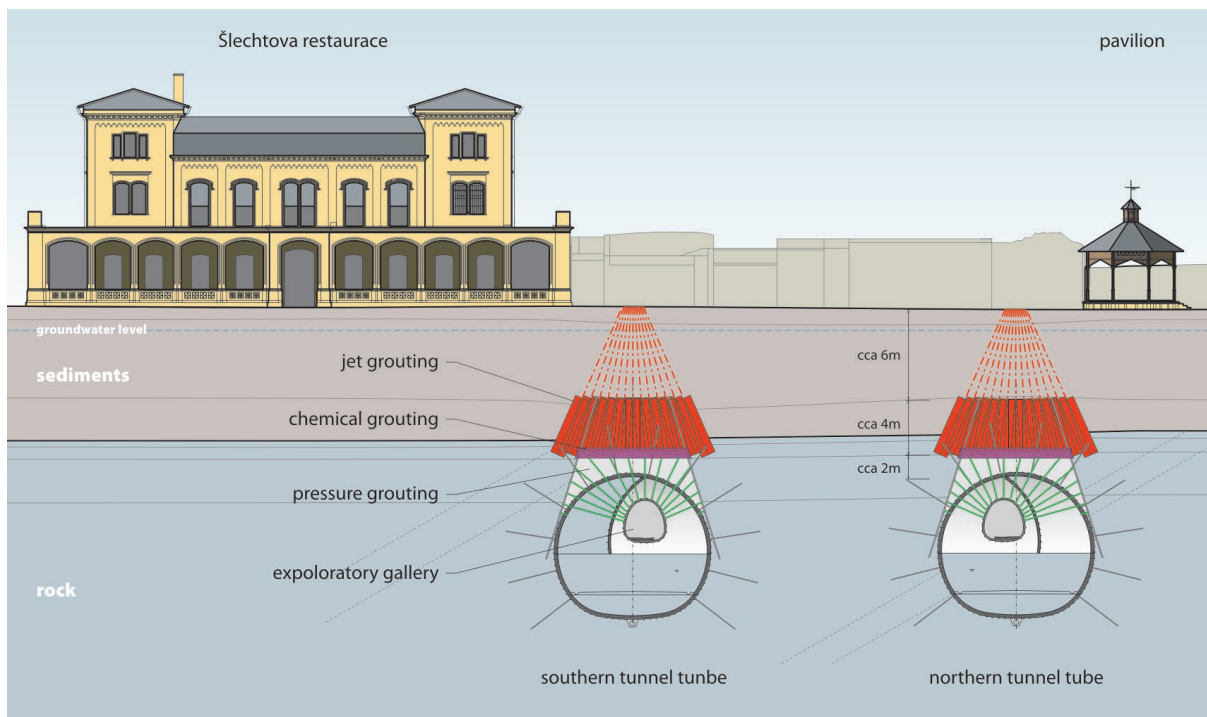


Fig. 7 – The Blanka Tunnel – Stromovka Park Cross Section

Younger geological formations are represented by Quaternary superficial deposits. Aeolian sediments (silty loams, primary loess) are encountered most frequently. They are overlaid by anthropogenic sediments (man-made fills), which remained after construction activities. Fluvial sediments (the Vltava River terrace) and locally even deluvial sediments are even present. In terms of the composition, sandy loam with gravel prevails. The thickness of the Quaternary sediments reaches up to 38m, but usually does not exceed 15m.

The whole area is drained to the Vltava River. Groundwater mostly follows the bedrock surface and its table depth under the terrain surface varies from 8 to 20m. In the area of the passage under the Vltava River and adjacent flood-plain terraces the superficial deposit layers are saturated depending on the river surface level.

An exploration gallery was driven in the difficult section of mined tunnels under the Vltava River water-bearing terrace within the framework of the detailed geotechnical investigation.

3.3 Technical and structural solution

All mined tunnels are designed as double-shell structures constructed using the NATM. The lining and intermediate waterproofing are fully closed. The excavated openings were supported by C20/25 grade shotcrete primary lining reinforced with lattice girders from concrete reinforcement rods, welded steel mesh and rock bolts. The sequential excavation system was used, mostly using the horizontal sequence consisting of the top heading, bench and invert. The triple-lane tunnel section passing through secondary loess in the Prašný Most area, where the vertical excavation sequence (side drifts and a central core) was applied, is an exception.

Many problems had to be solved during the underground excavation with respect to the extremely complicated geotechnical conditions.

Heavily water-saturated, fractured quartzites were encountered during the passage under the Vltava River. For that reason, sealing grout was injected into the surrounding environment prior to the excavation. Fans of drillholes were carried out from the exploration gallery every 1.5m and tube-a-manchettes, through which the cement-based grout was injected, were inserted in them. The success of these operations was assessed by measuring inflows into the exploration gallery and by pressuremeter measurements. During the excavation itself, the resultant inflows did not exceed 2L/s, thus making good-quality installation of the primary lining and safe excavation work possible.

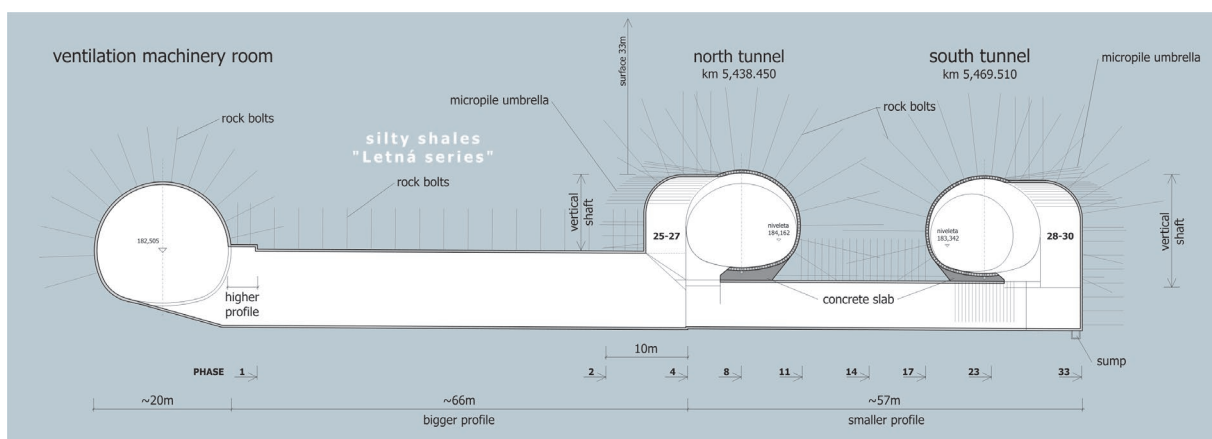


Fig. 8 – The Blanka Tunnel – the Ventilation Tunnel, Longitudinal Section

Under the Stromovka natural park, the double-lane tunnels passed at a shallow depth through water-bearing sediments of a river terrace. The total height of the overburden was 12–18m, but an only 1–7m thick layer of that height was formed by rock. Additional measures were implemented in this location in advance of the excavation of tunnels. Without them the excavation would have been impossible. They comprised first of all pressure injection of sealing grout into the ground environment, a 3m high jet grout layer over the tunnel profile, chemical grouting to the end section of the jet grout keyed into the rock environment and pairs of micropiles preventing the development of overbreaks on the sides of the top heading. Unfortunately, the extent of these operations was limited because of

legislative and economic reasons. As a result, emergencies took place in May and October 2008; water-saturated sediments broke to the underground working and craters appeared on the surface.

Part of the ventilation system design is a mined ventilation plant cavern with the excavated cross-sectional area of 299m^2 (the width of 20m). This cavern was excavated through relatively good-quality sandy shales with minimum inflows of ground water. The total overburden height was 36m , 16m of that were formed by Quaternary sediments. There were many inhabited residential buildings on the terrain surface. The so-called horizontal excavation sequence comprising top heading, 2 benches and a bottom was proposed for the excavation process. The biggest complication lied in designing the intersection of this structure with other 3 mined ventilation ducts. A 500mm thick primary lining with higher bearing capacity was designed for these sections on the basis of mathematical modelling. It was supplemented with canopy tube pre-support and an additional radial anchoring system consisting of 12m long rock bolts. The most complicated tunnelling section was the close-distance crossing of triple-lane tunnels with the excavated area of 172m^2 with ventilation ducts with the cross-sectional area of 100m^2 and 39m^2 , respectively. The profiles of the triple-lane tunnels were driven and closed at first. A primary lining with increased thickness was installed and intense radial anchoring with 12m long rock bolts were carried out in the intersection location. A 1.1m thick concrete slab was cast on the bottom with the aim of securing safe progress of the work. The subsequent excavation of the duct closely passing at a close distance under the triple-lane tunnels was divided into an array of 35 steps. Anticipated values and limit values of the quantities being monitored and measures in case they were exceeded were determined for each step. Owing to the conscientious proposal for the technical solution and flawless construction work, the intersection was successfully completed without special complications.



Fig. 9 – The Blanka Tunnel – the Crossing of the Tunnels Excavation

A waterproofing system adequate to the fact that a permanent gravity drainage system could not be designed and the wide flood plain with the Vltava River had to be passed under was developed

for securing the waterproofing capacity of mined tunnels. Apart from the closed waterproofing membrane, this system contains external waterstops (fugenbands) used for creating separate sections and a monitoring and grout injection system of double-skin hoses installed transversally with respect to the tunnel axis. The hoses make repeated injection of grout between the outer surface of the final lining and the waterproofing membrane in the case of its puncturing possible. The injection of sealing grout through pre-installed hoses is possible even to the waterstops.

The final lining of mined tunnels is designed as a closed cast-in-situ reinforced concrete structure.

Concrete grades C30/37 and C20/25 are designed for the lining and side-wall blocks, respectively. The minimum thickness of the lining is 450mm and 500mm for the double-lane and triple-lane tunnels, respectively.

Polypropylene fibres were added to the upper vault concrete with the aim of protecting it against cracking induced by initial concrete shrinkage and effectively reducing the effect of a fire on the loss of the load-bearing capacity of the concrete lining.

The cut-and-cover tunnel sections were constructed using the classical cut-and-cover technique or, in the sections where the earliest reinstatement of the surface was required, the cover-an-cut (top-down) technique (the Milan method) was used.

The service and safety equipment of the Blanka complex of tunnels meets, and in many aspects exceeds, the minimum safety requirements prescribed by the European Directive issued in 2004.

At the moment, finishing work and equipment installation are underway. The opening of the system to traffic is expected to take place in May 2014. When the system is operating, the traffic and environment in the entire north-western quarter of the Capital City of Prague will be significantly improved.

REFERENCES

- [1] Tunely v ČR, SATRA, spol. s r.o., 2007
- [2] Královopolský tunel, AMBERG Engineering Brno, a.s., 2012

14 TUNEL BLANKA, JEDINEČNÉ DÍLO ČESKÉHO INŽENÝRSKÉHO STAVITELSTVÍ

ANOTACE

Tunelový komplex Blanka je součástí Městského okruhu v Praze. Je plynulým pokračováním jeho již provozované jihozápadní části ve směru od Barrandovského mostu, Zlíchovského tunelu, tunelu Mrázovka a Strahovského tunelu. Jedná se o jednu z nejnáročnějších podzemních staveb realizovanou v městském prostředí ve střední Evropě, jeho celková délka činí 6,38 km. Trasa tunelů prochází urbanizovaným prostředím na okraji historického jádra Prahy (UNESCO). Od fotbalového stadionu Sparta pokračuje pod hustě obydlenou nadzemní zástavbou, podchází chráněnou přírodní památku Královská obora (Stromovka), plavební kanál a Vltavu a vyúsťuje v Troji v blízkosti mostu Barikádníků. Investorem stavby je hlavní město Praha zastoupené Odborem strategických investic, jedná se o největší stavbu v ČR financovanou dle smluvních podmínek FIDIC (červená kniha).

1 HISTORIE PROJEKTU

Úvahy o vzniku komunikace Městského okruhu, jehož severozápadní část dnes tvoří právě tunelový komplex Blanka (dále jen TKB), sahají v podstatě do historie ještě před, ale zejména po II. světové válce. Konkrétnější podoba této části MO sahá do 60. let 20. století, kdy byly zpracovány prvotní studie, jejichž počet v následujícím období šel do desítek. Ke stabilizaci trasy nakonec vedla až příprava nového územního plánu hlavního města Prahy po roce 1990.

V roce 1993 z iniciativy starostů dotčených městských částí vznikla přípravná komise, která v následujícím období za přispění Magistrátu hl. m. Prahy vybrala nejdříve ze všech dostupných návrhů sedm námětů k dalšímu prověření. Těchto sedm variant bylo multikriteriálně posouzeno a na základě výsledků byly vybrány k podrobnějšímu dopracování varianty tři. Z důvodu snazší identifikace (jednotlivé varianty totiž byly doposud označeny neadresnou kombinací písmen a číslic) bylo přistoupeno k jejich pojmenování dívčími jmény s počátečním písmenem shodným s počátečním písmenem pražské čtvrti, kterou byla trasa varianty vedena. Vznikly tak varianty Hana (Holešovice), Dana (Dejvice) a Blanka (Bubeneč). Po dopracování těchto tří variant rozhodla Rada Magistrátu hlavního města Prahy (MHMP), že je třeba tyto varianty před další projektovou přípravou podrobně projednat. Následně po projednání byla Radou MHMP na požadavek Prahy 6 vypuštěna varianta Dana. Zbylé dvě varianty, Blanka a Hana byly dále studijně rozpracovány ve velmi vysoké podrobnosti, tak aby bylo možné posoudit všechna úskalí, přičemž obě trasy byly v rámci právě zpracovávaného konceptu územního plánu (ÚP) převzaty. Po projednání konceptu ÚP byla jako výsledná doporučena varianta Blanka, která se tak dostala i do platného ÚP z roku 1999.

V roce 2002 byla zpracována dokumentace pro územní řízení, v roce 2004 potom dokumentace pro stavební povolení.

2 ZÁKLADNÍ POPIS PROJEKTU

Z dopravního hlediska je Tunelový komplex Blanka rozdělen na tři tunelové úseky, které na sebe plynule navazují a lze je samostatně provozovat, popř. uzavírat. Jsou rozděleny mimoúrovňovými křižovatkami v oblasti Prašný most, Hradčanská a U Vorlíků. Jedná se o následující části:

- **Brusnický tunel** vede od severního portálu Strahovského tunelu ve stopě ulice Patočkovy nejdříve hloubenými tunely. Za křižovatkou s ulicí Myslbekova vstupuje trasa do raženého úseku, který podchází barokní opevnění a končí před křižovatkou Prašný most, kde již pokračují opět tunely hloubené. Celková délka úseku je cca 1300 m, z toho je 550 m ražených.
- **Dejvický tunel** začíná v mimoúrovňové křižovatce Prašný most a pokračuje v celé délce hloubenými tunely ve stopě třídy Milady Horákové až do místa mimoúrovňové křižovatky U Vorlíků. Celková délka úseku je 1000 m.
- **Bubenečský tunel** pokračuje od křižovatky U Vorlíků nejdříve krátkým hloubeným úsekem na Letné, na který navazuje ražený úsek vedoucí směrem pod nadzemní zástavbu, Královskou oboru, plavební kanál, Císařský ostrov, Vltavu a končí hloubeným úsekem na trojském nábřeží. Celková délka úseku je cca 3100 m, z toho je 2200 m ražených.

2.1 Směrové a výškové vedení

Trasa komunikace je v celé délce směrově rozdělená se samostatným dvou až tří pruhovým tubusem v každém směru. Výškově trasa tunelů klesá v celé délce od křižovatky Malovanka až pod Vltavu odkud stoupá k trojskému portálu. Maximální podélný sklon dosahuje 5 %, na rampě až 8 %. Minimální podélný sklon je 0,3 %. Rozdíl nivelet mezi nejvyšším a nejnižším místem tunelu je 113,5 m. Nejmenší hodnota poloměru směrového oblouku hlavní trasy činí 330 m. Šířka jízdních pruhů v celém úseku je 3,5 m, výška průjezdného profilu 4,8 m. Návrhová rychlost je stanovena na 70 km/h.



Obr. 1 – Situace tunelů

2.2 Rozsah hlavních stavebních prací

▪ Výrub tunelů	922 700 m ³ (rostlý stav)
▪ Výkop hloubených tunelů	1 170 100 m ³ (rostlý stav)
▪ Výkop pod zastropením	518 700 m ³ (rostlý stav)
▪ Celkem výkopu a výrubu	2 611 500 m ³ (rostlý stav)
▪ Foliová izolace (ražený tunel)	291 900 m ²
▪ Bentonitová izolace	172 200 m ²
▪ Konstrukční betony	571 800 m ³
▪ Betonářská výztuž	62 723 tun
▪ Beton podzemních stěn tl. 0,8m	49 500 m ³

3 INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝ PRŮZKUM

Problémem všech liniových podzemních staveb je omezená možnost poznání geologických a hydrogeologických podmínek. Ani realizace velmi rozsáhlého průzkumu nezaručuje sto procentní odhalení všech anomálií, které mohou mít dopad na provádění podzemního díla a zajištění bezpečnosti při realizaci. Inženýrskogeologický průzkum kromě realizace průzkumné štoly a jádrových vrtů obsahoval laboratorní zkoušky, zkoušky „In situ“, geofyzikální, hydrogeologická, geodetická a další měření, jejichž výsledky pomohly vytvořit podrobnou (nikoli dokonalou) představu o geologických

a hydrogeologických podmínkách v trase tunelů. V některých případech nebylo možné, z důvodu nesouhlasu vlastníka pozemku, navrhované vrtý provést.

V nejobtížnějším úseku ražených tunelů, pod zvodnělou říční terasou Vltavy, byla vyražena průzkumná štola. Její celková délka dosáhla 2 150 m, v převážné délce byla situována do profilu budoucí Jižní tunelové trouby (JTT). Byla ražena z šachty 12 m hluboké, umístěné na trojském nábřeží, podcházela pod Vltavou, Královskou oborou a končila na úpatí svahu pod Letnou, kde byly již od samotného počátku očekávány složité geotechnické podmínky (původní slepé rameno Vltavy). Zde byla průzkumná štola vyražena i v profilu budoucí Severní tunelové trouby (STT).

Při realizaci byla věnována velká pozornost zajištění bezpečnosti práce ze strany Státní báňské správy. Podélné vedení štoly, kdy nejnižší místo se nacházelo cca v 1/3 trasy pod Císařským ostrovem, komplikovalo bezpečný únik pracovníků v případě mimořádné události. Na základě odborného odhadu byl stanoven kritický přítok v případě průvalu na 100 l/s (při následných událostech ve Stromovce byla tato hodnota potvrzena) a na něj byly v souladu s platnými báňskými předpisy navrženy retenční prostory (tzv. žumpovní chodby) a systém čerpání (včetně 100% zálohy po mechanické a elektrické stránce), které zajišťovaly bezpečný únik i zraněného pracovníka.

Průzkumná štola byla umístěna ve vrcholu výrubu budoucího tunelu, mírně excentricky tak, aby bylo i v případě dvoupruhových tunelů umožněno vertikální členění výrubu. Byla realizována novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM), pomocí trhacích prací a kolejové dopravy. Při ražbě tunelů byla v celém rozsahu zlikvidována, což nepůsobilo žádné větší komplikace. Kromě získání důležitých informací o geologických a hydrogeologických podmínkách byla průzkumná štola využita pro realizaci zpevňujících a těsnících injektáží horninového prostředí v úseku pod Vltavou a na úpatí svahu z Letné. Tyto práce přispěly k bezpečné realizaci tunelů v těchto úsecích a tím, že byly provedeny v předstihu před samotnou ražbou, urychlily stavbu.

Při následné ražbě tunelů byl názorně patrný problém rozměrů štoly. Při ražbě kaloty, zaujímající cca polovinu horního tunelového profilu, činila průzkumná štola cca 15 % plochy výrubu. Podmínky byly natolik proměnné, že v některých úsecích se ve zbývajících částech výrubu narazilo na zcela odlišné geologické formace než ty, které byly zastiženy při ražbě průzkumné štoly. Jedná se o často frekventovaný případ, kdy je obtížné hledat rovnováhu mezi rizikem menšího rozsahu průzkumných prací a s tím spojených nákladů a větším rozsahem a příslušně vyššími náklady.



Obr. 2 – Fotografická dokumentace čelby kaloty tunelu

4 GEOLOGICKÉ POMĚRY

Geologické podmínky lze charakterizovat jako velmi složité a značně proměnlivé. Trasa tunelů se nachází v tzv. pražské pánvi, což je sedimentační prostor rozsáhlého barrandienského synklinoria, kde je skalní podloží tvořeno zvrásněným komplexem aleuropelitických břidlic, drob, pískovců a křemenců ordovického stáří.

Hlavní zastoupení mají vrstvy letenských břidlic monotónního i flyšového vývoje. V případě monotónního vývoje se jedná o písčité a prachovité břidlice jemně až hrubě slídnaté a tlustě deskovité vrstevnaté s malou odolností proti zvětřování. V případě flyšového vývoje se jedná o písčité a drobové břidlice s složkami křemenců. Břidlice jsou hrubě slídnaté a tlustě deskovité vrstevnaté s vyšší odolností proti zvětřování (okolo 3,0 m).

Úsek v údolní nivě řeky Vltavy prochází nekvalitními jílovitoprachovitými břidlicemi a silně rozpukávanými křemenci libeňského souvrství a písčito-prachovitými břidlicemi souvrství dobrotivského.

Mladší geologické útvary jsou zastoupeny kvartérními pokryvy. Nejrozšířenější jsou eolické sedimenty, překryté antropogenními sedimenty jako důsledek historické stavební činnosti. Zastoupeny jsou fluvialní a deluvialní sedimenty. Co do složení převládá písčité hlína se štěrkem, tj. kameny a valouny různé velikosti a stavební suť. Mocnost kvartérních sedimentů dosahuje zpravidla do 15 m.

Podzemní voda sleduje převážně povrch skalního podloží a její hladina se pohybuje v rozmezí 8 až 20 m pod terénem.

Horninové prostředí v trase tunelu bylo značně zvodnělé, celkový průměrný přítok do vyřešené průzkumné štoly byl cca 65 l/s.

V rámci průzkumných prací bylo zjištěno mnoho zajímavostí, mezi které patří například:

- Geologické podmínky pod Vltavou jsou pro každou tunelovou troubu zcela odlišné (vzdálenost tubusů je 18 m) – jižní tunelová trouba se nachází v porušených písčito-prachovitých břidlicích, severní tunel v silně porušených křemencích s vydatným zvodněním. Hranice mezi oběma geologickými typy zde vede v podstatě rovnoběžně s osou tunelů.
- Na základě rozborů chemismu vod a měření při čerpání vod z podzemí (při povodních výrazně vyšší přítoky do průzkumné štoly, maximum až 140 l/s) bylo prokázáno, že podzemní voda je zde propojena s vodou říční.

5 KONSTRUKCE TUNELU, TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

Celý tunelový komplex Blanka se skládá z několika na sebe těsně navazujících tunelových úseků ražených i hloubených. S ohledem na požadavek sjednocení celé koncepce návrhu byly veškeré tunely zařazeny podle technického řešení do tří základních typů:

- Tunely ražené konvenční technologií tzv. novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM),
- Tunely hloubené klasickou technologií do otevřené stavební jámy,
- Tunely čelně odtěžované tzv. modifikovanou milánskou metodou.

Dále jsou blíže popsány jednotlivé typy technických řešení a postupů výstavby.

6 RAŽENÉ TUNELY

Celkem se na tunelovém komplexu nacházejí dva úseky, kde je využito tunelů ražených a dále několik podzemních technologických objektů realizovaných ražením:

- | | |
|---|--------------|
| ▪ Bubenečský ražený tunelový úsek | 2 231 m |
| ▪ Brusnický ražený tunelový úsek | 550 m |
| ▪ Ražené technologické centrum se strojovnou vzduchotechniky, s kanály a šachtami k výdechu Nad Královskou oborou | 600 m + 72 m |
| ▪ Ražená trafostanice pod Stromovkou | 28 m |
| ▪ Ražená čerpací stanice a výtlač kanalizace na Císařský ostrov | 41 m |
| ▪ Ražený kanál a šachta k výdechu Nad Octárnou | 123 m + 40 m |

V hlavní trase okruhu je využito tunelů dvoupruhových, resp. třípruhových, dále čtyři nouzové zálivy a nadvýšený profil s předpjatým mezistropem v místě napojení vzduchotechniky tunelu. Tyto profily jsou dále doplněny o atypické profily technologických tunelů, propojek, vzduchotechnických kanálů a šachet.

Maximální podélný sklon v trase ražených tunelů je 5,0%, minimální směrový poloměr je 330 m. Pod vozovkou je v profilu tunelu umístěna technologická chodba a vzduchotechnický kanál požárního odvětrání. Profily technologických tunelů odpovídají, jak co do velikosti, tak i členění, požadavkům umístěného technologického zařízení či účelu provozního využití.

Ražené úseky byly prováděné metodou NRTM, která je založena na spolupůsobení horninového prostředí a budovaného ostění tunelu. Při této metodě je v prvním kroku budováno ostění ze stříkaného betonu (primární), které má pouze dočasnou funkci, následně definitivní ostění (zde z monolitického betonu), které je navrhováno na požadovanou životnost stavby (automobilové tunely 100 let). V případě požadavků na minimalizaci deformací nebo z důvodu velikosti profilu (běžný stroj dosáhne cca do 7 m) je profil členěn na dílčí části, které jsou realizovány postupně. Pro rozpojování horniny byla používána běžná mechanizace (skalní bagr) a v tvrdších horninách trhavé práce. V úseku ražeb po nadzemní zástavbou na Letné byly používány emulzní trhaviny, které vedou k nižšímu negativnímu ovlivnění povrchu terénu a nadzemní zástavby. Přesto, že byly plněny všechny hygienické a legislativní předpisy, byly razící práce v nočních hodinách omezovaly na základě stížností obyvatel Letné.

Všechny ražené tunely jsou navrženy jako dvouplášťové. Ostění, případně i mezilehlá izolace jsou vždy uzavřené, neboť trasa a hydrogeologické podmínky neumožňují umístění trvalé gravitační drenáže. Primární – dočasné ostění je provedeno ze stříkaného betonu C20/25 (lokálně 25/30), vyztužené příhradovými rámy z betonářské výztuže, dále svařovanými ocelovými sítěmi a svorníky. Ražba probíhala převážně s horizontálním členěním na kalotu, opěří a spodní klenbu. Vertikální členění čelby bylo nakonec využito pouze na části tunelů třípruhových. Jako doplňující opatření byly v kritických úsecích prováděny sanační injektáže, ochranné deštníky, úprava členění výrubu (rozdělení razičských prací v příčném řezu), případně kombinace uvedených úprav. Tloušťka primárního ostění se podle technologických tříd NRTM a velikosti výrubního profilu pohybovala od 200 mm do 400 mm. Výrubní profil dvoupruhového tunelu činí 123,5 m² a třípruhového 173,5 m². Největšího profilu však bylo dosaženo u strojovny vzduchotechniky, a sice 286,5 m².

Pro zajištění vodotěsnosti ražených tunelů, byl navržen hydroizolační systém sestávající z fóliové uzavřené hydroizolace z PVC_P (Sikaplan WP 2110-31 HL2 tl. 3 mm se signální vrstvou 0,2 mm), vnějších spárových pásů šířky 500 mm a injektážně monitorovacího systému hadic umožňujících injektáž mezi vnější líc definitivního ostění a izolaci. Ochrannou vrstvu izolace tvoří na straně primárního ostění geotextilie Geofiltex 63F o hmotnosti 1200 g/m², ochrana spodní klenby při provádění definitivního ostění byla tvořena fólií Sikaplan Protec tl. 2 mm. V místech zvýšených přítoků přes primární ostění byla pro svod vody do středové drenáže umístěna nopová fólie tl. 8 mm.

Definitivní ostění ražených tunelů je navrženo jako uzavřené železobetonové monolitické z betonu třídy C30/37, C25/30 a C20/25. Podle umístění dané části konstrukce byly uvažovány třídy agresivity prostředí XC1 – beton konstrukcí mimo prostor vozovky, XF2 – beton konstrukcí nad vozovkou, XA2 – vodonepropustný beton ostění. Jako ochrana proti vlivu požáru na ztrátu únosnosti, resp. odstřelování betonu krycí vrstvy horní klenby jsou v dopravních tunelech do betonu přidána PP vlákna (1 kg vláken na 1 m³ s délkou vlákna 6 mm a průměrem 0,018 mm). Toto množství bylo prověřeno požární zkouškou, kdy teplota v peci byla regulována podle tzv. uhlovodíkové křivky hoření a dosáhla cca 1100 °C.

Tloušťka definitivního ostění se v různých průřezích pohybuje od 400 do 600 mm. Jako výztuže je využito ocelových svařovaných sítí KARI doplněných příložkami z oceli 10 505-R dle výsledků statických výpočtů. Krytí výztuže betonem je uvažováno u obou líců ostění 50 mm.

Definitivní ostění tunelů bylo stavěno ve variantách využívaných v současné praxi, v závislosti na místních podmínkách a tvaru profilu. V převážné míře bylo využito definitivní ostění prováděné do systémového bednění z monolitického betonu vyztuženého, slabě vyztuženého, případně prostého. Zároveň však bylo využito i definitivní ostění z betonu stříkaného a z betonu vodonepropustného.

7 ZAJÍMAVÁ TECHNICKÁ ŘEŠENÍ RAŽEB

7.1 Doplnující opatření v parku Stromovka

Nejobtížnějším úsekem ražeb Bubenečského tunelu byl podchod pod parkem Stromovka. Dvoupruhové tunely zde procházely přechodovým pásmem mezi velmi nekvalitními jílovitoprachovitými břidlicemi dobrotivského souvrství a rozpukanými řevnickými křemenci a jílovitými břidlicemi souvrství libeňského. Složitě geotechnické podmínky ještě komplikovalo vedení díla, kdy vlivem prostorových možností na Letné (napojení na povrchové komunikace) a maximálnímu podélnému sklonu 5,0 % jsou dvoupruhové tunely vedeny v blízkosti budovy Šlechtovy restaurace s nadložím pouze 1 m.

Ražba tunelu o šířce cca 12 m byla v takovýchto podmínkách pomocí NRTM nerealizovatelná. Z tohoto důvodu byla v úseku, kde je skalní nadloží menší než 6 m, v předstihu provedena dodatečná opatření založená na tlakových injektážích horninového prostředí a tryskových injektážích kvartérních sedimentů. Smyslem těchto opatření bylo zlepšit kvalitu materiálu v nadloží výrubu a dotěsnit horninové prostředí v bezprostřední blízkosti tunelu tak, aby bylo možné provádět ražbu bezpečně.

Trysková injektáž z povrchu – princip navrženého technického řešení spočíval v provedení obálky z překrývajících se sloupů tryskové injektáže v geologickém prostředí šterkopísků nad skalním masivem v nadloží tunelové trouby. Obálka byla vytvořena z jednotlivých vějířů realizovaných v osové rozteči 1,4 m. Každý vějíř sestával vždy z 9 sloupů tryskové injektáže navzájem se překrývajících, minimálního průměru 1 800 mm. Šířka takto vzniklého pásu nad oběma budoucími tunelovými tubusy byla cca 16,0 m a tloušťka této vrstvy min. 3,0 m.

Mikropiloty – tato část sanačního opatření byla prováděna rovněž z povrchu a zahrnovala realizaci roznášecího mikropilotového deštníku v bocích a nadloží budoucích tunelových trub. Deštník nad každým tubusem tvoří jednotlivé vějíře ve vzájemné rozteči 0,5 m. Každý vějíř sestává z dvojice vrtů délky cca 23 m, do kterých byly vkládány ocelové výztužné trubky. Pro výztužné trubky mikropiloty byly použity silnostěnné ocelové roury $\varnothing$ 114/10 mm jakosti N 80, upravené na délky 3,0, případně 1,5 m.

Tlaková injektáž – Poslední částí sanačních opatření bylo zlepšení a utěsnění skalního masivu v klenbě budoucího výrubu pro oba tunelové tubusy proti průsakům podzemní vody těsnicí injektáží. Dle projektu bylo třeba pomocí klasické horninové sestupné injektáže vytvořit kvalitní vodotěsnou obálku v minimální tloušťce 2,5 m od rubu ostění tunelové trouby nad kalotou tunelu. Šířka proinjektované části nad každým tubusem dosahovala opět cca 16,0 m.

Horninová injektáž skalního prostředí byla provedena pomocí husté sítě vrtů, vytvářejících jednotlivé vějíře kolmé na podélnou osu obou vystrojených průzkumných štol, ze kterých byly práce prováděny. Jednalo se o vějíře tvořené dvanácti, resp. čtrnácti, vrtů. Rozteč vějířů v podélné ose tunelů byla 1,5 m, přičemž se nejdříve realizovaly vějíře ve vzdálenosti 3,0 m a pak se zahušťovaly na poloviční vzdálenost.

Provedená doplňující opatření umožnila bezpečný postup ražeb v extrémně komplikovaných geotechnických podmínkách. Mimořádné události z května a října 2008 nastaly ještě v úseku před těmito opatřeními. Jednalo se o výjimečné a velmi nákladné postupy, které samy o sobě minimalizovaly riziko ražby, ale přesto nemohly vyloučit vznik mimořádné události. Práce si vyžadovaly trvalý dohled odborníků a nezbytnost koordinace jednotlivých fází v čase.

7.2 Ražba strojovny vzduchotechniky

Největší ražený podzemní objekt v rámci celého tunelového komplexu je strojovna VZT pod ulicemi Jana Zajíce a Korunovačnická na Letné. S ohledem na počet a velikost ventilátorů, možnost jejich instalace a výměny pomocí portálového jeřábu byl navržen téměř kruhový profil o ploše výrubu 286,5 m², čímž se řadí mezi největší ražené profily na území České republiky.

S ohledem na relativně kvalitní horninové prostředí bylo pro ražbu strojovny navrženo horizontální členění výrubu na 4 úrovně:

- kalotu o výšce 7,5 m,
- opěří č. 1 o výšce 3,35 m,
- opěří č. 2 o výšce 3,15 m,
- dno o výšce 3,9 m.

Práce plynule navázaly na ražbu objektu technologického centra 4 (TGC4). Zde bylo zastiženo silně tektonicky porušené pásmo v podobě intenzivně podrcených břidlic. Již ve druhém záběru se vytvořil nadvým, který musel být okamžitě sanován pomocí betonové zátky. V reakci na tuto událost bylo rozhodnuto o realizaci ochranných deštníků pro ražbu celého úseku kaloty strojovny. Po vyražení cca 15 m kaloty byly navíc zjištěny v primárním ostění v místě oblouku na rozhraní TGC4 a strojovny vzduchotechniky svislé trhliny o šířce až 13 mm a délky několik desítek centimetrů, které se nadále otvíraly. Bylo provedeno dodatečné kotvení svorníky délky 20 m. Po jejich instalaci došlo k ustálení nárůstu deformací na 32,3 mm. Část hlav těchto svorníků byla z důvodu bezpečnosti odstraněna až těsně před provedením definitivního ostění.

Dalšími komplikacemi při stavbě tohoto objektu byly celkem 3 boční rozrážky vzduchotechnických kanálů o ploše výrubu až 120 m². Před jejich rozražením (porušením integrity primárního ostění strojovny) bylo nezbytné provést doplňující opatření v podobě ochranných mikropilotových deštníků, zpevnění horninového prostředí pomocí sklolaminátových svorníků a skrytých průvlaků instalovaných v primárním ostění strojovny.



Obr. 3 – Strojovna vzduchotechniky po vyražení a v definitivním stavu

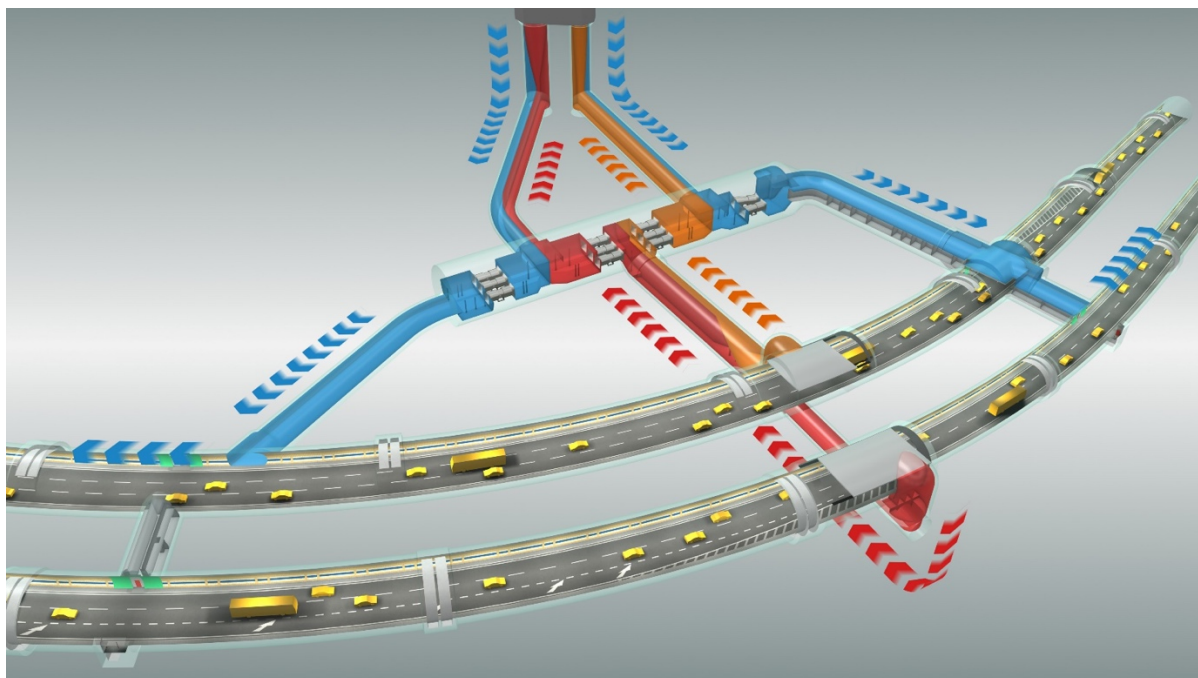
7.3 Křížení tunelů velkých profilů

Vzduchotechnický systém tunelu si vyžádal návrh velmi těsného křížení třípruhových tunelů s plochou příčného řezu cca 173 m² s vzduchotechnickým (VZT) kanálem o ploše 100 m². Celková vzdálenost mezi lící obou výrubů nepřekročila 1,2 m. Ražba probíhala v písčitých břidlicích letenského souvrství s výškou nadloží cca 34 m pod obydlenou nadzemní zástavbou. Těmto podmínkám odpovídal velmi podrobný návrh technického řešení založený na výsledcích 2D a 3D matematického modelování.

Výsledné zvolené technické řešení v křížení spočívalo zejména v realizaci:

- zvětšené tloušťky a větším vyztužení primárního ostění třípruhových tunelů
- zvětšeného rozsahu radiálních svorníků R51L délky 12 m (při ražbě kaloty třípruhových tunelů)
- zesílené betonové desky ve dně třípruhových tunelů

postupné ražbě VZT kanálu, rozdělené do 35 fází za současného ověřování účinků ražeb v rámci geotechnického monitoringu.



Obr. 4 – 3D model křížení třípruhových tunelů se vzduchotechnickými kanály

8 MIMOŘÁDNÉ UDÁLOSTI PŘI VÝSTAVBĚ

I přes všechna přijatá bezpečnostní opatření došlo při ražbě tunelů ke třem mimořádným událostem (MU), které ve svém důsledku vedly k prodloužení délky výstavby a zvýšení investičních nákladů stavby – v důsledku přijatých doplňujících opatření pro zvýšení bezpečnosti při realizaci.

Při návrhu každé podzemní stavby ve složitých geologických podmínkách projektant vždy zvažuje kompromisní řešení spojující proveditelnost stavby, bezpečnost při realizaci a ekonomickou náročnost. Mezi posledními dvěma přístupy většinou existuje exponenciální závislost. Mírné zvýšení bezpečnosti při realizaci přináší významné zvýšení investičních nákladů stavby. Dobrým příkladem je právě případ 1. MU v parku Stromovka. Geologické podmínky a výška nadloží byly velmi podobné po celou dobu ražeb za železniční tratí a křížením s kanalizační stokou B. Do okamžiku MU nebyly patrné žádné důvody pro změnu technologie provádění. Kdyby dodatečná opatření, která byla použita po MU, byla použita v celém výše uvedeném úseku, došlo by k dalšímu navýšení investičních nákladů stavby o cca 300 mil. Kč.

8.1 Tunely v hloubené stavební jámě

Technologie klasických hloubených tunelů je v rámci tunelového komplexu využita jednak v portálových částech navazujících na ražené tunely, dále v místech s komplikovanou dispozicí (křižovatky, podzemní objekty) a v úsecích s vedením trasy s nadložím neumožňujícím rozvinutí ražených tunelů. Dispozičně se jedná převážně o dvoupruhové a třípruhové tunely, v nutné míře je ovšem využito i profilů výrazně větších (rozplety – odpojení ramp od hlavní trasy).

Celkem se jedná o pět hloubených tunelových úseků:

▪ křižovatka Malovanka	91 m
▪ Myslbekova, prostor mimo Patočkovu	179 m
▪ Myslbekova, TGC1	49 m
▪ křižovatka Prašný most	322 m
▪ hloubené tunely Letná	294 m
▪ hloubené tunely Troja	550 m

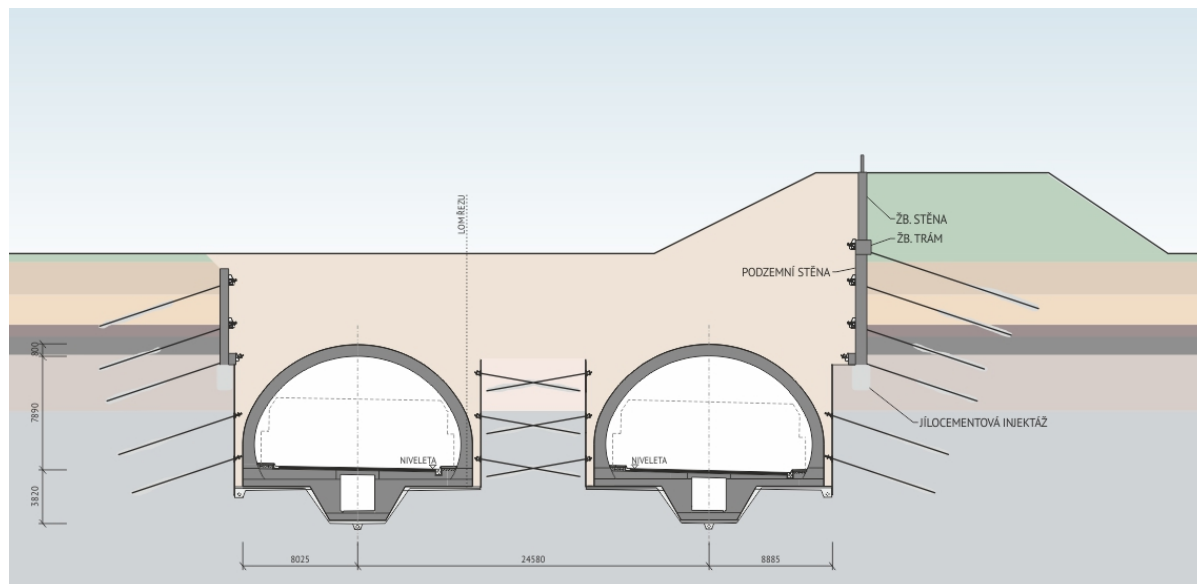
Hloubené tunely klasické byly navrženy do otevřené stavební jámy zajištěné buď podzemními, záporovými, štětovými nebo mikropilotovými stěnami, případně svahováním nebo kotvenou skalní stěnou.

V prostoru trojské stavební jámy, která byla zároveň využívána jako přístup k ražbě tunelů, bylo s ohledem na bezprostřední blízkost Vltavy využito kotvených podzemních a štětovnicových stěn vetknutých do nepropustného podloží, sloužících zároveň jako těsnící stěny. V hlubších úrovních stavební jámy byly potom kotvené skalní stěny. Maximální hloubka jámy dosahuje 24 m.

V letenské stavební jámě bylo pro zajištění výkopů využito kotvených záporových stěn, pouze portál ražených tunelů je zajištěn pilotovou stěnou. Maximální hloubka jámy byla 24,5 m. Při hloubení letenské stavební jámy vyvstal problém výrazného sedání některých záporových stěn způsobený svislou silovou složkou od předpínaných horninových kotev a snížením únosnosti podložních vrstev spráší, do kterých byly vetknuty paty zápor, vlivem jejich zvodnění. Pro zachycení těchto silových účinků a zabránění dalších svislých posunů (max. dosažené až 21 cm s vykloněním stěny až 15 cm) byly v patách zápor navrtány mikropiloty, které se pomocí stykových plechů spojily nosnými svary se záporami.

V obou případech, jak na Letné, tak i v Troji byla celá stavební jáma rozdělena do dílčích částí odpovídajícím postupu výstavby s ohledem na přeložky inženýrských sítí a povrchových dopravních tras.

Obdobným způsobem pak byly řešeny stavební jámy hloubených tunelů na Prašném mostě, na Myslbekově a Malovance.



Obr. 5 – Příčný řez hloubenými tunely v kombinaci s protipovodňovými opatřeními

Maximální podélný sklon v trase tohoto typu tunelů činí 5%, v rampě až 8%, minimální směrový poloměr je 208 m, v rampě 38 m.

Konstrukční uspořádání v příčném řezu představuje typickou masivní rámovou konstrukci působící jako spojitý uzavřený rám o dvou až třech polích (výjimečně na Malovance čtyřech polích) se

společnou střední stěnou. Nosnou konstrukci tunelu tvoří spodní základová deska (tloušťky převážně 750 mm nebo 1000 mm) se stěnami a stropem. V trojském úseku a v úseku u Myslbekovy ulice je lokálně v místě s větší výškou zpětných zásypů u raženého portálu využito i hloubených tunelů s horní klenbou. Tloušťka stěn a klenby je 800 mm (výjimečně 1000 mm), tloušťka stropu je min. 1000 mm s náběhy ke stěnám 500 mm na délku 3,0 m. Konstrukce jsou převážně monolitické železobetonové z betonu třídy C30/37, základové části potom z betonu C25/30. Výztuž je volná vázaná třídy 10 505-R, doplněná svařovanými sítěmi KARI. Krytí výztuže betonem je u obou povrchů stanoveno na 50 mm. Podle místa uložení betonu je využito tříd agresivity prostředí XF2 – pro konstrukce nad vozovkou, XC1 – pro konstrukce pod vozovkou. Do směsi betonu konstrukcí stěn a stropu, případně horní klenby jsou přimíchána polypropylenová vlákna jako ochrana proti vlivu požáru na ztrátu únosnosti, resp. odstřelování betonu krycí vrstvy výztuže. Do nosných konstrukcí tunelu ještě patří deska nesoucí vozovku nad instalačním kanálem – mostovka. Ta je pnutá příčně jako prostá deska tloušťky 300 mm z betonu C30/37.

Vodotěsná izolace tunelu je navržena jako uzavřená plášťová na bázi izolačních bentonitových rohoží, vždy s doplňujícími prvky pro dotěsnění dilatačních a pracovních spár – těsníci plechy s bitumenovým povrchem a PVC dilatačními těsníci pásy. Využito je rohoží VOLTEX doplněných PE fólií tl. 0,15 mm a podkladní geotextilií o hmotnosti 150 g/m² pro základovou část tunelů a kompozitů DUAL SEAL pro stěny a strop (klenbu), ochráněných před prováděním zpětných zásypů buď betonovou mazaninou tl. 50 mm, nebo geotextilií 800 g/m², resp. 1500 g/m² u klenbových tunelů. Zpětný zemní zásyp u izolace je s ohledem na bezpečnost proti proražení navržen z max. frakce 32 mm.

Na portálový objekt na Malovance budovaný v předstihu bylo využito celoplošné hydroizolace systémů PREPRUFE 300 tloušťky 1,4 mm (odolná fólie HDPE opatřená na povrchu vrstvou speciální lepidla) a asfaltkaučových samolepících pásů BITUTHEN 3000 tl. 1,5 mm. Oba systémy svým trvalým spojením s nosnou konstrukcí mají zabránit tečení vody po konstrukci a tím omezit rozsah případných průsaků.

Na úseku hloubených tunelů Myslbekova bylo využito hydroizolačních pásů TERANAP 431 TP tloušťky 4 mm z modifikované živice SBS vyztužených vložkou z netkaného polyesteru plošné hmotnosti 200 g/m². Jako ochrana bylo využito podkladní geotextilie GEOFILTEX 500 g/m² a vrchní ochranné a kluzné vrstvy IZOLNETEX 3 100.

Ve všech případech byla nepropustnost pracovních a dilatačních spár systémově řešena bobtnavými pásky, těsníci plechy, nebo spárovými pásy.

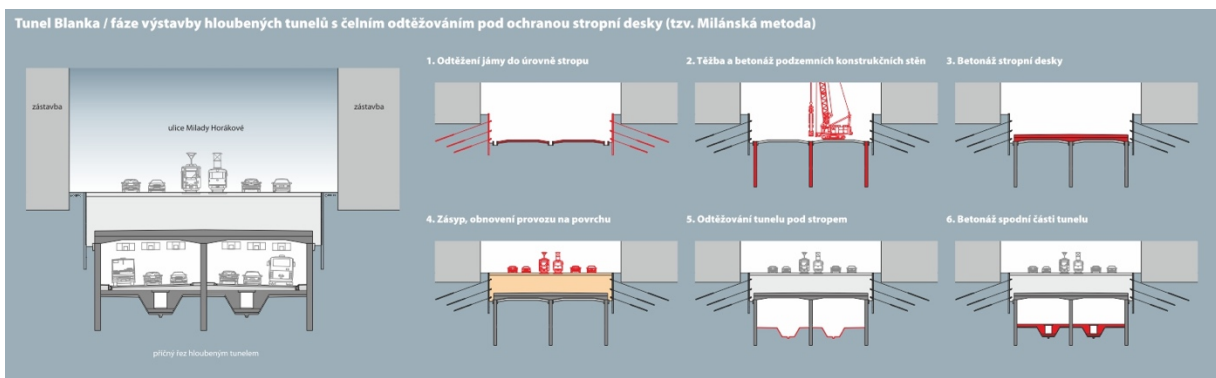
Betonáž jednotlivých konstrukčních prvků tunelu probíhala většinou proudovou metodou po sekcích do systémového bednění. Délka pracovních záběrů byla převážně 12 m, tato délka byla zvolena s ohledem na úspory v podélné výztuži. Tři pracovní sekce jsou obvykle propojeny podélnou výztuží do dilatací délky cca 36 m.

8.2 Čelně odtěžované tunely

Tunely prováděné modifikovanou milánskou metodou byly realizovány v místech s velmi stísněnými prostorovými podmínkami a v místech s nutností minimalizace omezení povrchové dopravy.

Celkem se na tunelovém komplexu nacházejí tři úseky, kde je využito tunelů prováděných s čelním odtěžováním pod ochranou stěn a stropu:

- | | |
|-----------------------------------|--------|
| - Část úseku pod ulicí Patočkova | 227 m |
| - Rampa do ulice Svatovítská | 70 m |
| - Úsek pod třídou Milady Horákové | 1007 m |



Obr. 6 – Schéma realizace tunelů s čelním odtěžováním

Postup výstavby těchto konstrukcí byl následující.

- 1) Po převedení dopravy a provedení přeložek inženýrských sítí, byly zahájeny práce na zajištění stavební jámy a odtěžení do úrovně pro konstrukce stropu a podzemních stěn.
- 2) Nejprve bylo třeba vybudovat betonové vodící zídky. Vodící zídky slouží k vedení drapáku při těžbě rýhy pro podzemní stěnu, slouží k osazení vložené svařované a vázané výztuže – armokoše, kolony betonářských rour a pažnice s osazeným těsnícím PVC profilem. Rýhy pro podzemní stěny byly hloubené po jednotlivých úsecích – lamelách, které se betonovaly najednou. Těžba rýh pro lamely byla prováděna drapákem, popř. hydrofrézou pod ochranou pažící jílové suspenze do vrstev navětralých až zdravých letenských břidlic. Výztuž podzemní stěny 10 505 R byla navržena formou armokoše. Armokoš byl osazen do vyhloubené rýhy před betonáží.

Ukončení betonáže podzemních stěn bylo provedeno v úrovni min. 150 mm nad projektovanou úrovní hlavy.

Podzemní stěny šířky 800 mm byly navrženy jako konstrukční z vodonepropustného betonu C30/37 XA2 (s maximální povoleným průsakem 50 mm.), plní funkci trvalou a v definitivním stavu tvoří část obvodové stěny a vnitřní stěny hloubeného tunelu. Betonáže jednotlivých lamel byly nejčastěji do hloubky v rozmezí 10,35 m až 12,30 m (extrémně 16,8 m). Ošetření pracovních spár během betonáže bylo provedeno ocelovými pažnicemi, ve kterých byl instalován těsnící profil z PVC hydrofoil 200 mm. U vnějších stěn byla navíc k rubové straně pásu připevněna injekční trubka průměru 32/4,5mm.

- 3) Po betonáži se odstranily vodící zídky včetně přebetonování hlavy podzemní stěny.

Realizace stropní desky byla zahájena na předem zhotovených podkladních betonech, následovalo položení separační nakaširované geotextilie s PE fólií a zahájení armovacích prací včetně osazení chráničků pro budoucí rozvody technologie ve stropní desce. Stropní deska tunelu je navržena jako monolitická železobetonová z betonu C30/37 XF2 s PP vlákny tloušťky 1250 mm a u nosných stěn je provedeno zesílení stropů pomocí náběhu v šířce 3 m na tloušťce 1750 mm.

V místech dilatací byl osazen do bednění těsnící pás Supercast PVC hydrofoil 200 mm. V případě vytvoření příčné pracovní spáry ve stropní konstrukci, bylo zapotřebí do spáry umístit těsnící pás Supercast PVC hydrofoil 200 mm a bylo nutné jej také navařit na těsnící pás podzemních stěn. Pracovní spára se po zatuhnutí čerstvého betonu ošetřila vymytím tlakovou vodou. Do pracovní spáry byl ještě doplněn bobtnavý polymerový těsnící pás (Supercast SW 10). Pracovní a dilatační spáry byly provedeny tak, aby byla zaručena dostatečná hydroizolační funkce. V případě již realizovaného předchozího dilatačního celku bylo potřeba nejprve zbavit nečistot, nerovností, dle potřeby zbrousit čelo stropní desky v místě budoucí dilatační spáry tak, aby se mohly osadit bentonitové panely VS umístěné do dilatační spáry mezi vnější líc (horní strana stropní desky) a PVC těsnící pás Supercast PVC hydrofoil. Betonáž musela proběhnout ve dvou vrstvách vždy v celé ploše jednoho dilatačního dílu za průběžného vibrování čerstvého betonu pomocí ponorných vibrátorů.

- 4) Na povrchu probíhalo postupné zasypávání stropní desky včetně deaktivaci kotev, demontáže převážek a vytažení zápor. Následovalo zhotovení konstrukcí vozovek, chodníku, tramvajové trati, inženýrských sítí a uvedení do provozu.

- 5) Pod povrchem následovalo odtěžení zeminy pod stropem. Práce probíhaly pod báňským dohledem a muselo být zajištěno odvětrání čelby. Tunelová konstrukce byla ze tří stran omezena podzemními stěnami a stropní konstrukcí. Odtěžení vlastního profilu tunelového tubusu bylo prováděno čelně rypadlem, v závislosti na třídě horniny. V podélném směru měl záběr délku cca 2 m. Vertikálně byl záběr dělen na tři části, I. do 30 cm od stropu, II. cca 30 cm až 3 m, III. cca 3m až dno dle projektové dokumentace.
- 6) Po odtěžení na dno základové spáry byly v místě budoucích technických chodeb zhotoveny drenáže a podkladní beton v rozsahu projektové dokumentace. Před provedením podkladních betonů byly do podzemních stěn vyfrézovány ozuby pro základovou desku, navrtáno vytrnování potřebné pro následné navázání výztuže rozpěrné základové desky. Následovalo armování výztuže a osazení těsnícího PVC pásu Supercast PVC twinstop Reaguard 300 mm. Těsnící pás byl uložen na podkladní beton v místě dilatace po celé šířce dilatace, včetně šikmých ploch a budoucí technické chodby. V místě tupého ukončení u podzemních stěn, byl pás podkládán bentonitovou rohoží Voltex. Rohož byla vytažena na podzemní stěnu po úroveň vyfrézované drážky a byla přikotvena k podzemní stěně. Pod kotvenou částí podzemní stěny byl povrch stěn natřen krystalizačním nátěrem. Podkladní beton musel být před osazením PVC pásu na celou tloušťku proříznut. Před betonáží základové desky technické chodby byl do budoucí pracovní spáry mezi touto deskou a betonovým blokem osazen spárový plech Redpass ASS SK. V místě plochy vyfrézovaných drážek byl aplikován krystalizačním nátěrem. Po zaschnutí krystalizačního nátěru, byly do vyfrézovaných drážek přilepeny bobtnavé polymerové těsnící pásy (pásy bylo možné přichytit i mechanicky).

Následovalo dokončení prací na bednění a zahájení betonáže rozpěrné základové desky z vodostavebního betonu C30/37 XC1 s povoleným průsakem do 50 mm. Na závěr byla zhotovena stropní deska (mostovka) nad technickými chodbami a křížením z vodostavebního betonu.

8.3 Hydroizolace

Tunel je podzemní dílo namáhané výkyvy venkovních teplot (promrzání a vysoké teploty). Jedním ze zásadních prvků pro fungování a zajištění požadované životnosti stavby je správná funkce hydroizolačního systému. Na stavbě bylo použito několik izolačních systémů:

- PVC izolace
- Bentonitové izolace
- Vodonepropustné betony – konstrukční podzemní stěny

Problematické izolační systémy byla při realizaci věnována značná pozornost. Hydroizolace byly provedeny natolik profesionálně, že i v podmínkách vysokého stupně zvodnění vltavské terasy byly přítoky vody do díla velmi nízké až nulové.

8.4 Geotechnický monitoring

Nedílnou součástí samotné výstavby ražených tunelů metodou NRTM byl geotechnický monitoring. V případě TKB šlo o realizaci 26 druhů měření nezbytných pro bezpečný postup výstavby a získání představ o účincích ražeb na horninové prostředí, životní prostředí, režim podzemních vod a nadzemní zástavbu. Část těchto měření pokračuje i v rámci zkušebního provozu. Úplnou novinkou v České republice bylo využití GIS prostředí pro prezentaci výsledků. V rámci informačního systému monitoringu (ISM) bylo vytvořeno grafické prostředí obsahující ortofotomapsu s vyobrazením důležitých částí projektu (povrch, tunely, navrhovaná měření apod.) a kliknutím na vybrané měření (například nivelační bod) se zobrazily všechny dostupné výsledky. Podrobný popis prováděných měření, výsledků deformací a redistribuce napětí v čase by si vyžádaly pojednání v samostatném díle.



Obr. 7 – Technologické vybavení tunelu

8.5 Technologické vybavení a bezpečnost provozu

Tunelový komplex Blanka splňuje všechny aktuální bezpečnostní požadavky na tunely pro automobilovou dopravu.

Technologické vybavení Brusnického, Dejvického a Bubenečského tunelu představuje soubor systémů, sloužících k zajištění podmínek pro plynulý a bezpečný provoz. Z dopravních systémů je to především dopravní značení, tedy světelná signalizace nad jízdními pruhy, proměnné dopravní značení směrové, informativní a výstražné. Dále proměnná signalizace pro případ mimořádných stavů. Nezbytné je samozřejmě osvětlení tunelu, provozní, akomodační a nouzové, které naviguje osoby v tunelu při požáru, kdy přisvětluje oblast nad nouzovými chodníky pod neutrální rovinou kouře. Provoz v tunelu sleduje kamerový systém, doplněný systémy videodetekce, měření rychlosti a měření škodlivin.

Samostatnou kapitolou v tunelech jsou vzduchotechnické systémy. Za provozu je prostor tunelu provětráván pístovým efektem projíždějících vozidel, který je podporován a usměrňován proudovými ventilátory pod stropem tunelu. Z důvodu ochrany ovzduší v okolí portálů, a pro zajištění úrovně znečištění uvnitř tunelu je zaveden systém lokálního odvodu znečištěného vzduchu a řízeného přívodu čerstvého vzduchu několika strojovny. Tyto se nacházejí v technologických centrech TGC 1 Myslbekova, TGC 4 pod Letnou a TGC 6 v Troji. Ke každé hlavní strojovně patří jak přívodní a odvodní místa v tunelu, tak nasávací a výdechový objekt na povrchu.

Systém provozního větrání je doplněn samostatným systémem větrání požárního, které se svou koncepcí liší v ražených a hloubených úsecích. V hloubených úsecích je kouř odváděn centrálním odvodem hlavního větrání, nebo zvláštními odvodními objekty na Špejcharu a na Prašné Mostě. V ražených úsecích se kouř odvádí štěrbinami v klenbě tunelu, svodem do odvodního kanálu pod vozovkou, odkud je kouř odváděn opět do jedné z centrálních strojoven. Díky sofistikovanému řízení odvodu jednotlivými štěrbinami v závislosti na poloze ohniska požáru, na sklonu a tvaru tunelu a mikroklimatických podmínkách je při požáru účinně zajištěno, že kouř se udrží na omezeném prostoru za ohniskem požáru ve směru jízdy vozidel a nebude se šířit do dalších dopravních úseků tunelu. Tím je zajištěna bezpečná evakuace osob ze zasaženého tunelu do sousedního nezasaženého tunelu a vytváří se potřebné podmínky pro zásah požárních jednotek.

Tunely komplexu Blanka v některých směrech nejen že splňují, ale často mají vyšší bezpečnostní standard, než jaký požadují současné standardy národní a evropské. K úniku osob i pro umožnění zásahu jednotek Integrovaného záchranného systému slouží tunelová propojení mezi autobusy tunelu, umístěná po cca 250 m. Každá 2. až 3. propojka umožňuje průjezd hasičských vozidel. V ČR je ovšem primárně počítáno s taktikou zásahu, kdy nástupní plochou je nezasažený tunel, v něm zůstává technika a jednotky nastupují přes propojky, a proudnice napojují na suchovod u propojky nebo na hydrant v SOS výklenku. Ve výklenku naproti propojkám je mimo hydrantu umístěn SOS box s telefonem a základními hasebními prostředky.

Součástí bezpečnostního řešení tunelů je i barevné řešení a architektura interiéru. Stěny tunelu jsou opatřeny keramickým obkladem do výšky 3,5, který je uspořádán do odstupňování odstínů béžové, které se zesvětluje od horního a spodního okraje k vodícímu pruhu, který je umístěn ve výšce očí řidiče. Barva vodícího pruhu označuje konkrétní tunel na Městském okruhu. Brusnický tunel má barvu oranžovou, Dejvický tunel fialovou a Bubenečský tunel tmavě modrou. Strop tunelu je natřen šedou barvou. V místě tunelové propojky a SOS výklenku je tunel opatřen nátěrem v zelené barvě přes klenbu tunelu, a nad SOS výklenkem je 1 m vysokými písmeny vyznačeno číslo propojky a autobus. Tunelové staničení, stejně tak jako vzdálenost k únikovým východům je vyznačeno na fotoluminiscenčních tabulkách umístěných v obkladu.

Veškerý provoz technologického zařízení je řízen a monitorován řídicím systémem. V rámci řídicího systému jsou naprogramovány automatické reakce systému na mimořádné a havarijní situace. Vlastní provoz je dozorován dispečery technologie a operátory dopravy.

8.6 Související stavební objekty

Realizace Tunelového komplexu Blanka nepředstavuje pouze samotný tunel, ale zahrnuje i další stavební objekty, které s jeho výstavbou souvisí a objekty, které mění k lepšímu prostředí v intravilánu města.

Jedná se zejména o:

- Provizorní a definitivní přeložky inženýrských sítí – zejména vodovodní, kanalizační, plynovodní řady a přípojky, potrubní poštu, veřejné osvětlení, silnoproudé a slaboproudé rozvody.
- Provizorní a definitivní tramvajové tratě, vozovky a přilehlé chodníky. V rámci rekonstrukce tramvajových tratí byly kompletně vybudovány nové přístřešky na tramvajových zastávkách. Komunikace byly vybaveny stálým dopravním značením a proměnnými informačními značkami.
- Podchody pro pěší pod ulicí Milady Horákové, ulicí Svatovítskou, Novou Povltavskou a vestibul metra Hradčanská s podchodem pod železniční tratí. V rámci výstavby podchodu pod tratí byla provedena rekonstrukce jednokolejné železniční tratě včetně rozvětvení v železniční stanici Praha-Dejvice a osazena dvě typová mostní provizoria. Součástí rekonstrukce vestibulu stanice metra Hradčanská bylo vybudování dvou prosklených tubusů eskalátorových výstupů na ulici Milady Horákové, kiosek osobního výtahu, kiosek vzduchotechniky a dále zastřešený výstup z podchodu pod železniční tratí do ulice Dejvická a další.
- Byly vybudovány dva mosty – most Svatovítská a Trojský most.
 - Most Svatovítská – původní most byl demontován po částech pro udržení dopravy. Z důvodu plánované rychlodráhy Praha – Kladno bylo zvětšeno rozpětí mostu. Nový silniční most je o jednom prostém poli. Nosná konstrukce je tvořena podélně předpjatou betonovou deskou s konstantní tloušťkou 0,7 m. Spodní stavbu tvoří štíhlé železobetonové stěny. Na mostě jsou tři jízdní pruhy pro každý směr jízdy automobilové dopravy, tramvajový pás šířky 8,7 m a oboustranné chodníky. Plocha mostu činí 745,1 m²
 - Trojský most – most převádí přes řeku Vltavu pokračování ulice Partyzánské z Holešovic do Troje. Jedná se o sdružený most pozemní komunikace (celkem 4 jízdní pruhy) a městské kolejové dopravy (2 koleje), který je doplněn o cyklostezku. Délka mostu je 262 m (rozpětí hlavního pole 200,4 m a inundačního mostu délky 40,4 m a, šířky 36 m, s výškou oblouku 20 m. Most je zavěšen na ocelobetonovém předepjatém oblouku. Poměr výšky oblouku k délce pole dosahuje 1:10, což z něj činí jeden z nejplošších oblouků. Subtilní dolní mostovka je z předepjatého betonu

(prefabrikované příčnický a monolitická deska) a je zavěšena na síťově uspořádaných táhlech. Plocha mostu je 8742 m².



Obr. 8 – Trojský most

- V místě stavební jámy Letná a Prašný most, byly vybudovány nové podzemní garáže Letná o kapacitě 835 míst a Prašný most o kapacitě 298 míst. Garáže mají 3 podzemní patra a je plánováno jejich využití pro parkování rezidentů, pro dlouhodobé a krátkodobé parkování obyvatel a návštěvníků hlavního města.
- U vyústění tunelu v Troji byla postavena budova čerpací stanice s usazovacími nádržemi, kde je čerpána průsaková voda, voda vnesená do tunelu automobilovou dopravou a z mytí tunelu.
- Součástí sedmi podzemních technologických center jsou i nadzemní části výdechových objektů. Jedná se o železobetonové monolitické objekty v ulici Nad Octárnou, na Prašném mostě, na Špejcharu, u severní rampy křižovatky U Vorlíků, na Letné, v ulici Nad Královskou oborou a v Troji. Okolí výdechových objektů bude sloužit veřejnosti pro rekreační činnost.
- Před zahájením stavebních prací byly v minimální potřebné míře pokáceny stromy v zasažených oblastech. Po dokončení veškerých tunelových a dalších objektů byla obnovena zeleň ve všech dotčených plochách, včetně výsadby stromů a keřů. Celkem bylo vysázeno 791 ks stromů, 55 204 ks keřů a zatravněno 70 157 m² ploch.

8.7 Změny v průběhu výstavby

Zadávací dokumentace z roku 2005 byla zpracována dle vyhlášky č.299/1992 a vycházela z dokumentace pro stavební povolení zpracované na základě zadání investora a požadavků jednotlivých dotčených orgánů státní správy, městských částí, správců sítí, komunikací a dalších organizací. Pro potřeby výstavby byla zpracována podrobná realizační dokumentace stavby (RDS), která byla zajišťována zhotoviteli stavební a technologické části stavby. Pro celkem 611 stavebních objektů a 192 provozních souborů bylo po rozdělení na dílčí podobjekty (dle harmonogramu prací) vyprojektovalo celkem 4921 dokumentů k realizaci stavby.

Mezi nejvýznamnější změny oproti zadání investora patří zejména:

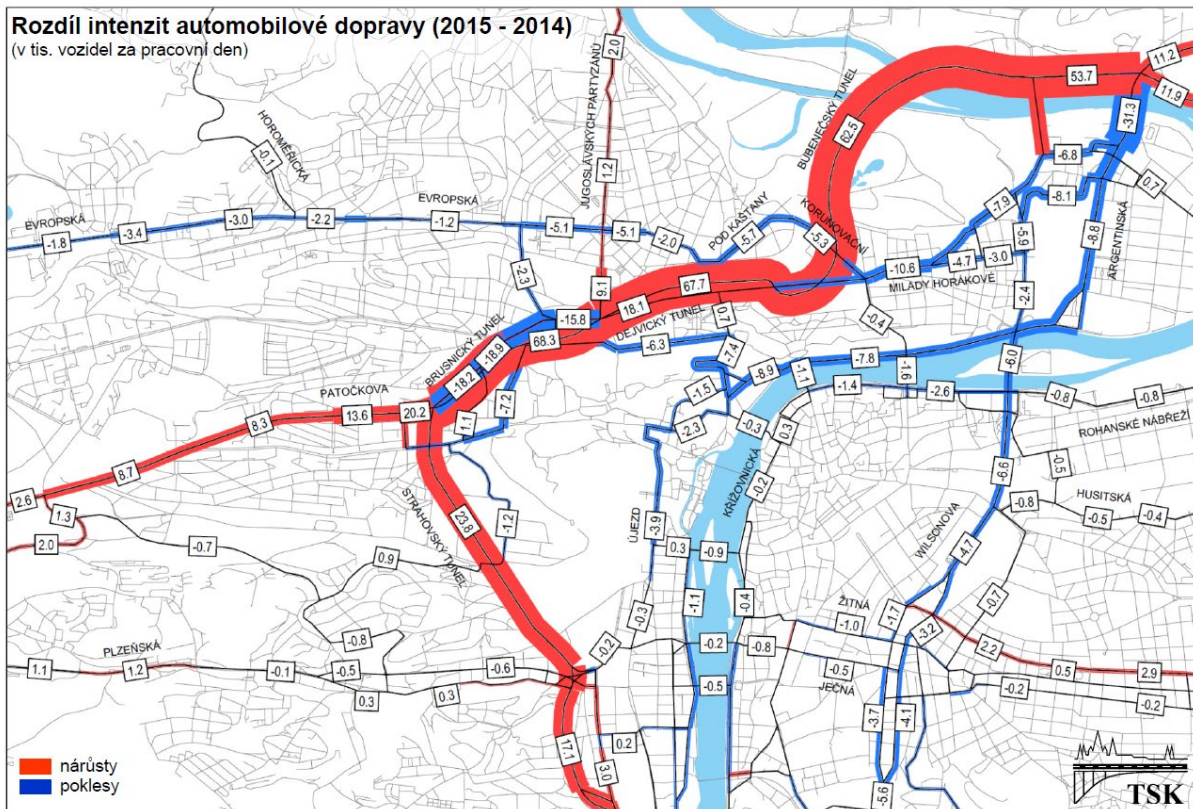
- Realizace doplňujících opatření pro zajištění bezpečnosti práce při ražení na základě příkazu orgánů státní báňské správy – jako následek mimořádných událostí – propadů z roku 2008.
- Změna zadání Trojského mostu – stavba mostu jiného architektonického a technického řešení na základě dodatečné architektonické soutěže.
- Rekonstrukce Letenského náměstí – rozšíření konstrukce ulice Milady Horákové o její východní část včetně Letenského náměstí, na základě požadavku MČ Praha 7. Tento požadavek měl významný dopad na vedení objízdných tras a tramvajové dopravy. Po obnově tramvajové trati byla zřízena nová tramvajová zastávka Korunovační.
- Změna technických norem – po dobu realizace stavby došlo k významným změnám některých norem – investor v odůvodněných případech rozhodl o respektování nových norem.
- Změna rozsahu protipovodňových opatření v Troji vzhledem k nemožnosti výkupu pozemku v blízkosti stávajícího sportovního kanálu.
- Změna harmonogramu stavby – v oblasti Hradčanská došlo k časovému posunu ve výstavbě z důvodu nevykoupěných pozemků. Na Prašném mostě nastalo zpoždění v harmonogramu výstavby z důvodu chybějícího platného stavebního povolení. Dále po zahájení prací na stavební jámě Prašný most, probíhal současně s výkopovými pracemi záchranný archeologický průzkum. V části jámy Prašný most bylo nalezeno pohřebiště z 9. a 10. století s přibližně 100 hroby. Hroby byly zdokumentovány a přemístěny. Po dobu archeologického výzkumu byly přerušeny práce v části stavební jámy.
- Změna podélného vedení tunelů – z důvodu nepříznivých geologických podmínek na ražených částech tunelů stavby úseků Malovanka – Prašný most bylo rozhodnuto o zahloubení ražených tunelů o cca 6 m. Tento posun tunelů měl přímý dopad do stavebních jam Myslbekova, Prašný most až po stavební jámu na letenské pláni, kde se měnila poloha nivelety tunelu a tím úprava obrubníku a štěrbinových žlabů. Snížením nivelety tunelů byly významně zlepšeny podmínky pro ražení a odpadla nutnost realizace doplňujících opatření ve výši cca 400 mil. Kč.
- Změna založení části hloubených tunelů na Letné – z důvodu nepříznivých geologických podmínek a vyššího zvodnění oproti předpokladům při zpracovávání zadávací dokumentace stavby byly dva dilatační díly založeny na krátkých pilotových základech.
- Změna hladiny podzemní vody - v průběhu zasypávání nosných konstrukcí v jámě Prašný most, došlo oproti původnímu stavu k výraznému nárůstu hladiny spodní vody. Musela být zesílena základová deska v prostorech mezi tunely a zmonolitněna se stávajícími konstrukcemi tunelu.
- Nové požadavky - významným důvodem změn byly nové požadavky správců sítí, Dopravního podniku hl. m. Prahy, Technické správy komunikací hl. m. Prahy, SŽDC, Českých drah a jednotlivých městských částí.

Všechny výše uvedené požadavky na změnu zadání ve svém důsledku vedly k navýšení ceny stavby a komplikacím při úhradě objednaných prací. Výsledkem bylo zastavení stavby a řešení sporu prostřednictvím Rozhodčího soudu. Aktuální navýšení ceny stavební části stavby činí 22 %, technologické části 18 %. Tato čísla jsou podstatně odlišná od těch, která jsou dlouhou dobu nekorrektně prezentována v českých médiích, kde jsou směšovány náklady stavební části s celkovými náklady stavby (včetně výkupů pozemků, průzkumných prací, projektových prací, inženýrských činností, geotechnického monitoringu apod. Jsou zaměňovány ceny s a bez DPH, nesprávně je interpretována valorizace cen a šířeny další matoucí informace

8.8 Zkušební provoz

S dokončením stavby došlo ke značným změnám v pražské dopravě, zejména v jejím severo-západním kvadrantu. V rámci projektové přípravy stavby byly zpracovány numerické modely pro zjištění účinků zprovoznění tunelového komplexu Blanka. Je potěšující, že původní předpoklady se od současného stavu příliš neliší a vliv stavby lze hodnotit jednoznačně jako pozitivní. Na mnoha dříve přetížených komunikacích došlo ke značnému zklidnění dopravy. Komplikace na některých komunikacích jsou způsobeny zejména nevhodnými dopravními opatřeními mimo stavbu, například tři na sebe

navazující přechody pro chodce v ulici Svatovítská, nebo aktuální nedokončeností nadřazené komunikační sítě (pokračování Městského okruhu na Praze 8, chybějící Břevnovská radiála na Praze 6, apod.). Za první rok provozu použilo tunely celkem 30,1 mil. vozidel, průměrná denní intenzita se pohybuje okolo 80 tis. vozidel a nadále stoupá.



Obr. 9 – Rozdílový pentagram intenzit automobilové dopravy

Je nutné podotknout, že dosavadní zkušební provoz byl ovlivněn množstvím uzávěr v ulicích Plzeňská, Střešovická, Korunovační apod., které větším či menším způsobem změnily dopravní situaci v dotčené lokalitě.

8.9 Vliv stavby na životní prostředí

Vliv stavby na životní prostředí byl předmětem provozní dokumentace a dokumentace zkušební provozu. V souladu s oběma dokumenty se uskutečňují velmi podrobná měření předepsaných fyzikálních a chemických parametrů. Kromě měření intenzit dopravy je na základě požadavků Hygienické stanice hlavního města Prahy sledováno celkem 32 míst z hlediska hlukového zatížení a dle požadavků Odboru ochrany prostředí MHMP celkem osm míst pro z hlediska imisních koncentrací škodlivých látek. Dosavadní výsledky jsou uspokojivé a jsou zpřístupňovány veřejnosti prostřednictvím webového portálu stavby www.tunelblanka.info.

8.10 Účastníci výstavby

Tab.1 – Přehled účastníků přípravy a realizace stavby

	Investor	Mandatář investora	Generální projektant	Generální zhotovitel stavební části	Generální zhotovitel technologické části
stavba ev. č. 0012 – Protipovodňová opatření, etapa 0007 Troja	Hlavní město Praha – odbor strategických investic Vyšehradská 2075, Praha 2 - Nové Město, 128 00	Inženýring dopravních staveb a.s. Na Moráni 360/3, Praha 2 - Nové město, 128 00	Satra s.r.o. Sokolská 32, Praha 2 - Nové Město 120 00	Metrostav a.s. Koželužská 2450/4, Praha 8; 180 00	ČKD Praha DIZ a.s. Kolbenova 942/38a Praha 9, 190 00
stavba ev. č. 0079 – Městský okruh v úseku Špejchar-Pelc Tyrolka					
stavba ev. č. 0080 – Městský okruh v úseku Prašný most-Špejchar					
stavba ev. č. 9515 – Městský okruh v úseku Myslbekova-Prašný most					
stavba ev. č. 0065 SAT 2B – stavba 2B		VIS a.s. Bezová 1658/1 Praha 4 – Braník, 147 00	PUSIS a.s. Nad Vodovodem 2/3258, Praha 10 – Strašnice, 100 31	Eurovie CS a.s. Národní 138/10, Praha 1, 110 00	
stavba ev. č. 0065 SAT 2A – stavba 2A				Metrostav a.s. Koželužská 2450/4, Praha 8; 180 00	

8.11 Hodnocení stavby a její ocenění

Tunelový komplex Blanka představuje technicky velmi náročné dílo, kde byly při návrhu a realizaci uplatněny nejmodernější technologie z celého oboru stavebnictví. Z hlediska technologického vybavení a zajištění bezpečnosti provozu se ve světovém měřítku řadí mezi absolutní špičku. Také rozsah stavby je mimořádný a srovnat jej lze pouze s výstavbou prvních provozních úseků pražského metra. Odpovídá tomu i délka přípravy stavby, množství vyvolaných investic, počty přeložek inženýrských sítí, organizace MHD, koordinace a organizace celé výstavby.

Zahraniční i česká odborná veřejnost ocenila v posledním roce Tunelový komplex Blanka několika cenami, které potvrzují mimořádnost této stavby z hlediska technického, společenského a environmentálního.

- V roce 2015 Světová silniční společnost PIARC publikovala studii 27 vzorových řešení stávající a plánované složité městské podzemní silniční sítě s mimoúrovňovým křížením, včetně multimodálních podzemních prostor, z hlediska jejich provozu a bezpečnosti. Mezi vybrané stavby z celého světa se zařadil i Tunelový komplex Blanka.
- Dne 16.6.2016 byl projektu a stavbě Tunelového komplexu Blanka udělen titul Česká dopravní stavba, dopravní technologie a výrazná inovace v dopravě v soutěži ČDS&T 2015 v kategorii Mosty a tunely. Porota ocenila náročnou dopravní stavbu realizovanou

v centru města na hranici památkové zóny, která přinesla městu další významnou kapacitní komunikaci. Zklidnila povrchové lokality od severního portálu Strahovského tunelu přes Prašný most a Hradčanskou. Dále ulevila obyvatelům Letenského náměstí a Veletržní ulice, kde došlo k poklesu intenzivní dopravy.

- Dne 13. 10. 2016 byl projektu a stavbě Tunelového komplexu Blanka udělen titul Stavba roku 2016, v soutěži pořádané Nadací pro rozvoj architektury a stavitelství ve spolupráci s Ministerstvem průmyslu a obchodu (MPO), Českou komorou autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) a Svazem podnikatelů ve stavebnictví v ČR (SPS). Konkrétně za vytvoření dopravně důležité stavby se zřetelem k překonávání složitých geologických, ekonomických a společenských podmínek.
- Kromě ceny Stavba roku též obdržela zvláštní cenu České komory autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě.
- Dne 08.11.2016 – cenu Inženýrské akademie České republiky za rok 2016 v kategorii „Za vynikající technický project – za realizaci stavební části souboru staveb městského okruhu v úseku Myslbekova – Pelc Tyrolka“.



Obr. 10 – Porovnání Ulice Milady Horákové před a po zprovoznění TKB

8.12 Přínos stavby tunelového komplexu Blanka v Praze

Stavba tunelového komplexu je rozsahem unikátní a lze ho srovnat snad pouze s výstavbou pražského metra v 60. až 80. letech minulého století. Tomu odpovídá i délka přípravy stavby, množství vyvolaných investic, počty přeložek inženýrských sítí, výluky a omezení dopravy včetně MHD a vůbec koordinace a organizace celé výstavby.

Zájem veřejnosti o výstavbu a její zprovoznění byl značný. Na Letenské pláni bylo zřízeno informační centrum, které bylo hojně navštěvováno laickou a odbornou veřejností. V průběhu výstavby proběhlo několik dní otevřených dveří, kdy se tunely otevřely pro veřejnost. V některých fázích výstavby, při zmáhání nepředvídatelných událostí v důsledku složitých geologických podmínek, byly potíže vedoucí až k zastavování stavby nesprávně interpretovány v informačních médiích. Závěrečné hodnocení stavby a prestižní ceny stavbě tunelového komplexu Blanky udělené, potvrdily vysokou kvalitu a význam inženýrského díla, které zlepšilo dopravu v Praze na řadu příštích desetiletí.

Zkušenosti z dosavadního období zkušebního provozu prokazují, že dílo je po stavební i technologické stránce navrženo a provedeno řádně, nebyly zaznamenány žádné významnější komplikace, byly potvrzeny předpoklady projektu.

Z dopravního hlediska, lze přínosy stavby charakterizovat takto:

- Zprovoznění TKB nemělo za následek zvýšení celkového objemu automobilové dopravy v Praze, neboť dopravní výkony (ujeté vozokilometry) na celé pražské komunikační síti zůstaly prakticky beze změny.
- Přesměrováním části cest do souvislé tunelové trasy Mrázovka – Strahovský tunel – TKB se významně snížil počet vozidel vjíždějících do širší oblasti centra, kde podle sčítání na centrálním kordonu poklesl počet vjíždějících vozidel o 13 000 za den, tj. o 4,5 % méně ve srovnání s předcházejícím rokem.

Po dokončení celého komplexu tunelů a uvedení do zkušebního provozu v září 2015, došlo ke zlepšení životního prostředí nejen v bezprostředním okolí stavby v oblasti na hranicích historického centra Prahy zapsaného na seznam kulturního a historického dědictví UNESCO. Dříve byl tento prostor neúměrně zatěžován tranzitní dopravou se všemi ekologickými a kapacitními důsledky.

Významným přínosem stavby je také rekonstrukce značného rozsahu komunikací, tramvajových tratí, chodníků, inženýrských sítí a revitalizace přilehlých doposud zanedbávaných území, ve kterých vznikly zcela nové odpočinkové příležitosti.

Je potěšující, že stávající vedení hlavního města si uvědomuje nezbytnost co nejrychlejšího dokončení nadřazeného systému komunikací a zajišťuje jeho projektovou přípravu. Po jeho dokončení bude možné provádět významnější opatření k uklidnění dopravy a zvýšení pohody v centrální části hlavního města.

Jsme rádi a poctěni, že jsme mohli být účastníky této stavby.

AUTOŘI

Ing. Stanislav Falhar, Metrostav, a.s., vedoucí technického útvaru

Ing. Pavel Groulík, Metrostav, a.s., kontrola kvality

Ing. Jan Mihulka, Metrostav, a.s., materiálový specialista

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., SATRA, spol. s r.o., výrobní ředitel

POUŽITÉ PODKLADY

[1] Fotodokumentace a archiv Metrostav a.s.

[2] Fotodokumentace a archiv SATRA, spol. s r.o.

[3] www.tunelblanka.info

15 CONDITION OF AND REARRANGEMENTS ON THE PRAGUE SYSTEM OF SEWERS AFTER THE FLOODS IN 2013

A. Butovič

SATRA, spol. s r.o., Praha, Czech Republic

ABSTRACT

In May and June 2013, the Czech Republic had been hit by heavy rainfalls that led to destructive floods, not even leaving the country's capital aside. Due to increased water flow in the Vltava river in multiple places the system of sewers was loaded beyond its capacity and some of its sewers appeared under pressure load they had not been designed for. Along with their unsatisfactory technical condition because of their age and scarce investments in repairs their linings suffered a disruption and the rocky or earthy surrounds of them became exposed to erosion. In this way, hazardous situations came to being, directly threatening the sewer structure stability and sometimes even ground surface safety.

Based on the technical and geotechnical review carried out on the relevant sewers, the extent to which they had suffered damages and levels of related risks were found out and remedial works tackled immediately after inundations. The works sometimes necessitated significant traffic restrictions (Prosecká, Vinohradská Streets, etc.).

The paper summarizes the scope of the inundation-damaged sewers and, using as an example the Holešovice Collector (in the V Holešovičkách Street), demonstrates the type and scale of defects and their impact on the sewer operation safety and the ground surface. It further gives account of the legal liabilities in connection with sewers maintenance due to their disruption.

1 FLOOD SITUATION 2013

Concerning its rainfalls, May 2013 was above normal as a whole, mainly in Bohemia where 110 mm of rainwater fell down, i.e. 167% of the May-time average. Drainage areas were strongly saturated in the country's southwest regions on Monday, May 27, 2013 already. Consequently, the onset of flood was quick.

As being saturated to a largest extent in the week after May 27 already, the Berounka River Basin responded most quickly. Gradual growth of the Berounka flow rates along with step-by-step water discharges from the Vltava Cascade led to the 1st Flood Activity Level on the Vltava achieved in Prague on May 31 already.

The Berounka culminated in Beroun on Monday June, 3 in the evening, the Vltava in Prague a day thereafter in the evening. Culmination of the Vltava was put off by actions taken on the Vltava Cascade reservoirs to provide a span of time for moving the ships aside and erection of mobile barriers. But the cascade had no major impact on the inundation wave size.

Other rainfalls on June 9 and 10 caused a secondary inundation wave on the Berounka and its tributaries and tributaries to the Upper Vltava (the Malše, Blatnice, Otava Rivers). This wave was much lower already, having actually found no reflection on the Vltava in Prague. Preliminary evaluation of the water flow culmination extremes on the affected watercourses signal occurrence of floods with average repeatability between 20 and 50 let, including the Berounka and the Vltava in Prague.

The floods brought about loss of 15 human lives and considerable damages. In comparison with the floods in August 2002, the flood situation was not so extreme in June 2013, but both deluges had a common feature in the form of being preceded by strong land saturation and two phases of rainfalls that caused two inundation waves on the affected watercourses.

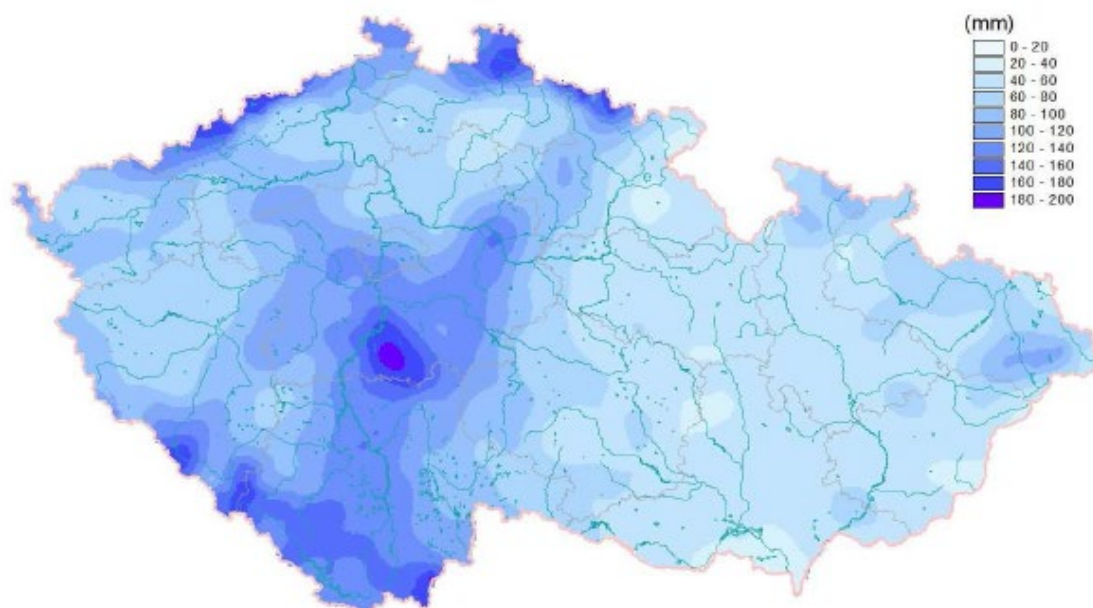
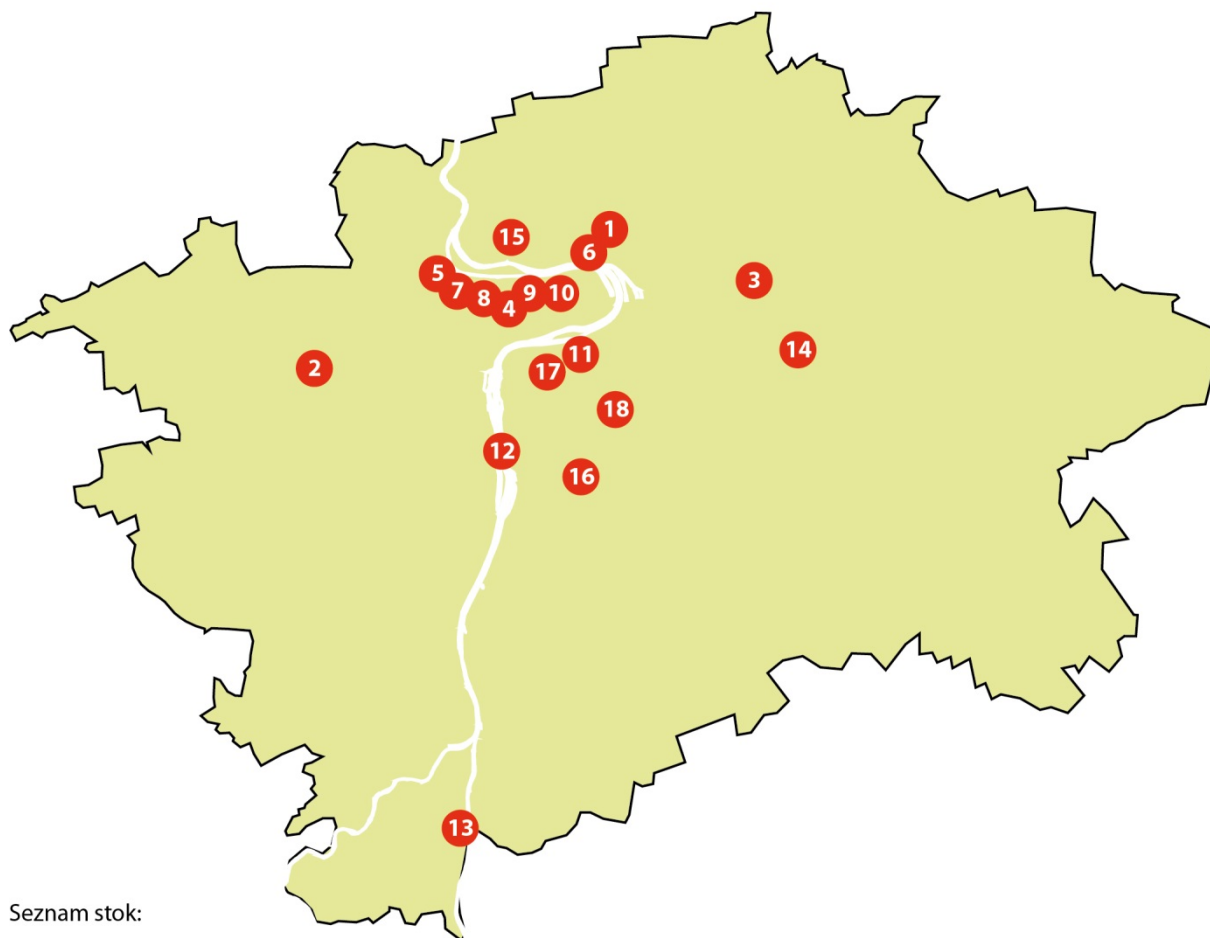


Fig. 1 – Summary of rainfalls across the Czech Republic from May 29 to June 5, 2013

Rainfall events on June 2, 2013 and June 9, 2013 reached to their maxims of up to 300 l. s/ha (see the measurements from the D10 rainfalls metering station, Ládví) in Prague. The neighboring station at Prosek recorded intensity maxims of up to 339, or 447 l/s/ha, respectively, ranking themselves among the most extreme rainfalls ever registered by the permanent rainfalls metering network in Prague since 2002. At the time of its construction the system of sewers was designed to withstand 205 l/s/ha.

1.1 Scope of the sewers damaged

The total of 18 sewers within the borders of Prague suffered a significant damage during the floods 2013. Their positions and description are obvious from the layout below. Scope of damages was similar in all the cases, being – due to a limited length of the paper – illustrated via an example of the sewerage collector in the „V Holešovičkách“ Street.



Seznam stok:

1 Holešovický sběrač, Praha 8 | 2 Stoka 700/1250 mm v ulici U Vojtěšky, Praha 6 | 3 Stoka v ul. Prosecká, Praha 9 | 4 Kmenová stoka B (od nátoky na ÚČOV po OK 1B Stromovka), Praha 7 | 5 Kmenová stoka D (od OK 2D + celá ulice Papírenská), Praha 6 | 6 Kmenová stoka E (od mostu Barikádníků po Elznicovo náměstí), Praha 7, 8 | 7 Kanalizace, výpust OK 1D, Praha 6 | 8 Zatopená oblast ČSOV za Císařským mlýnem, Praha 6 | 9 Výpust OK 1B, Praha 7 | 10 Výpust OK 2B od kmenové stoky B po Vltavu, Praha 7 | 11 Výpust Prvního pluku, Praha 8 | 12 Sanace shybky K, Praha 2 | 13 Výpusti z ul. Žitavského (v ul. Opata Konráda, ul. K Přístavišti, ul. Ottova a ul. U Loděnice), Praha - Zbraslav | 14 Výpust do Rokytky v oblasti Hrdlořez, Praha 9 | 15 Propoj E – F, ul. Pod Havránkou, Praha 7 | 16 Pankrácká štolá, Praha 4 | 17 Výpust Hradební stoky, Praha 8 | 18 Stoka, ul. Vinohradská, Praha 2

Fig. 2 – Layout of the sewers damaged

2 COLLECTOR IN THE „V HOLEŠOVIČKÁCH“ STREET

2.1 COLLECTOR DESCRIPTION

The collector in the "V Holešovičkách" Street is another tributary to the F collector from the North City, draining a part of Kobylisy to the south of the Střelnická, Pod Sídlištěm, and Na Dlážděnce Streets, a south part of the Ďáblice Housing Estate, moreover a city quarter of villas at Libeň alongside the "V Holešovičkách Street" and prevailing portion of the developed grounds bordering on the Střelnická, Liberecká, and Zenklova Streets.

Main collector of this drainage area begins in the Ďáblice Housing Estate, to the east of the Ďáblická Street. Having crossed edge of the Housing Estate it continues under the streets called Štěpničná, Na Slovance, Davídkova, Nad Novou Libní, Na Okrouhlíku, V Holešovičkách to connect itself to the F Trunk Sewer somewhere at the Barikádníků Bridge.

According to "General Development Plan of the City of Prague", the sewer of the Holešovice Collector was made in 1929.

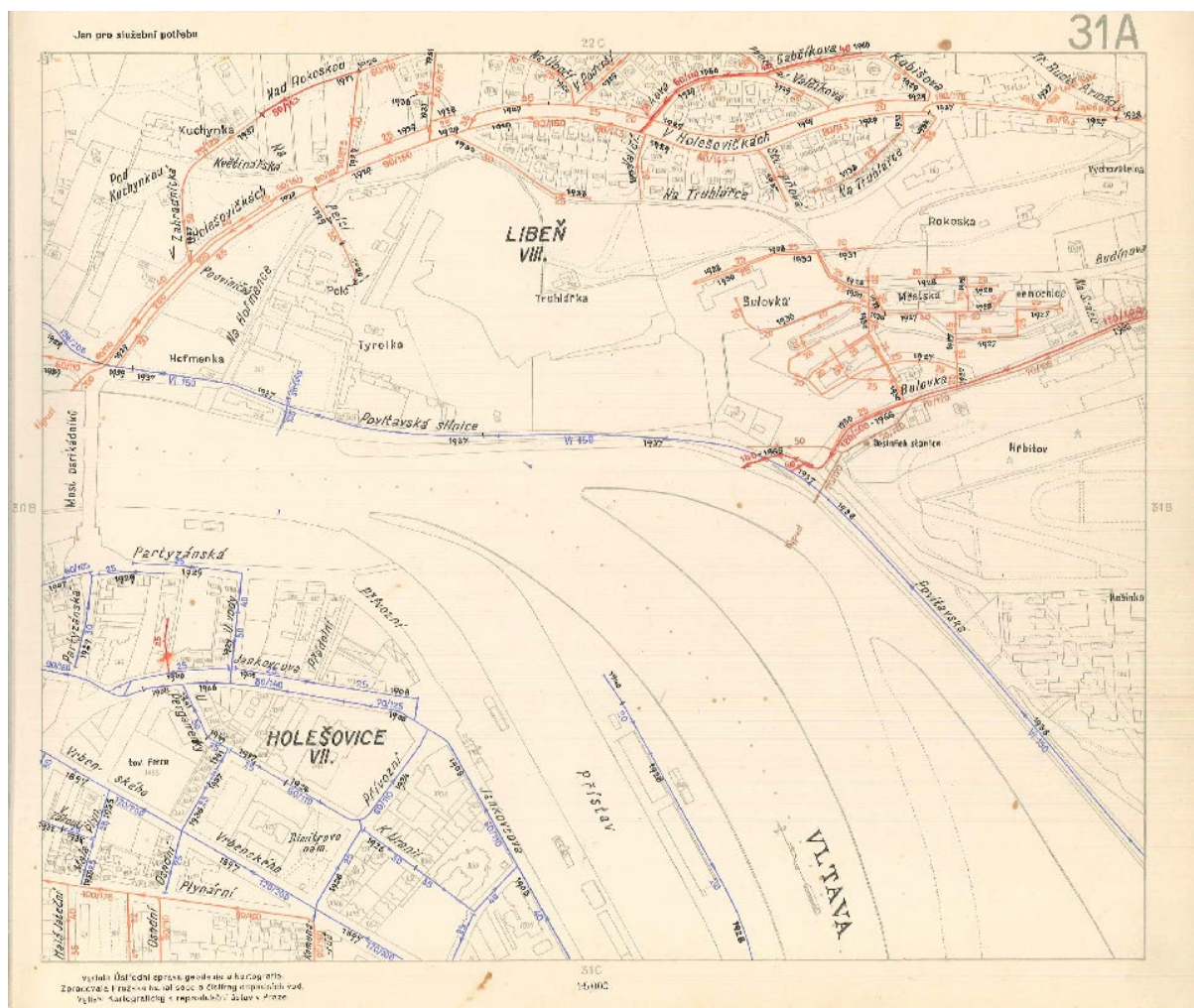


Fig. 3 – System of Sewers General Development Plan, City of Prague

2.2 DESCRIPTION OF LOCAL CONDITIONS

In its considerable length of interest, the Holešovice Collector runs under the “V Holešovičkách” Street. This is a two-lane, directionally split highroad of 1980, a part of system of highroads of the City of Prague (Prosek Radial). As such, it connects the D8 Speedway (to Ústí nad Labem, Teplice) with the city center and – once the Blanka System of Tunnels is put into service – with the City Ring as well.



Fig. 4 – Layout of the “V Holešovičkách” Street, www.mapy.cz

The roadway in the “V Holešovičkách” Street is one of the highroads exposed to the heaviest traffic loads in Prague. There is actually no fully valued alternative for transferring the related traffic relationships. According to traffic counts, average traffic density rate is 80 thousand passenger cars/ 24 hours (workday).



Fig. 5 – View of the “V Holešovičkách” Street

3 GEOLOGICAL CONDITIONS

3.1 Bedrock

The bedrock in the area of interest is composed of the rocks of the northeast part of the Ordovician Barrandien syncline. The rocks were formed from the psephitic, aleuritic, and pelitic materials that had been deposited in a sedimentation basin with a considerably mobile bottom and coastal line. Irrespective of the stratigraphic classification, groups of rocks with similar conditions of origin, and therefore also with similar petrographic structures, appeared there. They are of the following lithographic types:

- clayish and clay-dusty slates with isolated bars of fine-grain quartzites and silicic sandstones – the Dobrotivý Formation,
- sandy slates with isolated bars of fine-grain quartzites and silicic sandstones – the Dobrotivý Formation,
- Sandy quartzites up to – silicic sandstones – the Dobrotivý Formation

The Dobrotivý Formation is represented here by the facia of Skalec quartzites, prevailing in development of crumble and clay-sandy slates up to siltstones with isolated bars of quartzites. Crumbles and crumble slates of the Dobrotivý Formation are gray up to dark gray, coarsely miraculous, thin-tabular, strongly resembling crumbles of the Letná strata. They are the hardly disintegrable rocks (Class 6 per ČSN 73 3050), which resist erosion. In the grounds of interest, there is a transition between the hard quartzites and soft clayish slates.

Mainly the Holocene and Pleistocene fluvial sediments and backfills, in parts, rank themselves among cover formations of the land under interest.

4 RESEARCH WORK RESULTS

A partial damage the collector lining suffered had been indicated before the floods already. This is why the physical inspections were also carried out (by INSET staff members) before the floods 2013. The below photos show examples of the individual damages.



Fig. 6 – A visible wide-open longitudinal fissure (30 m long) in the sewer lining between the Š3 shaft and connection chamber (photo by INSET)



Fig. 7 – Visible damage to the sewer lining and a cavern between the Š1 and Š2 shafts (photo by INSET)



Fig. 8 – A cavern detail, length between the Š6 and Š7 shafts (photo by INSET)

Caverns in the order of unit meters were recorded during the physical inspections. Package of the geotechnical and geophysical works carried out gives an unambiguous evidence of **considerable loosening of surrounding earthy and/or rocky environment**. Lining deformation

(convergence measurements in the Section No. 1 and 2 point to an unambiguously non-standard behavior; deformations in the order of measurement error were recorded in other sections.

- As revealed, the lining wall faults, or inhomogeneous environment behind the wall backside (including the caverns directly encountered), may consequently lead to an emergency with propagation up to the ground surface (accident). Following the rainfall extremes in early June 2013, the surveying and monitoring results show a significant deterioration in numerous locations. Upcoming trends must be watched in respect of safety. **Deformations up to 10 mm** were detected within the monitoring.

5 PENDING DESTABILIZATION OF STRUCTURES

In principle, complications of 2 types may appear as a result of lining walls disintegration and related loosening of the zones behind their backsides:

1. **By action of extreme flows the collectors may get filled up and then inadvertently be used in the pressure mode (pressure value depends on the shaft positioning and depth of the structure under the ground surface)**

Then, for the reasons as above, the lining wall may suffer damages, fissure may appear, and profile undergo a change. This effect may help speed up the structure degradation process, reduce its bearing capacity, and – under extreme conditions – lead to the accident with propagation up to the ground surface. This disruption has quite unambiguously occurred in the said part of the sewer, as it is clear from the photographic evidence of a choice of disruptions handed over.

2. **Overall hazard that a structure may collapse due to an inoperable lining wall**

Regardless of the reasons behind (one of them is – see point no. 1), a missing part of the lining wall or an insufficient passive resistance of the earthly or rocky environment (caverns or loosened earths/rocks behind the wall's backside) may result in a structure collapse or – extremely – even to an accident with propagation up to the ground surface.

The above accident may occur even despite a relatively small sewer profile, being ca 4.5 – 7.5 m under the ground surface. The main role is played here mainly by the flowing sewage that may systematically carry away the collapsed material (from lining wall, overlying layers) and this may lead to gradual enlargement of the “cavern” up to its hazardous condition and the ground surface cave-in. **The time in which this may happen cannot be determined either way, but it can range in the order of hours, days, and even years.**

It depends mainly on:

- Height of overburden and properties of its materials
- Extent to which the surrounding earthy or rocky environment loosened
- Scope of damage to the sewer lining walls
- Waste water flow rates
- Saturation of the surrounding environment with water

5.1 Pending hazard specification

All the way through its length the sewer is routed in the traffic ways. This implies 2 principal hazards.

1. **Adverse impact on the existing power & service utility lines**

The following lines are leading in the affected traffic ways, mainly the „V Holešovičkách“ Street:

- DN 150-mm water supply line (cast iron)
- DN 300 and 500-mm NTL gas supply lines
- Communications lines, Telefonika O2
- 0.4 and 22 kV power supply lines, PReDi
- Street lighting

They differ in age and technical condition. In view of safety, the most difficult problem is with the gas supply line in which a mere excessive deformation (not necessarily a cave-in) may cause its failure or even **catastrophic consequences**.

2. Impact on traffic safety

The traffic way bears the individual/mass transportation and pedestrian traffic. Should an accident occur in an “inconvenient” point of time, **human lives and health may appear at risk**.

As aforementioned under 2.2, the traffic way in the “V Holešovičkách” Street forms a part of the Prosek Radial, therefore a boulevard of the city. The existing traffic loads of up to **80 thousand passenger vehicles a day** (an average workday) ranks this traffic way among those exposed to heaviest burden in Prague.

A hazardous condition, or even an accident on the said collector would result in marked traffic limitations or even elimination in the “V Holešovičkách” Street. This state of things is **absolutely unacceptable** in the country's capital and would undoubtedly lead to significant traffic control measures, such as those at the time of floods, on considerable stretches of land.

6 LEGISLATIVE CONDITIONS

Obligations of the Underground Structure Owner

Underground structures are defined by the Act No. 61/1988 Sb., On Mining Activities, Explosives, and State Administration of Mines, as later amended (hereinafter as the Act No. 61/1988 Sb. only), in its provisions under § 37 Section 1. They are in particular:

- a) metro tunnels and galleries,
- b) other tunnels and galleries if their length exceeds 50 m,
- c) collectors, including their surface-excavated parts, and connection shafts,
- d) other spaces over 1,000 m³ made accessible to public or used for business activities,
- e) structure for protection of population,
- f) waste-water draining sewers with their clear cross section of more than 2 m², if their length exceeds 50 m,
- g) draining and water supplying galleries with their clear cross section of more than 2 m², if their length exceeds 50 m,
- h) former or abandoned mines, made then accessible to public or used for business activities.

As ruled by the provision of § 37 Section 4 of the Act No. 61/1988 Sb., the underground structure owner or the owner-authorized (in writing) user thereof is **obliged to maintain the underground structures in a safe condition** and carry out, within the predetermined period of time, the inspections to verify thereby safe condition of the underground structures, through an organization, which has a mine rescue station set up.

As per the above-stated Act, safe condition of an underground structure is to be perceived as the condition that does not compromise safety by falls or pressure of rocks or by other influences that may affect the statics of the underground spaces. The owner of an underground structure or its user authorized by the owner in writing is, by virtue of the provision of § 7 Section 3 of the ČBU Ordinance No. 49/2008 Sb., on the Requirements for Providing Safety of the Underground Structures Safe Conditions, as later amended (hereinafter as the Ordinance No. 49/2008 Sb.) obliged to provide for inspection of the disrupted underground structure forthwith after having found out that the safe condition of such a structure has been compromised.

In compliance with the provision of § 6 of the Ordinance No. 49/2008 Sb., the condition of the disrupted or deformed lining of an underground structure, building structures and elements is being considered in relation to the design documents and/or to the documentation that has been prepared after previous disruption of the underground structure is to be considered within the limits of the **disrupted underground structure inspection**. These efforts come from the as-built documentation

of the underground structure, being a part of the Certificate of Occupancy or from a simplified documentation and/or the documentation drawn up following the prior repair. If there is no such documentation, the purpose the underground structure should have served is taken as the basis. The disrupted underground structure inspection is to be carried out by the person with expert capability of a works mine or a works or mine designer or authorized engineer for transport construction projects or for statics and dynamics or of a geotechnician.

Results of the inspection of the affected underground structure shall be summarized in a report to be prepared by the one who has carried out the inspection, not later than within 14 days from the end of such inspection. Also the partial reports by all the specialists involved in this inspection, measurement results obtained, including their analyses, and imaging and measuring documents drawn up within the inspection form parts of the above Report. In its one counterpart the Disrupted Underground Structure Inspection Report shall be filed in the documentation of the underground structure in service as per § 8 of the Ordinance No. 49/2008 Sb. and sent forthwith to District Mine Authority in the other counterpart of it. Requirements regarding the repair of this underground structure shall form a part of the Disrupted Underground Structure Inspection Report. With the disrupted or deformed lining repairs carried out, condition of the lining in the relevant section shall be documented and the repairs evaluated as to whether or not they met their purpose and the underground structure can be safely used further on.

The works to re-secure stability of an underground structure shall mainly follow the ČBÚ Ordinance No. 55/1996 Sb., on Requirements to Secure the Occupational Safety and Health Protection in Underground Mining, as later amended and pursuant to other law regulations.

Obligations Coming from Other Regulations

Despite the relevant sewer profile of less than 2 m² as above, the owner (operator) of the system of sewers is indirectly obliged to duly maintain the structure in a safe condition as it is obvious from other widely applicable law regulations. Mainly the Act No. 274/2001 Sb., on Water Supply and Sewage Draining Systems, as later amended, requires as follows:

- as per its provision of § 1 Section 3) this Act applies to the water supply and sewage draining systems with their daily output of more than 10 m³ or those where the number of natural persons using permanently the sewerage is greater than 50
- as per its provision of § 2 Section 2) the sewerage is an stand-alone package of structures in the operational terms
- as per its provision of § 2 Section 3) operation of the sewerages is a package of the activities to drain and treat waste waters and further also, next to the others, surveillance over operability of the sewerages; management of sewerages and their development does not fall under this category.
- as per its provision of § 8 Section 1) the **sewerage owner is obliged to ensure its smooth and safe usage**
- as per its provision of § 8 Section 2) a sewerage running owner is obliged to respect the operator's rights and duties

Possible implications in case of breaching the duties:

- as per its provision of §33 Section 1) Letter c) the corporate bodies, such as a sewerage owner, perpetrate an administrative minor offence should they fail to ensure safe and smooth running of the sewerage (subject to penalty of up to CZK 500,000.-).

The above administrative law liability is without prejudice to the civil law liability (as per Act No. 40/1964 Sb., Civil Code):

- as per its provision of § 415, everyone is obliged to forestall, by his conduct, damages to health, property, nature, and living environment.
- as per its provision of § 420, everyone is responsible for the damage he has caused by breaching a law liability.
- as per its provision of § 420a, everyone is responsible for the damage he has caused to others by an operational activity.

The above administrative law liability is without prejudice to the penal law liability (as per Act No. 40/2009 Sb., Penal Code):

- as per its provision of § 273, the offence of public threat out of negligence is perpetrated by the one who will, out of negligence, cause a general hazard, by putting the people under threat of death or severe bodily harm or exposes other's property to risk of a large-scale damage by or forces or perpetrates another hazardous conduct, or who, out of negligence, increases such a general hazard or aggravates warding it off or its mitigation.
- In the relevant event (when the owner is notified of the state of emergency) it would probably be a conscious negligence as the perpetrator "knew that he might have breached or otherwise jeopardized the interest protected by such a law in the way as stated in the Penal Code, relying, without adequate reason, on that he would not cause such a breach or threat").

BIBLIOGRAPHY

- [1] Výsledky provedeného geotechnického a geofyzikálního průzkumu Holešovického sběrače po povodni 2013, INSET, 07.2013 (číslo zakázky 13010173002)
- [2] Výsledky provedeného geotechnického a geofyzikálního průzkumu odlehčovací větve – inventura poškození stoky vzniklého v průběhu povodně VI/2013, INSET, 08.2013
- [3] Výsledky fyzických prohlídek sběrače a porovnání jeho stavu před a po povodních 2013, INSET, 05 a 08.2013
- [4] Výsledky prováděného geotechnického monitoringu, INSET, 08.2013
- [5] Generel odvodnění hlavního města Prahy, list 31A
- [6] Podklady společnosti Pražské vodovody a kanalizace, a.s. o Holešovickém sběrači
- [7] Ročenka dopravy Praha 2012, Technická správa komunikací hlavního města Prahy, Úsek dopravního inženýrství, 04.2013
- [8] Dopravně-inženýrské podklady pro stavby MO č. 9515, 0080, 0079 (Myslbekova – Pelc-Tyrolka), TSK, Úsek dopravního inženýrství, 03.2010
- [9] Soubor staveb MO v úseku Myslbekova – Pelc Tyrolka, stavba č. 0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka (DSP, SATRA, 02.2003)
- [10] www.mapy.cz
- [11] Fyzická prohlídka předmětné lokality zpracovatelem posudku dne 30.8.2013
- [12] Podklady České geologické služby (Geofond)
- [13] Předběžná informace o hydrometeorologických aspektech povodní v červnu 2013, Český hydrometeorologický ústav, 07.2013

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.

Satra, spol. s r.o., Sokolská 32, 120 00 Praha 2

E-mail adress: alexandr.butovic@satra.cz

Velkoprostorová podzemní díla

16 STABILITY AND DEFORMATIONS IN LARGE-SCALE UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

Alexandr Butovic

Satra spol. s r.o., Prague, Czech Republic, 120 00

ABSTRACT

As the tunnel construction under the town develops, also technical demands of their implementation increase. The underground location of factories, hydropower stations, road networks etc. lead to a demand for construction of large-scale underground works. Modern technology allows for the development of incredible feats of engineering, which could not be even dreamt of by our predecessors. But, of course, even today there are certain limits.

The article analyses the stress and deformation response to the excavation process. Possible solutions of constructing in such loose rock have been calculated from mathematical modeling using the final element method (FEM). The choice face are sequencing and influence of anchoring from the point of view of the stress and deformations influence on the rock. Examples are shown on completed constructions in different geotechnical conditions in the Czech Republic. The article compares and provides quantity assessment of the influence of individual measures and sets possible limits for some particular cases.

1 LARGE – SCALE UNDERGROUND CONSTRUCTIONS IN THE CZECH REPUBLIC

Geomorphology of the terrain in the Czech Republic does not call for the construction of a high number of the tunnels. In most cases it is beneficial to find cheaper, non-tunnel solutions for the direction of the road and railway routes. In spite of this, many interesting underground constructions have been built over the last century. As a reference we can show almost 60 km of the Prague's metro underground network plus the new Mrazovka tunnel.

A significant chapter of the Czech underground architecture is the construction of the large – scale underground structures. Except for the military construction it is possible to mention at least:

- Pumped storage „Dlouhé stěny“
- Excavated tunnel forks of the Mrazovka tunnel
- The Kobylisy excavated one-vault metro station

Basic information about the above examples is adduced in the following paragraphs.

1.1 Pumped storage „Dlouhé stěny“

The construction of the pumped storage „Dlouhé stěny“ is one of the most technically unique constructions in the Czech Republic. It is located in the Northeast part of the Czech Republic in Jeseníky Mountains. It was built in a period from 04.1978 to 12.1996 and in the time of its construction it was one of the world's top structures. The extended time of a construction was due to different non-technical reasons, which are not pertinent from underground construction point of view.

Main construction parameters:

Storage cavern	87 x 25.5 x 50 m (l, w, h)
Transformer station cavern	115 x 16 x 21.7 m
declivity	534.3 m
supply tunnels	d. 3.6 m, l. 1547 m (1499 m)
waste tunnels	d. 5.2 m, l. 354 m (390 m)
volume of the excavated space	290.000 m ³

All construction was built into the stable rock, which represent gneiss.

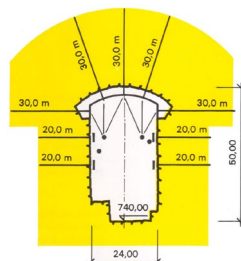


Fig. 1 – Cross section

The excavation site of the caverns was reinforced by steel rock bolts and by a primary lining from the shot Crete. A final lining was constructed from reinforced concrete and the supply tunnels were lined with steel.

A point of interest: Two Francis turbines were installed with a total performance 2x325 MW. During electricity production there are 68 m³/s traversing there, by reverse it pumps up to the height 534,3 m 55 m³/s.



(a) excavation



(b) upper reservoir

Fig. 2 – Pumped storage "Dlouhe strane"

1.2 Excavated tunnel forks of the Mrazovka tunnel

The Mrazovka tunnel is about 1.1 km long tunnel, which is a part of Prague city ring, and its construction was completed in 2004. Complicated motoring solution requested implementation of two excavated tunnel forks.

This concerned those parts of the tunnel where three-lane tunnels, with the area of excavation of 165 m², gradually broaden and are divided into independent two-lane (122 m²) and one-lane (85 m²) tunnels.

Vertical sequencing was chosen for excavating by experience from previous excavated parts and math modelling by final element method (FEM).

Main construction parameters:

Total length	53.7 m	(21.1 m)
Excavated cross section	322.0 m ²	(335.1 m ²)
Excavation clearance	16.0 m	(16.6 m)
Excavating width	23.8 m	(24.2 m)
Volume of the excavated space	13.090 m ³	(12.790 m ³)

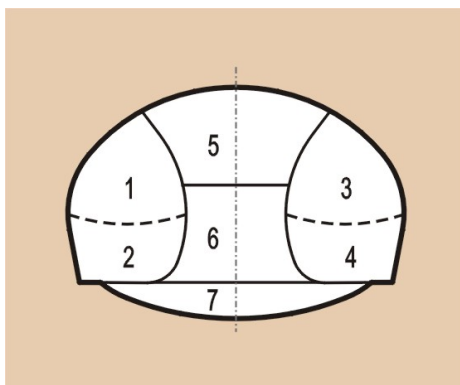


Fig. 3 – Cross section



(a) excavation



(b) final state

Fig. 4 – Mrazovka tunnel forks

The excavation proceeded in bad clay-dust shales ($E_{\text{def}} = 100\text{--}200.000 \text{ Mpa}$, $\nu = 0,31 - 0,29$, $\varphi = 31 - 35^\circ$, $c = 35 - 60 \text{ kPa}$) with the total overburden depth of 19 – 24 m (20 – 35 m). There were many houses and engineer networks in the area. The performed excavation was protected by hydraulic rock bolts 6 – 8 m in length and by primary lining from shot-crete with the width up to 700 mm reinforced by steel frames and meshes. Maximal surface settlement did not exceed 45 mm, the deformation of the primary lining reached in maximum 37 mm.

1.3 The Kobylisy excavated one-vault metro station

The Kobylisy Station of the Prague metro route 4.C is the first station, which was constructed as one-vault. It was installed in rock of Ordovician age, which represents clay-dust shales ($E_{\text{def}} = 100 - 350.000 \text{ Mpa}$, $\nu = 0,3 - 0,27$, $\varphi = 30 - 34^\circ$, $c = 40 - 100 \text{ kPa}$) and crushingly roughed quartzites. There were blocked sandstones in overburden. There were many houses and engineer networks on the surface of this area corresponding with Mrazovka tunnel fork.

Main construction parameters:

Total length	148 m
Excavated cross section	220 m ²
Excavation clearance	13.8 m
Excavating width	21.2 m
Volume of the excavated space	32.560 m ³

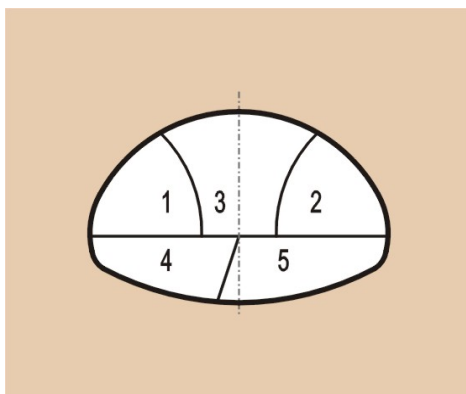


Fig. 5 – Cross section

A combination of the vertical and horizontal sequencing was chosen for excavation. The excavation site was reinforced by hydraulic rock bolts 6 m in length and by shot-crete, reinforced by steel frames and meshes.

Maximal surface settlement did not exceed 75 mm, the deformation of the primary lining reached in maximum 60 mm.



a) excavation



(b) final state

Fig. 6 – The Kobylisy excavated one-vault metro station

Currently next large scale underground construction is being prepared. It will be the construction of the excavated ventilation room designed as a part of the continuation Prague city ring.

Main construction parameters:

Total length	123.3 m
Excavated cross section	298.8 m ²
Excavation clearance	18.3 m
Excavating width	20.2 m
Volume of the excavated space	36.850 m ³

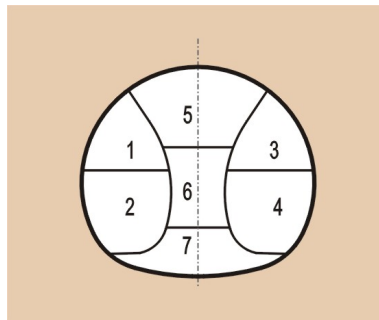


Fig. 7 – Cross section

It will be constructed in good sandy shales ($E_{\text{def}} = 200 - 600.000 \text{ Mpa}$, $\nu = 0,27 - 0,24$, $\varphi = 34 - 37^\circ$, $c = 45 - 150 \text{ kPa}$) with total overburden depth $32 - 33 \text{ m}$. It will be under construction in the year 2007 during World tunnel congress in Prague (WTC 2007).

2 DEFORMATIONAL – TENSENESS ANALYSIS

The above constructions have one thing in common; the size of the excavation complicates their performance from two main reasons:

- 1) Technological – available mechanical mechanization is not able to work in a heights transcend 7 m (except TBM)
- 2) Deformational-tenseness – depending on quality of the rock condition, overburden height etc. it is necessary to choose suitable performing procedure and completion of unsupported excavation. Except for cases when the underground construction is carried out in carefully chosen conditions it is the deformat-tenseness that plays the most important role.

Different variants of the excavation approach were solved based on the example of the Mrazovka tunnel fork by mathematical modeling (FEM):

01. full profile excavation without rock bolting
02. horizontal sequencing (top heading and invert) without rock bolting
03. vertical sequencing without rock bolting
04. full profile excavation with 8 m long hydraulic rock bolts
05. horizontal sequencing (top heading and invert) with 8 m long rock bolts
06. vertical sequencing with 8 m long rock bolts
07. full profile excavation with 12 m long hydraulic rock bolts
08. horizontal sequencing (top heading and invert) with 12 m long rock bolts
09. vertical sequencing with 12 m long rock bolts

Note: number 6 variant has been used for tunnel fork excavation.

Program that was used is Tunnel by RIB Stavební software Company, version no.12. The rock condition has been modelled as homogeneous isotropic material considering Mohr – Coulomb material law, with an assumption of strain plain.

The influence of the rock bolting was implemented into the model as a change of material characteristics of the rock bolted area elements by (5).

The calculations have been executed just for one particular example of the rock condition.

Table 1 – Calculation results

Quantity	Units	Full profile			Horizontal sequencing			Vertical sequencing		
		Without	8 m	12 m	Without	8 m	12 m	Without	8 m	12 m
Lining def.	mm	–	265	234	186	136	134	59	57	55
Settlement	mm	–	194	163	127	82	80	50	46	46
N	kN	–	-3387	-3273	-3290	-3112	-2999	-3295	-3013	-2951
M	kNm	–	597,2	592	431,6	415,8	412,3	126,5	124	115,1
Stress	Mpa	–	-3,991	-3,908	-3,089	-3,091	-2,993	-2,654	-2,631	-2,631

Note: The calculations of the full profile excavations without rock bolting have not been finished.

Annotation:

Lining deformation - vertical element of the lining displacement in an arch crown
 Surface settlement - vertical element of surface settlement above tunnel geometrical axis
 N - Axial force in a lining in an arch crown
 M - Bending moment in a lining in an arch crown
 Stress - main stress in rock conditions on left side of the excavation

Variant number 6 was chosen as a base for percentage results comparing; it represents the real excavation of the Mrazovka tunnel forks.

Table 2 – Calculation results, percentage comparing

Quantity	units	Full profile			Horizontal sequencing			Vertical sequencing		
		Without	8 m	12 m	Without	8 m	12 m	Without	8 m	12 m
Lining def.	%	–	464,9	410,5	326,3	238,6	235,1	103,5	100,0	96,5
Settlement	%	–	421,7	354,3	276,1	178,3	173,9	108,7	100,0	100,0
N	%	–	112,4	108,6	109,2	103,3	99,5	109,4	100,0	97,9
M	%	–	481,6	477,4	348,1	335,3	332,5	102,0	100,0	92,8
Stress	%	–	151,7	148,5	117,4	117,5	113,8	100,9	100,0	100,0

3 CONCLUSION

The calculation simulating the tunnel fork full profile excavation without influence of rock bolting was not successfully finished. The results considering the influence of the rock bolting show unreal values. The above mentioned indicates that full profile tunnel fork excavation is according to the deformal – tenseness analysis unreal.

The choice of the sequencing has fundamental influence on the values of the displacements of the primary lining, rock conditions and surface settlement. In this case the displacements of the primary lining with horizontal sequencing are about 140 % higher than at vertical sequencing. The similar result was registered at surface settlement where calculated difference is 70 %.

The values of the axial forces in the primary lining are similar in both cases, the type of sequencing has no influence on it.

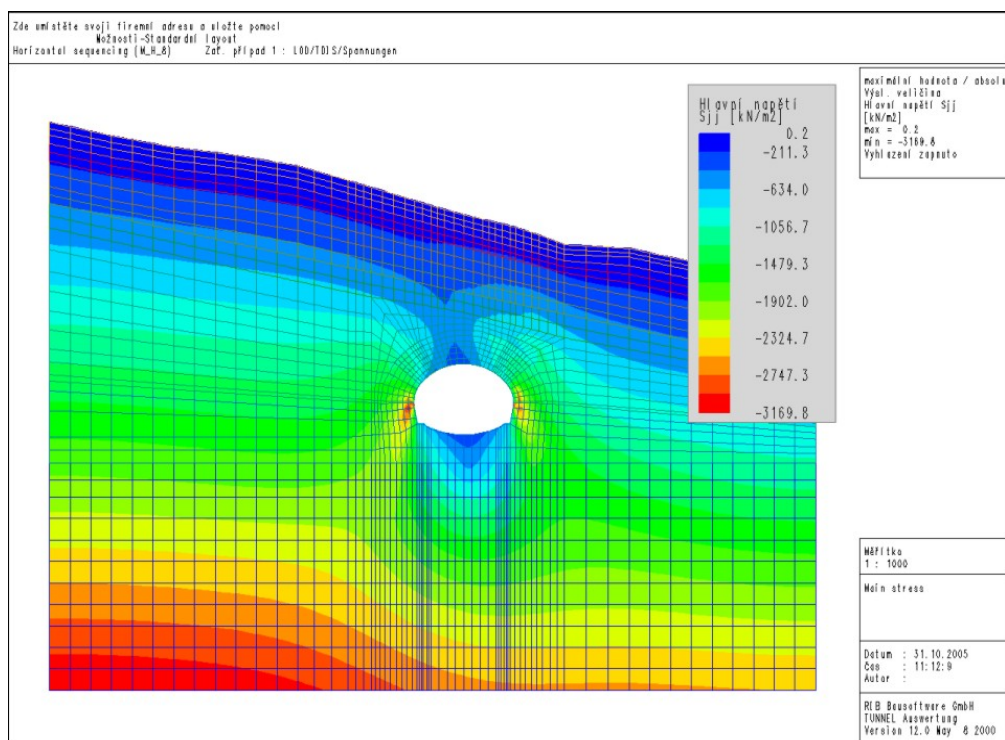


Fig. 8 – The main stress in the rock massif (horizontal seq.)

Large influence has been registered at bending moment (top of the arch), which in the case of the horizontal sequencing increased about 230 %. This result is real and is related to a different history of rock massif loading and different span of the arch (the influence of the side wall tunnels).

Vertical sequencing is distinctively more „careful“ to the rock massif, which can be seen from the side rock massif stress comparing, see Fig. 8, 9.

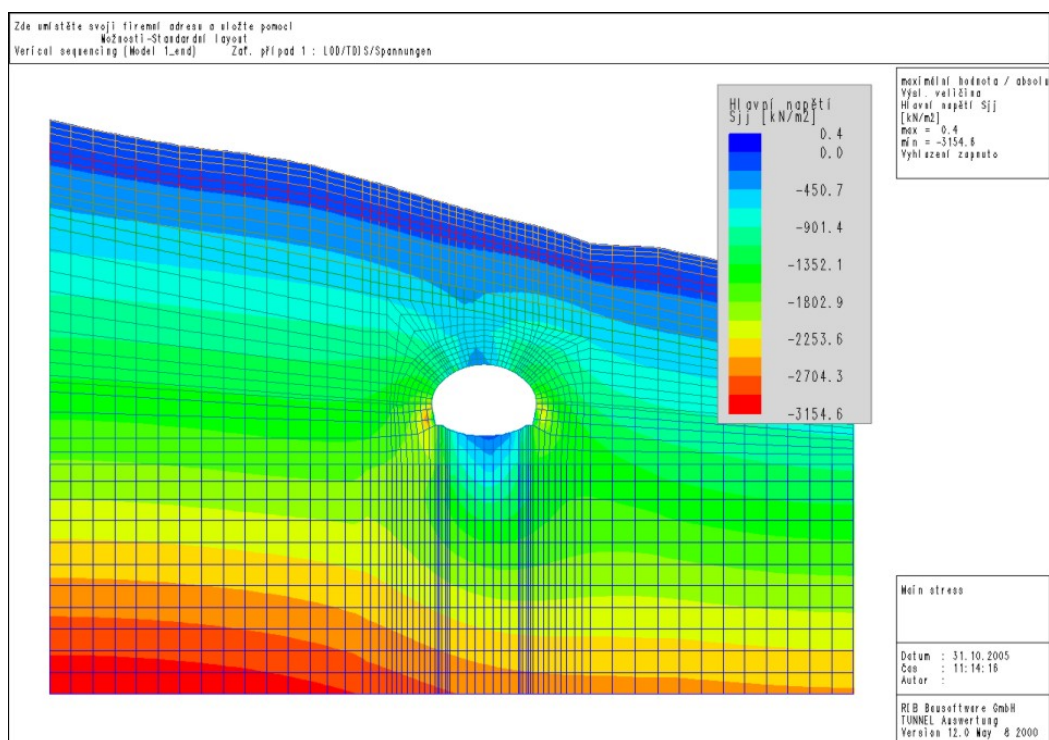


Fig. 9 – The main stress in the rock massif (vertical seq.)

The rock bolting influence is certainly in all cases positive, particularly in the case of the horizontal sequencing. I expect its influence to be larger, calculated values probably relate with the implementation of the rock bolts to the mathematical model.

REFERENCES

- [1] Butovic, A., Nemecek J., 2001 „Mrazovka tunnel forks“, documentation for excavation
- [2] Bucek, R., Kolesa, K., Rozsypal, A., Vrba, O., 2003. „Comprehensive application of geotechnical methods to the excavation of the Kobylisy one-vault metro station“, Tunel journal, no. 3/2003
- [3] Kunes, V., 1992. „Transformation of rock massif in caver surroundings of the THS at „Dlouhe strane“, journal Tunel, no. 2/1992
- [4] Nemecek J., Butovic, A., 2001 „Excavation of the Mrazovka tunnel in the capital of the Czech Republic“, WTC 2001-Milano
- [5] Zapletal, A., 1999. „The calculation of the rock bolted rock conditions parameters“, reference manual
- [6] Zelenka, M., 2003. „Excavation of the first one-vault station on the IVC1 line of the Prague metro“, Tunel journal, no. 3/2003
- [7] The monitoring results during the Mrazovka tunnel excavation
- [8] Promote brochure of the pump storage „Dlouhe strane“

17 RAŽENÝ ROZPLET TUNELU MRÁZOVKA – 3D MODEL MKP

Ing. Alexandr Butovič, SATRA spol. s r.o.
Sokolská 32, 120 00, Praha 2, ČR

1 ÚVOD

Při provádění tunelu Mrázovka v Praze se investor, projektant i dodavatel setkali s mnoha komplikacemi technického i netechnického rázu. Mezi nejnáročnější úseky ražeb patřily tunelové rozplety, tedy úseky délky cca 50 m, kde se třípruhové tunely postupně rozšiřují a následně přecházejí na samostatné dvoupruhové a jednopruhové.

Statické výpočty tunelových rozpletů, založené na metodě konečných prvků (MKP), byly provedeny programem Tunnel od firmy RIB stavební software s.r.o. za předpokladu rovinné deformace s využitím Mohr-Coulombova materiálového zákona pro všechny prvky modelu.

S dostatečnými zkušenostmi lze 2D modely úspěšně používat pro liniové podzemní objekty, které zajišťují splnění podmínek rovinné deformace. Vliv podélného působení je pak do modelů zaváděn různými metodami, které jsou vesměs ve všech programech obdobné (opěrné síly, opěrná napětí, apod.). V případě složitějších podzemních děl, kde dochází například k postupné změně profilu nebo ke křížení několika děl je splnění podmínek rovinné deformace minimálně obtížné a je tak na zkušenostech zhotovitele modelu a mnohdy i na náhodě, jak věrohodné výsledky modelování jsou. V některých, takto složitých, případech je použití 2D modelu zcela nereálné. V současné době se na trhu objevují programy, které umožňují provádění prostorových modelů. Jedním z nich je také program Cesar – LCPC, kterým byl proveden i porovnávací výpočet východního tunelového rozpletu, jehož výsledky a jejich porovnání s výsledky 2D modelů a skutečností jsou obsahem tohoto článku.

2 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ TUNELOVÉHO ROZPLETU

Skalní podloží tvořily horniny severovýchodní části ordovické barrandienské synklinály, které zde byly zastoupeny břidlicemi libeňského souvrství monotónního vývoje. Směr všech souvrství byl přibližně SV – JZ, avšak zejména plastičtější členy byly dále detailně provrásněny a směr vrstev se v nich často měnil.

Libeňské souvrství zde lze strukturně charakterizovat jako jílovitoprachovité, jemně slídnaté břidlice, tence deskovitě až deskovitě vrstevnaté nebo s deskovitou až nezřetelnou vrstevnatostí. Výška nadloží se pohybovala od 19 m v nejužším místě do 25 m v nejširším, z toho výška zdravého skalního nadloží 5,5 – 8,5 m.

Na základě statických výpočtů bylo primárního ostění navrženo tloušťky od 400 do 700 mm ze stříkaného betonu SB 20 vyztužené 4 ϕ 25 mm v každém záběru délky 1,0 m. Primární ostění provizorních stěn bylo navrženo tl. 300, resp. 250 mm, vyztužené 4 ϕ 25 mm/m'. V každém záběru bylo navrženo kotvení svorníky Boltex 12 dl. 6,0 m resp. Superswellex délky 8,0 m.

Nejprve byl vyražen levý opěrový tunel (LOT), který plynule navazoval na opěrový tunel provedený v přilehlé části dvoupruhového tunelu. Při jeho ražbě docházelo k jeho postupnému zmenšování až na profil opěrového tunelu třípruhového tunelu. Dále realizace pokračovala ražbou pravého opěrového tunelu (POT), který byl v podstatě totožný s LOT. Po dokončení prací na obou opěrových tunelech začala ražba kaloty (opačným směrem). Po jejím vyražení v celé délce tunelového rozpletu, byla čelní stěna (poslední čelba) na styku s Větví „B“ a dvoupruhovým tunelem zajištěna stříkaným betonem tl. 150 mm s výztužnou sítí ϕ 6,3, 150 x 150 mm a zakotvena 8 ks svorníků Superswellex dl. 8,0 m. Následovala ražba jádra a postupné likvidování příslušných částí provizorních stěn. Rychlost postupu byla určována podle výsledků konvergenčního měření. Poslední fází ražby tunelového rozpletu bylo uzavírání jeho profilu se záběrem délky 4,0 m. Po provedení výlomu a osazení výztužných rámců, bylo primární ostění zastříkáno a navezen šterkopískový násyp výšky cca 1,0 m sloužící jako ochrana před pojezdem stavební mechanizace.



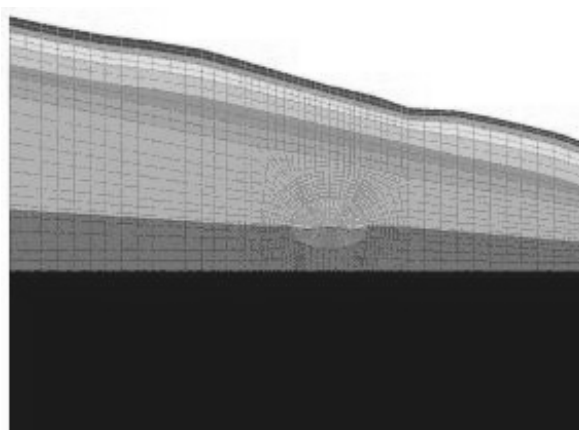
Obr. 1 – Stávající stav tunelového rozpletu

3 MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ 2D

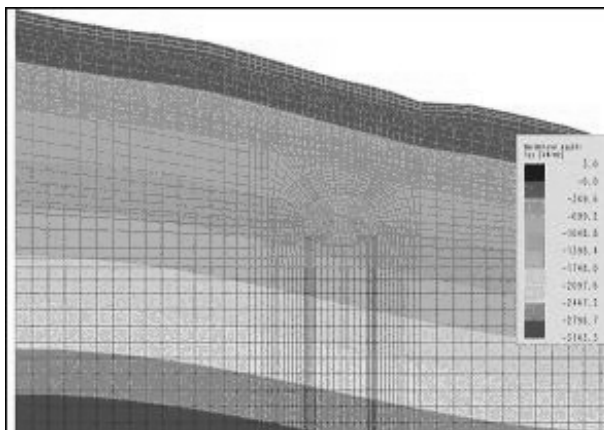
Matematický model byl zvolen téměř do nejširšího profilu tunelového rozpletu. Ve všech stavebních stavech byl uvažován předpoklad rovinné deformace. Výpočet byl proveden pro záběr délky 1,0 m a s použitím náhradních kvazihomogenních parametrů horninového prostředí stanovených na základě geotechnického průzkumu.

Výpočet se skládal z těchto kroků:

0. krok – zavedení primární napjatosti
1. krok – výrub kaloty levého opěrového tunelu, relaxace výrubu.
2. krok – aktivace ostění a kotev v kalotě levého opěrového tunelu
3. krok – výrub jádra levého opěrového tunelu, relaxace výrubu + změna betonu v levé kalotě na starší beton.
4. krok – aktivace ostění a kotev v celém levém opěrovém tunelu
5. krok – výrub kaloty pravého opěrového tunelu, relaxace výrubu + změna betonu v levém jádře na starší beton.
6. krok – aktivace ostění a kotev v kalotě pravého opěrového tunelu
7. krok – výrub jádra pravého opěrového tunelu, relaxace výrubu + změna betonu v pravé kalotě na starší beton.
8. krok – aktivace ostění a kotev v celém pravém opěrovém tunelu
9. krok – výrub kaloty, změna betonu v opěrových tunelech na starý beton.
10. krok – aktivace ostění a kotev v kalotě
11. krok – výrub jádra, relaxace výrubu, likvidace provizorních stěn opěrových tunelů + změna betonu v kalotě na starší beton.
12. krok – aktivace ostění a kotev v celém profilu, jeho uzavření.



Obr. 2 – Geometrie 2D modelu



Obr. 3 - Svislé geostatické napětí

Výsledky matematického modelování jsou uvedeny v následující tabulce:

Tab. 1 – Výsledky některých veličin

Hodnota	u	w	Sy	N	M	σ_{hl}
–	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kNm]	[Mpa]
Zadání	-36	-57	-46	-6515	-1066	-2,54

kde:

u – maximální vodorovné posunutí levého boku primárního ostění
w – maximální svislá deformace primárního ostění ve vrcholu klenby
 S_y – maximální deformace povrchu terénu nad geometrickou osou výrubu
N – maximální velikost normálové síly v levém boku primárního ostění
M – maximální velikost ohybového momentu v levém boku primárního ostění
 σ_{hl} – maximální z hlavních napětí v levém boku výrubu

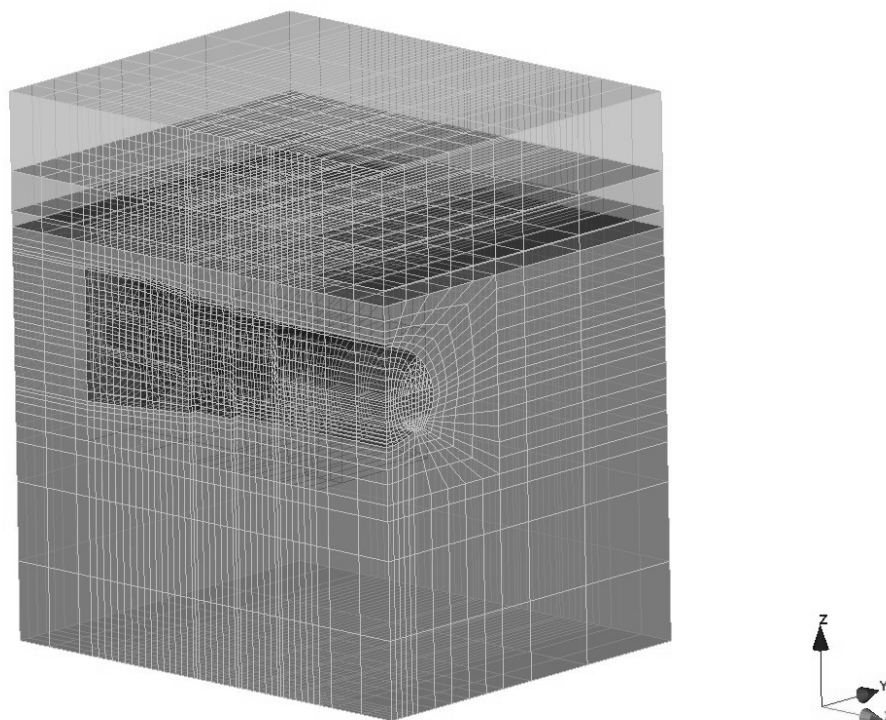
4 MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ 3D

Porovnávací výpočet byl proveden programem Cesar – LCPC v. 4.07, který umožňuje provádět rovinné i prostorové matematické modely metodou konečných prvků. Vzhledem k náročnosti zadání dané proměnlivým tvarem tunelového rozpletu bylo nutné provést několik zjednodušení, která zkrátí čas potřebný k provedení modelu.

Jednalo se zejména o:

- řešení problému jako symetrické úlohy
- modelování vodorovného terénu s výškou nadloží odpovídající výšce skutečné v geometrické ose výrubu
- počáteční úsek tunelového rozpletu, kde rozšíření příčného řezu nepřesáhlo 1,5 m, byl modelován s konstantním profilem výrubu
- sloučení ražby jádra a dna výrubu do jedné fáze
- neuvažování vlivu kotvení
- modelování pouze ražby tunelového rozpletu (bez ražeb již samostatných tunelů)

Z časového hlediska se jako přínosné ukázalo modelování skutečného postupu provádění tunelového rozpletu, kdy některé po sobě jdoucí záběry byly geometricky totožné a nedocházelo tak k pravidelné změně příčného řezu.



Obr. 4 - Geometrie 3D modelu

I po výše uvedeném zjednodušení obsahoval kompletní model 22. 816 objemových prvků představující horninové prostředí a 1. 911 plošných prvků představujících primární ostění.

Provádění celého tunelového rozpletu bylo modelováno celkem ve 141 samostatných stavebních stavech.

Výpočet se skládal z těchto kroků:

- | | |
|------------------|---|
| 0. krok | výpočet primární napjatosti |
| 1. krok | výrub č.1 kaloty opěrového tunelu |
| 2. krok | výrub č.2 kaloty op. tunelu a aktivace ostění předch. kroku |
| 3. – 35. krok | dtto pro celou kalotu opěrového tunelu |
| 36. – 70. krok | dtto pro celé dno opěrového tunelu |
| 71. – 105. krok | dtto pro kalotu celého profilu |
| 106. – 140. krok | uzavírání profilu |

U takto rozsáhlého modelu bohužel nebylo možné použít kvadratické prvky, které vedou k přesnějším a věrohodnějším výsledkům. Doba výpočtu primární napjatosti modelu s kvadratickými prvky trvala 26 hodin. V případě použití lineárních prvků překračovala průměrná délka výpočtu jedné fáze 30 minut (→ doba výpočtu celého modelu 3 dny).

Výsledky 3D matematického modelování pro přibližně nejširší místo tunelového rozpletu jsou uvedeny v následující tabulce:

Tab. 2 – Výsledky vybraných veličin

Hodnota	u	w	Sy	N	M	σ_{hl}
–	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kNm]	[Mpa]
Zadání	-22	-37	-40	-6096	-841	-2,48

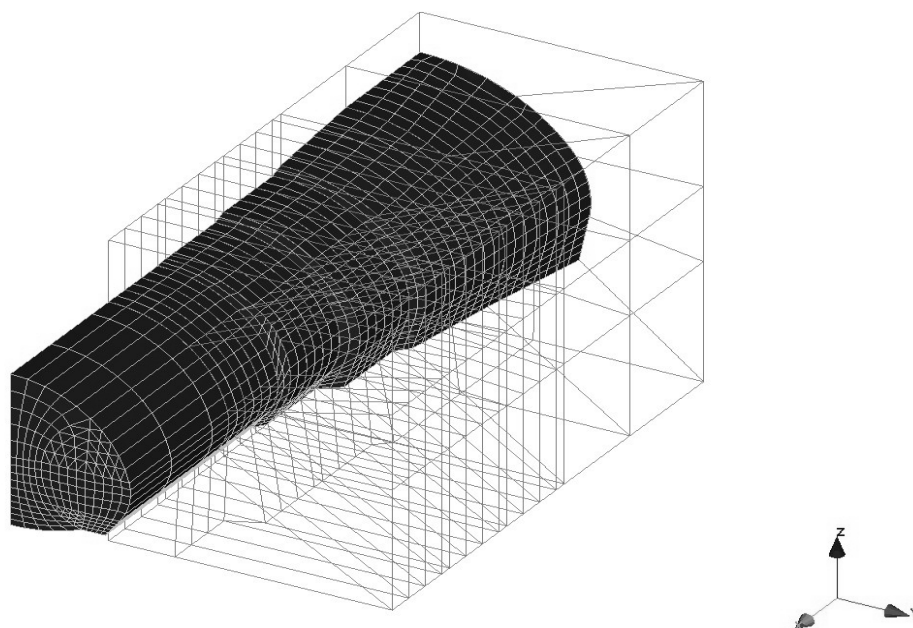
5 SKUTEČNĚ NAMĚŘENÉ HODNOTY

Během ražby tunelového rozpletu, byla prováděna tato měření:

Konvergenční měření

Osazeno celkem 5 měřících profilů o 11 bodech.

Maximální hodnota svislé deformace primárního ostění byla dosažena u nejširšího profilu v levé horní části opěří a činila 20 mm.



Obr. 5 - Geometrie 3D modelu – těleso rozpletu

Měření na povrchu

Bylo osazeno cca 20 ks bodů. Pro určení příčné poklesové kotliny byly body, přibližně v nejširším místě, osazeny do vyhodnocovacího profilu. Maximální hodnota poklesu terénu byla naměřena 47 mm.

Extenzometrická měření

Před ražbou tunelového rozpletu byly cca 10 m od jeho nejširšího místa osazeny 3 extenzometry. Dva vedle budoucího profilu rozpletu (jdoucí pod jeho dno) a jeden v ose končící těsně nad výrubem. U všech kotev bočních extenzometrů byla zaznamenána v podstatě totožná deformace 20 mm, nárůst byl postupný.

Inklinometrická měření

Před ražbou východního tunelového rozpletu byly vedle výrubu (3 – 5 m) osazeny 2 inklinometry. U obou z nich byl zaznamenán deformační projev ražeb s maximem okolo 23 mm, přibližně v polovině výšky výrubu.

6 ZÁVĚR VYHODNOCENÍ

Porovnání výsledků sledovaných veličin východního tunelového rozpletu je uvedené v následující tabulce:

Tab. 3 – Porovnání výsledků

Veličina	u	w	S _y	N	M	σ _{hl}
–	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kNm]	[Mpa]
2D	-36	-57	-46	-6515	-1066	-2,54
3D	-22	-37	-40	-6096	-841	-2,48
skutečnost	-18	-20	-47	–	–	–

Z výše uvedených výsledků vyplývá, že 3D matematický model vykazuje nižší hodnoty deformací primárního ostění. Je otázkou do jaké míry je tato skutečnost způsobena „vyšší přesností“ výpočtu anebo pozdější instalací konvergenčních bodů.

Z pohledu deformací povrchu terénu vykazuje 3D model nižší deformace než jaké byly ve skutečnosti naměřeny a které lze považovat za skutečné.

Velikosti normálových sil v primárním ostění jsou v obou případech podobné, značný rozdíl byl však zaznamenán v případě ohybových momentů, které jsou v případě 3D modelu výrazně nižší.

Provedená zjednodušení měla na získané výsledky zásadní vliv (např. modelování jen samotného rozpletu x nezavedení vlivu kotvení). Těžko posoudit, zda odlišnost vypočtených a změřených výsledků je způsobena tímto zjednodušením anebo obecnou chybou prostorového modelu jako takového. Provedení podrobnějšího modelu však vyžaduje mnoho času, které bohužel autor neměl v rámci zpracovávání tohoto příspěvku k dispozici.

Zkušenosti autora s prostorovým modelováním jsou zatím velmi malé a bude nutné zpracovat ještě několik dalších modelů již zrealizovaných podzemních objektů, aby byly zjištěny všechny možnosti a úskalí, které prostorové modelování přináší.

POUŽITÁ LITERATURA

- [1] Němeček, J., Butovič, A. (2001): Design, construction and observation of the behaviour of Mrazovka tunnel in Prague, the capital of the Czech Republic, WTC 2001, Milano
- [2] Uživatelská příručka programu Cesar LCPC v. 4.07

18 THE BLANKA TUNNEL COMPLEX IN PRAGUE – THE UNIQUE CLOSE CROSSING OF BIG PROFILE TUNNELS

Butovič, A.¹, Kvaš, J.², Padevět, M.³

¹ Satra spol. s r.o., Sokolská 32, Prague, Czech Republic, alexandr.butovic@satra.cz

² Metrostav, a.s., Koželužská 2246, Prague, Czech Republic, jan.kvas@metrostav.cz

³ Metrostav, a.s., Koželužská 2246, Prague, Czech Republic, miroslav.padevet@metrostav.cz

ABSTRACT

This article describes the experiences from the design and the excavation of the biggest Tunnel project under construction in the Czech Republic. The Blanka tunnel is part of the city ring in Prague – the capital of the Czech Republic. Its total length is about 45 km. Owing to a very indented terrain in Prague the city ring includes several tunnels. The Blanka tunnel with the length of 5.5 km is the biggest. The excavation is designed by NATM using of the blasting method.

The project includes many interesting technical problems, but the most difficult was the design and excavation of the close crossing of three lane tunnels with a ventilation canal under the dense built-up area.

The ventilation system required the designing of a very close crossing of the three lane tunnels with a cross section of approximately 172 m² and a ventilation canal with a cross section of approximately 100 m². The total distance between profiles is only 1,2 m in the case of the North tunnel tube (NTT) and about 1,8 m in the South tunnel tube (STT).

Highly detailed technical documentation containing 2D and 3D mathematical models was created before the excavation. On its basis many additional measures such as the usage of long rock bolts, complicated reinforced concrete slabs at the invert of the three lane tunnels and the unique procedure of the works were designed.

The article minutely describes all details relating to the complicated design, experiences during excavation including all important results from the geotechnical monitoring.

1 GEOLOGICAL CONDITIONS

The profiles crossing is located in sound slates of the Letná formation, ca 36 m under the surface (20 m in the rock environment). The slates are roughly micaceous and thick-bedded, tabular (6 – 20 cm), with frequent sandy falls and laminations. The layered areas are undulated, warped, with polishes. The fissures are open, frequently filled with secondary calcite or clay with slate fragments. There are frequent locations (with average thickness of 6 – 20 cm) of solid fine-grained quartzite with tabular jointing, with clastic to fragmentary disintegration along planes perpendicular to the bedding.

The superincumbent formation of the area of interest includes, in particular, anthropogenic sediments – made-ground in the form of sandy loams with gravel, i.e. stones and pebbles of various sizes (predominantly quartzite, quartz and cretaceous marly limestone) and fluvial sediment terraces of the Vltava river – sands with admixture of fine-grained soils and sandy gravels the size of 5 – 13 cm.

From the hydro-geological conditions viewpoint, the environment is permeable in fissures. As a whole, the Ordovician period rocks are practically impermeable. At the drive age, sporadic groundwater inflows of 0,00X l/s have been found only.

2 TECHNICAL SOLUTION DESCRIPTION

2.1 Tunnel ventilation system

The tunnel operating ventilation has been designed as a longitudinal system, using axial fans located in the arch top. In case of fire, smoke is drawn from the stope top to the space under the bridge deck (carriageway), from where it is delivered to the HVAC engine room and the exhaust structure through the HVAC ducts. Regarding the local conditions and geological conditions, the whole complicated HVAC node was located just under the Letná aboveground built-up area.

Interconnection of both the three-line tunnels with the HVAC engine room (300 m²) is ensured by a HVAC duct - removal (112 m²). Considering the above described ventilation system, the interconnection has been designed in the profile invert. The whole ground plan length of the duct measures 133,045 m, from the directional viewpoint it has been designed as direct, from the altitudinal viewpoint it drops by 0,50% in its entire length. Its geometrical layout is shown on the below scheme:

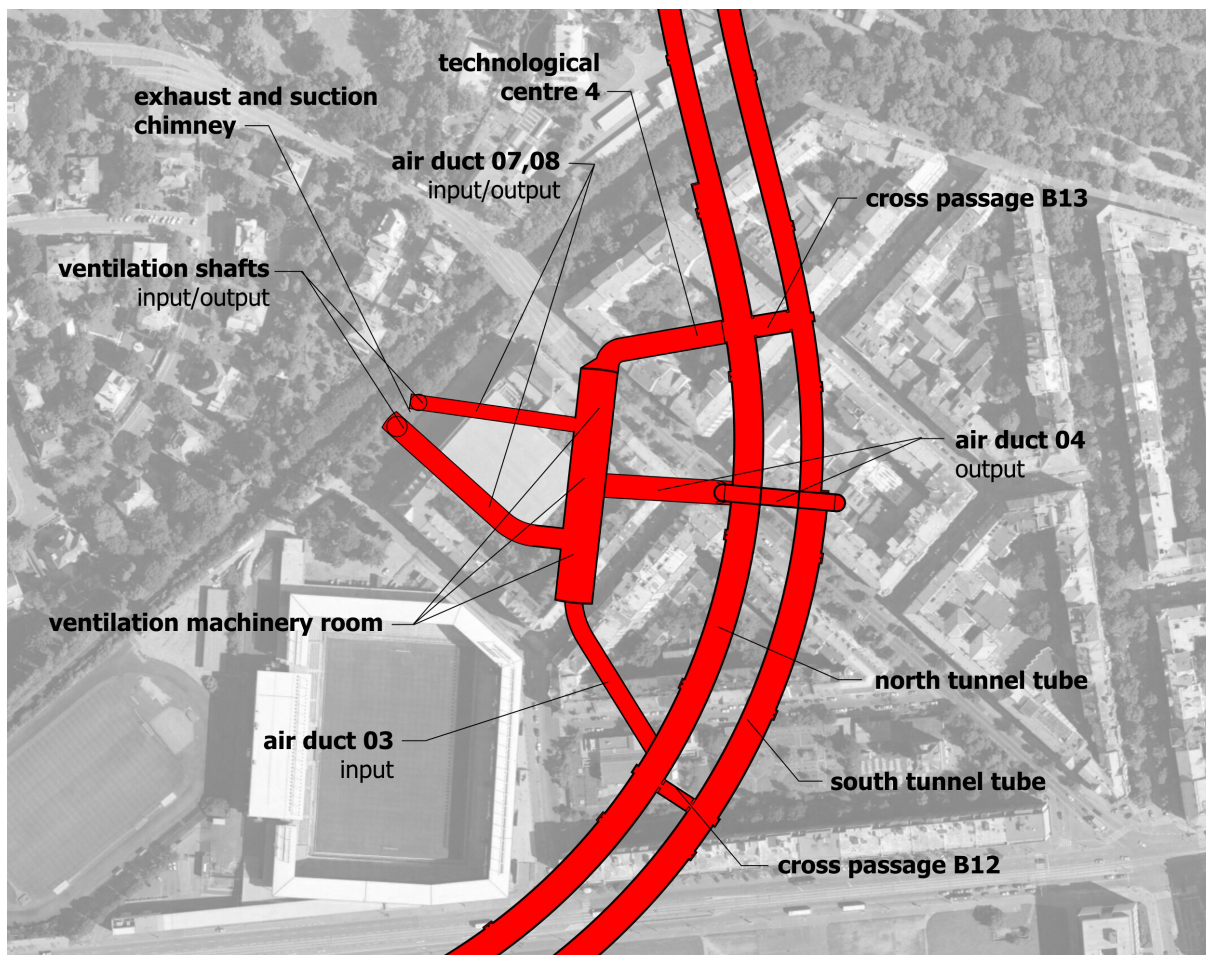


Fig. 1 – Crossing layout

2.2 Technical solution development

The start of works on the Construction Realization Documentation (CRD) was accompanied by many discussions between the Designer, Contractor and the Supervision representative. No example of a successful realization of a similar structure has been found in the professional literature available. In spite of the state-of-the-art tools application in the form of 2D and 3D mathematical modelling, the solution drafted represented a substantial risk with regard to the given geological conditions and under the densely populated aboveground built-in area.

The original design included in the Construction Permit documentation and the Construction Specification Data planned to locate the duct ca 10 m under the three-line tunnels and their interconnection by vertical driven shafts with the diameter of ca 8 m.

The real geological conditions have been mapped in detail and the driveage effect on the rock environment, the surface and the aboveground buildings has been monitored at the three-line tunnels and the HVAC engine room driveage at the crossing point.

The results can be summarized as follows:

- 1) The rock environment consists predominantly of the Letná formation sandy shale without any further significant tectonic deformation

- 2) Minimum compressive strength of the basic rock material exceeds **23,3 MPa** in case of JTT (the south tunnel tube) and **27,8 MPa** in case of STT (the north tunnel tube). Average strength (without the extremely high values) reaches **46,4 MPa** in case of JTT (the south tunnel tube) and **65,7 MPa** in case of STT (the north tunnel tube).
- 3) Groundwater presence has not been detected
- 4) Deformations of the three-line tunnels primary lining (after the profile closing) have not exceeded **5 mm and their condition is stabilized**
- 5) After the invert breaking-through, deformations of the HVAC engine room primary lining have not exceeded **10 mm and their condition is stabilized**
- 6) Deformations of the terrain surface and the aboveground buildings have not exceeded **13 mm and their condition is stabilized**
- 7) The stress value results in the primary lining and on contact between the rock and the primary lining show there is **minimum loading** of the three-line tunnels primary lining

Based on these results, on the retrogressive analysis realized and on detailed verification using the final elements method, a technical solution has been designed for the situation when the removal duct passes under the three-line tunnels just under their invert. This solution advantage: vertical transportation elimination, i.e. significant reduction of the whole Work realization time. This change was reflected positively in the definitive ventilation system (reduction of losses).

A 3D mathematical model (LCPC Cesar program, v.4.012) has been prepared in order to prove the designed technical solution feasibility and reliability. Unfortunately, with regard to the model complexity and the insufficient time for its processing, it was impossible to apply its results at the Construction Realization Documentation (RSD) compilation. Therefore, it was decided to process several two-dimensional mathematical models. However, to say the least, substitution of a space problem by a 2D model, is "problematic".

The suggested solution is described below:

- 1) Creation of mathematical models for three-line tunnels driveage and a detailed retrogressive analysis so the calculated values of the rock environment and primary lining deformations would be identical with the actual measured values
- 2) Stress condition in the tunnels vicinity after their driveage was subtracted from the above models
- 3) Models for the HVAC duct proper were realized, a concrete slab of a "three-line tunnel" rigidity was modelled above the profile and the stress condition detected in the three-tunnel models was applied to the rock environment prior to the duct driveage

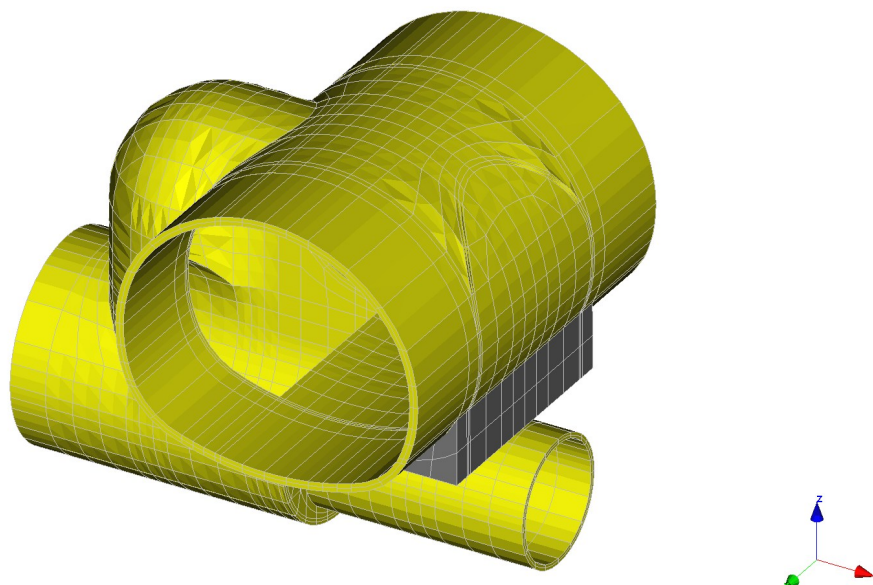


Fig. 2 – Geometric scheme of the 3D model

2.3 Measures at the three-line tunnels driveage

For successful realization of the crossing, it was already essential to realize additional measures at the three-line tunnels driveage. The following modifications have been designed and realized:

- The round length was limited to 1,0 m as a maximum (minimization of the rock environment opening by limitation of the blasting works scope)
- Increasing the primary lining thickness from 350 to 450 mm
- Intensive through-anchoring of the rock environment by steel bolts DN 51 mm, length 12 m
- Realization of a reinforced concrete slab in the three-line tunnels invert, with adjusted reinforcement and day-work joints so that the primary lining would be damaged in a minimum scope and the realization time would be reduced at the subsequent liquidation
- Realization of protective umbrellas from the DN 51 mm steel bolts above the interconnecting shafts in the three-line tunnels sides

Conditions with regard to the surrounding driven works unfinished construction status have also been defined for the driveages start proper. The realization proper of the HVAC engine room with the stope area of more than 300 m² and several level crossings with the HVAC ducts was a similarly complex issue as the interchange; this is an issue for a separate contribution.

2.4 Technical design of the HVAC duct

The duct face sequencing was designed as horizontal on 2 levels – the top heading and the invert. The stope was secured by shotcrete primary lining of the C 20/25 class as a minimum, according to the J2 curve as a minimum, reinforced by lattice ribs, welded mesh and bolts. Anchoring of the rock environment by hydraulic bolts Wibolt EXP 120, length 6,0 m.

Table 1 – The stope support and parameters

ITEM	UNITS	Larger profile, increased	Larger profile TC NATM 3a	Larger profile TC NATM 3b
Stope width	[m]	12.145	11.24	11.24
Stope height	[m]	11.89	11.24	11.24
Area of the top heading theoretical stope	[m ²]	65.74	53.21	53.21
Area of the bench theoretical stope	[m ²]	0.00	0.00	27.12
Area of the invert theoretical stope	[m ²]	46.46	46.02	18.90
Area of the theoretical stope – total	[m ²]	112.20	99.23	99.23
Primary lining thickness	[mm]	300	300	300
Round length in the top heading	[m]	1.17	1.75	1.75 to 2.25
Round length in the bench	[m]	–	–	3.5 to 4.5
Round length in the invert	[m]	2.34	3.5	7.0 to 9.0
Type of the bolts applied	[–]	WIBOLT EXP 120 dl. 6.0 m in each round	WIBOLT EXP 120 dl. 6.0 m in each round	WIBOLT EXP 120 dl. 6.0 m Every 2 nd round

3 DESCRIPTION OF THE RELEVANT OBJECT DRIVEAGE PROGRESS

Unfortunately, this article's permitted scope does not allow the detailed description of all aspects, taken into consideration at the design and realization. The relevant object driveage proceeded from the HVAC engine room. Its realization was divided into 35 stages that corresponded to the mathematical modelling procedure.

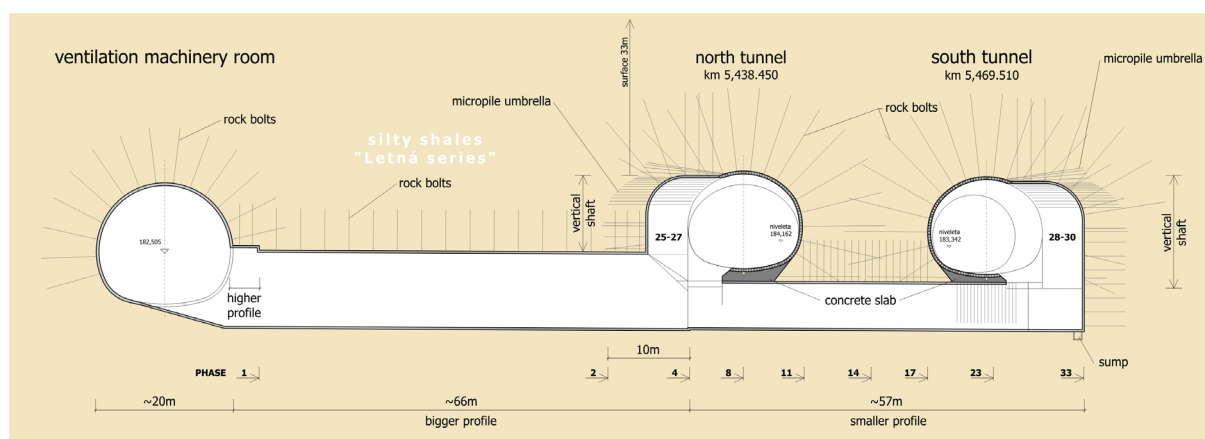


Fig. 3 – The HVAC duct longitudinal section

Description of individual stages:

Phase „1a“ – driveage of the increased duct profile (ca 4m) to 2 levels with a round length of 1.17 m in the top heading. 2 reinforcing ribs installed in each round, anchoring by radial bolts.

- Phase „1b“ – driveage of the larger duct to chainage 20,9 m (chainage „0“ is located in the HVAC engine room geometrical axis) to 2 levels with a round length of 1,75 m in the top heading. 2 reinforcing ribs installed in each round, anchoring by radial bolts.

After this section excavation, the profile in the top heading was closed as soon as possible, as far as chainage 17 m.

- Phase „1c“ – driveage of the larger duct to chainage 64.00 m (ca 11.5 m from STT) to 2 levels with a round length from 1.75 m to 2.25 m. After this realization stage completion in STT, a protective backfill was realized which reduces the blasting works effects.
- Phase „2“ – installation of 12.0 m long laminate bolts SPINMAX 32, in the top heading face
- Phase „3“ – closing of the duct profile – in order to minimize the rock environment opening and to minimize the stability loss risk, prior to the duct top heading excavation in the section from chainage 64.00 m, the duct profile was closed to the distance of 15 m from STT minimally, i.e. to chainage 59.00 m.
- Phase „4“ – driveage of a top heading to the STT from chainage 64.00 m to the STT reinforced concrete slab
- Phase „5“ – protective umbrella K1 above the smaller duct profile from the top heading level
- Phase „6“ – closing of the duct profile – the large profile driveage is completed at this moment
- Phase „7“ – laminate bolts SPINMAX 32, 12 m long, in the top heading face
- Phase „8“ – driveage of a top heading in the length of 8 m with a round length of 1,0 m in the top heading.
- Phase „9“ – laminate bolts SPINMAX 32, 12 m long, in the top heading face
- Phase „10“ – closing of the duct profile

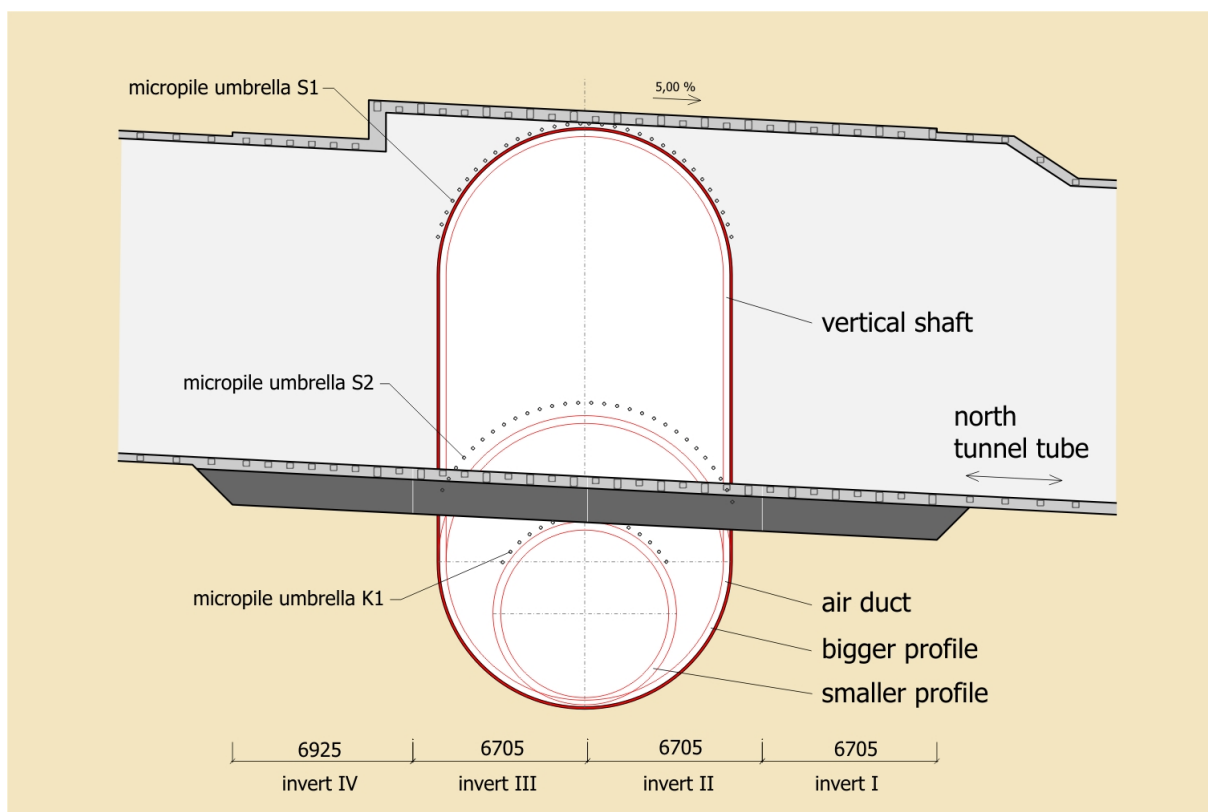


Fig. 4 – STT – Longitudinal section in the point of its crossing with the duct

Phases „11–22“ proceeded similarly as in case of stages „7–10“. Visual inspection of the JTT primary lining condition was carried out at the Phase 20 works realization.

- Phase „23“ – driveage of a top heading in the length of 3 m with a round length of 1.0 m.
- Phase „24“ – closing of the duct profile in the length of 3.0 m
- Phase „25“ - excavation of the STT interconnection shafts – Stage I

First, the fill in STT as increased by ca 3.0 m and, subsequently, under the S1 umbrella protection the STT interconnecting shaft was gradually excavated to the length of 6.55 m. The stope pre-cutting was realized up to the existing fill level in the direction from the arch. The pre-cutting depth as far as the primary lining welded mesh. Realization by rounds, corresponding to positions of individual reinforcing ribs that were interconnected with the STT primary lining. The rock environment was anchored gradually by 12 m long bolts IBO 32,

- Phase „26“ – excavation of the STT interconnecting shaft – Stage II

The working level (fill) height was reduced and the pre-cutting was realized to the reduced fill level. Next, the interconnecting shaft was deepened to the level of the 04 duct larger profile stope top. The round length will be 1.0 m. The rock environment was anchored gradually by 6.0 m long hydraulic bolts Wibolt EXP 120.

- Phase „27“ – liquidation of a part of the STT invert reinforced concrete slab

The STT invert and the 04 duct primary lining reinforced concrete slabs were liquidated in the necessary scope. Blasting works were used for their liquidation in the necessary scope. The same method was used for liquidation of the absolutely necessary part of the larger duct 04 profile.

- Phase „28“ – excavation of the JTT interconnecting shaft – Stage I

First of all, the fill in JTT was realized in the necessary scope, its height was 7.0 m; subsequently, under the J1 umbrella protection, the JTT interconnecting shaft was excavated gradually in the length of 6.55 m. The stope pre-cutting was realized up to the existing fill level in the direction from the arch. The rock environment was anchored gradually by bolts IBO 32, 12 m long

- Phase „29“ – Stage II JTT interconnecting shaft realization

The working level (fill) height was reduced and the pre-cutting was realized to the reduced fill level after Stage I completion. Next, the interconnecting shaft was deepened by as much as 6.0 m. The round length will be 1.0 m. The rock environment was gradually anchored by hydraulic bolts Wibolt EXP 120, 6,0 m long.

- Phase „30“ – Stage III of the JTT interconnecting shaft realization

After Stage II completion, the shaft was deepened gradually by 2.8 m and 3 reinforced ribs with mutual distance of 1.0 m were installed there. At this moment it was not possible to liquidate any part of the JTT invert reinforced concrete slab.

- Phase „31“ – driveage of a top heading in the length of 3.0 m with a round length of 1,0 m.
- Phase „32“ – closing of the duct profile in the length of 3.0 m
- Phase „33“ – final excavation of the top heading

in the length of 11.0 m with a round length of 1.0 m. Whole reinforcing ribs have been installed in the point of crossing with the JTT interconnecting shaft in order to ensure stability. The stope sides above the diameter level were realized as vertical and were interconnected with the interconnecting shaft. The vertical walls have been reinforced by mesh and anchored by the Wibolt EXP 120, 6.0 m long bolts. After spraying the walls, parts of the reinforcing ribs reaching into the interconnecting shaft profile were been removed.

- Phase „34“ –closing of the duct profile
in the length of 11.0 m with a round length of 1.0 m. A temporary pumping sump with the dimensions of ca 1.0x1.0x1.0 m was realized in the lowest point of the 04 duct. All groundwater from the duct realization was drained into this sump.

- Phase „35“ – liquidation of a part of the JTT invert reinforced concrete slab
The JTT invert reinforced concrete slab and the duct primary lining were liquidated in the necessary scope. Blasting works were used for their liquidation in the necessary scope. At this moment, the entire interconnection was completed.

4 CROSSING DRIVEAGE EFFECTS AND RESPONSE

4.1 Expected response of driveages

The expected boundary of the subsidence through caused by the relevant section driveage should not have exceeded the distance of **50 m** from the stope geometric axis. In total, 40 populated buildings of the aboveground development were located in the settlement through.

The expected maximum increase of the terrain surface deformation was up to 8 mm, expected deformations of the primary lining in the arch top after the profile closing have been predicted as follows:

- Larger duct profile **13 mm**
- Smaller duct profile **6 mm**

4.2 Geotechnical monitoring results

Frequencies of the terrain surface, of the aboveground buildings, of the rock environment, of the primary lining deformations and stress in the primary lining measuring have been defined precisely for each construction phase. In the same way, permissible changes of the monitored parameters and potential measures that were to be realized immediately or on the basis of the Monitoring Council have been defined for each phase.

The entire realization was complicated by the position of buildings and of buried services. That is, it was possible to realize only 1 sliding deformer in the crossing point; however, it was already damaged at the three-line tunnels driveage (it remained measurable to the depth of ca 16 m only).

The following results of the geotechnical monitoring have been recorded at the realization:

- Maximum reached deformation of the duct primary lining in vertical direction **10 mm**
- Maximum reached deformation of the duct primary lining in horiz. Direction **10 mm**
- STT primary lining deformations increase in vertical direction (gradually for the whole crossing realization) **5 mm**
- STT primary lining deformations increase in horizontal direction (at the HVAC duct approaching the STT) **3 mm**
- JTT primary lining deformations increase in vertical direction (5 mm when the duct was being excavated under it (podrážení kanálem), 5 mm at vertical interconnection realization) **10 mm**
- JTT primary lining deformations increase in horizontal direction (0 mm when the duct was being excavated under it (podrážení kanálem), 5 mm at vertical interconnection realization) **5 mm**
- Increased deformations of the terrain surface
- Worst inclination of the subsidence through
- Maximum speed of the STT primary lining vibration when the duct was being excavated under it and blasting works application **100 mm/s**

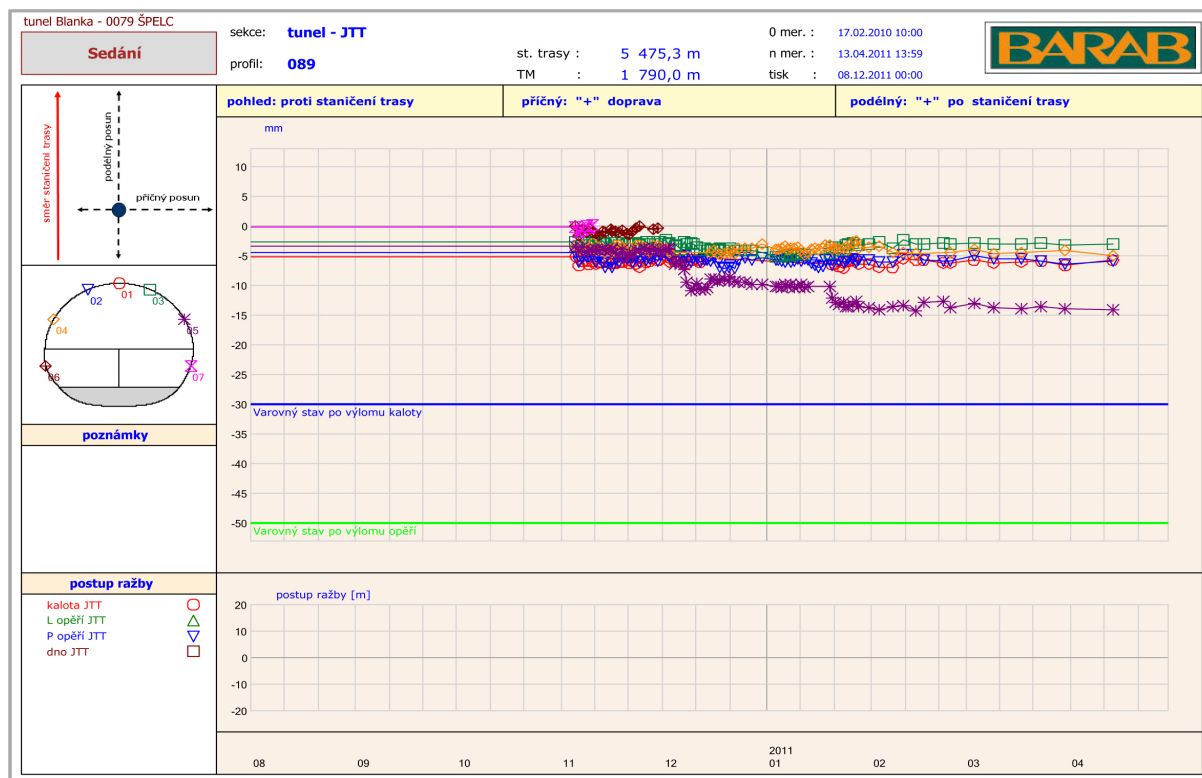


Chart 1 – STT primary lining vertical deformations at the crossing point

5 CONCLUSION

Experience and conclusions from the solution and realization can be summarized as follows:

- 4) Close crossing of such large profiles in the given geologic and geometric conditions is realistic
- 5) Prior to the decision proper concerning the specific technical solution, it is essential to obtain the best knowledge possible of the surrounding rock environment quality and behaviour
- 6) Mathematical modelling (2D and 3D) is an efficient tool for prediction of behaviour of the crossed tunnels lining as well as of the rock environment or the terrain surface. However, in case of such a complicated solution (this applies generally), it is essential to approach the modelling results extremely conservatively and to design the safest possible solution
- 7) The predicted driveages effect was more pessimistic than the real response
- 8) Considering the rather small detected deformations increases, it can be stated that intensive through-anchoring of the rock environment would be highly advantageous.
- 9) The rock environment opening under the tunnel invert is significant. When the duct was driven under the STT or JTT, the rock excavation was markedly easier than in sections outside the crossing.
- 10) Approaching of and under-driveage of the HVAC duct did not have any significant impact on deformations of the already driven three-line tunnels

REFERENCES

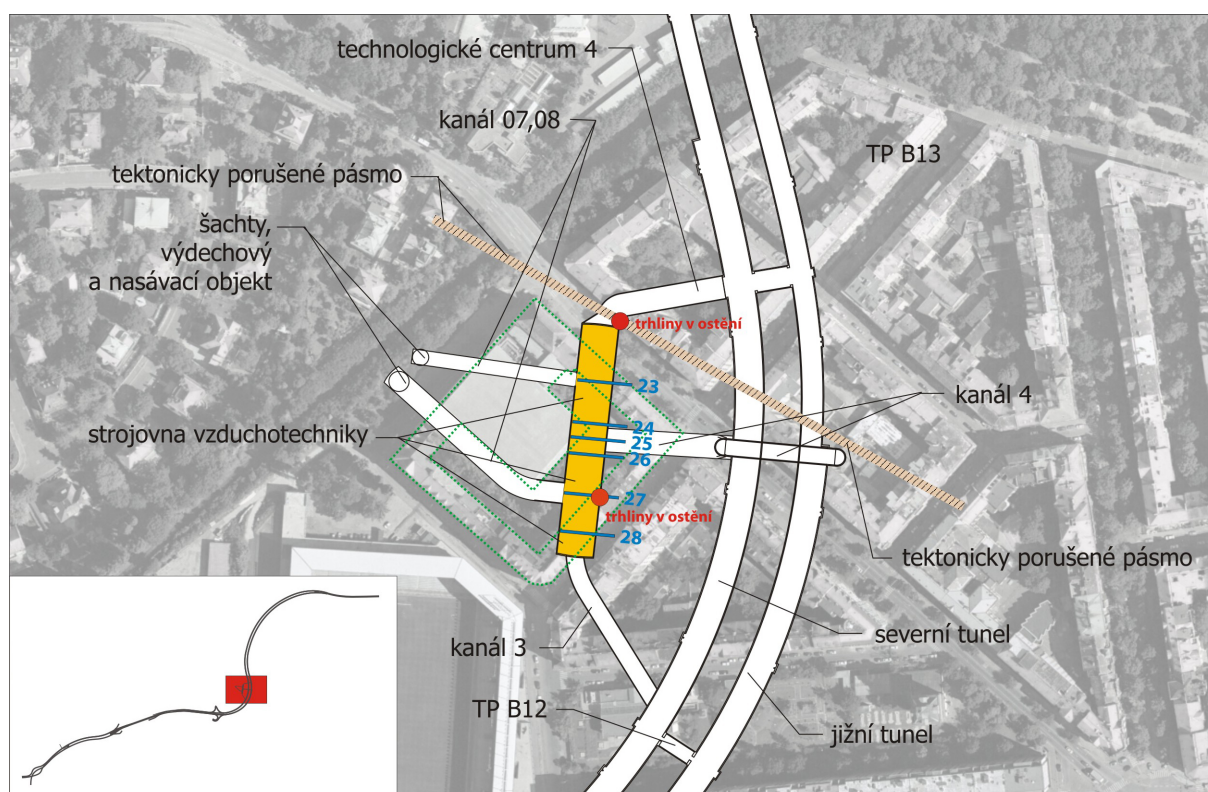
- [1] The Blanka tunnel complex, construction objects NO. 9021.04.a, 9021.01.b and 9021.02.b, Construction realization documentation, Satra, spol. s.r.o., 2010

19 KOMPLIKACE PŘI RAŽBĚ HLAVNÍ STROJOVNY VZDUCHOTECHNIKY TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA

ALEXANDR BUTOVIČ, SATRA, spol. s r.o.

ABSTRAKT

Tunelový komplex Blanka v Praze představuje 2x5,5 km hloubených a ražených tunelů různých velikostí, realizovaných v rozličných geologických podmínkách. Systém provozního a požárního větrání tunelu obsahuje několik strojoven vzduchotechniky. Největší z nich je ražená, umístěná pod hustě obydlenou nadzemní zástavbou na Letné, ve zdravých písčito-prachovitých břidlicích letenského souvrství, pouhých 32 m pod povrchem terénu. Jedná se o objekt téměř kruhového tvaru o průměru cca 20 m, ploše výrubu cca 300 m² a délce 123,4 m. Článek podrobně popisuje zastižené geologické podmínky, navržené technické řešení ražeb, komplikace při ražení v poruchovém pásmu, porušení primárního ostění v místě křížení s ostatními vzduchotechnickými objekty a skutečné výsledky geotechnického monitoringu.



Obr. 1 – Situace vzduchotechnického uzlu

1 ÚVOD

Tunelový komplex Blanka obsahuje celkem 3 strojovny vzduchotechniky. Jsou umístěné v technologickém centru 1 (TGC 1) v blízkosti ulice Patočkova mezi křižovatkami Myslbekova a Střešovická, v technologickém centru 6 (TGC 6) na trojském nábřeží a v raženém tunelu pod ulicemi Jana Zajíce a Korunovačnické na Letné. Původně byly v raženém tunelu navrženy strojovny dvě, jdoucí kolmo na hlavní tunel, ale následně bylo technické řešení systému vzduchotechniky tunelu přepracováno a byla navržena 1 velká strojovna, zajišťující odvod i přívod vzduchu. S ohledem na počet a velikost ventilátorů, možnost jejich instalace a výměny pomocí portálového jeřábu byl navržen téměř kruhový profil o ploše výrubu 298,84 m², čímž se řadí mezi největší ražené profily na území České republiky (v době, kdy tunel Královská obora obsahoval i ochranný systém, byl profil strojovny ještě větší a překračoval 320 m²).

2 GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ PODMÍNKY

V rámci podrobného inženýrskogeologického průzkumu bylo v prostoru Letné zrealizováno celkem 15 jádrových vrtů o hloubkách 11,1 až 76 m. Jejich situování bylo voleno tak, aby následně byly využity i pro potřeby geotechnického monitoringu jako extenzometry, inklinometry nebo hydrovrt. Optimálnost jejich umístění bohužel výrazně komplikovala stávající nadzemní zástavba, nemožnost vstupu na některé pozemky a polohy jednotlivých inženýrských sítí. Kromě geologického popisu jader a laboratorních zkoušek bylo mezi vrty provedeno i tzv. seismické prosvěcování, díky kterému byly predikovány i případné oslabené zóny v přímo vrty neověřeném prostředí.

Skalní podloží zájmového území tvoří horniny severovýchodní části ordovické barrandienské synklinály. Jedná se o šedočerné písčítoprachovité a jílovitoprachovité břidlice s polohami jemnozrných křemenců až křemenných pískovců letenského souvrství.

Břidlice jsou hrubě slídnaté a tlustě deskovitě vrstevnaté (6–20 cm), s hojnými písčitými závalky a laminami. Vrstevní plochy jsou zvlněné a zprohýbané, s ohlasy. Pukliny jsou otevřené, často vyplněné druhotným kalcitem nebo i jílem se střípkami břidlic. Často se vyskytují polohy (o průměrné mocnosti 6–20 cm) pevných jemnozrných křemenců, deskovitě odlučných, úlomkovitě až kusovitě rozpadavých podle ploch kolmých k vrstevnatosti; vrstevní plochy jsou nerovné a často vyhojeny kalcitem. Břidlice bývá na styku s křemencem deformována a rozdrčena na střípky s jílovitou výplní do vzdálenosti až 3 cm. Podle stupně tektonického narušení převládá středně až málo rozpukaná hornina, pouze v místech tektonických poruch značně rozpukaná. Křemence a křemenné pískovce jsou často příčně rozpukané, jemno až střednězrné s mocností 3 až 20 cm, maximálně až 50 cm.

Jednotlivé zóny zvětrání horninového masivu lze charakterizovat následovně:

- horninový masiv zcela zvětralý, rozložený, je místy reprezentován především u jílovitoprachovitých břidlic v soudržnou zeminu charakteru jílu, se střední plasticitou s proměnlivým obsahem příměsí střípků a ostrohranných úlomků břidlic. Zatřídění dle ČSN 73 1001 tř. F6, ČSN 73 3050 tř. 3, symbol zvětrání dle ČSN 72 1001 tř. W5, tj. zcela zvětralá – rozložená. Mocnost se pohybuje od 0,30 do 0,70 m.
- horninový masiv silně až mírně zvětralý tvoří úlomkovitě rozpadavé břidlice, tence deskovitě odlučné, úlomkovitě až kusovitě rozpadavé křemence s výplní střípkovité břidlice. Zatřídění dle ČSN: podle 73 3050 tř. 4–5, podle 72 1001 je stupeň zvětrání W4–W3, tj. silně až málo zvětralé. Mocnost se pohybuje od 0,70 do 1,20 m.
- horninový masiv navětralý lze přiřadit již podle mechanického chování ke skalním, resp. poloskalním horninám. Úlomkovitý rozpad přechází zvolna do kusovitěho rozpadu s velikostí jednotlivých částí 10–30 cm, případně až do blokovitěho rozpadu. Hornina je tvrdá, rozpojitelna poklepem kladívka. Dle ČSN 72 1001 je symbol zvětrání W2, tj. navětralé, ČSN 73 3050 tř. 5–6. Průměrná mocnost se pohybuje v rozmezí 4 až 5 m.
- horninový masiv zdravý – v nezvětralém stavu jsou břidlice a křemence deskovitě a lavicovitě vrstevnatosti, těžko rozpojitelne, tř. 6 – 7. Dle ČSN 72 1001 je symbol W1, tj. zdravá.

K pokryvným útvarům zájmového území patří převážně holocenní a pleistocenní fluvialní sedimenty a částečně navážky.

Antropogenní sedimenty (navážky) představují písčité hlíny se šterkem, tj. kameny a valouny různé velikosti (převážně křemence, křemene, opuky), a stavební suť. Konzistence je tuhá až pevná. Těžitelnost dle ČSN 73 3050 (Zemní práce) tř. 2–3, příp. 5 (stavební suť). Podle ČSN 73 1001 tř. Y. Mocnost je 0,2 až 3,0 m.

Fluvialní sedimenty terasy Vltavy představují písky s příměsí jemnozrné zeminy tř. S3/S–F s valouny vel. 2–8 cm a hlouběji písčité šterky vel. 5–13 cm, při bázi i větší balvany, tř. G3–G2. Mocnost je do 6 m.

V provedených jádrových vrtech byla zastižena ustálená hladina podzemní vody cca 12 m pod povrchem terénu zaklesnutá v horninovém prostředí. Jedná se o podzemní vodu s puklinovou propustností. Hodnoty součinitele filtrace z poloh zvětralých břidlic se pohybují v řádu 10^{-5} až do 10^{-8} m.s⁻¹.

NAVRŽENÉ TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

S ohledem na relativně kvalitní horninové prostředí bylo pro ražbu strojovny navrženo horizontální členění výrubu na 4 úrovně:

- kalotu o výšce 7,5 m

- opěří č. 1 o výšce 3,35 m
- opěří č. 2 o výšce 3,15 m
- dno o výšce 3,9 m

Zajištění výrubu je navrženo pomocí primárního ostění ze stříkaného betonu třídy C 20/25 (s nárůstem pevnosti nejméně dle křivky J2), vyztuženého příhradovými rámy z betonářské oceli, svařovanými sítěmi a svorníky. Instalace vystrojení v kalotě a opěří probíhala takto:

- při prvním stříkání bylo provedeno cca 60 % celkové tl. primárního ostění (tzn. zastříkány první sítě)
- při stříkání dalšího záběru bylo v předmětném záběru prováděno osazování svorníků
- při stříkání dalšího záběru bylo primárního ostění v předmětném záběru dostříkáno na plnou tloušťku (třetí od čelby).

Ve dně bylo primární ostění instalováno najednou v plné tloušťce.

Kotvení horninového prostředí bylo prováděno hydraulickými svorníky Superswellex délky 8,0 m, vzájemná vzdálenost v příčném směru byla 2,5 m. Svorníky byly osazovány v každém záběru, šachovnicovitě.

Tab. 1 – Vystrojovací tabulka

Položka	Jednotka	Výměra
Šířka výrubu	[m]	19,8
Výška výrubu	[m]	17,855
Plocha teoretického výrubu	[m ²]	298,84
Tloušťka primárního ostění	[mm]	400
Délka záběru v kalotě	[m]	1,25 až 1,75
Délka záběru v opěří	[m]	2,5 až 3,25
Délka záběru ve dně	[m]	do 12
Počet svorníků dl. 8,0 m	[ks]	16

3 POSTUP RAŽEB

Práce plynule navázaly na ražbu objektu technologického centra č. 4 ražbou kaloty. Nejprve byla vyražena celá kalota, následně opěří a nakonec dno. Práce probíhaly od 11.2. do 4.8.2010, kalota byla vyražena za 64 dní, její relativně pomalý postup (průměrně 1,9 m/den) způsobovala zejména instalace ochranných deštníků. Po kompletním vyražení strojovny byly zahájeny práce na ražbách vzduchotechnických kanálů.

3.1 Poruchové pásmo v počátečním úseku

Již v koncovém úseku ražeb technologického centra č. 4 (TGC 4) bylo zastiženo výrazně tektonicky porušené pásmo. Téměř v celé ploše kaloty se vykytovaly extrémně tektonicky podrcené břidlice charakteru zeminy. Efektivní použití ochranných deštníků výrazně komplikovala ražba v levostranném oblouku o poloměru pouhých 8,72 m. Z výsledků ražeb TGC 4, strojovny a obou hlavních tunelů byl následně určen průběh tohoto pásma (viz obr. 1), které bohužel nebylo v rámci podrobného inženýrsko-geologického průzkumu odhaleno.

Je 11.2.2010, v odpoledních hodinách byl proveden první záběr kaloty strojovny. V předchozím úseku zastižená porucha pokračuje, i když dochází k jejímu zmenšování (postupně „odchází“ mimo profil výrubu). Blíží se k půlnoci, začínají práce na 2. záběru. V pravé části vrcholu výrubu vzniká nadvým, který se postupně zvětšuje, nepomáhá ani v předchozích záběrech instalovaný ochranný deštník. Raziči se jej snaží co nejrychleji zmocit, neúnavně jej vyplňují stříkaným betonem. Přijíždí již třetí mix a úspěšnost není velká, další vrstva „horniny“ se pod tíhou stříkaného betonu odlupuje a s ní i provedená vrstva betonu. Každému se před očima vybavují vzpomínky staré jen něco málo přes rok, kdy podobným způsobem vznikly 2 mimořádné události ve Stromovce. Začíná pomalu svítat, obyvatelé v objektech nad tunelem ještě poklidně spí, když se situace začíná zlepšovat. K dalšímu zvětšování nadvýmů již nedochází a pomalu mizí za množstvím betonové zátky. Takovou

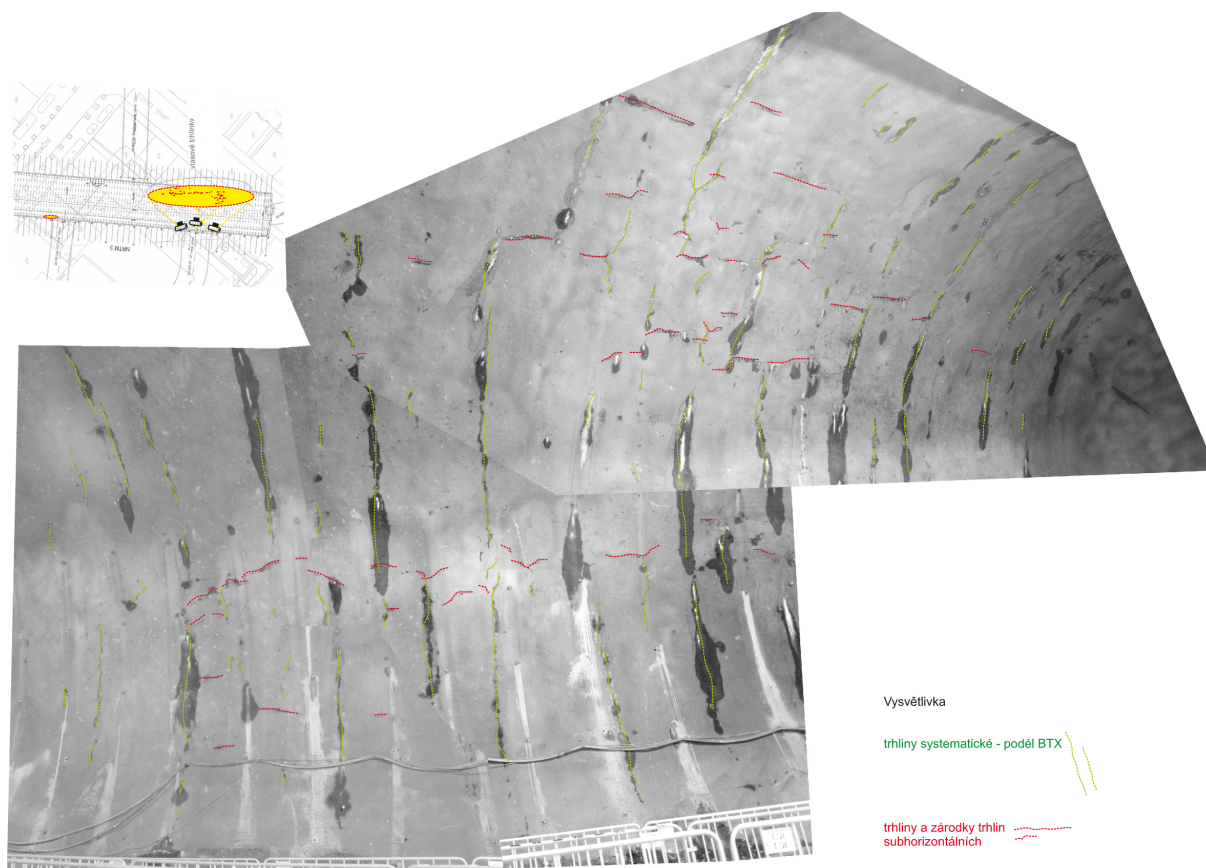
noční směnu si nikdo z razičů nepředstavoval. Ani pro projektanta a vedení stavby nebyla tato noc klidná. Byli v Ostravě na konferenci, tedy bez minimální možnosti do sanačních prací jakkoli zasáhnout. V dalších záběrech se již tento scénář neopakoval, vedl však k rozhodnutí, že z bezpečnostních důvodů byl celý zbývající úsek kaloty strojovny realizován pod ochrannými deštníky ze svorníků R51L. Komplikace spojené se zastiženou tektonickou poruchou však ještě nekončily. Po vyražení cca 15 m kaloty byly v primárním ostění v místě oblouku před strojovnou objeveny svislé trhliny o šířce až cca 13 mm a délkách v řádu několika decimetrů. Okamžitě byly osazeny posuvnými měřidly, doplněny konvergenční body a zahájeno jejich sledování v intervalu cca 12 hodin. Informace o jejich dalším rozvoji vedly k rychlému rozhodnutí o provedení dodatečného kotvení. Dle možností zhotovitele byly instalovány svorníky IBO 32 mm délky 20 m tak, aby zasahovaly mimo poruchové pásmo a došlo tak ke zpevnění okolní horniny celého „pilíře“. Po instalaci svorníků došlo k poměrně rychlému ustálení vodorovných deformací na konečné velikosti až 32,3 mm. K dalšímu významnému nárůstu nedošlo ani při následné ražbě opěří a dna. Problém však nastal při provádění vodotěsných izolací. Navržený prostor pro deformace a tolerance počítal pouze s 50 mm, se zbývajících 37 mm muselo být nějak vypořádáno. S ohledem na bezpečnost a minimalizaci možných komplikací bylo nakonec rozhodnuto o zmenšení tloušťky definitivního ostění za cenu jeho většího vyztužení. Velká debata vznikla ohledně nutnosti odstranění hlav některých dodatečně instalovaných svorníků. Je samozřejmě pravda, že zainjektovaný svorník funguje po celé své délce a jeho samotná „hlava“ (podložka + matka) není úplně podstatná. Ale co vliv tektonické poruchy? Jaký je její přesný rozsah a jak moc ovlivňuje soudržnost mezi svorníkem a okolní „horninou“? Nakonec bylo nezbytné pro realizaci spodní části definitivního ostění odstranit jen 3 svorníky, zbytek byl odstraněn až po dokončení definitivního ostění po úroveň mostovky. Jaký byl fyzický dopad těchto úprav není znám, protože předmětné konvergenční profily a posuvná měřidla byly odstraněny a překryty geotextilií a hydroizolací. Z této nepříjemné zkušenosti plyne jedno důležité poučení. Je mnohem výhodnější zrealizovat napojení kolmé (křížení) než plynulé o velmi malém oblouku (zde půdorysný poloměr vnitřního líce ostění pouhých 2,75 m), ale vysvětluje to tomu vzduchu, který má v daných prostorách následně proudit ☺.



Obr. 2 – Trhliny a dodatečné kotvení na přechodu TGC 4 - strojovna

3.2 Komplikace v křížení s ostatními vzduchotechnickými objekty

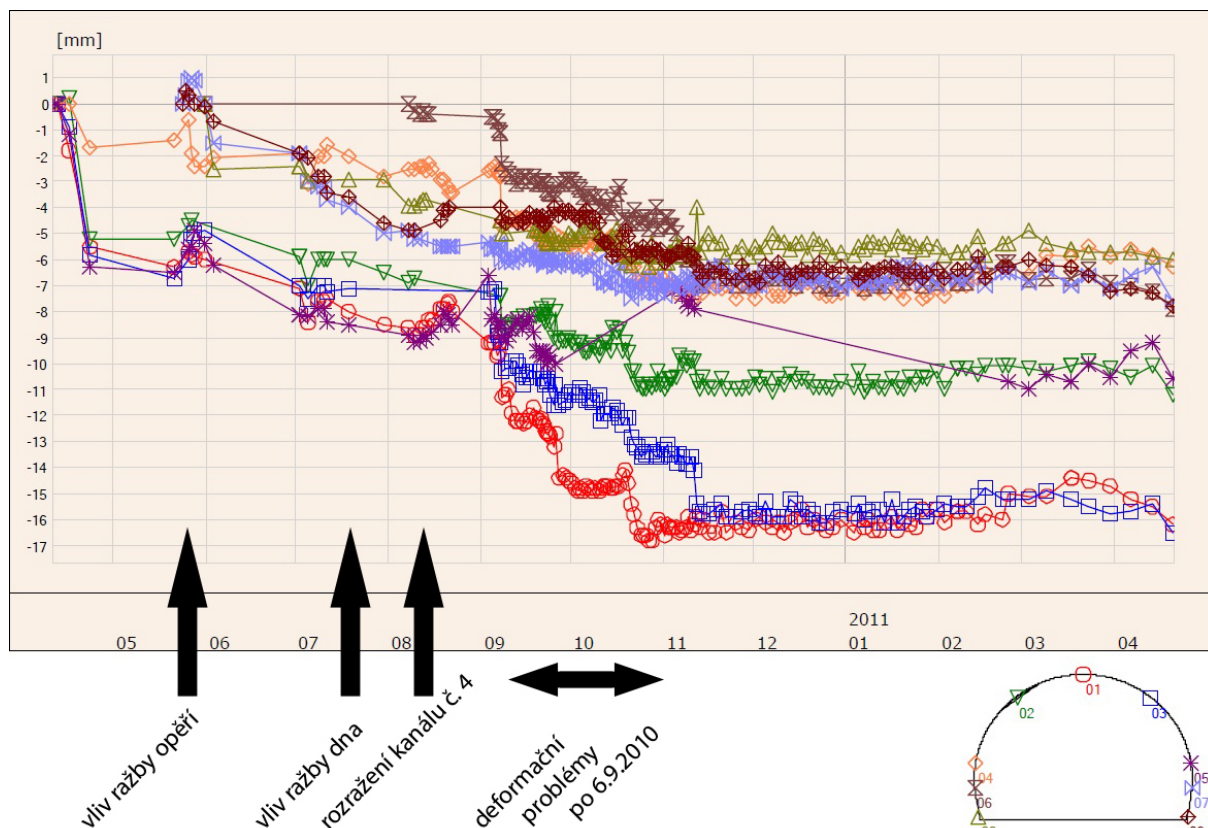
Jak již bylo uvedeno výše a je patrné z obr. 1, objekt strojovny se kříží se třemi vzduchotechnickými kanály o velikosti výrubu 100 až 120 m². S ohledem na bezpečnost ražeb bylo rozhodnuto, že rozražení těchto objektů je možné až po vyražení celé strojovny a uzavření jejího profilu v celé délce. Při ražbě samotné byly nad budoucími kříženími instalovány skryté průvlaky. Do jednotlivých záběrů bylo vkládáno 8 ks profilů 25 mm. Jejich přesah v podélném směru byl dle možností ponechaného nevystrojeného výrubu a pohyboval se do 0,5 m. Úkolem těchto průvlaků byla redistribuce části vnitřních sil vzniklých po narušení kontinuity primárního ostění strojovny. V úsecích strojovny, těsně navazujících na křížení, byly do jednoho záběru osazovány 2 výztužné rámy, aby se primární ostění lépe vypořádalo s působícími koncentracemi napětí. Nad budoucími profily vzduchotechnických kanálů byly z prostoru strojovny instalovány ochranné deštníky ze svorníků IBO R51 a délky 12 m. Jejich úkolem bylo minimalizovat nebezpečí vzniku nadvýlomu, který by mohl ještě více zkomplikovat napjatostní stav v místě křížení.



Obr. 3 – Ochranný deštník nad profilem kanálu č. 4

Pro instalaci deštníků bylo nezbytné před kříženími nasypat rampy, které byly následně využity i pro ražbu kalot. Jako první byly raženy kanály č. 7 a 8, propojující strojovnu s šachtami a výdechovým objektem. Primárním úkolem bylo mít v místě křížení co nejdříve uzavřené profily kanálů. Z tohoto důvodu byly nejprve vyraženy kaloty do vzdálenosti 20 m od strojovny a následně byl ve 12 metrech uzavřen celý profil. Vliv těchto rozrážek na deformace primárního ostění strojovny nebyl nijak významný (celkem do cca 5 mm).

Dne 10.9.2010 v rámci prohlídky stavby před kontrolním dnem monitoringu (RAMO), bylo zjištěno porušení primárního ostění strojovny přímo naproti křížení s kanálem č. 7 směřujícím ke vzduchotechnické šachtě. Ihned byl stav porušení zdokumentován a provedeno ověření hloubky. Bylo zjištěno, že se pohybuje „pouze“ v prvních centimetrech, i tak se jednalo o velmi nepříjemný stav. Pro jistotu bylo v tomto úseku provedeno dodatečné dokotvení svorníky IBO 32 délky 12 m. Porovnání s původním stavem o 1 a 2 týdny později ukázalo, že již nedochází k dalšímu rozvoji poruch a celý systém je stabilizovaný.



Obr.4 – Dokumentace trhlin naproti kanálu č.7

3.3 Porovnání výsledků geotechnického monitoringu

Pro návrh vystrojení strojovny byl přibližně v polovině délky proveden numerický model, s následující predikcí deformací:

- povrch terénu do 38 mm
- primární ostění do 47 mm (ve svislém i vodorovném směru)

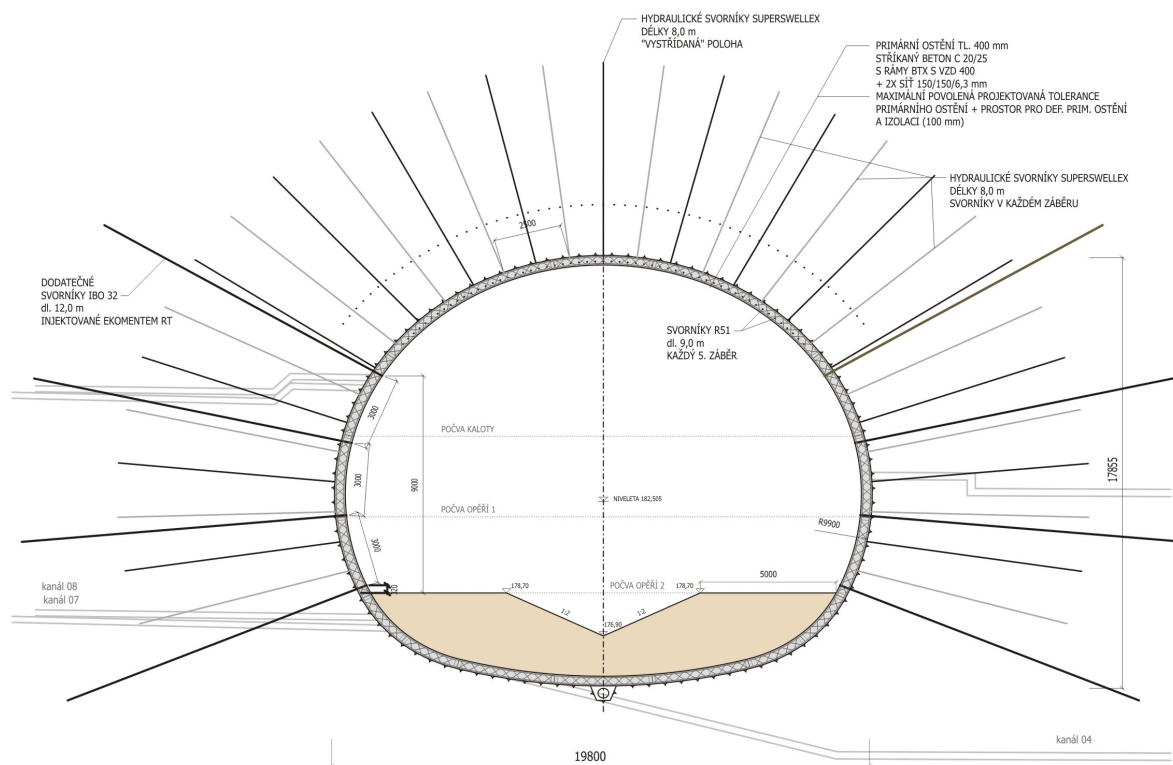
Skutečné velikosti deformací povrchu terénu byly maximálně 11 mm (3,5 x méně než bylo předpokládáno), deformace primárního ostění v jednotlivých konvergenčních profilech jsou patrné z následující tabulky.

Tab. 2 – Maximální dosažené deformace primárního ostění

č. profilu	Svislá deformace	Vodorovná deformace	Poloha
Profil č. 23	18	12	osa kanálu č. 8
Profil č. 24	22	15	vedle kanálu č. 4
Profil č. 25	15	15	osa kanálu č. 4
Profil č. 26	17	13	vedle kanálu č. 4
Profil č. 27	18	16	osa kanálu č. 7
Profil č. 28	15	15	před koncem strojovny
Průměr	17,5	14,3	–

Výsledné deformace byly tedy téměř 3x menší než očekávané. Rozdíl byl způsoben pesimistickými parametry horninového prostředí uvažovanými (i pro mezní stav použitelnosti) ve statickém výpočtu a nezavedením poměrně intenzivního radiálního kotvení.

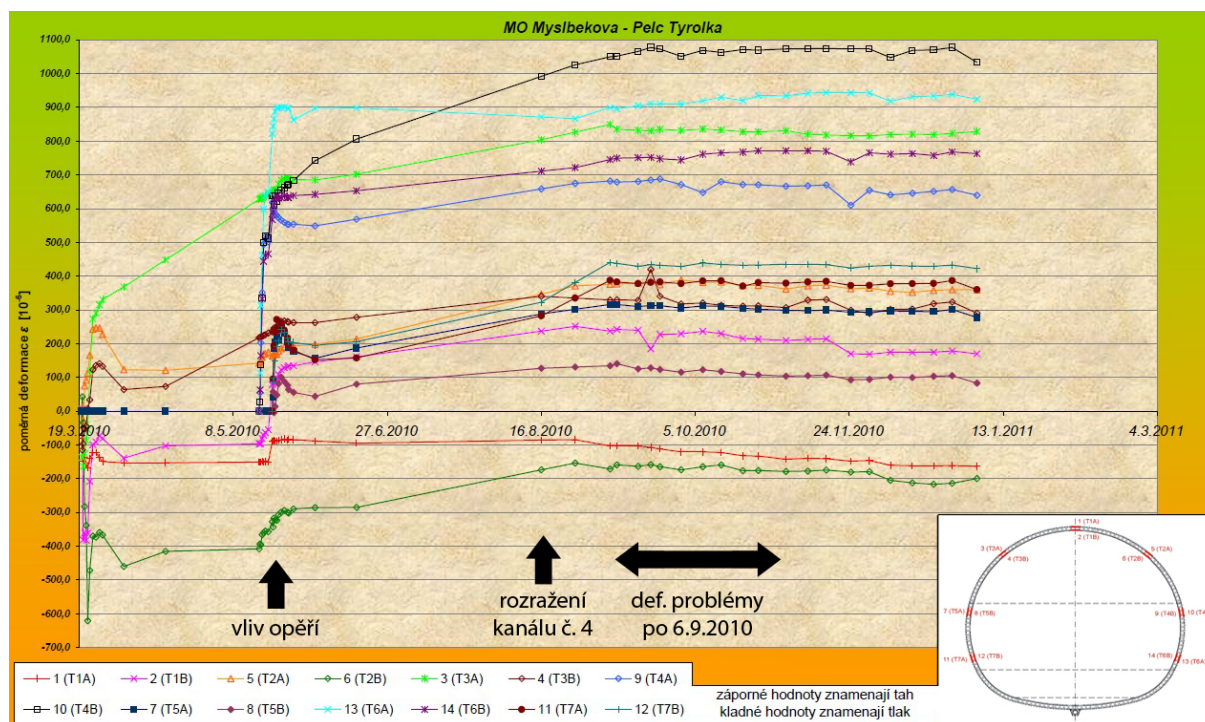
V poklesové kotlině se nacházelo celkem 34 objektů nadzemní zástavby (28 x přímo ovlivněné, 6 x ovlivněné). V žádném z nich nedošlo k významnému rozvoji již existujících trhlin.



Obr. 5 – Průběh svislých deformací na konvergenčním profilu č. 26

Z výše uvedených výsledků se zdá, že průběh ražeb probíhal bez větších problémů, skutečnost je však jiná. Dne 6.9.2010 byl na 4 konvergenčních bodech profilu č. 26 zaznamenán skokový nárůst deformací až o 5 mm ve svislém i vodorovném směru. Profil kanálu č. 4 byl již uzavřen do vzdálenosti cca 50 m od strojovny. S ohledem na výše uvedené bylo rozhodnuto o provedení dodatečného kotvení profilu strojovny v rozsahu křížení se všemi kanály (+6 m na každou stranu) a to svorníky IBO 32 délky 12 m. Dle technologických možností zhotovitele bylo v každém záběru osazeno celkem 8 svorníků, viz obr. č. 6.

Ustálení deformací se nedostavilo ihned (pro aktivaci svorníků musí nejprve dojít k deformaci), celkový nárůst deformací byl až 9 mm, viz obr. č. 5. Pro „klid“ všech účastníků výstavby zde velmi pozitivní roli sehrálo měření namáhání primárního ostění. V místě křížení s kanálem č. 4 bylo osazeno několik dvojic tenzometrů, které neindikovaly žádné zásadní změny v namáhání ostění, viz obr. č. 7.



Obr. 6 – Příčný řez profilem strojovny s dodatečným kotvením

Realizace doplňujících opatření v profilu o výšce 18 m a šířce 20 m je velmi obtížná. Běžná stavební mechanizace pro realizaci radiálních svorníků dosáhne cca do 9,0 m. Výšková úprava pracovní úrovně (násyp) vyžaduje přemístění mnoha set m³ materiálu což je z časového hlediska velkou komplikací. Z bezpečnostních důvodů byl připraven i havarijný plán pro evakuaci osob, úprav na inženýrských sítích (zejména plynovody) v zóně potenciálně dotčené deformačními komplikacemi objektu strojovny.



Obr. 7 – Vývoj namáhání ostění vedle křížení s kanálem č. 4

4 ZÁVĚR

Vyražením objektu strojovny vzduchotechniky vzniklo velkoprostorové podzemní dílo impozantních rozměrů. Kromě samotné velikosti profilu výrubu, relativně malého skalního nadloží (menší než šířka výrubu) situaci komplikovalo i křížení se 3 vzduchotechnickými kanály. Úspěšná realizace tohoto objektu je jednoznačným důkazem vysoké vyspělosti českého tunelářství.

V současné době jsou již v objektu strojovny nainstalována veškerá technologická zařízení a provedeny jejich individuální zkoušky. V rámci probíhajících komplexních zkoušek byla potvrzena správnost navrženého systému větrání, z tohoto pohledu již nic nebrání uvedení tunelového komplexu Blanka do zkušebního provozu.



Obr. 8 – Porovnání prostoru strojovny po jejím vyražení a v definitivním stavu

LITERATURA/REFERENCES

- [1] Stavba č.0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka, realizační dokumentace ražeb vzduchotechnických objektů, Praha: SATRA, spol. s.r.o. 2009-2010
- [2] Stavba č.0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka, výsledky geotechnického monitoringu vzduchotechnických objektů, Praha: ARCADIS CZ a.s. 2009-2010
- [3] Stavba č.0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka, výsledky geotechnického monitoringu vzduchotechnických objektů, Praha: Inset s.r.o. 2009-2010
- [4] ALTMANN, J. Pasportizace trhlin v objektu strojovny vzduchotechniky. Praha: K+K průzkum, s.r.o. 2010

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., alexandr.butovic@satra.cz, SATRA, spol. s r.o.

Mimořádné události

20 KRÁLOVSKÁ OBORA TUNNEL – REASONS OF EMERGENCIES' OCCURRENCE AND THEIR LIQUIDATION METHODS

Dr. Alexandr Butovič, Satra spol. s r.o., Prague, Czech Republic, alexandr.butovic@satra.cz

Ing. Jan Kvaš, Metrostav, a.s., Prague, Czech Republic, kvas@metrostav.cz

Ing. Miroslav Padevět, Metrostav, a.s., Prague, Czech Republic, padevet@metrostav.cz

SUMMARY

Two emergencies occurred in the area of Královská Obora (Stromovka park) on 20.5.2008 and 12.10.2008; compared to other events, they caused a wide response in the Czech media. In both cases there were material damages but without injury and construction works were delayed resulting in the necessity to start driveages from the Letná portal. The contribution deals with a detailed analysis of both Emergencies causes, with the method of their liquidation and with their impact on the following technical solution and the underground works realization procedure in this part of Královská Obora tunnel. Considering the amount of information available and importance from the viewpoint of further procedure of the Královská Obora tunnel driveage, this contribution pays special attention to the second Emergency.

KEYWORDS

The Blanka tunnel, emergencies occurrence, NATM

1 GEOLOGICAL CONDITIONS

Information on the geological conditions was obtained on the basis of a detailed geotechnical investigation carried out, in particular, in the form of an exploratory gallery. The tunnel's route passes through a very variable rock environment with various grades of tectonic disturbance.

The surface deposit of the relevant area includes, primarily, Holocene and Pleistocene fluvial sediments, and partly embankments. In the Emergencies site the bedrock consists of Ordovician rocks. There are low-quality shale of the Dobrotivské strata series, with various degrees of weathering and tectonic disturbance. The following parameters were taken into account for the mathematical models:

Geological Layer		Parameter				
		γ [kg/m ³]	E_{def} [MPa]	ν [-]	c [MPa]	ϕ [deg]
Weathered Shale	RZL	2150	11	0,4	0,025	20
Soft Weathered Shale	NVT	2325	58	0,4	0,03	26
Sound Shale	ZDR A	2420	80	0,3	0,035	28
Sound Shale	ZDR B	2550	100	0,3	0,04	30
Sound Shale	ZDR C	2600	200	0,3	0,07	32
Sound Shale	ZDR D	2625	275	0,3	0,085	33
Sound Shale	ZDR E	2650	350	0,3	0,1	34

Fig. 1 – Characteristic Parameters of the Rock in Stromovka Park

A detailed description of the geotechnical condition is included in a separate contribution to the conference „Královská Obora Tunnel – redevelopment works plan, realization and inspection“.

The complicated geotechnical conditions are further worsened by the longitudinal routing of the tunnel, when, owing to the space possibilities on Letná (connection to surface roads) and maximum possible longitudinal inclination of the tunnel of 5,0 % the two-line tunnels are routed along the foot of the slope from Letná with minimum rock overburden (at the site of the Emergencies 6 – 7 m).

2 EMERGENCY FROM 20.5.2008

2.1 The Emergency occurrence

It is the middle of May 2008. Driveage of the northern tunnel tube top heading (STT) proceeds in the Dobrotivské shale and silty shale strata series in the 4th technologic class (TT) NATM. The rock overburden height reaches 8 m approximately, the total around 17 m. At loosening the rock crumbles in to very small fragments; when they come into contact with air and water, they degrade rapidly. The pull length does not exceed 1.5 m. After several more significant overbreaks it is decided to reclassify it to 5a TT, the pull length is reduced to 1 m, and to realize a stabilizing layer from shotcrete and forepoling. The tunnel driveage continues with the above measures without any further complications. The measures designed ensure safe driveage.

It is 20.5.2008, ca 5:00 a.m. One large rock block falls out at the rock mechanical loosening (for the first time since the Troja portal) and 2 m overbreak occurs. The falling block bends the rods and destroys the last constructed frame of the top heading lining. The drivers start stabilization immediately and fill the overbreak with shotcrete. Unfortunately, they do not succeed and the overbreak slowly increases as far as the bedrock surface. At this moment the waterlogged sediments penetrate the underground Work and a crater is formed at ca 6:30 a.m.; its final size (diameter) reaches almost 20 m. the reason of such a large crater formation is considerable waterlogging of the Quarternary sediments.



Fig. 2 – Global Layout

2.2 The Emergency liquidation

At leaving the workstation the drivers create a barrier from gravel rubble, fraction 32/63 mm in the distance of ca 40 m; its' purpose is to stop movement of the material in the tunnel. After several hours the "tongue" stops and a balanced condition is established, however, ca 27 l/s still flows into the underground tunnel (after purification, all water from the underground tunnel passes through an induction flowmeter). According to the survey, total volume of the material laid down in the tunnel is ca 1400 m³. An Emergency Committee is immediately established in compliance with mining regulations and begins to deal with the situation.

In the first step a concrete pump pumps a concrete mixture resistant against being spread by water into the crater. Filling of the crater bottom with concrete was successful, however, inflow into the tunnel did not change. Considering the insufficient information on the accident scope it is impossible to draw away the tongue.

In order to be able to start reconstruction works from the surface, a cage of reinforcement was manufactured, with bushings DN 120 mm and residual studs, lowered by crane to the created concrete floor and a reinforced concrete slab 1.4 m thick was concreted there. Works on inclined micropiles 114/10 mm start 24 hours after the concreting works completion; their purpose is to ensure the slab stability at any tongue movement in the crater and at potential occurrence of free space under the concrete slab. Works on chemical grouting start in parallel with the micropiles' realization. A double curtain consisting of holes with mutual distance of 750 mm that reach as far as the bedrock is drilled gradually along the crater perimeter. The drilling results are monitored carefully and the size and shape of the opening in the rock environment is specified continuously in a more detailed way. The grouting proper with the Carbopur WF material lasts approximately 3 days. Nevertheless, inflow into the underground work does not substantially alter. The inflow is reduced rapidly only with the last ca 3 holes to approximately 1 l/s.

The necessary spontaneous drainage of material in the tunnel occurs after another 247 hours and it is possible to commence with its drawing. All the 40 meters are divided into several stages, the

last one ends ca 10 m before the Emergency occurrence site where a protective umbrella is to be realized. The drawing proceeds well, however, just before completion of this works stage the balanced condition is disturbed and a part of the tongue shifts. In itself it would have not been a problem, if the inflow into the underground work had not have increased simultaneously to ca 16 l/s.

After having taken into account all possibilities it was decided to create safety curtains and improve the material as far as the concrete plug by jet grouting. A reinforced inclined slab is shot underground on the tongue surface; it is anchored into the primary lining of the tunnel by roxors with 32 mm diameter and in the lower 2/3 is weighted down by gravel rubble. Subsequently, works on jet grouting start on the surface; they are complicated significantly by the steel reinforcement in the slab (all protective pipes were used for the micropiles). All holes through the slab must be pre-drilled by special drilling tools and this extends the realization time. The created reinforced concrete plug in the underground is checked visually and geodetically. The pressure values and works on the jet grouting are directed according to its behaviour. Pressure grouting proceeds simultaneously with jet grouting of the rock environment in those locations where significantly worsened conditions were predicted by dynamic penetrations and core pre-drillings realized in the crater surroundings after the Emergency. After their completion a protective umbrella from steel tubes with a 114/6.3 mm diameter and as much as 20 m long is constructed above the plug; mutual distance of the holes is 400 mm (it is again necessary to realize pre-drilling through the existing lining of the tunnel). After the protective umbrella completion ca 5 m of the tongue is drawn away in halves and a 2nd protective umbrella with the same parameters is realized. After its completion the remaining part of the tongue is drawn away. The Emergency liquidation proceeded from 20.5.2010 to 28.6.2010. There was no injury to persons neither at the Emergency nor underground or on the surface. During the Kladno Regional Mining Administration investigation no fault was found with any of the construction participants.

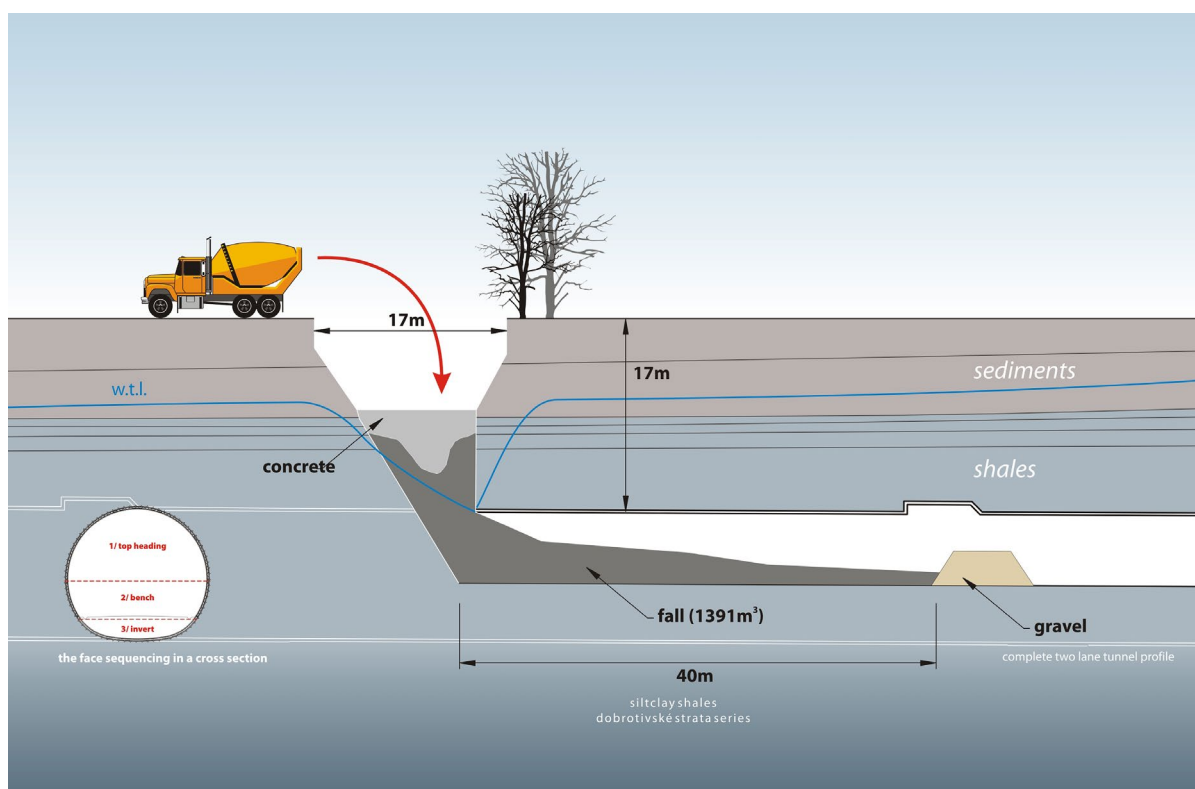


Fig. 3 – Longitudinal section at the Emergency Place

3 EMERGENCY FROM 12.10.2008

3.1 Modification of the driveages technical solution

As a consequence of the Emergency from 20.5.2008, revision B of the construction realization documentation (CRD) was issued; it modified the technical design of the two-line tunnels in the STT chainage km 6,830 to km 6,081.723 and the JTT km 6,850 to km 6,109.67. Compared to the original documentation (revision A), in particular the following modifications were implemented:

- 1) STT driveage in the chainage km 5,999.43 to 5,820 and JTT in the chainage km 6,031.631 to 5,850 will be realized in 5a, the modified technological class NRTM with vertical segmentation of the heading stope (to 2 stage)
- 2) Protective umbrellas from micropiles 114/10 mm are in the chainage STT km 5,999.43 to 5,820 and JTT 6,031.631 to 5,850 are replaced by protective umbrellas from self-screwing grouting rods R51L, or SPINMAX 32, realized in every third pull
- 3) STT driveage in the chainage km 5,999.43 to 5,820 and JTT in the chainage km 6,031.631 to 5,850 will be realized regardless of the actual specified technological class NRTM with new elements of the stope equipment.
- 4) JTT heading driveage in the chainage km 6,059.46 – 6,031.631 (future safety filling) has been designed, so far, only in the profile for the two-line tunnel with vertical segmentation of the heading stope to 2 mutually linked stages
- 5) Consolidation of quarternary sediments above the JTT heading in the section km 6,063 – 6,035 by jet grouting, realized from the terrain surface
- 6) Quarternary sediments solidification by jet grouting at the VZT profiles' location in the STT, km 5,935.376, or JTT km 5,966.125
- 7) Addition of 4 x 28 pieces of steel micropiles 114/10 mm, 14.0 m long from the terrain surface at the VZT profiles location in STT km 5,935.376, or JTT km 5,966.125
- 8) Evaluation and modification of the in advance realized additional measures according to the reality (according to the data of the Zakládání staveb, a.s., approved by Client)
- 9) Planning of the additional geotechnical investigation for the section between the existing position of both tunnels headings faces and foot of the slope from Letná
- 10) Additional fencing on the terrain surface to ensure safety of person
- 11) s on the surface for the heading driveage and the bench of both tunnel tubes

According to this CRD with modifications on the Monitoring inspection day (MID) and records into the site diary (SD), driveage of the entire relevant section proceeded without any serious complications.

3.2 Evaluation of geotechnical conditions and of the monitoring results prior to destruction of the heading No. 3 of the Emergency filling

3.2.1 GEOLOGICAL CONDITIONS

Driveages of top headings No. 1 and No. 2 in the section of the STT Emergency filling proceeded in the environment of the Dobrotivské strata series shale with the rock overburden of 6.0 m approximately. Saturated fluvial sediments of the Vltava terrace and Holocene sediments with the total thickness of ca 9.0 m are located above the bedrock surface.

Tectonically disturbed zone was found in the chainage km 6,047.92 – 6,023.22 in compliance with the results of the detailed geotechnical investigation (DGI); the rock has the character of clay there.

3.2.2 OVERBREAKS

Evaluation of overbreaks at driveage of headings No. 1 and No. 2 in the STT from the first Emergency in the chainage STT km 6,125 to the end of the Emergency filling is shown below:

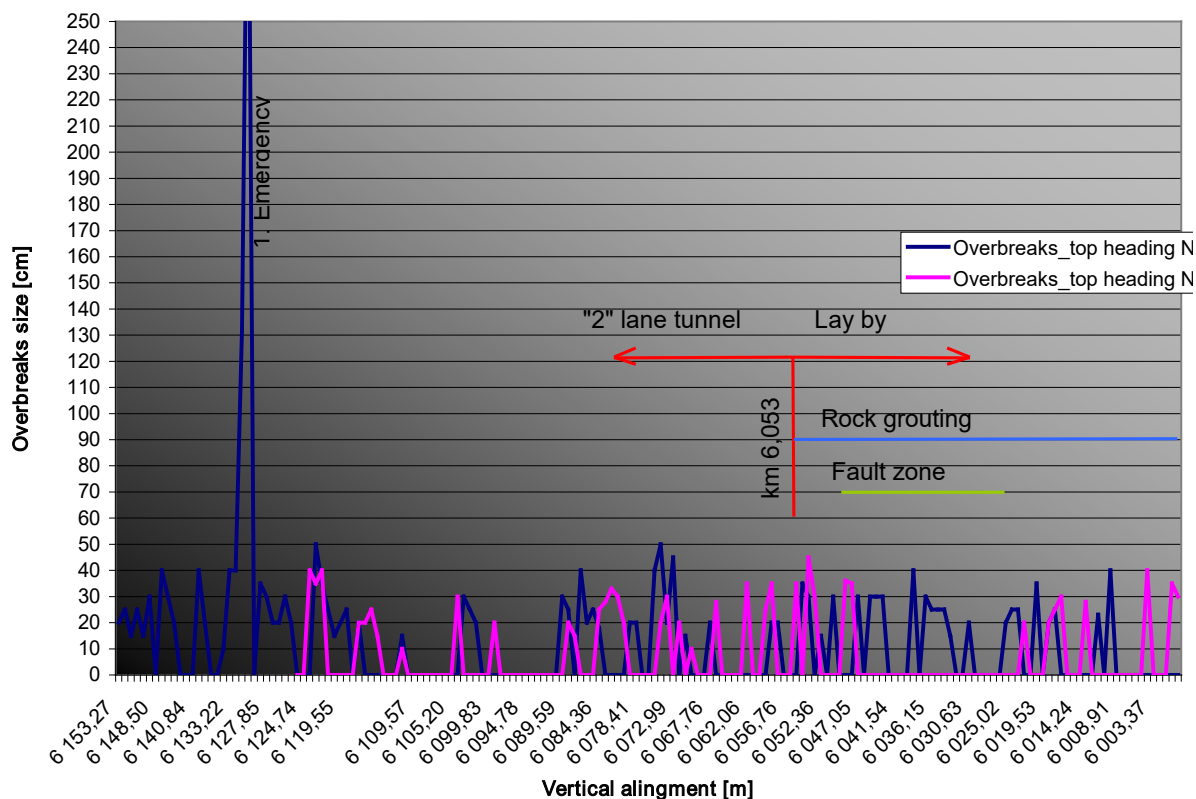


Fig. 4 – Overbreaks values Graph

This evaluation shows that regarding the overbreaks the Emergency fillings section differs from the preceding sections. Average value of the overbreak size in the heading No. 1 was **10 cm** and in case of the heading No. 2 – **5 cm**.

Maximum overbreak in the lay-by section was **45 cm**. It was reached in case of driveage of the top heading No. 2 in the location of the two-line tunnel transit to the Lay by under the situation when driveage of the top heading No. 2 was realized for 2 pulls simultaneously, in compliance with the record in the Site Diary.

From the viewpoint of overbreaks the most favourable conditions in the STT lay-by section were in the tectonically disturbed zone. No overbreak was found in the section at the No. 2 top heading driveage! Most probably it was the longest section without any overbreak from the entire driven tunnel so far. In case of the top heading No. 2 this fact is even more important because it is very similar to the top heading No. 3 – driveage in the stope top.

At the No. 2 heading driveage the same solution was applied successfully at the place of the two-line tunnel transition into the Emergency filling profile (both in the STT and JTT) as in case of breaking the No. 3 heading profile; the stope was realized with 2 pulls in parallel and the primary shotcrete lining was installed only subsequently.

The length of the unequipped stope in the 5am, technologic class NTRM, was 1.5 m. Therefore, in reality the unequipped stope length at the No. 3 heading breaking was 1.75 m. That means that compared to the standard pull the real difference was 25 cm only.

Overbreaks in the section investigated reached such values that are quite normal for NATM driveage in the relevant geological conditions, however, in no case were any negative effects of the tectonically disturbed zone registered! The real length of the unequipped stope at the No. 4 top heading breaking was only 25 cm longer than in case of a standard pull at a tunnel realization!

3.2.3 UNDERGROUND WATER INFLOW

Underground water inflows were registered at the tunnel driveage in every stope. The underground water inflows evaluation in individual faces is shown on the below graph:

This evaluation shows that while in the section preceding the safety filling with in advance realized pressure grouting the inflows reached a standard **0.2 l/s approximately**, in the **lay-by section they were zero or, as a maximum, they reached 0,01 l/s**, even in case of the tectonically disturbed zone.

These results that were available before breakage to the top heading No. 3 have confirmed clearly that in case of the STT the pressure grouting has its purpose. All the discontinuities were filled with the cement mixture which provided the required sealing and improved the rock massif as a whole.

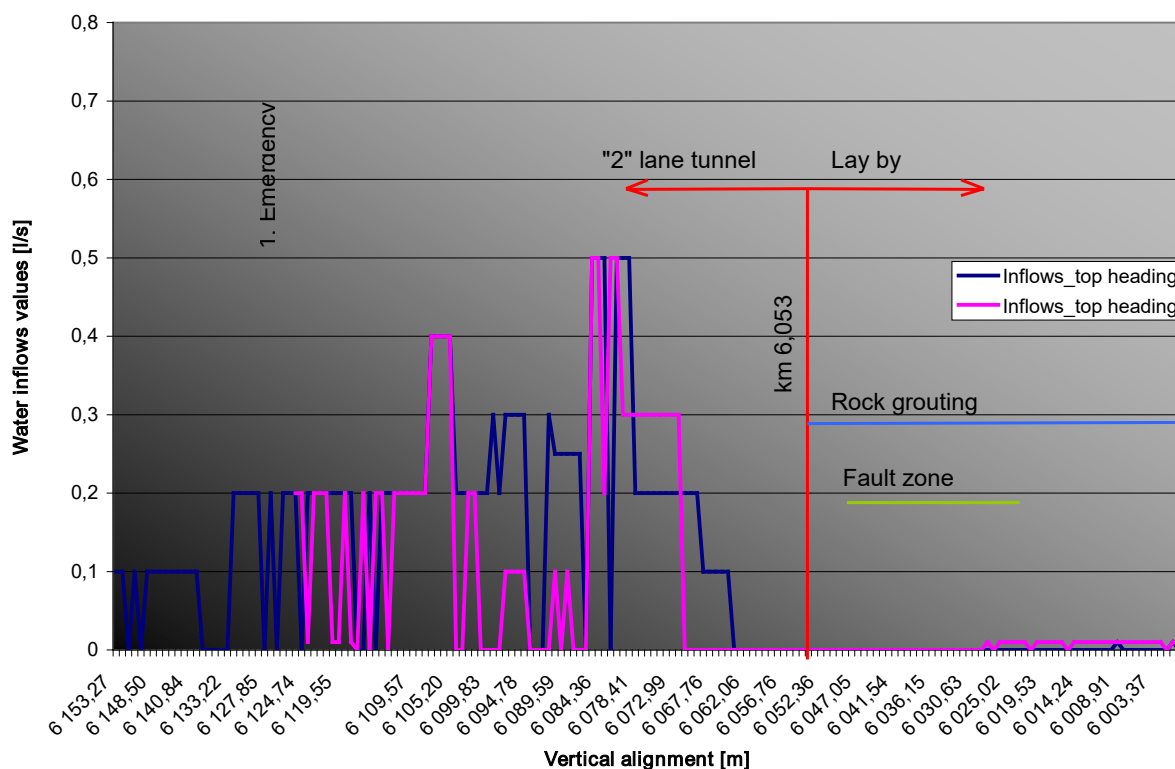


Fig. 5 – Water Inflows Value Graph

3.2.4 DEFORMING EFFECTS OF THE DRIVEAGES

From the deformation viewpoint driveage in this part of the tunnel was only slightly evident. Evaluation of the primary lining deformations size can be seen on the following graph:

This evaluation shows that as of 9.10.2008 the average value of deformations in the vertical and horizontal directions is 7 mm. Maximum values were found ca 6.5 m from the place of the No. 3 Emergency filling heading breaking and they reached 14 mm in the vertical and 12 mm in the horizontal direction. Even these maximum figures in maximum values are very low and they are well below the set warning values. Results of the extensometer No. 28 located ca in the middle of the lay-by have confirmed maximum deformation of the rock to be 15 mm.

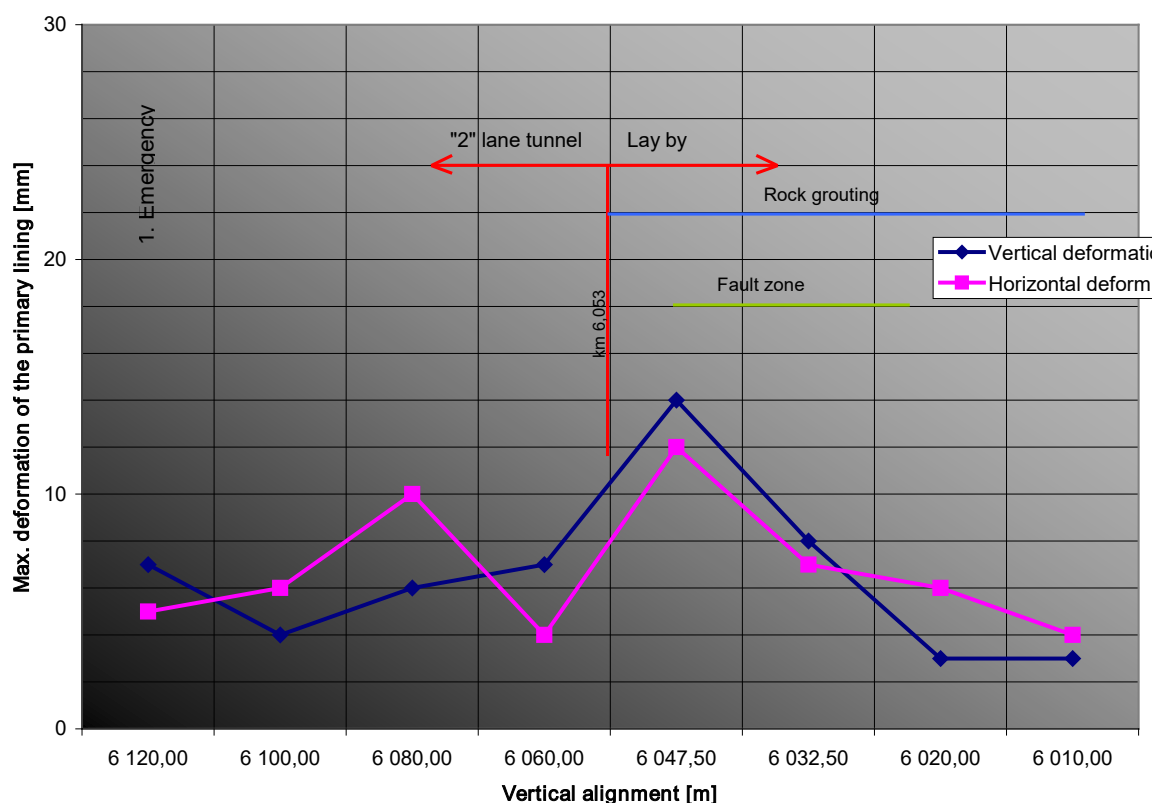


Fig. 6 – Primary Lining Deformation Values Graph

3.2.5 SUMMARY OF THE CONDITIONS EVALUATION BEFORE BREAKING

Results of the monitored values can be summarized in a simplified way as follows:

- 1) The tectonically disturbed zone is located outside the place of breaking lay-by No. 3 top heading profile
- 2) Overbreaks occurred in the relevant section that are quite common at NATM in similar conditions
- 3) At the No. 2 top heading driveage no overbreaks were found in passage through the tectonically disturbed zone
- 4) Before the No. 3 top heading breaking, tunnel driveages with two parallel pulls were already 2x successfully realized during transition from a two-line profile tunnel to an lay-by (both in the JTT and STT)
- 5) No underground water inflows were found in the relevant section
- 6) Positive effect of the rock grouting was confirmed at the driveage
- 7) Absolute values of the primary lining deformation sizes were well below the warning values

Based on the above data available at the time of decision-making about the technical solution of breaking the lay-by No. 3 top heading, the designer and the contractor justifiably considered the solution selected to be **safe**.

3.3 Extension to the lay-by

Based on careful evaluation of the geotechnical conditions found, additional technical measures have been planned and realized and a breaking method has been designed:

- 1) The rock environment in the depth of 3.0 m behind the stope face (from the top heading foot wall towards the vault top) is upgraded by rock grouting in advance, before the driveage

- 2) Two-line tunnel heading driveage in the length of four pulls 1.0 m long, on the side of extension to the lay-by with the stope securing only by shotcrete C 20/25, th. 50 mm, with welded mesh 150x150x6.3 mm and three hydraulic bolts Wibolt exp 120, 4.0 m long in every pull
- 3) After a heading driveage in the length of 4 meters, extension to the lay-by profile will be realized in the length of 2.0 m, including the relevant stope securing (breaking to the side)
- 4) On the top heading level extension to the lay-by profile in the remaining 2 meters, including the stope securing; this will complete the perpendicular extension from the two-line tunnel to the Lay by profile in the required chainage

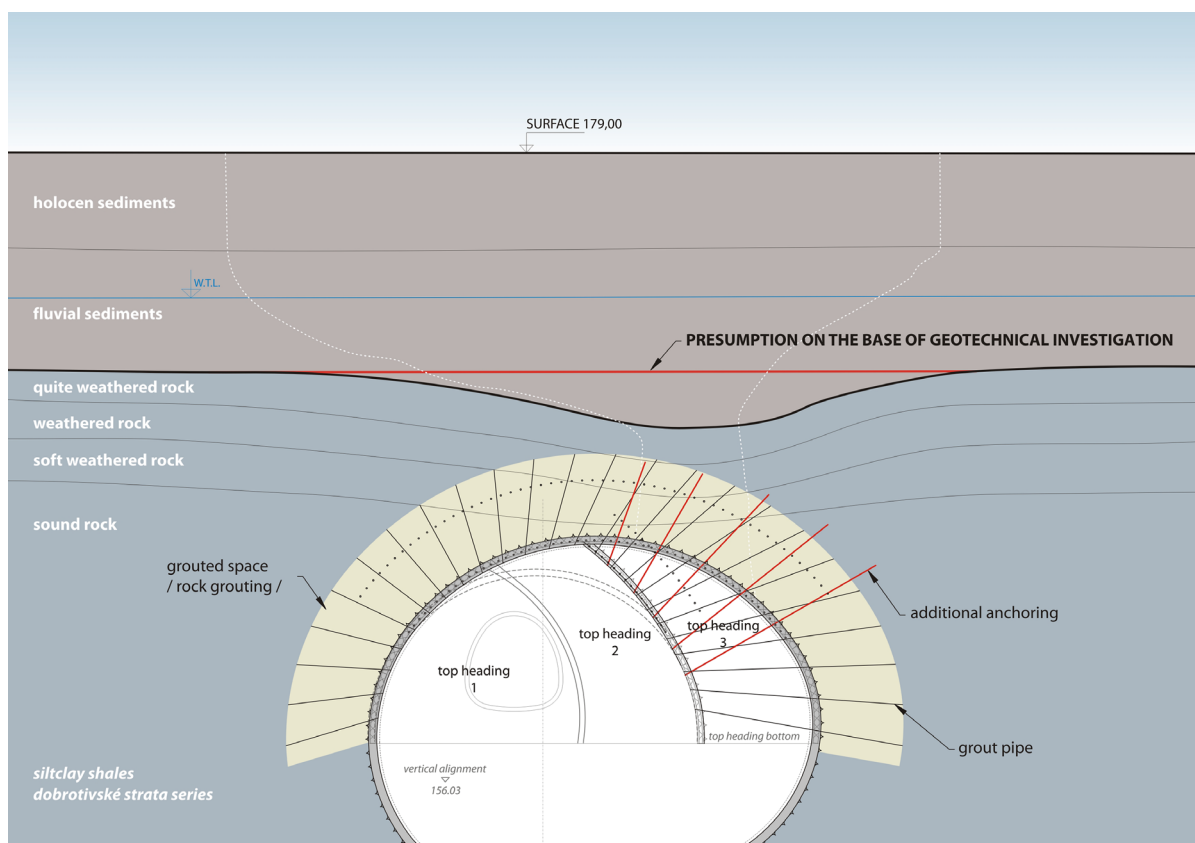


Fig. 7 Cross section in the Emergency place

3.4 The Emergency ccurrence

Sunday, October 12th, 2008, ca 6:00 a.m. The day shift starts working and completes the work on the hole in the tunnel primary lining. The works are completed by ca 6:30 a.m. and gradual breakage of the rock starts in the width of ca 2 m to the lay-by tunnel profile. The works end at ca 9:00 a.m. After survey it is necessary to enlarge a part of the stope by the rock dredger so that it would be possible to install the entire reinforcing frame. After several "digs" the initial overbreak occurs, the size of which is ca 1 m (ca 9:10 a.m.).

The drivers start immediately to fill the overbreak with shotcrete. In spite of all the effort, the in advance realized pressure grouting and the protective umbrella from the preceding stage, the overbreak continues to increase. At 9.45 a.m. the overbreak increase starts to accelerate and at 10.02 a.m. the overburden Quarternary sediments begin to penetrate the stope. The drivers leave the worksite. At ca 10.15 a.m. the overbreak propagates to the terrain surface and a crater is formed; its size is ca 30 m. However, the contractor's workers are here even before this moment and secure the surface area.



Fig. 8 Photo from the Emergency site

3.5 The Emergency liquidation

The Emergency Committee meets shortly after midday. When looking from the top, the hole in the rock environment is well visible; its ground plan dimensions do not exceed 2×2 m. Representatives of the concerned organizations, of the City and of media meet at the Emergency site. At first the underground water inflow into the tunnel reaches an unbelievable **100 l/s**. After having considered all the possibilities it is decided to put straw bales into the hole in the rock environment and pour concrete over and through them – in order to create a plug under which it would be possible to manage the caving fall. However, before they manage to find and bring the straw bales, the crater widens and the hole in the rock environment disappears under a large amount of soil. The proposed method of the Emergency liquidation within several hours cannot be realized and they begin concreting the crater bottom with concrete and admixtures to prevent spreading starting. It also reduces the water inflow into the tunnel. The decision as to what should be the amount of concrete to be installed in the crater becomes a problem. In the first step the maximum amount of 24 m^3 is permitted; it must be followed by a technologic break. The issue is to prevent the balanced situation disturbance and concrete inflow underground. Using this gradual method, a total amount of 200 m^3 of concrete is located there in the end. It creates a working platform required for the following work. Unfortunately, owing to the secondary crumbling of the crater walls and the rock environment overlying the concrete plug does not sit on the rock environment and it is impossible to guarantee fully that at the tongue removal the crater would not be enlarged, etc.

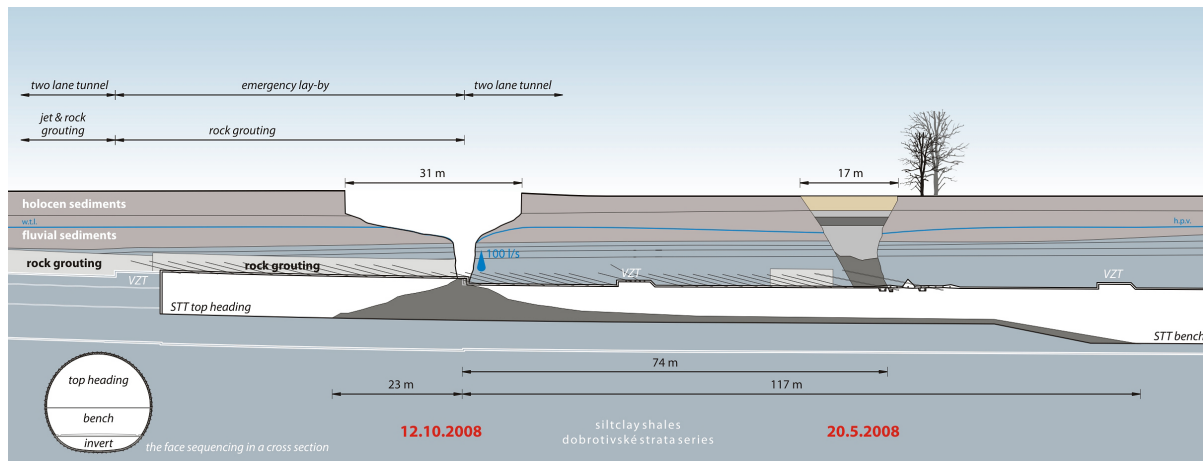


Fig. 9 Longitudinal section

For this reason it is decided to apply chemical grouting along the hole in the rock environment. An approach ramp is realized 24 hours after the concreting completion and drilling works start on a triple curtain from chemical groutings; mutual distance of the holes is 750 mm. Information on the rock environment position are evaluated carefully during their realization. Perforated PVC tubes with a 32 mm diameter with sleeves every 330 mm are installed in the holes. After the cement filling begins the Webac material grouting. The issue of the necessity to realize all the three rows of holes is discussed. Considering certainty, all holes are realized in the end. According to the experience from the preceding Emergency, no iron is in the concrete plug, therefore the works proceed according to the planned time schedule. After the completion of chemical grouting the underground water inflow into the Work is reduced to less than 1 l/s and liquidation of the tongue from underground can begin.

Since the Quarternary overburden is higher, as much as ca 2700 m^3 of material penetrated into the underground and regarding the top heading position and bench this material reaches as far as 117 m from the Emergency location.

Removal has been planned in six stages.

Stage No. 1

Material from the heading foot wall to the STT km 6,086.50 heading (33.5 m from the Emergency occurrence) was removed in the first stage of the tongue liquidation in the underground work area. Removal was realized mechanically in the entire heading foot wall width, without any additional technical measures.

Permanent continuous supervision that monitored the tongue was ensured during the removal works. In case its movement would have been detected, its foot would have been stabilized by a gravel barrier; after an agreement with the designer, further procedure was specified.

Stage No. 2

Further removal of the tongue material from the STT top heading km 6,086.50 – 6,066.50 in the length of 20 m was realized mechanically so that a continuous inclination of 1:1 was maintained continuously. It was expected that at the very moment when the tongue foot will be in the STT km 6,066.50 chainage, its remaining parts towards the Emergency site will shape itself into the inclination of ca 1:2 – assumption fulfilled. All convergence profiles No. 56–62 were measured again after works completion in this stage, including the two inserted ones located in the Emergency site close vicinity – without any significant deformations growth.

Stage No. 3

In stage No. 3 the tongue material was removed gradually to the distance of ca 6,0 m from the Emergency site; this shaped its inclination to ca 1:1 or, potentially, to slight reduction of the tongue top. Then its removal continued in the left part of the heading foot wall so that the excavator could access the Emergency site. All convergence profiles No. 56–62 were measured again after works

completion in this stage, including the two inserted ones that are located in the Emergency site close vicinity, without any significant deformations growth.

Stage No. 4

In the next step the tongue top was removed mechanically to the level of 162.75 m a.s.l. so that the damaged footings could be repaired and the top element of the reinforcing frame and this part of the primary lining could be reinstalled. The convergence profiles were measured again and again without any growth of significant deformations.

Stage No. 5

In the next step the tongue top was removed mechanically to the level of 160.26 m a.s.l. so that the next element of the reinforcing frame and this part of the primary lining could be reinstalled. The convergence profiles were measured repeatedly without any significant growth of deformations.

Stage No. 6

In the next step the tongue mechanical removal was completed to the heading foot wall so that the primary lining repair (completion) could be finalized. The convergence profiles were measured again and again without any significant deformations growth.

This way the second Emergency liquidation was completed. The Emergency Committee finishes its work on 20.11.2008 and works on additional modifications of the driveages realization documentation start with further increases in safety. After the Kladno Regional Mining Administration and the ČR Police (the City Mayor and the Arnika Association filed a complaint against an unknown malefactor for public threat) no fault was found with the construction participants that would be connected with the Emergency occurrence reasons.

3.6 Analysis of the Emergency occurrence causes

3.6.1 SUMMARY OF THE EMERGENCY CAUSES

First of all, the relevant part of the top heading No. 2 primary lining was removed when breaking the No. 3 heading; consequently, the heading driveage was started in the rock environment. The initial overbreak occurred after completion of the stope by continuous installation of a stabilizing shotcrete layer, at the stope cleaning to allow the reinforcing frame seating.

The stope realized till this time did not show any evidence of instability!

This overbreak was repaired; however, a chimney-like raise occurred towards the terrain surface by additional external influences effect that are described below. At the rock overburden passage the chimney had quite a narrow diameter of ca 2m. It widened into a funnel shape in the gravel overburden; the slope's inclination gradually approached the angle of internal friction of the soils present. Gradual reduction of the funnel slopes inclination and its widening to the diameter around 30 m was related to strong underground water inflow into the chimney and with carrying a large volume of the soil into the tunnel.

3.6.2 GENERAL MECHANISM OF THE CHIMNEY CREATION

Natural convergences of the stope and of the primary lining occur as a result of the driveage progress. Considering the small overburden and in spite of relatively bad deformation characteristics of the rock massif, they are very small in the 2nd Emergency case. Considering the stress – deformation state and its distribution around the tunnel lining, the deformations occurred as a consequence of the driveage are positive and in themselves they do not represent any danger for the tunnel lining stability. However, discontinuities in the rock massif could mean a problem for the unsecured stope stability. In case they are locally unfavourably oriented towards the tunnel lining, even very small deformations of the rock massif in the surroundings of the so far unsecured tunnel stope could, under the given geological profile and structural characteristics of the rock massif, mean a dangerous situation. That is, in consequence of small deformations the discontinuities surfaces shift towards each other to a certain extent and open just very slightly. This could be sufficient for causing a significant reduction of shear strength on the discontinuities. (There are two reasons for this: First of all, in case water gets to the surface of shale discontinuities, the angle of their internal friction decreases significantly. Second, even a minimum amount of water in the discontinuities can, in case

of their sudden closing in consequence of additional, even minimum movements, cause a sudden occurrence of porous pressure. Even this results in the shear strength drop, although the physical reasons are different. In this case, the shear strength can, under certain circumstances, even drop to zero). The shear strength decrease leads to other, although minute, but nevertheless gradual shifting of the rock blocks along the discontinuities. Some of the discontinuities can start to open slightly because their surface is not smooth and dilatation occurs at their movement. Therefore water penetrates them.

It starts to act immediately by hydrostatic pressure equal to the underground water level height above the relevant discontinuity (8 to 9 m). In this case, the hydrostatic pressure acts directionally – perpendicularly to the relevant discontinuities surfaces.

In case of mutual unfavourable orientation of several neighbouring discontinuities the rock block, delimited by the discontinuities, can be pushed out from the tunnel lining by hydrostatic pressure.

In case of an exceptionally unfavourable combination of orientation of discontinuities located between the rock massif surface and the heading lining, even very small deformations in the tunnel lining vicinity can initiate a process leading to the chimney formation and to subsequent tunnel caving in. Such a random unfavourable combination of discontinuities orientation cannot be reliably predicted in the given location for specific places within the driveage course.

3.6.3 LOCAL DECREASE OF THE BEDROCK SURFACE

After mapping the ground plan scope of the cavern in the rock environment it was decided to realize a chemical grouting protective curtain; its purpose was minimization of underground water inflow into the Work and consequent upgrading of the crater material by jet grouting. The above curtain (realized along the expected cavern perimeter) of a rectangular ground plan with the dimensions of 14.8 x 13.2 m consisted of three rows of grout holes with the mutual distance of 0.75 m in both the transversal and longitudinal directions.

Geological conditions were monitored at the above holes realization, in particular exact position of the bedrock surface. In total 239 holes were realized, with the diameter of 112 mm and 5.0 – 9.0 m long.

The holes were realized from a concrete slab formed on the crater bottom in the depth of ca 4.0 m under the terrain surface. The ground plan position of the holes can be seen on the following scheme:

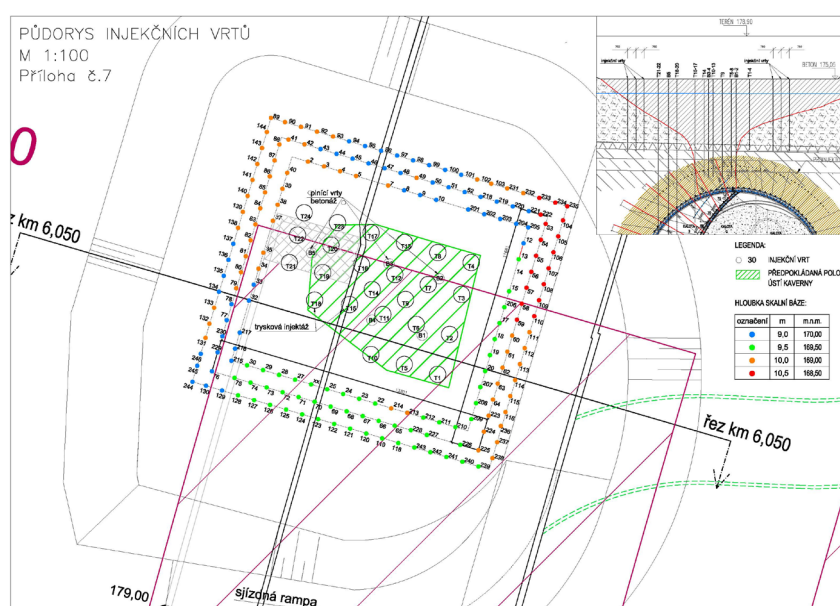


Fig. 10 Bore Hole for Chemical Grouting Layout

The following results were determined at evaluation of the drilling results:

- 1) Depth of the bedrock surface in the case of individual holes was very variable; its maximums are within the range of 5.0 to 6.5 m
- 2) The most favourable results were found in the northern rows above the already realized two-line tunnel, where the bedrock surface is in the depth of 9.0 m under the terrain level (holes No. 8–205, 43–221 and 94–101)
- 3) Where the crater is located in the rock environment there are the groups of holes No. 1–7, 34–40, 79–93 and 138–144 where the bedrock surface depth was 10.0 m under the terrain level
- 4) The most unfavourable results were found in holes No. 53–59 a 104 to 110 that are located in the northeastern part of the grouting field, where the bedrock surface is in the depth of 10.5 m under the terrain level

According to the results of the detailed geotechnical survey, realized, in particular, in the form of an exploratory gallery, the expected height of the rock overburden above the designed Emergency filling, was **6.0 m** with the bedrock surface on the altitudinal level of **171.0 m a.s.l.**

These assumptions were also **confirmed** by the results of a core hole at realization of the extensometer **No. 90.15.028**, located approximately in the middle of the lay-by (ca 20 m from the Emergency occurrence) and that was realized on 28.7.2008.

According to the above specified results of the grouting holes drilling, the bedrock surface is locally lowered at the Emergency occurrence location to the level of **169 m a.s.l.**

This bedrock surface lowering means lowering of the rock overburden at the place of breaking the Emergency filling heading No. 3 by one third, from 6.0 m to 4.0 m!

Unfortunately, these facts were not discovered even at the rock environment pressure grouting nor at realization of additional bolts for minimization of the rock massif loosening, because they were directed into the area of 3.0 m behind the lay-by stope face. It was taken into consideration to model the bedrock surface, however, not in such an extreme scope.

Due to the above specified local lowering of the bedrock surface, the quality of rock disturbed by weathering processes was worse than expected.

3.6.4 LOCAL STRUCTURAL ANOMALIES OF THE ROCK ENVIRONMENT

The Dobrotivské strata layer shale are significantly tectonically disturbed in the entire area of Královská Obora natural preserve. The weathering processes range is around 2.0 m here. The rock grouting in the area within 3 m behind the heading stope face was designed for this reason. Its technical design laid in realization of grouting holes fans system with the maximum mutual distance in the longitudinal and transversal direction of 1.5 m.

Grouting pipes with sleeves every 0.5 m were installed into the holes. The grouting proper with the clay – cement mixture proceeds separately for individual levels, using a packer.

This way the grouting mixture penetrates into the discontinuities areas system, fills them up and thus prevents the underground water inflow, increases the shear strength along these areas and increases thus the rock massif deformational parameters as a whole. The success of grouting work depends mainly on the density, orientation, fillings and opening of the discontinuities areas.

The rock massif as a whole represents an inhomogeneous environment the quality of which is determined by the very discontinuities areas. Even the very shale of the Dobrotivské strata layer do not have too high strength or deformational parameters.

The rock environment quality can change significantly locally which includes the plotted results of the pressiometric measurings realized. It is the very area of the lay-by top heading No. 3 where, in spite of the pressure grouting realized at the J5 hole, extremely low values of the pressiometric modules were recorded (up to 44 Mpa) that indicate a complete local very low quality of the rock environment (3 x lower than in case of the other tests); under certain conditions it can be the initial impulse that significantly increases the danger of an overbreak occurrence.

Using any method, it is exceptionally difficult to discover the occurrence of thus locally weakened rock environment.

3.6.5 AN EARTHQUAKE INFLUENCE

On **12.10.2008 at 9:44 a.m.** there were seismic quakes in the West Bohemia; their epicenter was near the Nový Kostel village, in the depth of ca 10 km. This earthquake that was recorded by seismic stations all over Europe as well as elsewhere in the world was felt by many inhabitants in the whole ČR. An earthquake of the same intensity was last recorded in the Prague environment **26 years ago**.

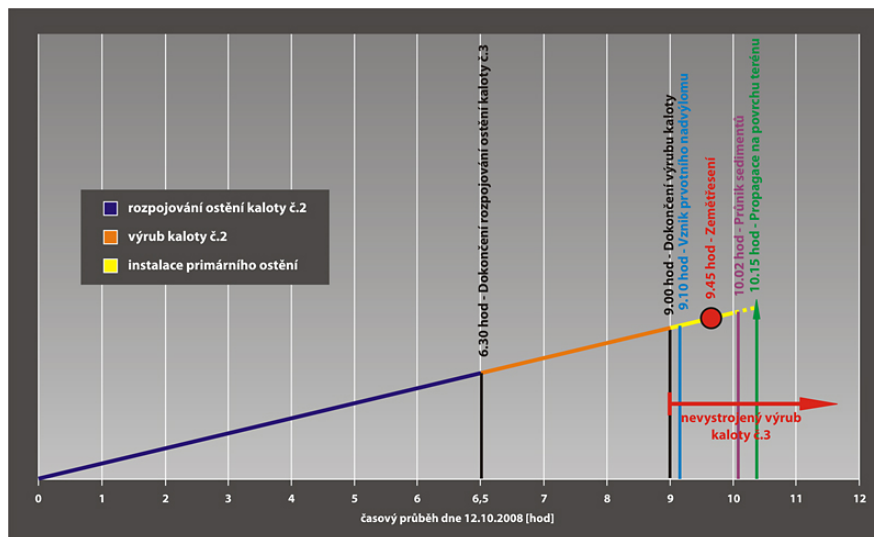


Fig. 11 Graph

On **12.10.2008 at ca 6:30 a.m.** after completion of the hole in the primary lining in a part of the top heading No. 2, works started on driveage of the No. 3 top heading stope in a rock environment. These works were finished at ca **9:00 a.m.** The stoped out space surface was provided continuously with a shotcrete stabilizing layer (ca 3 cm).

Ca at **9:10 a.m.** at cleaning the stope in the area of the frame footing an overbreak was formed gradually; it did not exceed more than ca 1 m behind the theoretical stope. Its liquidation by shotcrete started immediately. These works proceeded for ca 60 minutes; at the close of this time interval the rock began to fall out of the overburden layer more intensively and then, at ca **10:02 a.m.**, the quarternary sediments penetrated the stope space and a surface crater was formed subsequently at ca **10:15 a.m.** An authorized employee of the Contractor was in Stromovka area even before this moment and secured the relevant area.

Seismic waves caused by the earthquake reached the caving fall location at **9:45 a.m.** therefore, it is evident that the quakes occurred at the very time when the rock environment at the place of the unequipped stope was very near the balances status, with gradual rock falling from the overburden layers.

Based on the time coincidence of both phenomena it cannot be excluded that the earthquake could act as a triggering impulse that accelerated the process leading to the Emergency occurrence. The Emergency could have occurred without the earthquake impact as well, providing it would have been impossible to secure the tunnel stope.

4 CONCLUSION

Fortunately, there were no injured persons at either of the two Emergencies underground or on the surface. Technical solution for further driveage in the already repaired environment was re-evaluated so that repetition of the same or similar event would be excluded 100 % or almost 100 % (requirement of the Kladno OBU decisions). However, this modification was reflected in slowing down of the driveages procedures and in financial costs increase and led to starting the driveages from the Letná portal so that it would be possible to fulfill the required deadline of putting the construction into operation in December 2012.

Costs connected with liquidation of both the Emergencies were covered by the insurance bank, however, only the construction works connected directly with the liquidation. Costs resulting from the several months idle time were not covered.

Unfortunately, both Emergencies, together with other emergencies at other tunnel constructions, contributed to negative perception of tunnel construction in the eyes of the public. It will take quite a long time before this situation changes. It is necessary to exert maximum effort to prevent such a situation recurring in the future.

VLIV STAVBY NA ŽIVOTNÍ PROSTŘEDÍ

21 BLANKA TUNNEL SYSTEM – ENVIRONMENTAL IMPACTS OF THE CONSTRUCTION

A. Butovič

SATRA, spol. s.r.o., Prague, Czech Republic

Department of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering,
Czech Technical University, Prague, Czech Republic

ABSTRACT

Trial operation of the Brusnice, Dejvice and Bubeneč tunnels (the “Blanka” tunnel system, henceforth BTS) was started 19 September 2015 based on a decision of the Department of Transport of the Prague Municipality issued (dated) 18 September 2015. The condition and use of the tunnels from the construction, technology, operation, fire safety, traffic and environmental impact (traffic, emissions and air pollution, noise) aspects are monitored in accordance with the trial operation documents. Based on information available as of 31 January 2019, this paper assesses selected results of the trial operation so far from the points of view of its effects on traffic in Prague and of its environmental impacts.

1 CONDITION OF THE TUNNELS

No major complications in the structural or technological parts of the tunnels have been identified so far, any minor problems (or suggestions for improvement) are promptly addressed. The following major problems only were addressed (apart from the medially famous case of icicle formation in the entrance tube of the currently excavated segment of the Bubeneč tunnel):

- 1) Incorrect segment measurement performance (installation error within the technological part, supplied by ČKD PRAHA DIZ a.s.).
- 2) Repeated damage to the traffic barriers – although the prohibition to enter the tunnel is shown by variable traffic signs equipped with flashing red warning lights, the barriers are damaged again and again by drivers who evidently do not pay enough attention to driving.
- 3) Transmission system failure – the BTS backbone transmission system (technological data network) failed at 6:19 p.m. on 10 April 2018, which brought about a failure of video-supervision, video-detection and communication between the SOS posts inside of the BTS and the Main City Traffic Control Centre (or the Strahov technological control centre).

The tunnel had to be closed, which actually induced a traffic collapse (especially during the rush hours) not only in the immediate vicinity of the tunnel but more or less within the whole of Prague. The extensive traffic congestion meant a driver/passenger time loss greater than 1 hour. The tailback partly blocked some public transport lines (see Figs. 1 and 2).

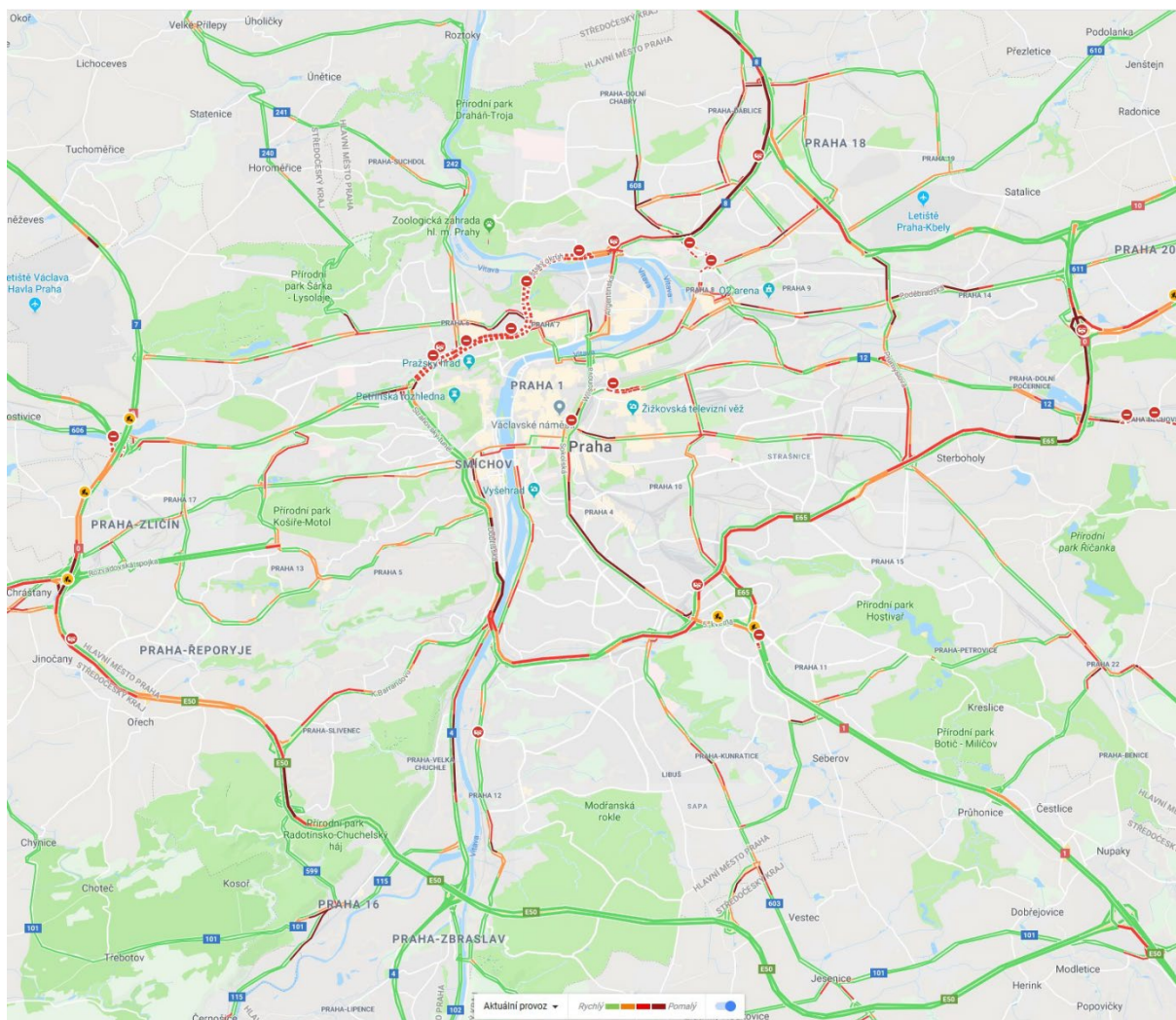


Fig. 1 – Status of the Prague traffic network at 08:52 a.m. on 11 April (www.googlemaps.com)



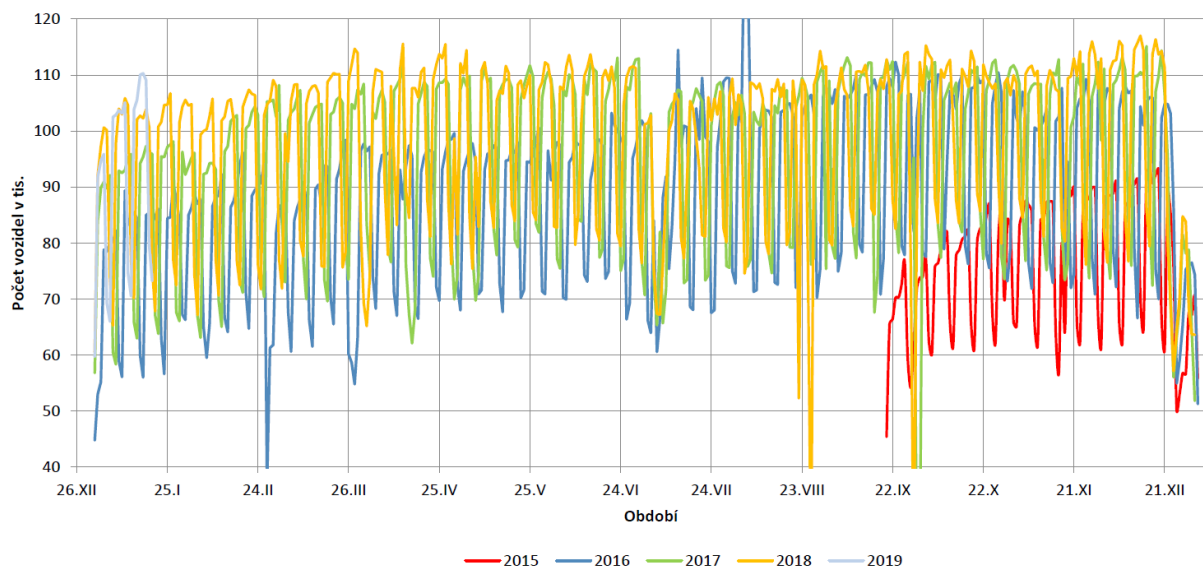
Fig. 2 – Traffic jam in Patočkova Street 10 April 2018

2 TRAFFIC IN THE TUNNELS

Traffic in the tunnels is smooth and safe. Even when taking into account seasonal traffic variations, traffic intensity is seen to increase slightly – see Graph 1.

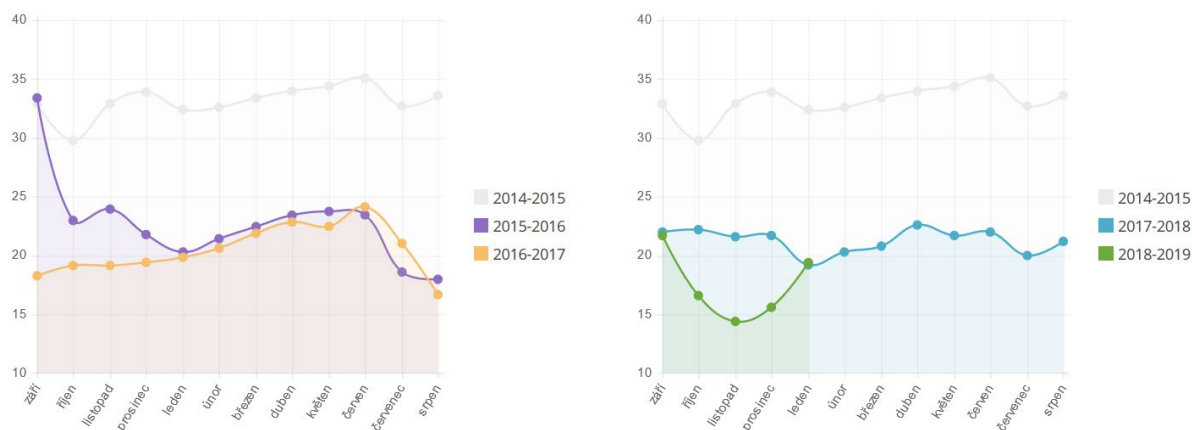
Selected data:

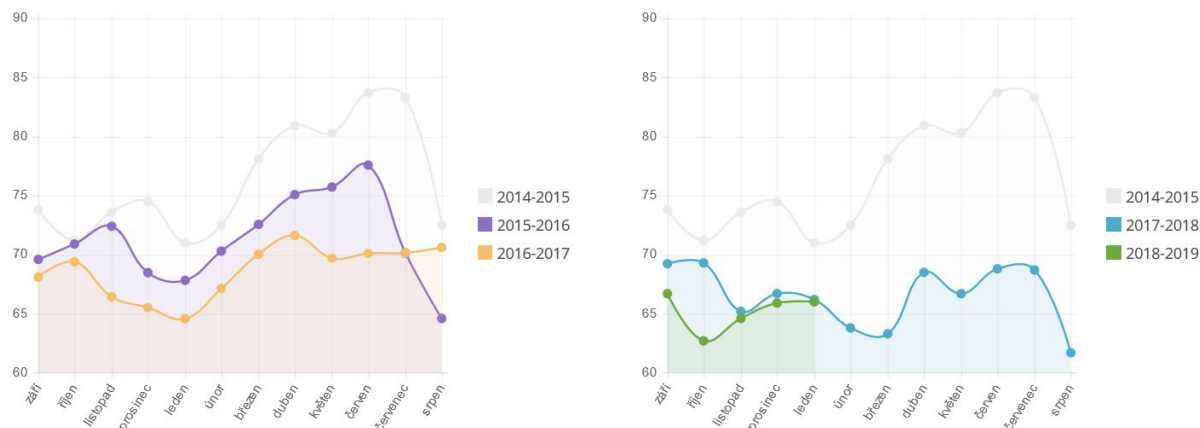
- Trial operation duration 3.25 years
- Number of vehicles that have passed through the tunnels over 115 million
- First million vehicles 3 October 2015
- Maximum daily traffic intensity 97 thousand (Brusnice tunnel 28 March 2018) (at the evaluating profile)
- Minimum daily traffic intensity 21 thousand (Bubeneč tunnel 1 January 2016) (at the evaluating profile)



3 TRAFFIC ON THE SURFACE

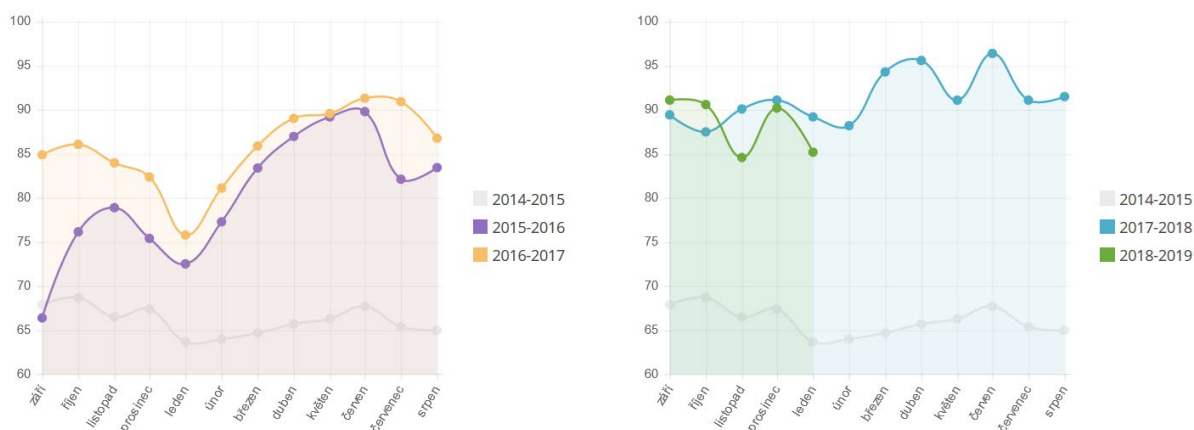
Prague Technical Street/Road Administration monitors the numbers of moving vehicles at selected important characteristic road/street profiles in Prague (points equipped with automatic instrumentation for continuous counting of passing cars and trucks) on an ongoing basis. Individual measurements have been performed at selected profiles where such instrumentation was unavailable. Traffic development on selected streets is shown in Graphs 2 to 4 below.





Graph 3: Traffic intensity development on the Nusle bridge

(Months:) September October November December January February March April May June July August



Graph 4 – Traffic intensity development on V Holešovičkách Street

(Months:) September October November December January February March April May June July August

The current situation can be described as follows:

- 1) Traffic has increased on the streets connecting the BTS to the Prague street network (V Holešovičkách, Patočkova, Dobříšská, Svatovítská Streets). The situation is stable now.
- 2) Where traffic intensity decreased after opening the tunnels (Milady Horákové St., Veletržní St., Argentinská St., Kapitána Jaroše embankment, etc.), the situation has stabilised and the traffic intensity has not increased again.
- 3) Local intensity changes are due only to additional changes in the street network (street repairs and renovations).
- 4) Changes in the traffic design are considered and tested at points of major traffic congestion based on the results of traffic surveys. They currently include but are not limited to the following:
 - a) Building of a 2-lane ramp connecting Povltavská St. to Barikádníků bridge with a view to eliminating congestion on Nová Povltavská St. (reason for tunnel control in the Troja direction)
 - b) Investigation of potential modifications (in cooperation with the Faculty of Transportation Sciences, Czech Technical University) at Barrandov bridge with a view to eliminating congestion in Dobříšská St. (reason for tunnel control in the Strahov tunnel direction).

Traffic complications on the streets connected to the BTS were predicted as early as in the project preparation stage. To eliminate them, **work on the preparation and construction of a superior street network must continue vigorously.**

4 ENVIRONMENTAL IMPACTS

The environmental impacts of the construction are monitored in line with the documentation and conditions and requirements stipulated in the trial operation licence. They can be categorised as follows.

4.1 Direct impact of the construction activity

Some areas of the construction caused temporary environmental impacts. They included, in particular, equipment of the building sites, building shafts of the excavated tunnels and emergencies during the building of bored tunnels (Stromovka park).

Although the impacts were visually appreciable during the building phase (e.g., jet grouting in the park area), no signs of the past building activities are visible now. In some other cases, the building of the BTS was associated with the transformation of “jungle” areas into new parks (Troja park, Max van der Stoel park).



Fig. 3 – Current view of the area of past accidents in Stromovka park

4.2 Noise

The noise level is monitored at 33 points (representing 66 measurements – during the day and at night) based on discussions with the Prague Municipal Public Health Authority. Three groups of measurements were performed: before the trial operation, after 1 year and 2 years of trial operation. The equivalent sound pressure levels measured give evidence that putting the Blanka tunnel system into operation largely (42 measurements) brought about noise burden reduction.

Table 1 – Noise levels measured on Veletržní St.

1st measurement Before opening the tunnel Date: 2-3 June 2015 Time period: 10:00-10:00		2nd measurement 6 months after opening the tunnel Date: 11-12 May 2016 Time period: 12:00-12:00		3rd measurement In 2017 Date: 21-22 June 2017 Time period: 14:00-14:00	
65.7 dB day- $L_{Aeq, 16 h}$	62.0 dB night- $L_{Aeq, 8 h}$	64.7 dB day- $L_{Aeq, 16 h}$	60.1 dB night- $L_{Aeq, 8 h}$	62.6 dB day- $L_{Aeq, 16 h}$	59.1 dB night- $L_{Aeq, 8 h}$

Where the noise burden increased, the noise level increase largely (16 measurements) did not exceed 0.9 dB. Such changes are considered as below evaluable in accordance with Government Decree No. 272/2011 (as amended).

Table 2 – Noise levels measured on Vrbenského St.

1st measurement Before opening the tunnel Date: 2-3 June 2015 Time period: 9:00-9:00		2nd measurement 6 months after opening the tunnel Date: 5 May 2016 Time period: 00:00-24:00		3rd measurement In 2017 Date: 16-17 May 2017 Time period: 9:00-9:00	
62.1 dB day- $L_{Aeq, 16 h}$	55.9 dB night- $L_{Aeq, 8 h}$	62.3 dB day- $L_{Aeq, 16 h}$	55.8 dB night- $L_{Aeq, 8 h}$	62.2 dB day- $L_{Aeq, 16 h}$	55.1 dB night- $L_{Aeq, 8 h}$

Where the noise burden increased by more than 0.9 dB (8 points), the data after opening the BTS lie below the applicable limiting levels or below the limiting levels set in the time-limited permit to operate an above-limit noise source.

Table 3 – Noise levels measured on V Holešovičkách St.

1st measurement Before opening the tunnel Date: 10-11 June 2015 Time period: 8:00-8:00		2nd measurement 6 months after opening the tunnel Date: 7-8 June 2016 Time period: 9:00-9:00		3rd measurement In 2017 Date: 6-7 December 2017 Time period: 8:00-8:00	
67.4 dB day- $L_{Aeq, 16 h}$	61.9 dB night- $L_{Aeq, 8 h}$	67.6 dB day- $L_{Aeq, 16 h}$	61.7 dB night- $L_{Aeq, 8 h}$	69.3 dB day- $L_{Aeq, 16 h}$	64.4 dB night- $L_{Aeq, 8 h}$

Based on the results it can be concluded that the applicable noise limits (Government Decree, old noise burden, time-limited permit) are respected at all the measuring points and no obstacle precluding the issue of a final permit to use the construction from the noise aspect exists (favourable opinion of the Municipal Public Health Authority is expected to be obtained during March 2019).

4.3 Air pollution

Air pollution is monitored at 8 points based on discussions with the Environment Department of the Prague Municipality:

- Patočkova St., Patočkova x Radimova x Pod Drinopolem crossing (the continuing streets)
- Malovanka flyover (Brusnice tunnel portal in Břevnov)
- Sibélio St. (venting orifice in Nad Královskou oborou St.)
- Prašný Most bridge (Dejvice tunnel portal)
- Špejchar (Dejvice and Bubeneč tunnel portals)
- Nad Královskou oborou St. (venting orifice in Nad Královskou oborou St.)
- Nová Povltavská St. (Bubeneč tunnel portal in Troja)
- V Holešovičkách St. (continuing street)
- at the boathouse of the Faculty of Physical Education and Sport, Charles University in Troja (venting orifice in Troja)



Fig. 4 – Measuring van at the Malovanka flyover (Prague 6 – Břevnov)

The following pollutants are measured:

- PM10 (dust 10 mm fraction)
- PM2.5 (dust 2.5 mm fraction)
- NO2 (nitrogen dioxide, oxides of nitrogen in general)
- BaP (benzo[a]pyrene)
- basic microclimatic parameters

Evaluation of the results is more complex than the evaluation of noise. Weather plays a major role (air pollution data are much more favourable at high wind speeds even at appreciably high traffic intensities).

Four measurement sets were performed:

- Before starting the trial operation (SEPT 2015)
- During the winter season after starting the trial operation (FEB 2016)
- After 1 year of trial operation (SEPT 2016)
- During the winter season after 1 year of trial operation (FEB 2017)

Of great importance is comparison with the data of other automated air pollution measuring stations in Prague. This is a prerequisite for assessing the actual impacts of the BTS.

The data obtained, however, are only point values measured at a specific (selected) site. A numerical model defining the pollution isoareas for the sites of interest has been set up based on a requirement of the Department of Transport of the Prague Municipality. Only based on that model was it possible to deduce any exceeded regulatory limits.

OXIDY DUSÍKU

průměrné roční koncentrace

Výkres 9
Vliv provozu tunelu Blanka
Oblast 4 - TrojaOXIDES OF NITROGEN
Mean yearly concentrationsDrawing 9
Impacts of the use of the Blanka Tunnel
Area 4 - Troja

Rozdílové hodnoty = differential values
výdech = venting orifice
portal = portal
tunel = tunnel
oblast = area

Fig. 5 – Isoareas of oxides of nitrogen at the V Holešovičkách site (differential values = impact of the BTS)

The results of measurement in conjunction with the numerical model indicate that the use of the BTS is associated with potential exceeding of the air pollution limit or increase in the above-limit concentrations in the following areas:

- Airborne particulate matter PM₁₀: V Holešovičkách Street and points in the immediate vicinity of the portals at Malovanka and in Troja. Residential areas are not impacted.
- Airborne particulate matter PM_{2.5}:
 - this concerns only 2 calculation points at the Malovanka portal and in Troja, with no contact with residential areas.
- Nitrogen dioxide: 5 sites are impacted:
 - The area around Nová Povltavská – no residential area is affected and none is present.
 - Areas around the portals along the BTS route – none of the residential areas is directly affected but the actual air pollution data are very close to the limiting levels in some of them.
 - Surroundings of Patočkova St. in the segment roughly from Junácká St. to Malovanka, where the nearest residential houses are affected

- Surroundings of Patočkova St. in the segment from Malovanka and Myslbekova St., where 4 blocks of houses in this street are affected
- The site in Radlická St., where it connects to the Mrázovka tunnel – no residential area is affected.

Note: As can be seen, the surroundings of V Holešovičkách Street are not affected by nitrogen dioxide. Although the calculated air pollution limits are exceeded there too, the air pollution levels are considerably lower now than they were before putting the BTS in use.

- Benzo[a]pyrene:

- Surroundings of Patočkova St. and a broader area around the Malovanka crossing – only the nearest peripheral residential houses in Patočkova St. and houses near Malovanka are affected
- Areas around the portals along the BTS route – although residential areas are not affected, they lie in the vicinity.
- A quite large area around V Holešovičkách St. and Zenklova St., where residential houses are affected
- Two sites off the BTS route: at Chotkova St. and at Korunovační St., where the edges of the residential areas are affected

A favourable statement by the Department of Transport of the Prague Municipality, which is a prerequisite for obtaining a permit to permanently use the construction, is expected during March 2019.

All results of the traffic intensity, noise and air pollution measurements as well as topical news are available to the general public to the broadest extent possible at www.tunnelblanka.info.

5 CONCLUSION

Experience from over 3 years of trial operation gives evidence that the construction is OK from both the civil engineering and technology aspects. No major complications have been encountered and the assumptions of the design have been confirmed. No obstacles exist precluding the issue of a permanent construction use permit as far as the environmental impacts as deduced from the measurements are concerned. However, to make full use of the project, the remaining construction of the superior road system, specifically the Prague City Circuit, must be completed.

REFERENCES

- [1] VALEŠ, J., FALHAR, S., KŮRKOVÁ, E. Tunelový komplex Blanka – souhrn stavebních prací. *Tunel*, 2015, 24 (2), pp. 24-33
- [2] BUTOVIČ, A. Komplikace při ražbě hlavní strojovny vzduchotechniky tunelového komplexu Blanka. *Tunel*, 2014, 23 (3), pp. 23-32
- [3] ZÁPAŘKA, J. Požární větrání tunelového komplexu Blanka k zajištění bezpečného zásahu IZS. *Tunel*, 2014, 23 (3), pp. 47-52
- [4] RÁKOSNÍK, L. Tunelový komplex Blanka – taktické cvičení IZS. *Tunel*, 2014, 23 (3), pp. 67–68
- [5] BEDNÁŘ, P. et al. Dokumentace zkušebního provozu tunelového komplexu Blanka. Praha: SATRA, spol. s r. o., 2015, 2245

SOURCES USED

- [1] PŘIBYL, P., et al. *Systémové modelování přínosů Městského okruhu – Vývoj základního aparátu pro analýzu dat ze strategických detektorů*. Faculty of Transportation Sciences, Czech Technical University, 2017. 105/612/2016. Research report.

- [2] PŘIBYL, P., et al. *Systémové modelování přínosů Městského okruhu – Hodnocení dopravy plovoucími vozidly*. Faculty of Transportation Sciences, Czech Technical University, 2017. 104/612/2016. Research report.
- [3] PŘIBYL, P., et al. *Systémové modelování přínosů Městského okruhu – Závěrečná zpráva*. Faculty of Transportation Sciences, Czech Technical University, 2017. Research report.
- [4] BECHNÍK, B. Trvalá udržitelnost a její hodnocení (II). *TZB-info* [online]. 7.7.2008 [cit. 2018-03-16]. Available at: <http://www.tzb-info.cz/4945-trvala-udrzitelnost-a-jeji-hodnoceni-ii>
- [5] MARTIN, J.-C. et al. *Recommendations for sustainable road tunnel operation*. PIARC Technical Committee C3.3 Road Tunnel Operation, 2014, 58 s.
- [6] MÁČA, V. et al. *Kvantifikace externích nákladů dopravy v podmínkách České republiky*. Environmental Centre, Charles University, 2012. CG712-111-520. Research report.
- [7] DAŇKOVÁ, A. and KOMÁREK, Z., *Metodika výpočtu ztrát z dopravní nehodovosti na pozemních komunikacích*. Centrum dopravního výzkumu, 2010. 04499457501. Research report.
- [8] *Znečištění ovzduší z dopravy* [online]. [cit. 2018-03-15]. Available at: https://www.mzp.cz/cz/znecistení_ovzduší_dopravy
- [9] FAIFROVÁ, V. and TICHÝ, J. *Externí náklady dopravního systému* [online]. 16. 4. 2012 [cit. 2018-03-15]. Available at: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/externi-naklady-dopravniho-systemu/>
- [10] MAIBACH, M., et al. *Handbook on estimation of external costs in the transport sector*. Delft: CE Delft, 2008, 332 p. 07.4288.52.

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.

Place of work: SATRA, spol. s.r.o., Sokolská 32, 120 00 Praha, Czech Republic

Department of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering, Czech Technical University, Prague, Czech Republic

E-mail address: alexandr.butovic@satra.cz

Provoz tunelu

22 VYBRANÉ ZKUŠENOSTI Z 3 LET ZKUŠEBNÍHO PROVOZU BRUSNICKÉHO, DEJVICKÉHO A BUBENEČSKÉHO TUNELU NA MĚSTSKÉM OKRUHU V PRAZE

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D. – SATRA, spol. s r.o.

ANOTACE

Zkušební provoz Brusnického, Dejvického a Bubenečského tunelu (tunelový komplex Blanka, dále jen TKB) byl zahájen dne 19. září 2015 na základě rozhodnutí Odboru dopravních agend Magistrátu hlavního města Prahy (ODA MHMP) ze dne 18. 9. 2015. V souladu s dokumentací zkušebního provozu je průběžně monitorován stav a provoz v tunelu po stránce stavební, technologické, provozní a požární bezpečnosti, dopravní i dopadů na okolní prostředí (doprava, imise, hluk). Zkušební provoz byl do 31. 5. 2016 zajišťován ČKD PRAHA DIZ a. s., od 1. 6. 2016 pak Technickou správou komunikací (TSK) hlavního města Prahy prostřednictvím SATRA, spol. s r. o. (do 31.8.2018) a nyní sdružením SATRA, spol. s r.o. a Metrostav a.s.

Tento článek vychází z informací zjištěných k 5. 9. 2018 a hodnotí vybrané výsledky dosavadního zkušebního provozu jak z hlediska stavby samotné, tak i jejího vlivu na dopravu a životní prostředí.

ABSTRACT

The commissioning stage of the Brusnice, Dejvice and Bubeneč tunnel has been started on 19th September 2015. The state and operation of tunnels from the construction, technological, operation and fire safety, road transport and an environmental impacts point of view has been monitored according to the commissioning stage documentation.

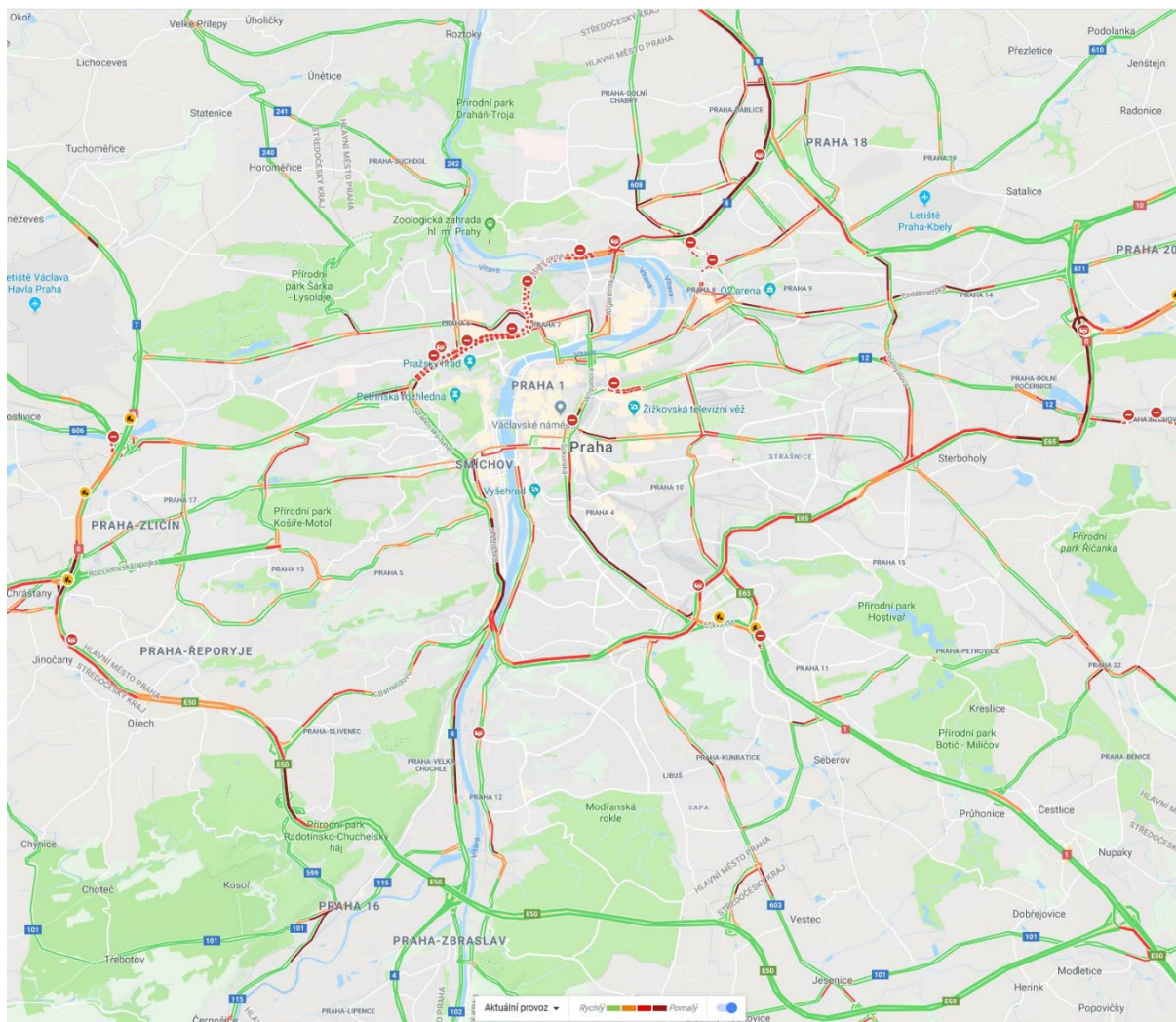
KLÍČOVÁ SLOVA

Tunel Blanka, zkušební provoz, intenzity dopravy, vliv na životní prostředí

1 STAVEBNÍ A TECHNOLOGICKÁ ČÁST

V rámci zkušebního provozu **nebyly doposud shledány žádné zásadní komplikace** ve stavební a technologické části tunelů, nastalé drobné problémy se neprodleně řeší. Kromě mediálně známého případu tvorby rampouchů ve vjezdové troubě hloubeného úseku Bubenečského tunelu byly řešeny pouze tyto významnější problémy:

- 1) Nesprávná funkce úsekového měření – na základě prověření stížností některých řidičů (v rámci přestupkového řízení) bylo zjištěno, že v úseku Dejvického a Bubenečského tunelu dochází k nesprávnému vyhodnocování úsekového měření maximální povolené rychlosti v případech, kdy v daném úseku dojde k jejímu snížení. Následně bylo zjištěno, že tento stav je způsoben nedostatkem v technologické části (dodávka ČKD PRAHA DIZ a.s.). Po odstranění závady v 04.2016 již systém pracuje správně. Denně překročí maximální povolenou rychlost přibližně 2000 řidičů, z toho cca 2/3 ve směru Troja (vliv klesání). Překročení maximální povolené rychlosti je penalizováno!
- 2) Poškozování závor – i přes skutečnost, že vjezd do tunelu je zakázán proměnným dopravním značením, včetně blikajících výstražných světel červené barvy, soustavně dochází k poškozování závor řidiči, kteří se zjevně řádně nevěnují řízení vozidla. Z těchto důvodů byly některé závory vybaveny zkušebními svítícími LED pásy. Aktuálně probíhá vyhodnocování účinnosti tohoto opatření.
- 3) Porucha přenosového systému – dne 10. 4. 2018 cca v 18:19 hod došlo k poruše páteřního přenosového systému (technologické datové sítě) v TKB, v jejímž důsledku nastal výpadek souboru videodohledu, videodetekce a komunikace mezi SOS hláskami v TKB a HDŘÚ, resp. technologickým velínem Strahov.
- 4) Uzavření tunelu znamenalo faktický kolaps (mj. v období dopravních špiček), nejen v bezprostředním okolí tunelu, ale víceméně v oblasti celé Prahy. Výsledkem rozsáhlé dopravní kongesce byla časová ztráta uživatelů sítě i více než 1 hodinu. Stojící kolony částečně blokovaly některé linky MHD (viz Obr.1 a 2).



Obr. 1 – Stav komunikační sítě hl. m. Prahy (11.4. v 8:52) (www.googlemaps.com)

Dne 11.4.2018 v 8:46 došlo, na základě souhlasu pověřené osoby a se zvýšeným dohledem složek provozovatele a policie, k obnovení provozu v omezeném režimu za (rychlost 50 km/h v celém tunelu). Ve 12:20 byl tunel převeden do normálního režimu. I přes skutečnost, že provozovatel vyvinul při odstraňování závady maximální úsilí, podařilo se tunel plně otevřít až po 18 hodinách.

Ze zjištěného stavu tak vyplývá mj. nezbytná potřeba dokončit nadřazený komunikační systém města. V případě mimořádných událostí pouze dokončený (okruhový) systém je schopen nabídnout alternativní trasy. Z hlediska TKB se potvrdila jeho výjimečnost a současná nenahraditelnost v dopravním skeletu města.

Z hlediska stavební a technologické části lze konstatovat, že všechny stavební objekty a provozní soubory fungují správně podle předpokladů projektu a stav v tunelech umožňuje bezpečný provoz. Pravidelná údržba je realizována v předem naplánovaných a ODA MHMP povolených nočních uzávěrách.



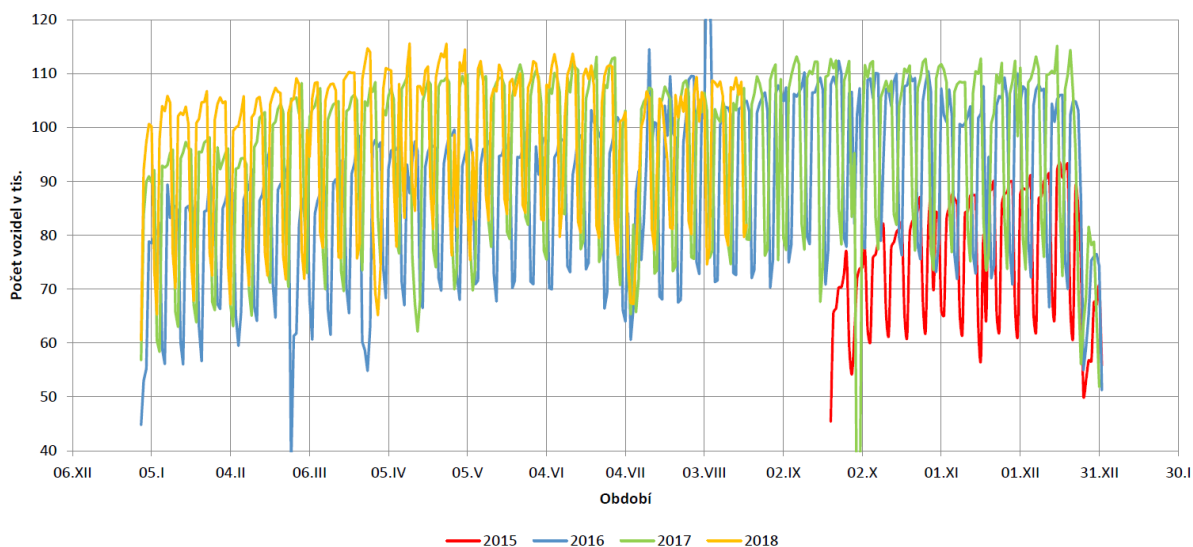
Obr. 2 – Stav v ulici Patočkova (10.4. 2018)

2 DOPRAVA V TUNELECH

Doprava v tunelech je plynulá a bezpečná. I s ohledem na roční variace dopravy lze konstatovat, že stále dochází k mírnému nárůstu intenzit dopravy – viz graf 1).

Vybrané informace:

- | | |
|--|---|
| ▪ Délka zkušebního provozu | 3 roky |
| ▪ Počet vozidel, která použila tunely | přes 100 mil. |
| ▪ První milion vozidel | 3. 10. 2015 |
| ▪ Maximální denní intenzita | 94,7 tis. (Brusnický tunel 28. 3. 2018)
(na vyhodnocovacím profilu) |
| ▪ Minimální denní intenzita | 21 tis. (Bubenečský tunel 1. 1. 2016)
(na vyhodnocovacím profilu) |
| ▪ Dopravní nehody se zraněním | 13 (do 31.7.2018) |
| ▪ Dopravní nehoda | 242 (do 31.7.2018) |
| ▪ Zastavení vozidla pro nedostatek PHM | 166 (do 31.8.2018) |
| ▪ Kuriózní zastavení vozidla | 19. 11. 2015 řidič zjistil, že mu v tunelu
nefunguje navigace a telefonoval
do firmy o radu |
| ▪ Trestuhodné chování | 21. 12. 2015 vstoupily do prostoru
Brusnického tunelu 2 chodkyně s kočárkem! |



Graf 1 – Vývoj intenzit dopravy v ulici Veletržní

3 BEZPEČNOST V TUNELECH

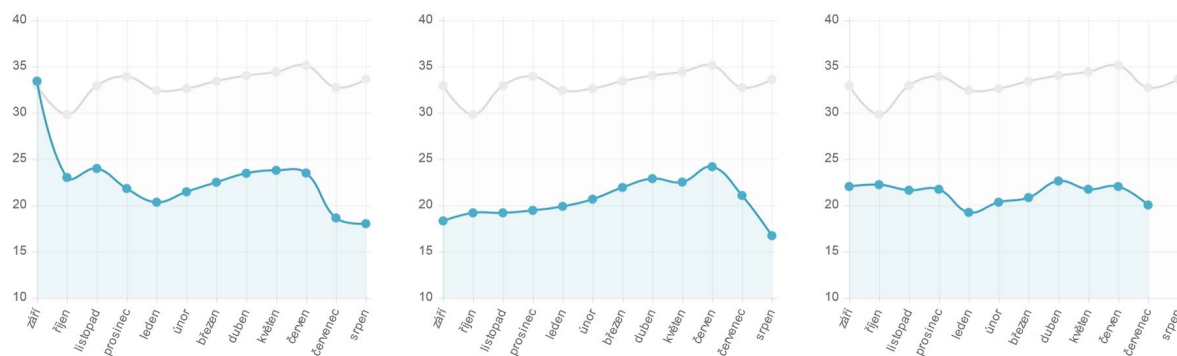
Provoz v tunelech je neustále monitorován pomocí zejména automatického dohledu (přímo vyhodnocováno řídicím systémem tunelu) a kamerového dohledu pod kontrolou dispečera dopravy a operátora technologie. V reálných časech jsou tak zjišťovány a vyhodnocovány skutečné podmínky v tunelech.

Nejvýznamnějším problémem z hlediska bezpečnosti bylo zpočátku otáčení vozidel do protisměru v blízkosti MÚK Malovanka. Změna režimu oproti předcházejícímu stavu způsobovala, že někteří řidiči omylem vjeli do Brusnického tunelu, kde se snažili v rozpletu otočit do opačného směru a pokračovat směrem ke Strahovskému tunelu. Pro zlepšení orientace bylo v prostoru křižovatky instalováno vodorovné dopravní značení s uvedením místních cílů (Troja, Smíchov). To vedlo k významnému úbytku těchto případů.

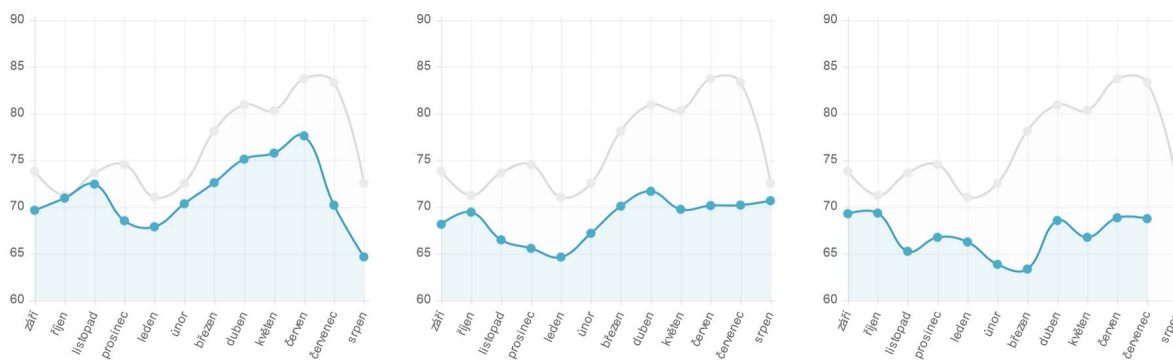
Bezpečnost v tunelech a akceschopnost jednotek IZS při zásahu byla prověřována v rámci 4 prověřovacích a taktických cvičení.

4 DOPRAVA NA POVRCHU

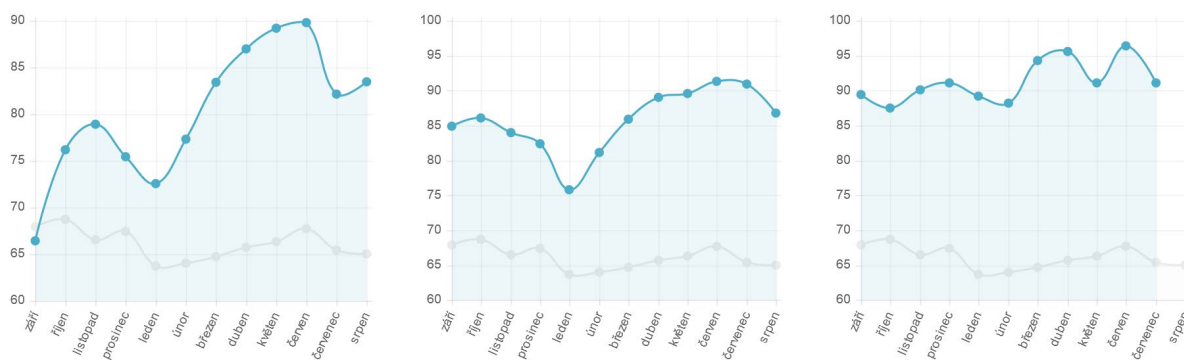
TSK hlavního města Prahy průběžně monitoruje počty projíždějících vozidel na vybraných významných charakteristických profilech komunikací v Praze (místa vybavená automatickými zařízeními pro trvalé sčítání projíždějících automobilů). Ve vybraných profilech, kde není tato technologie k dispozici, byla provedena individuální měření. Vývoj intenzit dopravy je patrný na níže uvedených grafech 2 až 5.



Graf 2 – Vývoj intenzit dopravy v ulici Veletřní



Graf 3 – Vývoj intenzit dopravy na Nuselském mostě



Graf 4 – Vývoj intenzit dopravy v ulici V Holešovičkách

Aktuální stav lze charakterizovat takto:

- 1) Na komunikacích, které napojují tunely (MO) na povrchovou komunikační síť (V Holešovičkách, Patočkova, Dobříšská, Svatovítská) došlo k nárůstu dopravy a nyní je stav stabilizovaný
- 2) Tam, kde došlo po zprovoznění ke snížení intenzit dopravy (Milady Horákové, Veletržní, Argentinská, apod.), je stav stabilizovaný a nedošlo k opětovnému nárůstu intenzit
- 3) Lokální změny intenzit jsou způsobené již dalšími úpravami na povrchové komunikační síti (opravy a rekonstrukce komunikací v Praze)
- 4) V místech s většími kongescemi dopravy jsou na základě výsledků dopravních průzkumů prověřovány změny dopravního řešení. Jedná se aktuálně zejména o:
 - a) realizaci dvoupruhové rampy napojující ulici Povltavská na Most Barikádníků pro odstranění kongescí v ulici Nová Povltavská (důvod regulací tunelů ve směru Troja)
 - b) prověřování úprav (ve spolupráci s FD ČVUT) na Barrandovském mostě, pro odstranění kongescí v ulici Dobříšská (důvod regulací ve směru Strahovský tunel).

5 VLIV NA ŽIVOTNÍ PROSTŘEDÍ

Vliv stavby na životní prostředí je monitorován v souladu s dokumentací a podmínkami rozhodnutí o povolení zkušebního provozu. Na základě výsledků jednání s Městskou hygienickou stanicí a Odborem ochrany prostředí Magistrátu hlavního města Prahy (OOP MHMP) je z hlediska hluku monitorováno celkem 33 míst (noční a denní měření), z hlediska imisí 8 míst.

Z naměřených hodnot ekvivalentní hladiny akustického tlaku je zřejmé, že na většině měřených míst (42 měření) došlo vlivem zprovoznění tunelového komplexu Blanka ke snížení hlukové zátěže. Na místech, kde došlo ke zvýšení hlukové zátěže se ve většině případů (16 měření) nárůst hladiny hluku projevil změnou do 0,9 dB včetně. Tato změna je považována za nehodnotitelnou v souladu s NV 272/2011 Sb., ve znění pozdějších předpisů. U míst, kde došlo k nárůstu o více jak 0,9 dB (8 míst) se výsledné hodnoty po zprovoznění TKB pohybují pod limitními hodnotami pro dané místo měření, anebo pod limitními hodnotami stanovenými v rámci vydaného časově omezeného povolení k provozování nadlimitního zdroje hluku.

V případě imisních měření znečišťujících látek v ovzduší se aktuálně zpracovává numerický model, na jehož základě bude možné doložit plnění příslušných limitů. Všechny výsledky měření intenzit, hluku, imisí a aktuality jsou veřejnosti v maximálně možném rozsahu zpřístupňovány prostřednictvím webových stránek www.tunelblanka.info.

6 ZÁVĚR

Zkušenosti 3let zkušebního provozu prokazují, že dílo je po stavební i technologické stránce navrženo a provedeno řádně, nebyly zaznamenány žádné významnější komplikace, byly potvrzeny předpoklady projektu. Pro zajištění řádné funkce stavby je však nezbytné dokončit zbývající stavby systému nadřazených komunikací, zejména MO.

LITERATURA

- [1] VALEŠ, J., FALHAR, S., KŮRKOVÁ, E. Tunelový komplex Blanka – souhrn stavebních prací. Tunel, 2015, roč. 24, č. 2, str. 24–33
- [2] BUTOVIČ, A. Komplikace při ražbě hlavní strojovny vzduchotechniky tunelového komplexu Blanka. Tunel, 2014, roč. 23, č. 3, str. 23–32
- [3] ZÁPAŘKA, J. Požární větrání tunelového komplexu Blanka k zajištění bezpečného zásahu IZS. Tunel, 2014, roč. 23, č. 3, str. 47–52
- [4] RÁKOSNÍK, L. Tunelový komplex Blanka – taktické cvičení IZS. Tunel, 2014, roč. 23, č. 3, str. 67–68
- [5] BEDNÁŘ, P., a kol. Dokumentace zkušebního provozu tunelového komplexu Blanka. Praha: SATRA, spol. s r. o., 2015, 2245 s.

POUŽITÉ ZDROJE

- [1] PŘIBYL, Pavel, et al. Systémové modelování přínosů Městského okruhu – Vývoj základního aparátu pro analýzu dat ze strategických detektorů. Fakulta dopravní ČVUT, 2017. 105/612/2016. Výzkumná zpráva.
- [2] PŘIBYL, Pavel, et al. Systémové modelování přínosů Městského okruhu – Hodnocení dopravy plovoucími vozidly. Fakulta dopravní ČVUT, 2017. 104/612/2016. Výzkumná zpráva.
- [3] PŘIBYL, Pavel, et al. Systémové modelování přínosů Městského okruhu – Závěrečná zpráva. Fakulta dopravní ČVUT, 2017. Výzkumná zpráva.
- [4] BECHNÍK, Bronislav. Trvalá udržitelnost a její hodnocení (II). TZB-info [online]. 7.7.2008 [cit. 2018-03-16]. Dostupné z: <http://www.tzb-info.cz/4945-trvala-udrizitelnost-a-jeji-hodnoceni-ii>
- [5] MARTIN, Jean-Claude et al. Recommendations for sustainable road tunnel operation. PIARC Technical Committee C3.3 Road Tunnel Operation, 2014, 58 s.
- [6] MÁCA, Vojtěch et al. Kvantifikace externích nákladů dopravy v podmínkách České republiky. Centrum pro otázky životního prostředí UK, 2012. CG712-111-520. Výzkumná zpráva.
- [7] DAŇKOVÁ, Alena a Zdeňek KOMÁREK. Metodika výpočtu ztrát z dopravní nehodovosti na pozemních komunikacích. CDV, 2010. 04499457501. Výzkumná zpráva.
- [8] Znečištění ovzduší z dopravy [online]. [cit. 2018-03-15]. Dostupné z: https://www.mzp.cz/cz/znecistení_ovzdusi_dopravy
- [9] FAIFROVÁ, Veronika a Jan TICHÝ. Externí náklady dopravního systému [online]. 16. 4. 2012 [cit. 2018-03-15]. Dostupné z: <http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/externi-naklady-dopravniho-systemu/>
- [10] MAIBACH, Markus et al. Handbook on estimation of external costs in the transport sector. Delft: CE Delft, 2008, 332 s. 07.4288.52.

Úložiště radioaktivních odpadů

23 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ ÚLOŽIŠTĚ RADIOAKTIVNÍCH ODPADŮ V ČR

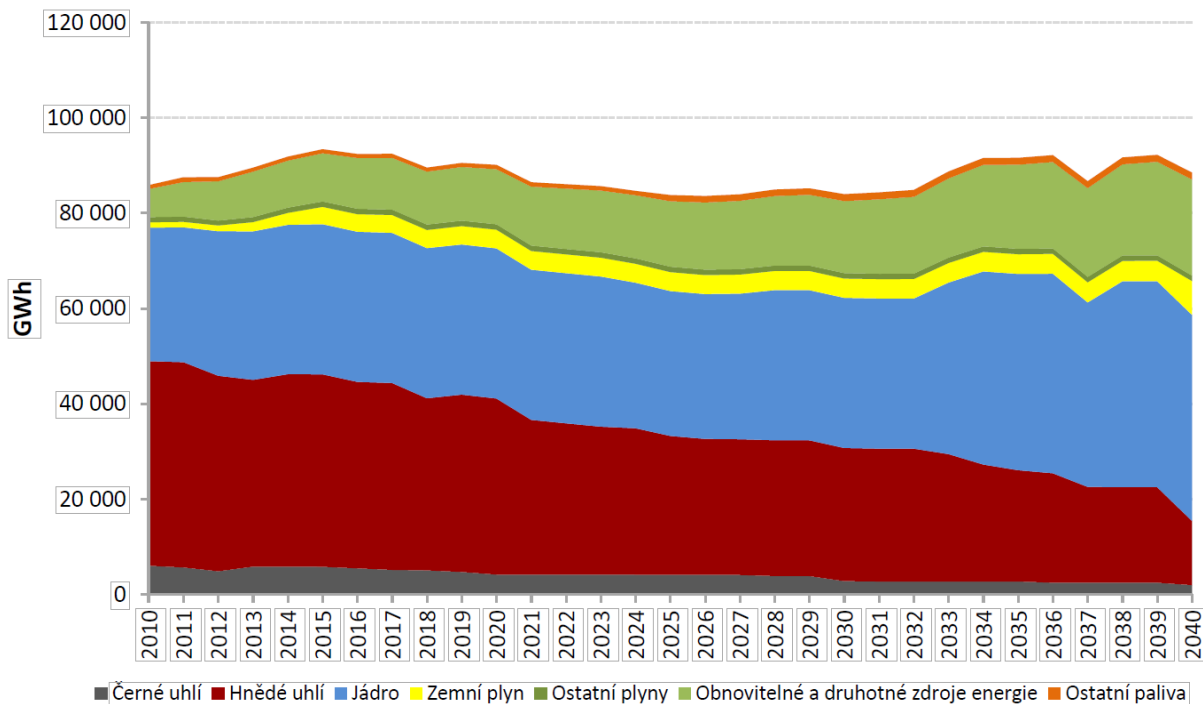
ALEXANDR BUTOVIČ

ANOTACE

Geografické a klimatické podmínky v České republice zatím neumožňují zajistit výraznější podíl výroby elektrické energie z obnovitelných zdrojů. Z tohoto důvodu zde byla, je a bude při výrobě významnou složkou jaderná energie. Zatímco její výrobu samotnou lze považovat za ekologicky čistou, zůstává stále otázník nad tzv. uzavřením palivového cyklu = detailním dořešením způsobu bezpečného, dlouhodobého ukládání radioaktivního odpadu. Koncepce v ČR předpokládá jeho uložení v krystalinických horninách. Článek navazuje na článek „Aktuální stav projektu hlubinného úložiště v České republice, uveřejněný v časopise Tunel č. 01/2020 a popisuje problematiku návrhu povrchové a podzemní části hlubinného úložiště. Článek vychází z výsledků projektu „Výzkumná podpora pro projektové řešení HÚ“, konkrétně „Podkladové studie pro potřeby zúžení počtu lokalit, odpovídající hloubkou zpracování kroku výběru 2019“, který byl zajišťován státní organizací Česká republika – Správa úložišť radioaktivních odpadů, prostřednictvím konsorcia ČVUT – SATRA – Mott MacDonald CZ, v letech 2016-2020.

1 ÚVOD

Budoucnost způsobu výroby elektrické energie definuje „Státní energetická koncepce České republiky“, která byla dokončena Ministerstvem průmyslu a obchodu ČR ve 12.2014 a řeší předemtnou problematiku v časovém horizontu do roku 2040. Dle Obr. 1 je patrné, že počítá s postupným útlumem výroby energie z fosilních paliv a nárůstem podílu výroby z jaderných a obnovitelných zdrojů. Zatímco v roce 2010 byl v ČR podíl jaderných zdrojů 32,5 %, v roce 2040 bude dle předpokladů činit téměř 49 %. V případě obnovitelných zdrojů počítá s nárůstem z 5,9 % v roce 2010 na 22,8 % v roce 2040.



Pozn.: ostatní plyny – koksárenský, vysokopeční, degazační a ostatní
 ostatní paliva – ropné produkty, průmyslové odpady a alternativní paliva, tuhý komunální odpady (neobnov.), odpadní teplo

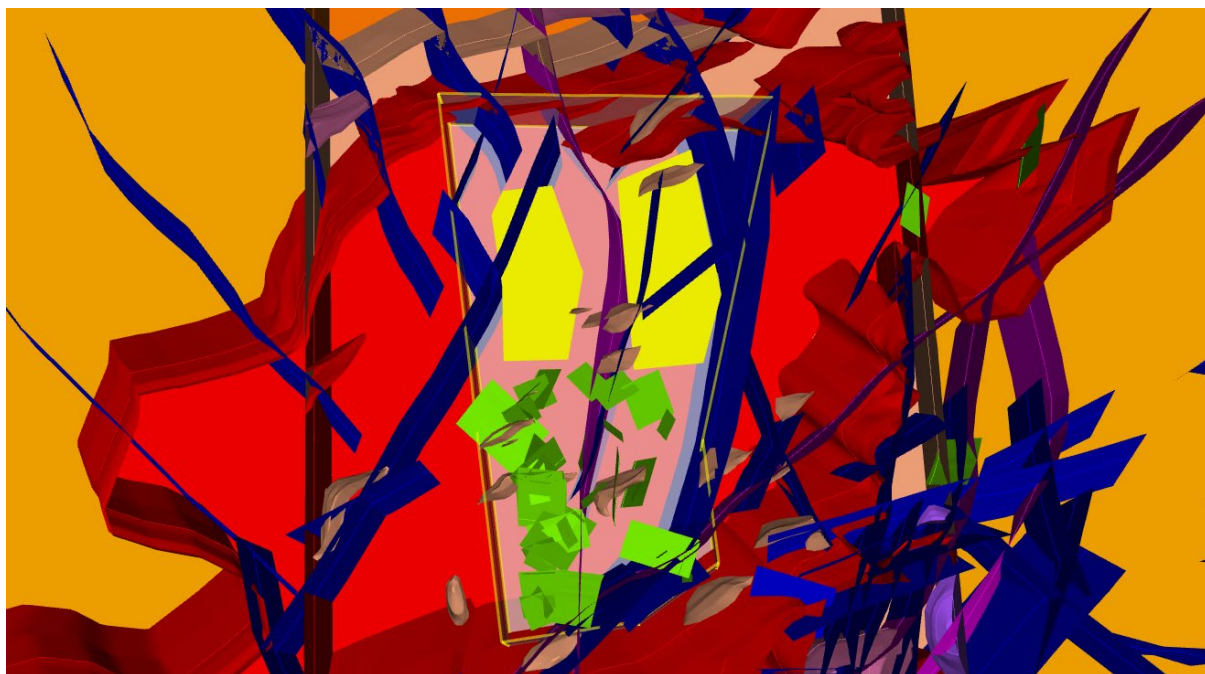
Obr. 1 – Předpokládaný vývoj a struktura hrubé výroby elektřiny v ČR v období 2010 – 2040 [1]

Schválená koncepce ukládání radioaktivních odpadů (RAO) v ČR uvažuje s uložením nepřepracovaného vyhořelého jaderného paliva (VJP = vyhořelé jaderné palivo, které bylo trvale vyjmuto z aktivní zóny jaderného reaktoru) a ostatních vysoce a středně aktivních odpadů (původ např. ve zdravotnictví, výzkumu, školství apod.) do krystalinických hornin v hloubce cca 500 m pod povrchem terénu. Samotné hlubinné úložiště (HÚ) se skládá z povrchové a podzemní části.

2 PODKLADY A VÝCHODISKA NAVRHOVANÉHO TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Základními podklady pro návrh technického řešení hlubinného úložiště jsou především následující dokumenty:

- Referenční projekt povrchových i podzemních systémů hlubinného úložiště v hostitelském prostředí granitových hornin = prvotní návrh technického řešení HÚ na obecné lokalitě [2],
- Aktualizace referenčního projektu hlubinného úložiště radioaktivních odpadů v hypotetické lokalitě = aktualizace výše uvedeného dokumentu na základě nových poznatků v oblasti ukládání VJP a RAO [3],
- Regionální 3D strukturně geologické modely jednotlivých lokalit = komplexní zdroj informací o geologických podmínkách [4], viz obr. 2,
- Regionální 3D hydrogeologické modely jednotlivých lokalit = komplexní zdroj informací o hydrogeologických podmínkách [5],
- Inventarizace zdrojového členu a jeho charakteristiky. Optimalizace vzájemné vzdálenosti ukládacích obalových souborů pro VJP (UOS) = komplexní zdroj informací o provedených teplo-technických výpočtech, které definují minimální vzdálenosti mezi jednotlivými UOS [6]
- Vymezená průzkumná území pro zvláštní zásah do zemské kůry (potenciálních 9 lokalit).



Obr. 2 – Vizualizace předpokládaných homogenních bloků na základě dat z detailního 3D strukturně-geologického modelu [4]

Mezi hlavní východiska navrhovaného řešení patří:

- Umístění HÚ do konkrétní lokality, která zaručuje dlouhodobé a bezpečné uložení VJP a RAO,
- Ukládání VJP v hloubce cca 500 m pod povrchem terénu,

- Vzdálenost mezi jednotlivými UOS po uložení musí být taková, aby:
 - o Umožňovala bezpečnou realizaci s minimálním ovlivněním okolního hostitelského (horninového) prostředí,
 - o po celou dobu životnosti HÚ nedošlo na rozhraní UOS x inženýrská bariéra k překročení teploty 95° C,
- Realizace podzemních částí HÚ tak, aby došlo jen k minimálnímu ovlivnění okolního hostitelského prostředí,
- Umístění povrchového areálu tak, aby byly minimalizovány střety zájmů (viz níže).

3 POVRCHOVÝ AREÁL

Povrchový areál (PA) HÚ obsahuje všechny stavební objekty a provozní soubory, které jsou nezbytné pro:

- Realizaci stavby jako takové (ražbu podzemních částí),
- Přepravu a manipulaci s VJP a RAO,
- Uzavírání HÚ po vyčerpání jeho kapacity.

Z technického hlediska se jedná o návrh areálu, který zaujímá plochu v řádu prvních desítek hektarů. Je napojen na okolní komunikační síť, železnici (aktuálně se předpokládá doprava VJP a RAO po kolejích) a běžnou technickou infrastrukturu (plyn, elektřina, voda a kanalizace). Součástí areálu je i tzv. „střežený prostor“, který je vymezený systémem fyzické ochrany s dvojitým plotem a izolační zónou (viz červená část na Obr. 3). Uvnitř střeženého prostoru se nachází objekty určené k činnostem spojeným s příjmem RAO a VJP a jejich přepravou do podzemí.

Mimo vymezený povrchový areál se obvykle nacházejí další, oddělené objekty jako jsou vtažné jámy, odběrný objekt technologické vody s čerpací stanicí a výústní objekt vyčištěných odpadních vod (včetně kontroly případné kontaminace).



Obr. 3 – Vizualizace povrchového areálu [7]

Umístění povrchového areálu je spjaté s podzemní částí (prostorem, kde bude probíhat samotné ukládání, v hloubce 500 m pod povrchem terénu). Propojení je zajištěno pomocí přístupových tunelů, jejichž délka a směrové vedení se odvíjí od:

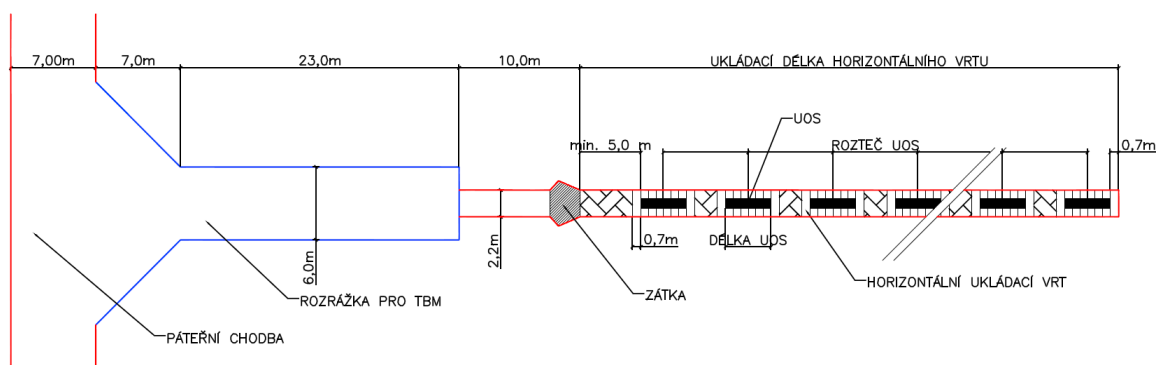
- Výškového rozdílu, který je nutné překonat,
- Půdorysné vzdálenosti mezi podzemní a povrchovou částí.

Konkrétní umístění v rámci dané lokality je navrhováno především na základě environmentálních kritérií, resp. na základě minimalizace střetů se zájmy ochrany životního prostředí a jeho jednotlivých složek, ochrany veřejného zdraví v rámci neradiologických environmentálních kritérií a dalších. Byly posuzovány zejména:

- Kvalita ovzduší
- Povrchové vody
- Podzemní vody
- Zemědělský půdní fond
- Pozemky určené k plnění funkce lesa
- Horninové prostředí a přírodní zdroje
- Poddolovaná a sesuvná území
- Fauna, flora, ekosystémy
- Přítomnost dopravní a technické infrastruktury
- Osídlení a obyvatelstvo
- Kulturní a historické hodnoty území
- Územní systém ekologické stability
- Staré ekologické zátěže
- Chráněná území přírody
- Krajinový ráz – zhodnocení estetické kvality území

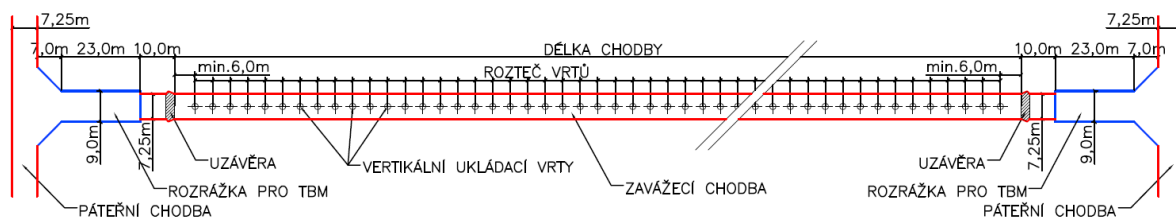
4 PODZEMNÍ ČÁST

Koncepčně je v [7] podzemní část HÚ projekčně řešena ve 2 dispozičních variantách, samostatně jak pro horizontální (viz obr. 4), tak pro vertikální (viz obr. 5) způsob ukládání VJP. Další dvě modifikovaná projektovaná řešení přinesla variabilní koncepce preferovaných způsobů ražeb jednotlivých důlních stavebních objektů (mechanizovaný způsob ražby za pomoci plnoprofilových razicích strojů x konvenční způsob ražby).



Obr. 4 – Schéma horizontálního ukládání, převládající mechanizovaná ražba [7]

Pro projektování a bezpečný provoz hlubinného úložiště je klíčovým problémem také vznik a vývoj EDZ (zóny poškození horniny ražbou). Palčivým tématem je především možnost vzniku otevřených diskontinuit různého měřítka, které sice nemají vliv na celkovou stabilitu podzemního díla, ale mohou představovat snadnější cesty pro případnou migraci radionuklidů. Rovněž šíření tepla v částečně rozpukaném masívu kolem výrubu je otázkou, kde existuje řada neznámých. Lze ovšem jednoznačně říci, že použitá technologie má významný vliv na charakter a vývoj EDZ a tedy na bezpečnost úložiště.



Obr. 5 – Schéma vertikálního ukládání, převládající mechanizovaná ražba [7]

Porušení okolo ražených děl je ovlivňováno následujícími parametry:

- geometrie důlního díla
- stav napjatosti masivu
- orientace důlního díla
- mechanické vlastnosti horninového masivu
- geologické struktury v blízkosti díla
- použitá razicí metoda

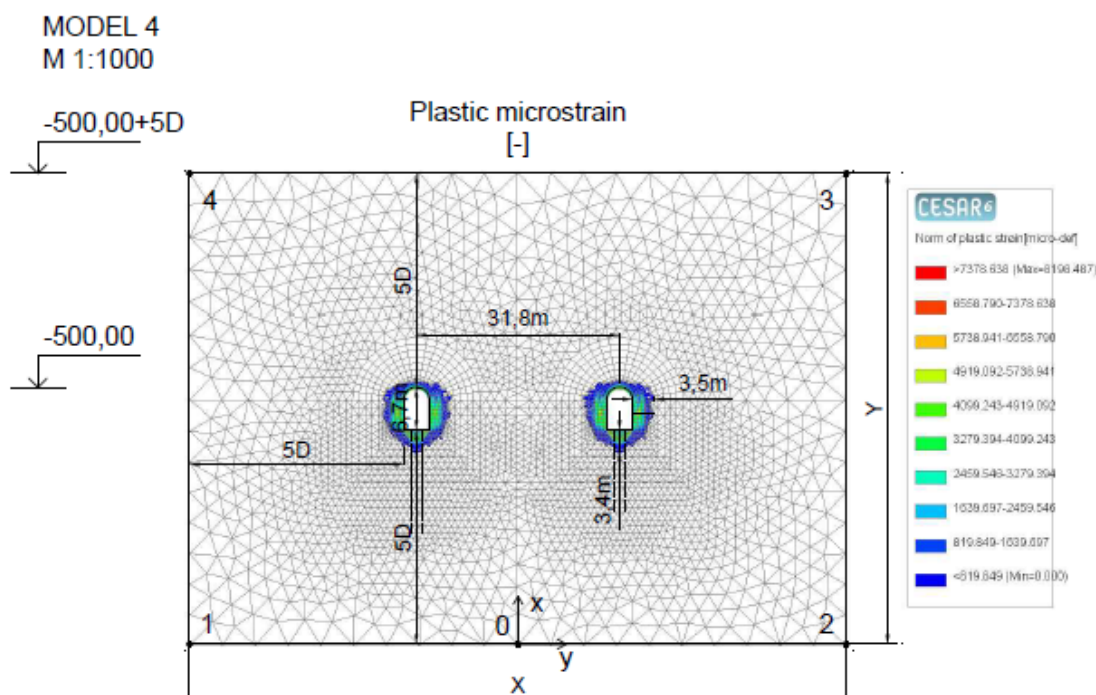
Jelikož v současné době nelze nalézt odpovědi na všechny otázky kolem výše uvedených faktorů, byly v [7] stanoveny velikosti zóny ovlivnění s vysokou mírou konzervativnosti. Do výpočtů byly uvažovány nejnejpříznivější parametry horninového prostředí ze všech potenciálních lokalit, byl parametricky prověřen vliv napjatosti a zohledněna rešerše poznatků o EDZ, viz [8]. Porovnání ovlivněných zón dle jednotlivých důlních děl a použité technologie ražby je patrné v Tab. 1.

Tab. 1 – Velikosti zón ovlivnění dle použité technologie ražeb

Ukládací místo	Šířka chodby/průměr chodby	Zóna ovlivnění ražbou
Ukládací chodby – TBM	7,25 m	1,00 m
Ukládací chodby – konvenční ražba	6,70 m	2,00 m
Subhorizontální vrtý – strojní ražba	2,20 m	0,35 m
Vertikální ukládací vrtý – strojní ražba	1,80 m	0,25 m

Ukládací prostory, zavážecí chodby a ukládací vrtý byly podrobeny statickému posouzení MKP. Provedenými statickým výpočty bylo prokázáno, že zavážecí chodby a ukládací vrtý jsou adekvátně navrženy k tomu, aby odolaly zatížení vlivem napjatosti masívu v dané hloubce v průběhu výstavby i jejich užívání. Statický výpočet potvrdil, že také nedojde k nepřijatelnému nárůstu deformací výrubu.

V hloubce 500 m pod povrchem terénu je jedním ze stěžejních parametrů, který ovlivňuje výsledky modelu, stav napjatosti. Vzhledem ke skutečnosti, že původní napjatost není v místě navrhované podzemní části HÚ dosud známa, byla zpracována parametrická studie, která uvažovala různé poměry mezi horizontální a vertikální napjatostí. Výchozím stavem byl stav odpovídající teorii pružnosti, při kterém v návaznosti na zadané geotechnické parametry horninového masívu (i nejhorší parametry představují kvalitní krystalinické horniny) nedocházelo v okolí výrubu ke vzniku plastických zón. Extrémním stavem byla napjatost odpovídající $H = 3V$. Velikosti plastických zón na Obr. 6 a zóny ovlivnění ražbou dle Tab. 1 odpovídají tomuto nejnejpříznivějšímu stavu.



Obr. 6 – Místa možného plastického chování horniny pro konvenční návrh ukládacích chodeb pro stav H=3V [9]

5 NEJISTOTY NAVRHOVANÉHO ŘEŠENÍ

Vstupní údaje byly stanovovány a idealizovány s určitou přesností a jako takové jsou zdrojem nejistot. Velmi zjednodušeně lze shrnout do následujících okruhů:

- 1) Sřety zájmů – umístění PA je navrženo na základě zevrubné identifikace rozličných sřetů zájmů tak, aby byly tyto sřety minimalizovány. Přesto nebylo možné tyto sřety zcela eliminovat. Návrh tedy předpokládá budoucí jednání s dotčenými orgány státní správy a správci infrastruktury, např. vyjmutí zemědělských pozemků ze ZPF, zásahy do ochranných pásem, přeložky sítí apod.,
- 2) Množství VJP – při stanovení uvažovaného středního tepelného výkonu UOS jednotlivých typů bylo využito znalostí o VJP cca k roku 2015 na elektrárnách a jeho stavu (konkrétní typ a vyhoření),
- 3) Geologické a hydrogeologické podmínky – znalost geologických poměrů se víceméně omezuje na data z 3D regionálních a strukturně-geologických a hydrogeologických modelů potenciálních lokalit. Jejich validita závisí na přesnosti vstupních údajů a míře aproximace při jejich zpracování. Bude dále zpřesňováno na základě provedených geologických a hydrogeologických průzkumů (budou prováděny na vybraných kandidátních lokalitách),
- 4) Teplotní výpočty – mnohé z vlastností potenciálně využitelných horninových bloků, které jsou důležité pro tepelné výpočty, jsou dosud velmi zjednodušovány. Bude zapotřebí upřesnit zejména počáteční teplotu v horninovém bloku a součinitel tepelné vodivosti,
- 5) Vlastnosti inženýrských bariér – detailní vlastnosti a chování zejména bentonitové výplně mezi UOS a stěnou ukládacího vrtu (v daných napjatostních, teplotních, a dalších podmínkách) jsou doposud známy jen rámcově. V budoucnosti budou podrobně zkoumány v rámci laboratorních a in-situ experimentů,
- 6) Manipulační technika – na základě zpracovaných studií a zkušeností ze strojního průmyslu je předpokládáno robotické ukládání. Po zpřesnění představy o způsobech ukládání budou detailně navrženy technické prostředky pro transport a manipulaci s UOS,
- 7) Vývoj technických prostředků – navrhované technické řešení je poplatné současnému stavu poznání. Vzhledem k dlouhodobému časovému horizontu přípravy a realizace HÚ

Ize předpokládat značný vývoj ve všech zájmových oblastech tohoto projektu. Na základě provedených aktualizací, výzkumných a vývojových prací se může současné řešení, některé vstupy nebo postupy stát neplatnými, zastaralými, technicky nebo ekonomicky náročnějšími či nedostatečně bezpečnými.

6 ZÁVĚR

Problematika návrhu technického řešení HÚ rozsahově výrazně převyšuje možnosti tohoto článku. Jeho cílem bylo alespoň rámcově informovat o technickém řešení, okrajových podmínkách, rozsahu a složitosti této budoucí podzemní stavby.

Výstavba HÚ bude představovat nejrozsáhlejší podzemní stavbu, která zatím nemá v podmínkách ČR obdoby. Srovnatelná jsou pouze podzemní díla v dobývacích prostorech dolů. Jejich realizace však probíhala za absolutně odlišných podmínek (efektivní dobývání nerostných surovin x šetrná ražba HÚ jen za minimálního ovlivnění okolního hostitelského prostředí).

S ohledem na složitost řešení a nutnost zajištění co nejvyššího stupně ochrany před možnými riziky bude této problematice v budoucnosti věnována značná pozornost. V návaznosti na aktualizovanou koncepci nakládání s VJP a RAO bude samotná realizace (nejdříve od roku 2050) úkolem pro další generaci českých tunelářů. První ražby lze očekávat již v rámci průzkumných prací po roce 2035.

BIBLIOGRAFIE

- [1] Ministerstvo průmyslu a obchodu, Státní energetická koncepce, Praha, 2014.
- [2] HOLUB J. et al., Referenční projekt povrchových i podzemních systémů HÚ v hostitelském prostředí granitových hornin v dohodnuté skladbě úvodního projektu a hloubce projektové studie, Praha: EGP Invest, spol. s r. o., 1999.
- [3] POSPÍŠKOVÁ I. et al., Aktualizace referenčního projektu hlubinného úložiště radioaktivních odpadů v hypotetické lokalitě. V. etapa - Nejistoty řešení hlubinného úložiště a návrh dalších prací. Technická zpráva, Praha: ÚJV Řež a. s. divize Energoprojekt, 2011b.
- [4] ŠVAGERA O. et al., Regionální 3D strukturně geologický model lokality Březový potok, Praha: MS SÚRAO, 2016.
- [5] UHLÍK J. et al., Regionální hydrogeologické modely lokalit. TZ 100/2017, Rostoky: PROGEO, s.r.o., 2016.
- [6] KOBYLKA D., FEJT F., Inventarizace zdrojového členu a jeho charakteristiky. Optimalizace vzájemné vzdálenosti ÚOS. TZ 135/2017, Praha: ČVUT-SATRA-Mott MacDonald CZ, MS SÚRAO, 2019.
- [7] ŠPINKA O. et al., Studie umístitelnosti - aktualizace Březový potok, Praha: SÚRAO, 2020.
- [8] VAVRO M., Shrnutí zahraničních poznatků o vzniku a vývoji EDZ v krystalinických horninách – rešerše, Ostrava: Ústav geoniky AV ČR, v. v. i., 2016.
- [9] BUREŠ P., Statické posouzení osové vzdálenosti ukládacích prostor s ohledem na zatížení vlivem napjatosti horninového masivu v ukládacím horizontu. Nepublikováno, Praha: SATRA s.r.o., 2017.

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., SATRA, spol. s r.o.

24 VYBRANÁ ČÁST STUDIE UMÍSTITELNOSTI

1. TECHNICKÉ ŘEŠENÍ HÚ

1.1 Průvodní technická zpráva

1.1.1 ZÁKLADNÍ IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE STAVBY A INVESTORA

Název stavby:	Hlubinné úložiště VJP a RAO, lokalita Horka
Stupeň dokumentace:	Studie umístitelnosti – aktualizace
Charakter stavby:	novostavba
Účel stavby:	trvalé bezpečné uložení VJP a RAO a jejich dlouhodobá izolace od životního prostředí
Kraj:	Vysočina
Okres:	Třebíč
Katastrální území vázaná na perspektivní území pro projektové práce:	Oslavička [708011] Oslavice [713198] Osové [713368] Rohy [740535] Vlčatín [783617] Hodov 640611] Rudíkov [591637] Nárameč [701599] Budišov [615463]
Investor:	Správa úložišť radioaktivních odpadů – SÚRAO Dlážděná 6 110 00 Praha 1

1.2 Podzemní část hlubinného úložiště

1.2.1 ZÁKLADNÍ POPIS PODZEMNÍ ČÁSTI HÚ

Podzemní část HÚ slouží především k dopravě VJP a RAO k místu uložení a samotnému ukládání těchto radioaktivních odpadů.

1.2.1.1 Celková koncepce podzemní části HÚ

Ukládací prostory a nezbytné přístupové chodby jsou realizovány ve stanovených potenciálně využitelných horninových blocích. Naproti tomu technické zázemí podzemní části hlubinného úložiště je optimálně umísťováno poblíž těchto bloků. Ukládací prostory se nacházejí v minimální hloubce 500 m pod povrchem terénu. Podzemní část HÚ je variantně řešena pro:

- **horizontální ukládání VJP**
- **vertikální ukládání VJP**

Rozdílný způsob ukládání VJP má:

- **Dopady do dílčích částí HÚ**

Rozdílná koncepce způsobu ukládání UOS s VJP má přímý vliv na velikost a uspořádání HÚ. Horizontální ukládání má jiné prostorové nároky na velikost a charakter ukládacích prostor oproti vertikálnímu ukládání. V následujících podkapitolách jsou obecně popsány dopady do dílčích částí HÚ. Podrobněji lze tyto vlivy volby způsobu ukládání patrné v kapitolách věnujících se konkrétním částem HÚ, resp. důlním stavebním objektům.

▪ Dopady do objektů v podzemní a povrchové části

Způsob ukládání VJP má jednoznačný vliv na volbu použité mechanizace nejen pro samotnou přepravu a ukládání UOS, ale také volbu strojní techniky pro ražbu ukládacích vrtů. Z toho plynou i odlišné prostorové nároky na důlní stavební objekty, jimiž jsou liniová podzemní díla, kterými tyto přepravní a ukládací stroje projíždějí. Jelikož má horizontální a vertikální ukládání především rozdílné nároky na velikost ukládacích prostor, má způsob ukládání dopad také na uspořádání povrchové části HÚ. Vliv může být očekáván především na velikosti jedno a vícedenních deponií v nebo poblíž povrchového areálu.

▪ Dopady do infrastruktury

Odlišný způsob ukládání s sebou přináší také odlišné nároky na zásobování areálu, resp. jednotlivých mechanismů elektrickou energií a jinými médii, které jsou nutné k jejich provozu, údržbě a opravě nebo provozu objektů s těmito mechanismy souvisejícími.

▪ Koncepte projektového řešení podzemní části HÚ

Koncepčně je podzemní část HÚ projekčně řešena ve 2 dispozičních variantách, samostatně pro vertikální a také pro horizontální způsob ukládání VJP. Další dvě modifikovaná projektovaná řešení přinesla variabilní koncepte preferovaných způsobů ražeb jednotlivých důlních stavebních objektů.

Z hlediska způsobu rozpojování hornin se rozlišují tyto dva preferované typy ražeb:

- **Mechanizovaný způsob ražby** za pomoci plnoprofilových razicích strojů – především hard rock TBM
- **Konvenční způsob ražby** – cyklická ražba, při které jsou pro rozpojování hornin využity hlavně trhací práce (metoda NRTM, případně „Drill & Blast“)

Projektové řešení tedy mimo dva způsoby ukládání počítá u každého z nich variantně s dvěma preferovanými způsoby rozpojování hornin. Tímto vznikly 4 varianty dispozičního řešení podzemního areálu HÚ, které jsou pro zjednodušení dále označovány zkratkami D1 až D4.

V Tab. 8 jsou názorně uvedeny čtyři projekčně zpracované dispoziční varianty řešení podzemní části HÚ, a jak se vzájemně liší. Jednotlivé stavební objekty, na které tato tabulka odkazuje, jsou blíže popsány v dalších kapitolách této zprávy.

Tab. 1 – Dispoziční varianty řešení podzemního areálu HÚ

Dispoziční řešení	D1 – VU, M		D2 – VU, K		D3 – HU, M		D4 – HU, K	
Způsob ukládání VJP	Vertikální		Vertikální		Horizontální		Horizontální	
Preferovaný typ ražby	K	M	K	M	K	M	K	M
Zavážecí a odtěžovací tunel		x	x			x	x	
Pátevní chodby		x	x			x	x	
Spojovací chodby	x		x		x		x	
Ukládací chodby		x	x		---		---	
Ukládací vrty		x		x		x		x

VU – vertikální ukládání, HU – horizontální ukládání, K – konvenční metoda ražby, M – mechanizovaný způsob ražby za pomoci plnoprofilových razicích strojů; Pozn.: Křížek značí preferovanou volbu technologie ražby pro danou variantu.

Tab. 8 rozlišuje pouze preferovaný typ ražby u jednotlivých důlních stavebních objektů, ale nevylučuje, že není použit u těchto objektů jiný způsob ražeb. Jinými slovy uvádí majoritní zastoupení dvou základních typů ražeb u vybraných DuSO. U zavážecího a odtěžovacího tunelu a také páteřních chodeb je v případě mechanizovaného způsobu ražby uvažováno s použitím plnoprofilových razicích strojů typu hard rock TBM.

1.2.1.2 Uspořádání podzemní části HÚ

Hlubinné úložiště je koncipováno jako podzemní dílo, které je budováno v několika podzemních patrech, „horizontech“. Toto rozdělení je dáno především funkcí těchto horizontů, ale pro svou členitost a výškové uspořádání nelze hovořit o konkrétní výškové úrovni, kterou horizont představuje.

1) „Povrch terénu“

Tento horizont vymezuje prostor v přípovrchové oblasti, v němž se v první řadě nachází povrchový areál a k němuž přiléhá provozní budova aktivních provozů. V daném horizontu a bezprostřední blízkosti povrchového areálu, v zahloubeném DuSO 04, probíhá příprava RAO a VJP pro uložení (Modul M2b). V tomto objektu se nachází překládací uzel, horká komora a související provozy.

Na povrchu je vymezena relativní výšková úroveň $\pm 0,000$, která odpovídá nadmořské výšce 481 m n. m. a udává také nejnižší místo na povrchu terénu poblíž potenciálně využitelných horninových bloků. Tato vztažná rovina je směrodatná pro určení minimální výšky nadloží HÚ 500 m a používá se mj. pro relativní vymezení výškové úrovně jednotlivých horizontů.

Vztažný bod:

- Nadmořská výška: 481 m n.m. (B. p. v.) = $\pm 0,000$
- Souřadnice: X= 1140751,5568; Y= 642278,2674 (S-JTSK)

Umístění vztažného bodu je patrné na situačních výkresech jednotlivých dispozičních variant řešení v přílohách č. 04 až 07.

2) „Ukládací horizont RAO“

Ukládací horizont RAO se nachází řádově dle jednotlivých dispozičních variant (D1 až D4) v rozmezí hloubek od 293 m do 322 m pod povrchem. V tomto horizontu se počítá s umístěním komor pro uskladnění RAO (DuSO 11). Je uvažováno, že prostory jedné z těchto komor se dočasně využijí k umístěním konfirmační laboratoře (DuSO 12). Oba objekty se nacházejí v místě potenciálně využitelných horninových bloků.

3) „Ukládací horizont VJP“

V tomto horizontu jsou umístěny sekce pro ukládání VJP, technické zázemí úseku ražby a úseku přípravy a ukládání VJP a konfirmační laboratoř (DuSO 12). Sekce pro ukládání VJP jsou projektovány v potenciálně využitelných horninových blocích, zatímco technické zázemí HÚ je umístěno mimo tyto bloky. Hodnota -500 m pod povrchem představuje nejvyšší polohu ukládacího místa pro VJP. Vlivem zajištění min. podélného sklonu pro gravitační odvodnění celého ukládacího horizontu se technické zázemí, kde jsou umístěny jímací objekt a čerpací stanice, se technické zázemí nachází o několik desítek metrů níže než ukládací sekce VJP. Dispoziční řešení jednotlivých projektovaných variant je odlišné, a tím se mění i výškové uspořádání podzemního areálu. Řádově se ukládací sekce VJP nachází v hloubce 500 m až -530 m pod povrchem.

Všechny uvedené horizonty jsou vzájemně propojeny v lokalitě Horka závážecím a odtěžovacím tunelem a vtažnou jámou. Oproti (GRÜNWALD, L. et al., 2018) bylo z důvodu střetů zájmů na povrchu nutné ustoupit od koncepce výstavby těžní jámy. Přesné výškové vymezení ukládacích horizontů RAO a VJP je patrné na situačních výkresech jednotlivých dispozičních variant řešení v přílohách č. 04 až 07.

1.2.1.3 Moduly podzemní části HÚ

Podzemní areál je v zásadě rozdělen na dvě samostatné části – úsek ražeb a výstavby, úsek přípravy a ukládání. HÚ jako takové je pro přehlednost detailněji rozděleno na jednotlivé moduly lišící se svou funkcí, kterou plní v rámci hlubinného úložiště.

Jmenovitě to jsou moduly:

- Modul M2b – Modul přípravy RAO a VJP pro uložení
- Modul M10 – Modul dopravní
- Modul M11 – Modul ukládání VJP
- Modul M12 – Modul ukládání RAO
- Modul M13 – Modul konfirmační laboratoře

- **Modul M14 – Modul výstavby**
- **Modul M15 – Modul ražby a transportu rubaniny na povrch**
- **Modul M16 – Modul větrání**
- **Modul M17 – Modul čerpání důlních vod**

Následující odstavce se věnují stručnému popisu a vymezení funkce jednotlivých modulů.

Modul M2b – Modul přípravy RAO a VJP pro uložení

Modul M2b je součástí modulu M2. Ten je rozdělen na povrchovou část M2a a podzemní část M2b. Modulem M2a se zabývá samostatná kapitola 4.3.2.2. Tento modul se nachází v horizontu „Povrch terénu“.

Modul přípravy RAO a VJP slouží k zajištění příjmu a vyložení a skladování VJP v meziskladu umístěném v horké komoře. Dále se zabývá příjmem, přípravou a kontrolou prázdných ukládacích obalových souborů, jejich skladováním, plněním a přípravou ke konečnému uložení v podzemním areálu hlubinného úložiště. Modul přípravy RAO a VJP pro uložení rovněž zahrnuje přípravu a uložení RAO vzniklých při provozu horké komory. Objektově modul M2b zahrnuje hloubený důlní stavební objekt DuSO 04 (Příprava RAO a VJP).

Modul M10 – Modul dopravní

Dopravní modul zahrnuje veškerou přepravu UOS, mechanismů, osob, materiálu a energie mezi povrchovým a podzemním areálem a rovněž mezi jednotlivými důlními stavebními objekty. Přeprava probíhá za pomoci různých typů dopravních prostředků u osob, materiálu a UOS nebo kabelovou a trubní sítí v případě energií a jiných médií. Základními dopravními cestami HÚ na lokalitě Horka je zavážecí a odtěžovací tunel, subhorizontální chodby v ukládacím horizontu (páteřní chodby, spojovací chodby, zavážecí chodby v případě vertikálního ukládání) a vtažná jáma.

Modul M11 – Modul ukládání VJP

Modul ukládání VJP sdružuje objekty a procesy spojené s vlastním uložením UOS v ukládacím vrtu při horizontálním nebo vertikálním ukládání. Mezi procesy, které se řadí do tohoto modulu, patří také konečné uzavírání ukládacích vrtů zátkou, včetně zaplňování ukládací chodby vhodným materiálem při vertikálním způsobu ukládání. V případě horizontálního ukládání jsou UOS ukládány do subhorizontálních ukládacích vrtů, u vertikálního ukládání jsou ukládacími prostory vertikální vrty provedené ze zavážecích chodeb.

Tento modul zahrnuje rovněž technické zázemí úseku přípravy a ukládání, mezi které patří rozvodna elektrické energie, dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů, požární sklad, sklad mazadel, úsek mytí a údržby. Shromaždiště osob, stanice první pomoci a zkušebna je společná s úsekem ražeb a výstavby.

Modul M12 – Modul ukládání RAO

Modul ukládání RAO sdružuje objekty a procesy spojené s uložením betonkontejnerů v ukládacích komorách. Proces následného zaplňování a uzavírání obsazených ukládacích komor patří rovněž pod tento modul. Samotné uložení RAO probíhá na ukládacím horizontu RAO.

Modul M13 – Modul konfirmační laboratoře

Modul konfirmační laboratoře je objektově rozdělen na dvě části, přičemž se obě nachází v potenciálně využitelných horninových blocích. První část konfirmační laboratoř je zřízena na horizontu ukládání RAO a jsou zde potvrzovány základní předpoklady o chování a vlastnostech horninového masívu. Vybudování této laboratoře předchází zahájení provozu, jelikož je nutné prokázat splnění odpovídajících požadavků vlastností masívu ovlivňující dlouhodobou bezpečnost HÚ (chemismus, tepelné, difúzní, sorpční a elektromigrační parametry, aj.). Druhá část je umístěna v ukládacím horizontu VJP. Zde jsou ve skutečných geologických podmínkách panujícím na ukládacím horizontu VJP ověřovány inženýrské bariéry a předpoklady navazující na již provedené výzkumné činnosti. Konfirmační laboratoř je dimenzována pro umístění 3 UOS. Nepředpokládá se však, že zde budou zaváženy UOS s VJP. Podrobněji se konfirmační laboratoří zabývá kap. 4.2.3.9.

Modul M14 – Modul výstavby

Modul výstavby M14 představuje technické zázemí pro úsek ražeb a výstavby. Zajišťuje tedy technickou podporu pro tyto činnosti. Modul výstavby funkčně navazuje na Modul ražeb a transportu rubaniny na povrch a také na Modul dopravní, jelikož je při výstavbě nutné počítat s transportem stavebního a jiného materiálu pro výstavbu. Modul výstavby zajišťuje rovněž veškeré stavební činnosti nezbytné k zajištění stavební připravenosti pro uvedení HÚ do provozu, které nejsou zahrnuty v ostatních modulech.

Modul M15 – Modul ražby a transportu rubaniny na povrch

Modul ražby a transportu rubaniny na povrch zahrnuje objekty a práce výlučně spojené s ražbou, manipulací a transportem rubaniny. Do Modulu ražby spadá rovněž provádění předstihových opatření, zlepšování horninového prostředí pro ražbu, dokumentace čelby a geotechnický monitoring. Důlní stavební objekty zajišťující technickou podporu ražby jsou zahrnuty v modulu M14. Mimo vlastní ražbu a manipulaci s rozpojenou horninou je třeba zajistit rovněž dopravu potřebného materiálu na pracoviště, a to jak ve fázi ražeb, tak i další výstavby a jinými činnostmi spojenými s dopravou materiálu. Ty jsou zahrnuty v modulu dopravním, ale nelze je opomenout při popisu modulu ražeb.

Modul M16 – Modul větrání

Modul větrání sdružuje objekty a procesy spojené se zajištěním přívodu čerstvých větrů do podzemí HÚ, jejich distribucí v rámci jednotlivých horizontů a odvedení mdlých větrů zpět na povrch. V rámci tohoto modulu je řešena také případná jejich úprava při vhánění do podzemí (např. přehřívání v zimních měsících) a vydechování k povrchu (filtrace). Cesty, kterými budou vedeny důlní větry, víceméně kopírují cesty dopravní. Jsou jimi tedy především subhorizontální chodby v ukládacím horizontu, zavážecí a odtěžovací tunel a vtažná jáma.

Modul M16 zahrnuje větrání DuSO 04, které je na větrání ostatních částí HÚ nezávislé.

Modul M17 – Modul čerpání důlních vod

Modul čerpání důlních vod koncepčně řeší akumulaci a transport důlních vod (průsakových a technologických) na povrch. Akumulace probíhá v jímacích objektech, přičemž před jejich čerpáním výtlačným potrubím na povrch je prováděno jejich čištění v sedimentačních nádržích.

1.2.1.4 Důlní stavební objekty

Podzemní část hlubinného úložiště je podrobněji rozdělena do jednotlivých stavebních objektů uvedených v Tab. 9

Tab. 2 – Seznam důlních stavebních objektů

Č. OBJEKTU	NÁZEV OBJEKTU	MODUL
DuSO 01	ODTĚŽOVACÍ TUNEL	M10, M15, M16, M17
DuSO 02	ZAVÁŽECÍ TUNEL	M10
DuSO 03	VTAŽNÁ JÁMA	M10, M16, M17
DuSO 04	PŘÍPRAVA RAO A VJP	M2b
DuSO 05	PÁTEŘNÍ CHODBY	M10
DuSO 06	SPOJOVACÍ CHODBY ÚSEKU RAŽBY	M10
DuSO 07	SPOJOVACÍ CHODBY ÚSEKU UKLÁDÁNÍ	M10
DuSO 08	ZAVÁŽECÍ CHODBY	M11
DuSO 09	UKLÁDACÍ VRTY	M11
DuSO 10	ÚSEK KONTROLY/PŘEKLÁDKY UOS s VJP	M11
DuSO 11	UKLÁDACÍ KOMORY RAO	M12
DuSO 12	KONFIRMAČNÍ LABORATOŘ	M13
DuSO 13	ČERPACÍ STANICE S JÍMKOU	M17
DuSO 14	ROZVODNA – ÚSEK RAŽBY	M14
DuSO 15	ROZVODNA – ÚSEK UKLÁDÁNÍ	M11

Č. OBJEKTU	NÁZEV OBJEKTU	MODUL
DuSO 16	SHROMAŽDIŠTĚ OSOB, STANICE PRVNÍ POMOCI A ZKUŠEBNA	M11, M14
DuSO 17	DÍLNY PRO OPRAVU A ÚDRŽBU STROJNÍCH MECHANISMŮ	M11, M14
DuSO 18	SKLAD NÁHRADNÍCH DÍLŮ	M14
DuSO 19	SKLAD MAZADEL, ÚSEK MYTÍ A ÚDRŽBY	M11, M14
DuSO 20	SEDIMENTAČNÍ NÁDRŽ	M17
DuSO 21	SKLAD VÝBUŠNIN	M14
DuSO 22	POŽÁRNÍ SKLAD	M11, M14

1.2.1.5 Důlní provozní celky

Provoz podzemní části hlubinného úložiště je rozdělen do jednotlivých provozních celků zahrnující provozní soubory v rozsahu (GRÜNWALD L. et al., 2018) v Tab. 10:

Tab. 3 – Seznam důlních provozních celků

Č. OBJEKTU	NÁZEV OBJEKTU	ZAŘÍZENÍ
DuPC 01	TĚŽEBNÍ ZAŘÍZENÍ	Těžební zařízení, náraziště
DuPC 02	OPRAVY A PROVOZ DŮLNÍCH MECHANISMŮ	Vlastní mechanismy, opravy, remízy
DuPC 03	OPRAVY A PROVOZ UKLÁDACÍCH MECHANISMŮ	Vlastní mechanismy, opravy, remízy
DuPC 04	VZDUCHOTECHNIKA	VZT, zdroj chladu, výměňkové stanice
DuPC 05	ČERPÁNÍ VOD	Čerpací a přečerpávací stanice, trubní vedení
DuPC 06	SILNOPROUDÁ ZAŘÍZENÍ	Rozvody VN, trafostanice, rozvodna
DuPC 07	SLABOPROUDÁ ZAŘÍZENÍ	Rozvodny NN, rozvody NN, osvětlení, elektrozařízení
DuPC 08	TRUBNÍ ROZVODY POŽÁRNÍ VODY	Trubní rozvody požární vody, hasicí zařízení
DuPC 09	ROZVODY STLAČENÉHO VZDUCHU	Kompresorovna, trubní rozvody stlačeného vzduchu
DuPC 10	LABORATOŘE	Konfirmační laboratoř, zkušebny
DuPC 11	ZAŘÍZENÍ ÚPRAVY VOD	Odkalovací jímka, čištění vod
DuPC 12	DEKONTAMINACE	Dekontaminační zařízení
DuPC 13	SYSTÉM KONTROLY ŘÍZENÍ	Systém kontroly řízení
DuPC 14	RADIAČNÍ KONTROLA	Radiační kontrola
DuPC 15	AKTIVNÍ DÍLNY	Aktivní dílny
DuPC 16	PŘÍJEM A UKLÁDÁNÍ VJP, RAO	Zařízení příjmu, ukládky VJP a RAO, zařízení pro cementaci, sběr a zpracování RAO

1.2.1.6 Dopravní prostory

V rámci HÚ je zajištěno několik dopravních cest, které slouží k různým účelům:

- Dopravu VJP, RAO, mechanismů, materiálu či nadměrných nákladů
- Dopravu personálu úseku přípravy a ukládání
- Dopravu mužstva pro úsek ražeb a výstavby
- Transport rubaniny a odpadních důlních vod
- Transport energie, vody a vzduchu

Při zahájení ukládacího procesu je dbáno na oddělení dopravních cest nutných pro ražbu a pro samotné zavážení VJP a RAO. Rovněž osoby obsluhující úsek ražeb, resp. úsek ukládání se za běžného provozu HÚ dopravují na pracoviště vzájemně oddělenou cestou. Je vyžadováno, aby

v momentě zahájení provozu HÚ za současné výstavby dalších úseků HÚ byla ražba oddělena od úseku přípravy a ukládání. Tento požadavek je promítnut do dispozičního řešení HÚ a je zajištěn mj. rozmístěním fyzických zábran (trvalých a mobilních) zabraňujících volnému pohybu osob a mechanismů mezi jednotlivými úseky. Tyto bariéry musí na jednu stranu zajistit fyzické oddělení prostor (pohyb osob, zamezení prašnosti, případně požární předěl,...) na stranu druhou však umožnit současné provětrávání obou prostor jedním větrným proudem (vzduchotechnická klapka či prostup).

Základním dopravním objektem je úpadní zavážecí tunel, jímž jsou do horizontu ukládání VJP dopravovány UOS s VJP. Pro úsek přípravy a ukládání jsou osoby na místo určení přednostně dopravovány vozidly rovněž zavážecím tunelem.

Mužstvu úseku ražeb a výstavby slouží u lokality Horka k dopravě do ukládacího horizontu VJP odtěžovací tunel vedený po většinu trasy paralelně k zavážecímu tunelu. Odtěžovací tunel slouží k transportu rozpojené horniny kolovými dopravními prostředky na povrch, alt. pásovými dopravníky. Transport rubaniny směrem k odtěžovacímu tunelu probíhá v rámci ukládacího horizontu vyraženými páteřními a spojovacími chodbami.

Přesun BK s RAO se předpokládá rovněž zavážecím tunelem, a to k ukládacímu horizontu RAO.

Zavážecí nebo odtěžovací tunel může sloužit také k dopravě nadměrných nákladů, mechanismů či materiálu (např. čerstvého betonu). V případě mimořádných událostí umožňuje systém fyzických zábran pohyb osob mezi provozy. Realizace dvou nezávislých úpadních dopravních tunelů je k tomuto účelu ideální, jelikož umožňuje zkrátit únikové cesty realizací únikových propojek mezi dvojicí tunelů.

Velikost průjezdných profilů manipulační techniky pro uložení UOS

Ze zprávy pro optimalizaci podzemních částí HÚ (GRÜNWALD L. et al., 2018) vyplývají velikosti průjezdných profilů chodeb pro manipulační techniku pro uložení UOS. S ohledem na rozdílnou mechanizaci použitou pro horizontální a vertikální způsob ukládání se i stanovené průjezdné profily liší.

▪ Horizontální způsob ukládání UOS

Koncepčně je uvažováno s použitím kolového mechanismu pro dopravu UOS s VJP zavážecím tunelem z překládacího uzlu objektu přípravy VJP a RAO (DuSO 04) do úseku překládky (DuSO 10) na ukládacím horizontu VJP.

Oproti tomu průjezdné profily manipulační techniky na ukládacím horizontu VJP, tedy pro průjezd páteřními chodbami, vychází z koncepčního projektu komplexního logistického procesu robotické manipulace a transportu ukládacích obalových souborů s vyhořelým jaderným palivem (SKAŘUPA J. et al., 2017). V Tab. 11 jsou uvedeny příčné rozměry minimálních průjezdných profilů pro jednotlivé typy přepravních a ukládacích mechanismů UOS, resp. vybrané DuSO.

Tab. 4 – Průjezdné profily manipulační techniky pro uložení UOS – horizontální ukládání

DuSO	Min. šířka profilu [m]	Min. výška profilu [m]
Zavážecí tunel	3,5	3,5
Páteřní chodba	3,2	3,7
Spojovací chodba	3,2	3,7

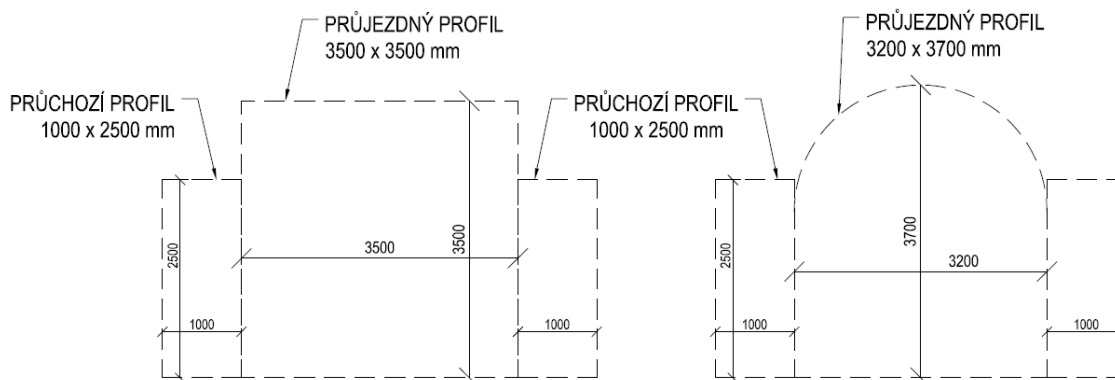
Na Obr. 43 jsou manipulační prostory zpracovány do průjezdných profilů. U zavážecího tunelu a páteřních chodeb se počítá po stranách průjezdného profilu rovněž s průchozím prostorem velikosti 1,0 x 2,5 m. Spojovací chodby v tomto případě doplňují propojení mezi sítí chodeb páteřních a jsou shodného průjezdného profilu.

ZAVÁŽECÍ / ODTĚŽOVACÍ TUNEL

PRŮJEZDNÝ A PRŮCHOZÍ PROFIL ZAVÁŽENÍ VJP

PÁTEŘNÍ CHODBA

PRŮJEZDNÝ A PRŮCHOZÍ PROFIL ZAVÁŽENÍ VJP



Obr. 1 – Průjezdny profily pro zavážení UOS s VJP hl. podzemních prostor – horizontální ukládání

- **Vertikální způsob ukládání UOS**

Je uvažováno, že bude vyvinuto jednotné zařízení, které bude sloužit nejen k přepravě VJP do podzemí, tj. od naložení UOS v horké komoře po přesun UOS k místu uložení, ale také jako ukládací tzn. samotné uložení UOS do připraveného vrtu. Z tohoto důvodu jsou rozměry průjezdného profilu pro zavážecí tunel a páteřní chodby na ukládacím horizontu VJP shodné. Jinak tomu je u zavážecí chodby, kde je nutné manipulační zařízení s UOS naklonit před samotným uložení do vertikální polohy. V Tab. 12 jsou shrnuty příčné rozměry minimálních průjezdných profilů pro vybrané DuSO.

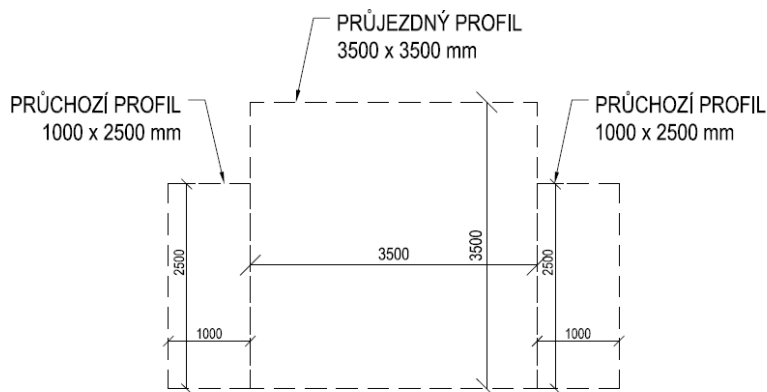
Tab. 5 – Průjezdny profily manipulační techniky pro uložení UOS – vertikální ukládání

DuSO	Min. šířka profilu [m]	Min. výška profilu [m]
Zavážecí tunel	3,5	3,5
Páteřní chodba	3,5	3,5
Spojovací chodba	3,5	3,5
Zavážecí chodba	3,5	5,5

Na Obr. 44 jsou manipulační prostory zpracovány do průjezdných profilů. U zavážecího/odtěžovacího tunelu, páteřních a spojovacích chodeb se počítá po stranách průjezdného profilu rovněž s průchozím prostorem velikosti 1,0 x 2,5 m. Spojovací chodby v tomto případě doplňují propojení mezi sítí chodeb páteřních a jsou shodného průjezdného profilu.

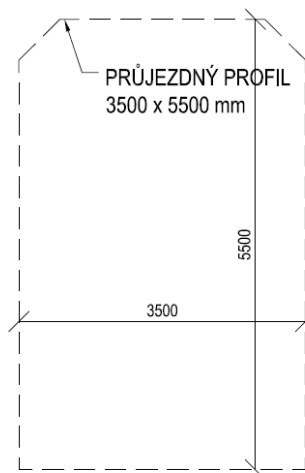
ZAVÁŽECÍ/ ODTĚŽOVACÍ TUNEL, PÁTEŘNÍ A SPOJOVACÍ CHODBY

PRŮJEZDNÝ A PRŮCHOZÍ PROFIL ZAVÁŽENÍ VJP



ZAVÁŽECÍ CHODBA

PRŮJEZDNÝ PROFIL ZAVÁŽENÍ VJP



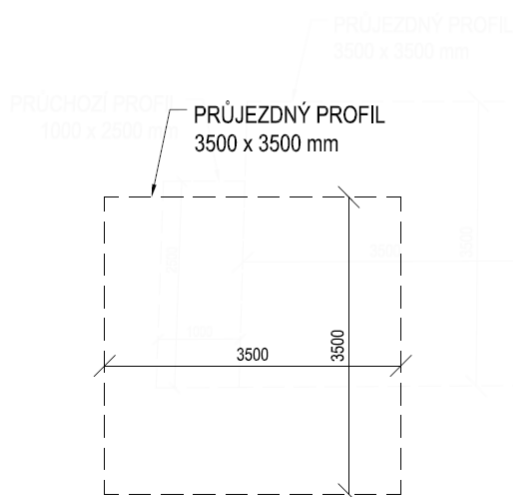
Obr. 2 – Průjezdny profily pro zavážení UOS s VJP hl. podzemních prostor – vertikální ukládání

▪ Velikost průjezdných profilů pro razicí techniku

Kromě manipulační techniky pro ukládání UOS jsou stanoveny a na Obr. 45 znázorněny průjezdny profily pro strojní mechanismy použité při ražbě a výstavbě HÚ. Průjezdny profil pro zavážecí a odtěžovací tunel po dobu jeho ražby je stanoven na 3,5 x 3,5 m. Při zajištění průchozího větrního proudu bez nutnosti přívodu vzduchu pomocí luten (napojení zavážecího a odtěžovacího tunelu na vtažnou jámu) je možné průjezdny profil zvětšit na 3,5 x 4,0 m. Na Obr. 46 jsou průchozí profily ražeb hlavních podzemních prostor při vertikálním ukládání.

ZAVÁŽECÍ / ODTĚŽOVACÍ TUNEL

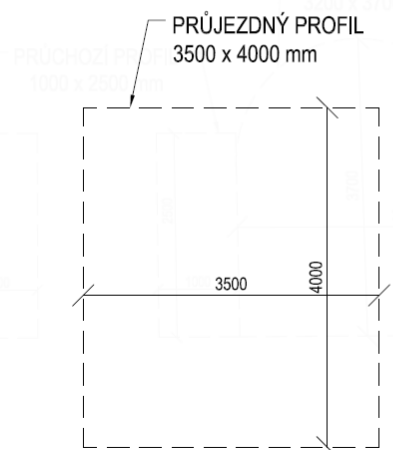
PRŮJEZDNÝ PROFIL TBM RAŽBY



ZAVÁŽECÍ / ODTĚŽOVACÍ TUNEL,

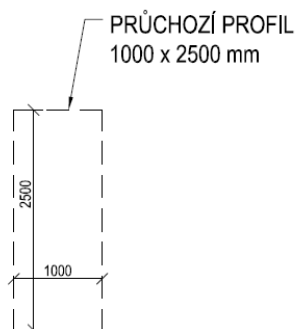
PÁTEŘNÍ, SPOJOVACÍ A ZAVÁŽECÍ CHODBA

PRŮJEZDNÝ PROFIL KONVENČNÍ RAŽBY



Obr. 3 – Průjezdny profily pro ražby hl. podzemních prostor – vertikální ukládání

ZAVÁŽECÍ / ODTĚŽOVACÍ TUNEL, PÁTEŘNÍ A SPOJOVACÍ CHODBY PRŮCHOZÍ PROFIL RAŽEB



Obr. 4 – Průchozí profil pro ražby hl. podzemních prostor – vertikální ukládání

▪ Příčné profily hlavních podzemních prostor

Příčné profily hlavních podzemních prostor (zavážecí a odtěžovací tunel, páteřní chodby, zavážecí chodby a spojovací chodby) jsou optimalizovány pro výše uvedené průjezdné profily manipulační techniky v období ražby, výstavby a provozu HÚ. Přílohová část zprávy obsahuje výkresy příčných řezů těchto důlních objektů.

1.2.1.7 Uspořádání ukládacích prostor pro VJP a RAO

Velikost ukládacích prostor pro VJP a RAO, tj. perspektivní území pro projektové práce, se v první řadě odvíjí od objemu ukládaného radioaktivního odpadu a vyhořelého jaderného paliva, které je požadováno v rámci HÚ uložit. S ohledem na výskyt zlomů 3. kategorie (zlomy délky 10 m až 1 km), u kterých nelze přesně definovat v ukládacím horizontu VJP jejich polohu, je při návrhu počítáno s 20% rezervou pro umístění počtu UOS. Tab. 13 uvádí předpokládaný počet UOS s VJP a počty UOS pro stanovení dispoziční 20% rezervy. Obdobným způsobem navyšuje i počty betonkontejnerů.

Tab. 14. Nutno podotknout, že dispoziční rezerva se v případě vertikálního ukládání promítá do adekvátního rozšíření počtu zavážecích chodeb, nikoliv však samotných ukládacích vrtů. Neboli počet vertikálních ukládacích vrtů odpovídá celkovému počtu UOS bez rezervy (7600). Naproti tomu při horizontálním ukládání odpovídá 20% rezerva v počtu UOS navýšení ukládacích míst v rámci ukládacích vrtů.

Tab. 6 - Předpokládaný počet UOS s VJP

UOS pro palivo	Počet UOS předpokládaná produkce	Počet UOS + 20% rezerva
VVER 440	3100	3720
VVER 1000	1800	2160
NJZ	2700	3240

Tab. 7 - Předpokládaný počet BK s RAO

Typ UOS	Počet UOS předpokládaná produkce	Počet UOS + 20% rezerva
Betonkontejner	3000	3600

Navržené prostory v podzemí, velikosti důlních objektů a profily ražených děl jsou definovány nejen objemem ukládaného materiálu, ale také způsobem ukládání. Vertikální a horizontální způsob ukládání mají odlišné požadavky nejen na ukládací manipulační techniku, ale též na prostory a tech-

nologii ražeb ukládacích vrtů a přístupových chodeb k nim přiléhajících. Velikost ukládacích prostor neméně závisí na zajištění minimálních odstupových vzdáleností mezi jednotlivými UOS stanovených na základě tepelných a statických výpočtů.

Samotné uspořádání ukládacích prostor je omezeno především geologickou stavbou horninového masívu. Na základě tektonické struktury hornin (zlomy, pukliny) byly stanoveny horninové bloky vhodné pro ukládání VJP dispozičně vymezující potenciálně vhodné a neporušené ukládací oblasti. Těmito bloky hornin se zabývá podrobněji kapitola 2.4.2 této zprávy a především (PERTOLDOVÁ J. et al., 2019). Ukládací horizont VJP v potenciálně využitelném bloku hornin se předpokládá minimálně 500 m pod povrchem terénu. U lokality Horka je tvořen třemi polygony o celkové ploše přibližně 14,9 km².

1.2.1.8 Základní geometrie ukládacích prostor pro VJP

Základní geometrie ukládacích prostor pro VJP, resp. jejich základních prvků, je zpracovaná ve 4 variantách, která se odvíjí od dvou uvažovaných způsobů ukládání a taktéž dvojicí metod ražeb.

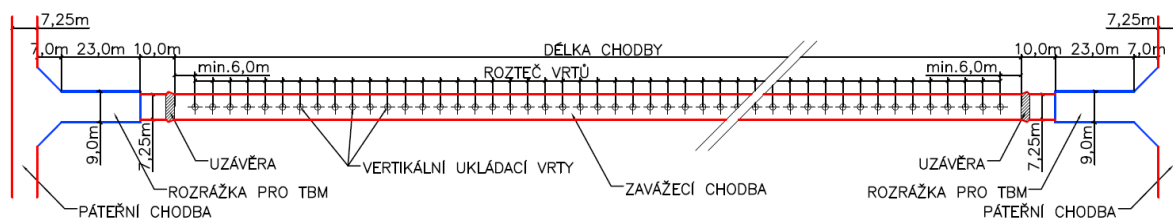
Vertikální ukládání

Jednou z uvažovaných možností ukládání vyhořelého jaderného paliva je umístění UOS do vertikálních vrtů.

Projektové řešení se zabývá uložením UOS s VJP do svislých vrtů budovaných z ukládacích chodeb. V každém vrtu bude uložen jeden UOS, přičemž v jedné zavázeční chodbě budou uloženy maximálně dva typy paliva.

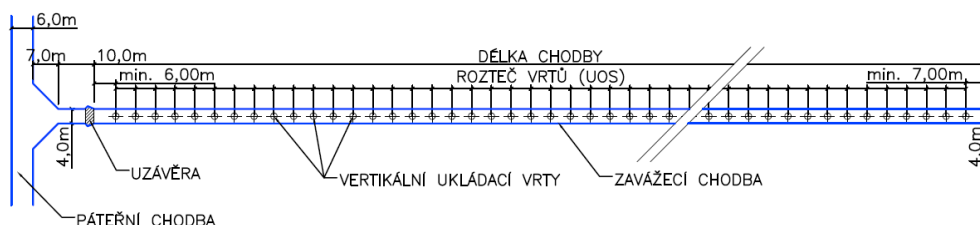
Na Obr. 47 a Obr. 48 je na schématu zavázeční chodby patrná základní geometrie jejích prvků. Jelikož se délka zavázečních chodeb mění s ohledem na způsob jejich ražeb, resp. dispozičním možnostem lokality, nejsou konkrétní rozměry ve schématech uváděny. Rozteč jednotlivých vrtů pro změnu závisí především na tepelných výpočtech pro daný typ UOS a VJP (viz 4.2.1.9).

Varianta D1 – Vertikální ukládání, převládající mechanizovaná ražba



Obr. 5 – Schéma vertikálního ukládání, převládající mechanizovaná ražba (D1)

Varianta D2 – Vertikální ukládání, převládající konvenční ražba



Obr. 6 – Schéma vertikálního ukládání, převládající konvenční ražba (D2)

Pro vertikální ukládání jsou u obou dispozičních variant (D1 a D2) vymezeny vždy 2 ukládací sekce, v nichž se nacházejí jednotlivé zavázeční chodby, pouze v západním horninovém bloku. Jednotlivé dispoziční varianty a umístění ukládacích sekcí je patrné z přílohy č. 04 a 05.

mohou představovat snadnější cesty pro případnou migraci radionuklidů. Rovněž šíření tepla v částečně rozpukaném masivu kolem výrubu je otázkou, kde existuje řada neznámých. Lze ovšem jednoznačně říci, že charakter a vývoj EDZ má tedy vliv na bezpečnost úložiště, robustnost inženýrských řešení, a tedy i na použité technologie rozpojování. Získat odpovědi na důležité neznámé v této problematice si klade za úkol výzkumná podpora pro bezpečnostní hodnocení HÚ (VAVRO M. et al., 2016).

Porušení okolo ražených děl ovlivňují následující parametry:

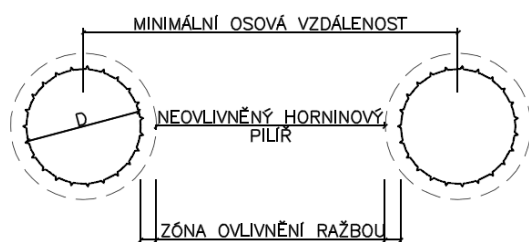
- geometrie důlního díla,
- stav napjatosti masivu,
- orientace důlního díla,
- mechanické vlastnosti hornin,
- mechanické vlastnosti horninového masivu,
- geologické struktury v blízkosti díla,
- použitá razicí metoda.

Jelikož v současné době nelze nalézt odpovědi na všechny otázky kolem vyskytujících se fenoménů, byly stanoveny velikosti zóny ovlivnění vlivem použité technologie ražby a jiných vlivů s vysokou mírou konzervativnosti. Tab. 15 porovnává volbu ovlivněných zón dle jednotlivých důlních děl a použité technologie ražby.

Tab. 8 – Velikosti zón ovlivnění dle použité technologie ražeb

Ukládací místo	Výška chodby H/ průměr chodby (vrtu) D	Zóna ovlivnění ražbou
Zavážecí chodby – TBM	7,25 m	1,00 m
Zavážecí chodby – konvenční ražba	6,70 m	2,00 m
Subhorizontální ukládací vrtý – strojní ražba	2,20 m	0,35 m
Vertikální ukládací vrtý – strojní ražba	1,80 m	0,25 m

ZAVÁŽECÍ CHODBY/UKLÁDACÍ VRTY



ZAVÁŽECÍ CHODBY



Obr. 9 – Princip stanovení minimální vzdálenosti mezi zav. chodbami / ukládacími vrtý

Tab. 16 porovnává minimální osové vzdálenosti mezi zavážecími chodbami, resp. ukládacími vrtý. Tato vzdálenost je určena jako součet zóny ovlivnění ražbou, velikosti neovlivněného horninového pilíře mezi důlními díly a jejich šířky (šířka chodby/průměr vrtu). Obr. 51 představuje grafické znázornění principu stanovení těchto vzdáleností.

Tab. 9 – Min. osově vzdálenosti dle statických výpočtů (BUREŠ P., 2017)

Vertikální ukládání	RAŽBA TBM – ZAVÁŽECÍ CHODBY		
	Neovl. hornin. pilíř 2D=2*7,25m	Zóna ovlivnění ražbou 2*1 m	Min. os. vzd. mezi zavážecími chodbami
	14,50 m	2,00 m	14,50+7,25+2,00=23,75 m
	KONVENČNÍ RAŽBA – ZAVÁŽECÍ CHODBY		
	Neovl. hornin. pilíř 2H=2*6,7m	Zóna ovlivnění ražbou 2*2 m	Min. os. vzd. mezi zavážecími chodbami
	13,40 m	4,00 m	13,40+4,00+4,00=21,40 m
	STROJNÍ RAŽBA – VERTIKÁLNÍ UKLÁDACÍ VRTY		
	Neovl. hornin. pilíř 1,5D=1,5*1,8m	Zóna ovlivnění ražbou 2*0,25 m	Min. os. vzd. mezi vrtly
	2,70 m	0,50 m	2,70+1,80+0,50=5,00 m
Horizontální ukládání	STROJNÍ RAŽBA – SUBHORIZONTÁLNÍ UKLÁDACÍ VRTY		
	Neovl. hornin. pilíř 2D=2*2,2m	Zóna ovlivnění ražbou 2*0,35 m	Min. os. vzd. mezi vrtly
	4,40 m	0,70 m	4,40+2,20+0,70=7,30 m

Minimální osově rozteče ukládacích prostor – tepelné výpočty

Určení vzájemné vzdálenosti ukládacích prostor probíhalo standardním postupem aplikovaným na všechny ostatní studované lokality. Řešeno bylo ukládání dvou rozměrových typů UOS pro tři druhy vyhořelého jaderného paliva: VVER-440, VVER-1000 a NJZ (pro VVER-1000 a NJZ je předpokládán stejný typ UOS), jak pro variantu uložení horizontálně, tak i vertikálně. Základní snahou výpočtu bylo dosáhnout co nejmenších osových vzdáleností mezi UOS či tunely a tím také co nejmenší půdorysné plochy úložiště, resp. rovněž nejmenší délky potřebných důlních chodeb či vrtů. Minimální vzdálenosti byly hledány pouze na základě tepelného výpočtu, který se oproti statickému (pevnostnímu) ukazuje jako limitní.

Z pohledu tepelného výpočtu je optimalizace vzdáleností hledáním minimální možné vzdálenosti mezi zdroji tepla (UOS) vytvářejícími nestacionární teplotní pole, které v žádném časovém okamžiku od uložení nesmí překročit limitní teplotu. Limitní teplota teplotního pole v masivu je přitom dána limitní teplotou bentonitu (95 °C) a odvodem tepla z UOS vrstvou bentonitu a předpokládanou 2 mm tlustou vzduchovou mezerou mezi bentonitem a masivem. Z konzervativních důvodů je při výpočtu limitní teploty pro rozhraní bentonit/HB uvažován pouze radiální odvod tepla z UOS. Protože tepelné výkony UOS jsou u daného typu UOS (VVER-440, VVER-1000, NJZ) předpokládány vždy stejné, není možné definovat tepelně nejvíce zatíženou pozici od UOS. Jako maximální limitní hodnotu teploty v masivu je proto možné brát teplotu na rozhraní bentonit/HB v polovině výšky UOS, který je ve středové pozici v celé ukládací sekci. Tepelné výkony jednotlivých typů UOS se podle zadání v počátečním okamžiku liší a jsou uvažovány jako funkce času. Přesné fyzikální popisy výpočtů, další teoretické předpoklady, odvození a provedené volby, včetně odhadu konzervativnosti výsledků a vybraných citlivostních analýz, budou součástí samostatné technické zprávy doprovázející tepelné výpočty (KOBYLKA D., FEJT F., 2017).

Výpočty lokality Horka byly prováděny s těmito termofyzikálními parametry masivu:

- **Součinitel tepelné vodivosti:** 2,1 W/mK
- **Hustota:** 2786 kg/m³
- **Měrná tepelná kapacita:** 750 J/kgK
- **Doba skladování UOS:** 65 let
- **Tepelný výkon na povrchu UOS pro uvažovanou dobu skladování 65 let**
 - **VVER 440** 665 W
 - **VVER 1000** 1125 W
 - **NJZ** 1221 W

Výsledky výpočtů pro hloubku úložiště -500 m pod povrchem, tj. počáteční teplotu masivu 25 °C, prověřované rozteče tunelů a UOS jsou uvedeny v Tab. 17. HB v lokalitě Horka má podprůměrný součinitel tepelné vodivosti 2,1 W/mK. Z uvedeného důvodu je základní optimalizace pro palivo 65 let od vyvezení z AZ problematická a podařilo se zjistit pouze minimální rozteče mezi UOS pro variantu UOS EDU ve vertikálním uspořádání, viz Tab. 17. U ostatních typů UOS a variant ukládání dochází při libovolně velkých roztečích vždy k překročení limitní teploty.

Tab. 10 – Minimální rozteče UOS a chodeb/vrtů dle tepelných výpočtů

UOS	Způsob ukládání	Rozteč UOS [m]	Rozteč chodeb/vrtů [m]
NJZ	Horizontální	> 45	35
		> 45	25
	Vertikální	> 45	35
		> 45	25
VVER-1000	Horizontální	> 45	35
		> 45	25
	Vertikální	> 45	35
		> 45	25
VVER-440	Horizontální	> 45	35
		> 45	25
	Vertikální	8	35
		8,2	25

Jediná možnost, jak ukládat VJP v ostatních variantách a z ostatních reaktorů je využít delší doby skladování v meziskladu pro snížení tepelného výkonu generovaného ve vyhořelém palivu. Další optimalizační výpočty prováděné na této lokalitě byly proto zaměřeny na určení potřebného času skladování. Podrobněji je postup optimalizace zpracován v (KOBYLKA D., FEJT F., 2017). Tab. 18 představuje navrženou minimální rozteč UOS a tunelu u paliva NJZ při prodloužení doby od vyvezení z AZ.

Tab. 11 – Minimální osové rozteče dle tepelných výpočtů – optimalizace

UOS	Způsob ukládání	Rozteč UOS [m]	Rozteč chodeb/vrtů [m]	Doba od vyvezení z AZ [roky]
NJZ	Horizontální	15	35	79,5
		15	25	80
	Vertikální	13	35	74,5
		13	25	75
VVER-1000	Horizontální	15	35	73
		15	25	73,5
	Vertikální	7,5	35	74,5
		7,5	25	75
VVER-440	Horizontální	7	35	71
		7	25	71,5
	Vertikální	8	35	65
		8,2	25	65

Ověření celkové geometrie HÚ v lokalitě Horka tepelnými výpočty je součástí (KOBYLKA D., FEJT F., 2017). Tento materiál shrnuje závěry a výsledky teplotních výpočtů lokality a stanovuje mezní hranice teplot na rozhraní bentonit / UOS v nichž by se konkrétní lokalita měla pohybovat.

V tabulkách Tab. 19 a Tab. 20 jsou uvedeny minimální osově rozteče ukládacích prostor s ohledem na tepelné výpočty a ražbou ovlivněné zóny v okolí důlních děl (zavážecí chodby, ukládací vrtý). V Tab. 19 je patrný postup stanovení těchto roztečí pro vertikální ukládání, v Tab. 20 pro horizontální ukládání.

Tab. 12 – Minimální osově rozteče pro vertikální ukládání dle tepelných výpočtů

UOS	Vertikální ukládání					
	Tepelný výpočet	Ovlivněná zóna vert. vrtu 2*0,25	Min. os. vzd. mezi chodbami	Tepelný výpočet	Ovlivněná zóna vert. vrtu	Os. vzd. mezi UOS
	Min. os. vzd. mezi chodbami			Min. os. vzd. Mezi UOS		
VVER-440	25,00 m	0,50 m	25,50 m	8,20 m	0,50 m	8,70 m
VVER-1000	25,00 m	0,50 m	25,50 m	7,50 m	0,50 m	8,00 m*
NJZ	25,00 m	0,50 m	25,50 m	13,00 m	0,50 m	13,50 m*

* Pro VJP se uvažuje s min. osovou vzdáleností stanovenou při prodloužení doby skladování paliva do (VJP z VVER-1000 75,0 let, NJZ 75,0 let)

Tab. 13 – Minimální osově rozteče pro horizontální ukládání dle tepelných výpočtů

UOS	Horizontální ukládání			
	Tepelný výpočet	Ovlivněná zóna vrtu	Os. vzd. mezi vrtý	Os. vzd. mezi UOS
	Min. os. vzd. mezi vrtý			
VVER-440	25,00 m	0,70 m	25,70 m	7,00 m*
VVER-1000	25,00 m	0,70 m	25,70 m	15,00 m*
NJZ	25,00 m	0,70 m	25,70 m	15,00 m*

* Pro VJP se uvažuje s min. osovou vzdáleností stanovenou při prodloužení doby skladování paliva do (VJP z VVER-440 skladováno 71,5 let, VVER-1000 73,5 let, NJZ 80,0 let)

Projektované rozteče ukládacích prostor

V této kapitole jsou stanoveny konečné, projektované, rozteče ukládacích vrtů a ukládacích obalových souborů (UOS) mezi sebou pro jednotlivé typy UOS a zvolený způsob ukládání. Konečné rozteče ukládacích prostor jsou vyšší z hodnot roztečí stanovených statickými, resp. tepelnými výpočty. Tab. 21 stanovuje projektované rozteče pro vertikální ukládání, zatímco * Pro VJP se uvažuje s min. osovou vzdáleností stanovenou při prodloužení doby skladování paliva do (VJP z VVER-1000 75,0 let, NJZ 75,0 let), Tab. 22 rozteče mezi vrtý a UOS u horizontálního ukládání.

Tab. 14 – Projektované rozteče ukládacích prostor – vertikální ukládání

VERTIKÁLNÍ UKLÁDÁNÍ		
UOS	RAŽBA TBM KONVENČNÍ RAŽBA	
	Projektovaná osová vzdálenost mezi chodbami	Projektovaná osová vzdálenost mezi UOS
VVER-440	25,50 m	8,70 m
VVER-1000	25,50 m	8,00 m*
NJZ	25,50 m	13,50 m*

* Pro VJP se uvažuje s min. osovou vzdáleností stanovenou při prodloužení doby skladování paliva do (VJP z VVER-1000 75,0 let, NJZ 75,0 let)

Tab. 15 – Projektované rozteče ukládacích prostor – horizontální ukládání

HORIZONTÁLNÍ UKLÁDÁNÍ		
	STROJNÍ RAŽBA	
UOS	Projektovaná osová vzdálenost mezi vrtů	Projektovaná osová vzdálenost mezi UOS
VVER-440	25,70 m	7,00 m*
VVER-1000	25,70 m	15,00 m*
NJZ	25,70 m	15,00 m*

* Pro VJP se uvažuje s min. osovou vzdáleností stanovenou při prodloužení doby skladování paliva do (VJP z VVER-440 skladováno 71,5 let, VVER-1000 73,5 let, NJZ 80,0 let)

1.2.1.10 Velikost ukládacích prostor pro VJP

V této kapitole jsou popsány velikosti ukládacích prostor z hlediska počtu zavážecích chodeb (pouze u vertikálního ukládání) a ukládacích vrtů. Zavážecí chodby a ukládací vrtů jsou ideově sloučeny do dispozičně oddělených ukládacích sekcí. Velikosti ukládacích prostor jsou pro jednotlivé dispoziční varianty řešení (D1 až D4) různé.

Vertikální ukládání

Varianta D1 – vertikální ukládání, preferovaná mechanizovaná ražba

Počet ukládacích sekcí: 2 (označeny římskými číslicemi I a II)

Osová vzdálenost mezi zavážecími chodbami: 25,5 m

Počet zavážecích chodeb v sekci I: 49

Počet zavážecích chodeb v sekci II: 45

Celkový počet zavážecích chodeb: 88

Celkový počet ukládacích vrtů: 7600

Délka zavážecích chodeb sekce I: 1000 (celkem 49 000 m*)

Délka zavážecích chodeb sekce II: 1000 (celkem 45 000 m*)

Celková délka zavážecích chodeb: 94,0 km*

**Délka zavážecích chodeb bez zátky, rozrážky a rozšíření pro vjezd manipulace s VJP*

V Tab. 23 jsou shrnuty údaje o plošných rozměrech potenciálně využitelných horninových bloků a jejich využití v případě dispoziční varianty D1.

Tab. 16 – Ukládací prostory pro VJP – D1

	Plocha perspektivního území [m ²]	Nevyužitelné plochy pro ukládací prostory [m ²]	Využitelné plochy pro ukládání (plocha HB) [m ²]	Ukládací plocha [m ²]
Západní HB	9 678 691	580 134	9 098 557	2 497 119
Východní HB	2 948 670	91 404	2 857 266	0
Jižní HB	2 280 469	0	2 280 469	0
Celkem	14 907 830	671 538	14 236 292	2 497 119

Plošné využití potenciálně využitelných horninových bloků pro dispoziční variantu D1 je graficky znázorněno na situačním výkresu (Příloha č. 04).

Varianta D2 – vertikální ukládání, preferovaná konvenční ražba

Počet ukládacích sekcí: 2 (označeny římskými číslicemi I a II)

Osová vzdálenost mezi zavážecími chodbami: 25,5 m

Počet zavážecích chodeb v sekci I: 49

Počet zavážecích chodeb v sekci II: 45

Celkový počet zavážecích chodeb: 88

Celkový počet ukládacích vrtů: 7600

Délka zavážecích chodeb sekce I: 1000 (celkem 49 000 m*)

Délka zavážecích chodeb sekce II: 1000 (celkem 45 000 m*)

Celková délka zavážecích chodeb: 94,0 km*

**Délka zavážecích chodeb bez zátky a rozšíření pro vjezd manipulace s VJP*

V Tab. 24 jsou shrnuty údaje o plošných rozměrech potenciálně využitelných horninových bloků a jejich využití v případě dispoziční varianty D2.

Tab. 17 – Ukládací prostory pro VJP – D2

	Plocha perspektivního území [m²]	Nevyužitelné plochy pro ukládací prostory [m²]	Využitelné plochy pro ukládání (plocha HB) [m²]	Ukládací plocha [m²]
Západní HB	9 678 691	580 134	9 098 557	2 498 758
Východní HB	2 948 670	91 404	2 857 266	0
Jižní HB	2 280 469	0	2 280 469	0
Celkem	14 907 830	671 538	14 236 292	2 498 758

Plošné využití potenciálně využitelných horninových bloků pro dispoziční variantu D2 je graficky znázorněno na situačním výkresu (Příloha č. 05).

Horizontální ukládání**Varianta D3 – horizontální ukládání, preferovaná mechanizovaná ražba**

Počet ukládacích sekcí: 3 (označeny římskými číslicemi I až III)

Osová vzdálenost mezi ukládacími vrtvy: 25,7 m

Počet ukládacích vrtů v sekci I: 80

Počet ukládacích vrtů v sekci II: 136

Počet ukládacích vrtů v sekci III: 143

Celkový počet ukládacích vrtů: 359

Délka ukládacích vrtů: 296,5 m*

Celková délka ukládacích vrtů: 106,4 km*

**Délka ukládacích vrtů bez zátky, rozrážky a rozšíření pro vjezd manipulace s VJP*

V Tab. 25 jsou shrnuty údaje o plošných rozměrech potenciálně využitelných horninových bloků a jejich využití v případě dispoziční varianty D3.

Tab. 18 – Ukládací prostory pro VJP – D3

	Plocha perspektivního území [m ²]	Nevyužitelné plochy pro ukládací prostory [m ²]	Využitelné plochy pro ukládání (plocha HB) [m ²]	Ukládací plocha [m ²]
Západní HB	9 678 691	580 134	9 098 557	3 196 174
Východní HB	2 948 670	91 404	2 857 266	0
Jižní HB	2 280 469	0	2 280 469	0
Celkem	14 907 830	671 538	14 236 292	3 196 174

Plošné využití potenciálně využitelných horninových bloků pro dispoziční variantu D6 je graficky znázorněno na situačním výkresu (Příloha č. 06).

Variantha D4 – horizontální ukládání, preferovaná konvenční ražba

Počet ukládacích sekcí: 3 (označeny římskými číslicemi I až III)

Osová vzdálenost mezi ukládacími vrtvy: 25,7 m

Počet ukládacích vrtů v sekci I: 80

Počet ukládacích vrtů v sekci II: 136

Počet ukládacích vrtů v sekci III: 143

Celkový počet ukládacích vrtů: 359

Délka ukládacích vrtů: 296,5 m*

Celková délka ukládacích vrtů: 106,4 km*

**Délka ukládacích vrtů bez zátky, rozrážky a rozšíření pro vjezd manipulace s VJP*

V Tab. 26 jsou shrnuty údaje o plošných rozměrech potenciálně využitelných horninových bloků a jejich využití v případě dispoziční varianty D4.

Tab. 19 – Ukládací prostory pro VJP – D4

--

Plošné využití potenciálně využitelných horninových bloků pro dispoziční variantu D4 je graficky znázorněno na situačním výkresu (Příloha č. 07).

1.2.1.11 Ukládací prostory pro RAO

V hlubinném úložišti se plánuje uložení radioaktivních odpadů z provozu JE a odpadů z vyřazování těchto elektráren z provozu, které není možné uložit do přípovrchových ÚRAO a RAO vzniklých provozem horké komory HÚ. Radioaktivní odpadní materiál bude uložen v betonkontejnerech.

Uložení ostatních RAO neuložitelných do stávajících úložišť se počítá v horizontu ukládání RAO. V tomto horizontu je uvažováno s umístěním komor pro uložení RAO, jelikož je tím dosaženo nižších prostorových nároků v rámci jednoho ukládacího horizontu (myšleno ukládací horizont VJP).

Okrajovými podmínkami pro umístění ukládacích prostor RAO jsou:

- Ukládání RAO mimo horizont ukládání VJP z důvodu zvýšení kapacity tohoto horizontu pro umístění UOS s VJP
- Ukládání RAO v horizontu s nadloží min. 300 m
- Ukládání RAO v horizontu min. 50 m nad horizontem ukládání VJP
- Ukládání RAO v místech, kde je nejdříve dosaženo bezprostřední blízkosti potenciálně využitelných bloků a zavážecího tunelu (za současné platnosti výše uvedených podmínek)

Podrobněji je provoz ukládání RAO řešen v kap. 4.2.2.4 a geometrie ukládacích prostor v kap. 4.2.3.8.

1.2.1.12 Technické zázemí podzemního areálu

Technické zázemí podzemního areálu se funkčně i dispozičně dělí na dva samostatné celky:

- Úsek ražeb a výstavby
- Úsek přípravy a ukládání

Oba tyto úseky jsou od sebe odděleny zábranami, které znemožňují v případě běžného provozu HÚ nekontrolovaný pohyb osob (bez patřičného oprávnění) mezi jednotlivými pracovišti. V případě nutnosti (mimořádná událost – havárie, požár) je nouzový průchod nebo průjezd vozidel díky navrhovanému dispozičnímu a technickému řešení umožněn. V případě realizace integrovaného bezpečnostního systému může být průchod nebo průjezd vozidel v době běžného provozu řešen verifikací osob a vozidel v místě přepážek oddělujících jednotlivá pracoviště. Naproti tomu při detekci mimořádné události lze únikové cesty zpřístupňovat za jiných bezpečnostních podmínek.

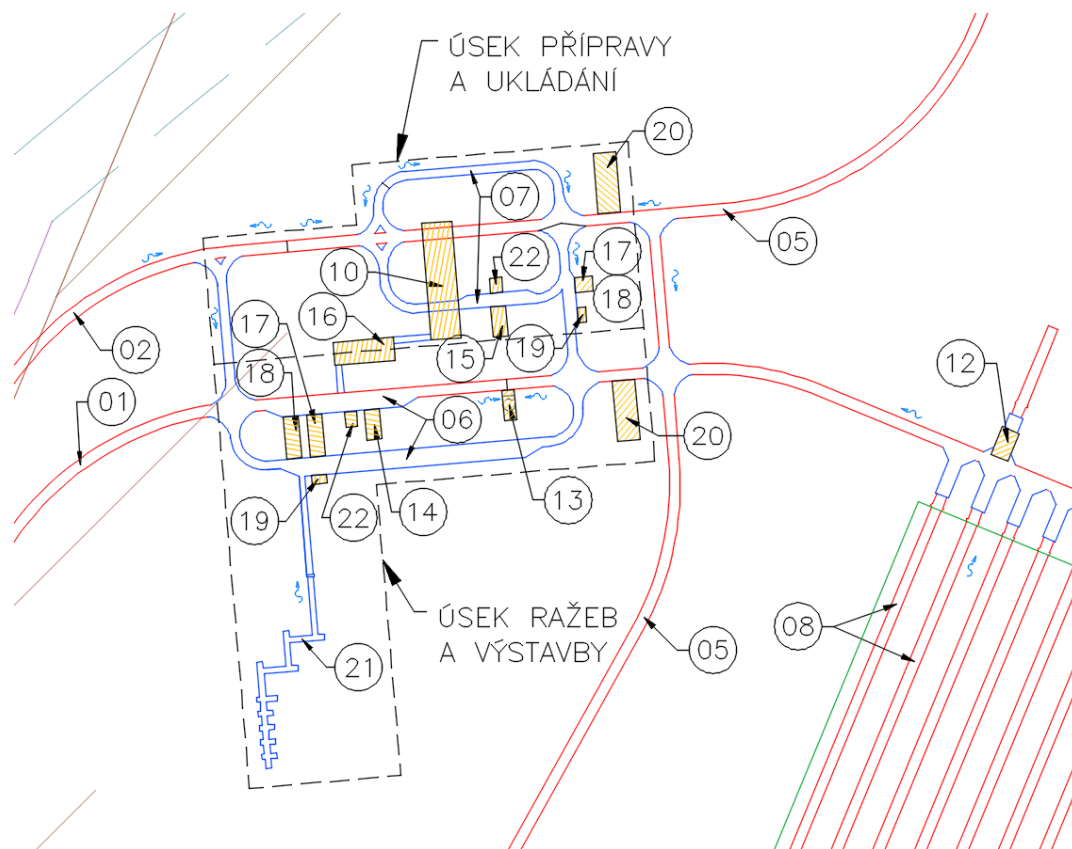
1.2.1.13 Úsek ražby a výstavby

Úsek ražeb a výstavby se nachází na horizontu ukládání VJP. Jedná se o ucelený soubor podzemních objektů zahrnující prostory a veškeré technické zázemí podzemního úložiště během výstavby ukládacích sekcí. V tomto samostatném úseku probíhají razicí práce v ukládacím horizontu, nakládání a transport rubaniny na povrch. Rozpojená hornina se přemísťuje v rámci horizontu k odtěžovému tunelu, odkud je následně za pomoci kolových dopravních mechanismů dopravována úklonným dílem na povrch, alternativně pásovým dopravníkem.

V úseku ražeb a výstavby se nachází rovněž rozvodna, sklad výbušnin, požární sklad, sklad náhradních dílů, mazadel, úsek mytí a údržby, dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů. Společným objektem s úsekem přípravy a ukládání je shromaždiště osob a zkušebna. Hlavní sklad výbušnin je v ukládacím horizontu zřízen pro efektivnější zásobování konvenčních ražeb. Do tohoto celku zahrnujícího objekty pro ražbu lze řadit také jímku s čerpací stanicí. Důlní voda je čerpána výtlakovým potrubím odtěžovacím tunelem na povrch. Důlními vodami a nakládání s nimi se zabývá samostatná kapitola zprávy (4.2.1.17). Jednotlivé objekty úseku ražeb a výstavby jsou propojeny spojovacími chodbami úseku ražby (DuSO 06).

Všechny výše uvedené stavební objekty jsou u zpracovaných dispozičních variant podzemí HÚ rozmístěny v technickém zázemí podzemního areálu, resp. v úseku ražeb a výstavby. Více či méně se liší jejich půdorysné umístění v rámci úseku, resp. podzemního areálu v závislosti na zvolené technologii ražeb a způsobu ukládání. Na následujících dvou obrázcích jsou znázorněny dvě dispoziční varianty projektového řešení technického zázemí při preferování mechanizovaného způsobu ražby (D1 – Obr. 52 a D3 – Obr. 53).

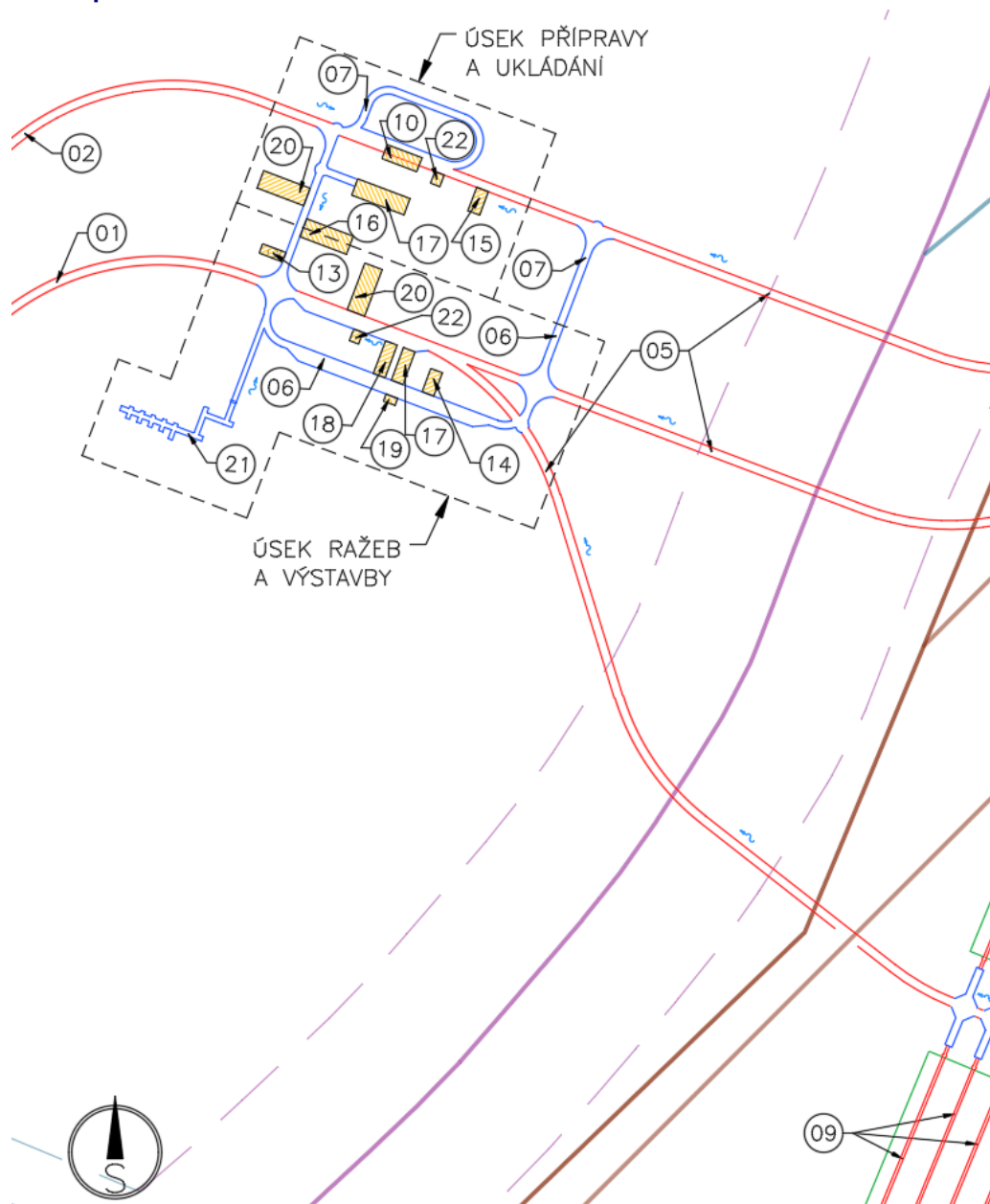
Vertikální způsob ukládání UOS



Obr. 10 - Schéma technického zázemí – D1

01-odtěžovací tunel, 02-zavážecí tunel, 05-páteřní chodby, 06-spojovací chodby úseku ražby, 07-spojovací chodby úseku ukládání, 08-zavážecí chodby, 10-úsek kontroly UOS s VJP, 12-konfirmační laboratoř, 13-čerpací stanice s jímkou, 14-rozvodna - úsek ražby, 15-rozvodna - úsek ukládání, 16-shromaždiště osob, stanice první pomoci a zkušebna, 17-dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů, 18-sklad náhradních dílů, 19-sklad mazadel, úsek mytí a údržby, 20-sedimentační nádrž, 21-sklad výbušnin, 22-požární sklad

Horizontální způsob ukládání UOS



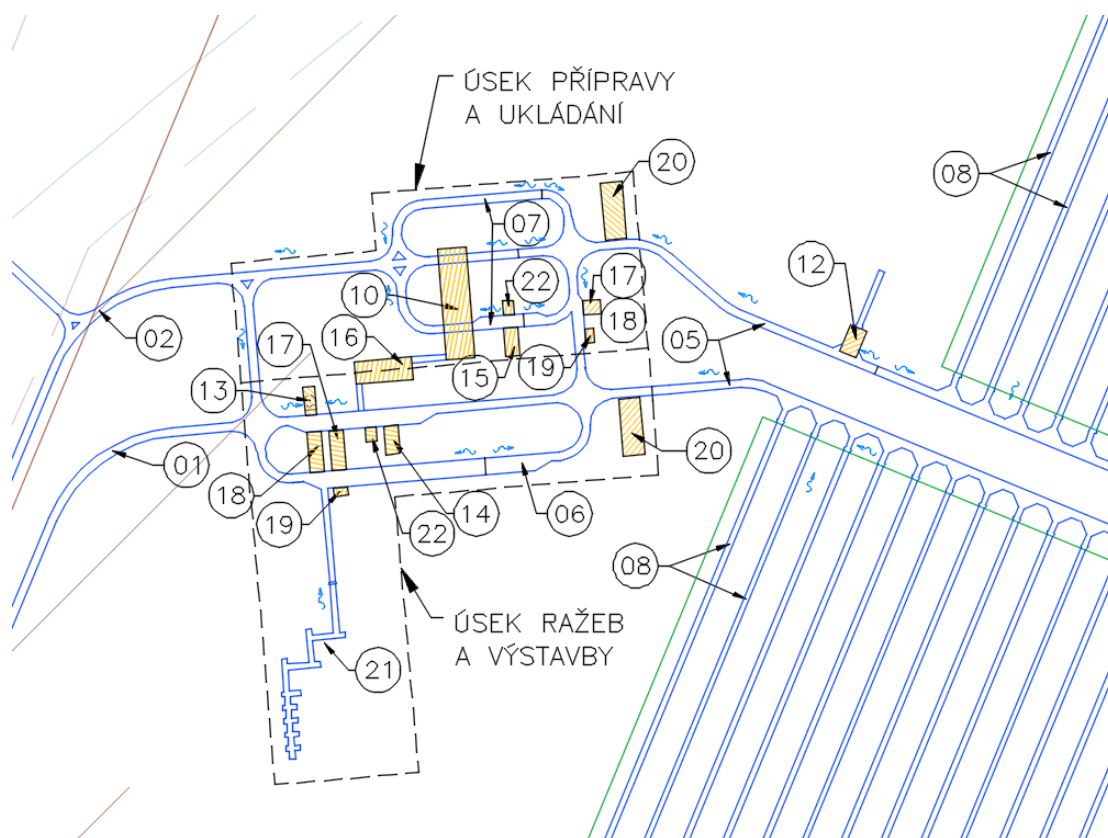
Obr. 11 – Schéma technického zázemí – D3

01-odtěžovací tunel, 02-zavážecí tunel, 05-pátevní chodby, 06-spojovací chodby úseku ražby, 07-spojovací chodby úseku ukládání, 09-ukládací vrty, 10-úsek překládky UOS s VJP, -, 13-čerpací stanice s jímkou, 14-rozvodna - úsek ražby, 15-rozvodna - úsek ukládání, 16-shromaždiště osob, stanice první pomoci a zkušebna, 17-dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů, 18-sklad náhradních dílů, 19-sklad mazadel, úsek mytí a údržby, 20-sedimentační nádrž, 21-sklad výbušnin, 22-požární sklad

1.2.1.14 Úsek přípravy a ukládání

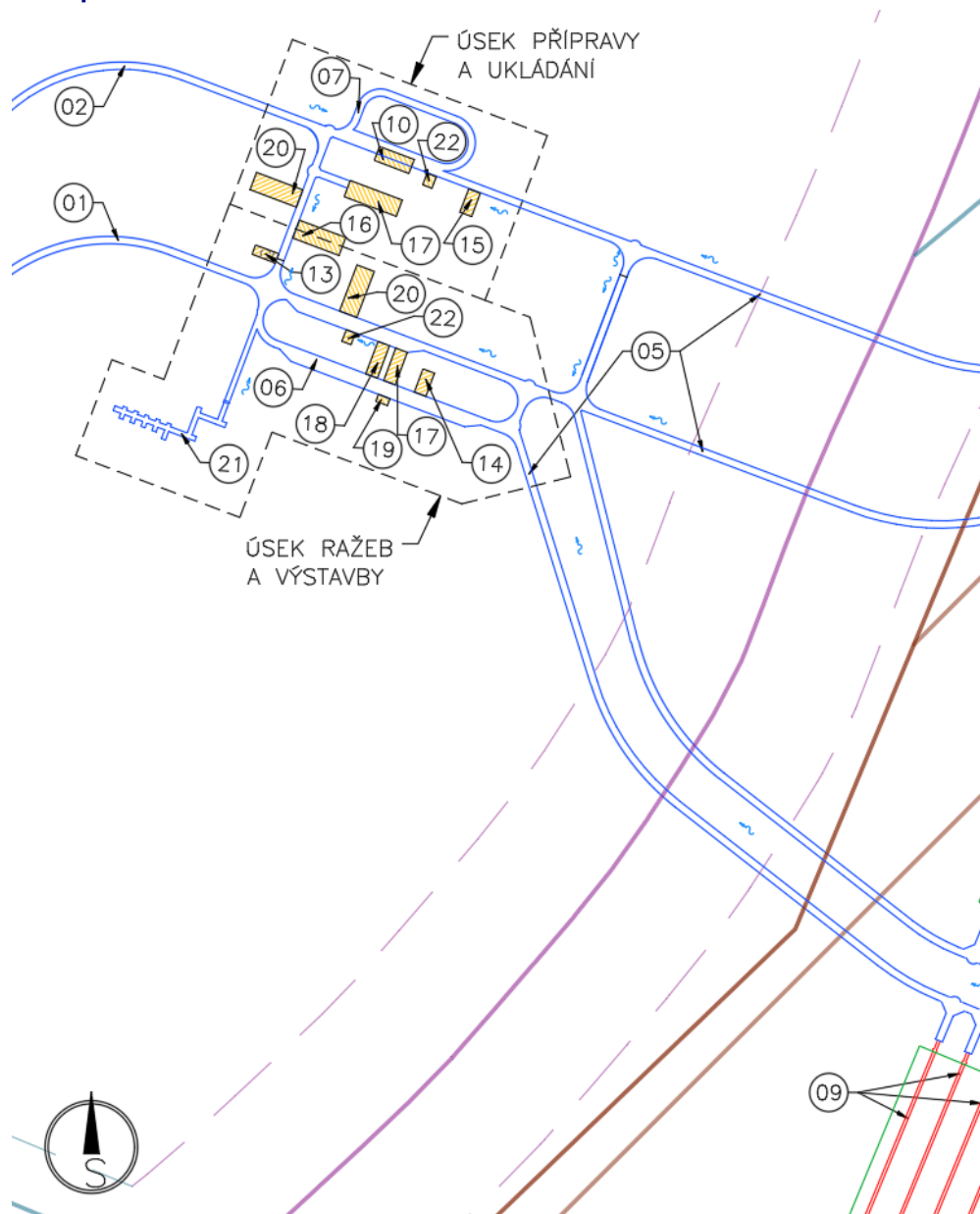
Úsek přípravy a ukládání se nachází na ukládacím horizontu VJP. Jedná se o ucelený soubor podzemních stavebních objektů zahrnující prostory a veškeré technické zázemí podzemního úložiště pro potřeby zajištění provozu ukládání VJP. V tomto samostatném úseku probíhají veškeré procesy spojené s ukládáním VJP. U vertikálního ukládání je to především kontrolní činnost UOS po jeho dopravení na ukládací horizont VJP v úseku kontroly (DuSO 10). Při koncepci horizontálního ukládání je DuSO 10 označován za úsek překládky UOS s VJP. V tomto dopravním uzlu dochází k překládání UOS z přepravního vozidla pro dopravu VJP zavážecí chodbou na roboticky ovládaný přepravní mechanismus pro dopravu na ukládací horizont VJP. V úseku přípravy a ukládání se nachází rovněž rozvodna, požární sklad a dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů. Sklad náhradních dílů se v úseku přípravy a ukládání při horizontálním ukládání realizován, s odkazem na (SKAŘUPA J. et al., 2017). Společným objektem s úsekem přípravy a ukládání je shromaždiště osob a zkušebna. Jednotlivé objekty úseku ražeb a výstavby jsou propojeny spojovacími chodbami úseku ukládání (DuSO 07).

Vertikální způsob ukládání UOS



Obr. 12 – Schéma technického zázemí – D2

01-odtěžovací tunel, 02-zavážecí tunel, 05-páteří chodby, 06-spojovací chodby úseku ražby, 07-spojovací chodby úseku ukládání, 08-zavážecí chodby, 10-úsek překládky UOS s VJP, 12-konfirmační laboratoř, 13-čerpací stanice s jímkou, 14-rozvodna - úsek ražby, 15-rozvodna - úsek ukládání, 16-shromaždiště osob, stanice první pomoci a zkušebna, 17-dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů, 18-sklad náhradních dílů, 19-sklad mazadel, úsek mytí a údržby, 20-sedimentační nádrž, 21-sklad výbušnin, 22-požární sklad

Horizontální způsob ukládání UOS

Obr. 13 – Schéma technického zázemí – D4

01-odtěžovací tunel, 02-zavázeční tunel, 05-páteřní chodby, 06-spojovací chodby úseku ražby, 07-spojovací chodby úseku ukládání, 09-ukládací vrty, 10-úsek kontroly UOS s VJP, 13-čerpací stanice s jímkou, 14-rozvodna - úsek ražby, 15-rozvodna - úsek ukládání, 16-shromaždiště osob, stanice první pomoci a zkušebna, 17-dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů, 18-sklad náhradních dílů, 19-sklad mazadel, úsek mytí a údržby, 20-sedimentační nádrž, 21-sklad výbušnin, 22-požární sklad

Všechny výše uvedené stavební objekty jsou u zpracovaných dispozičních variant podzemí HÚ rozmístěny v technickém zázemí podzemního areálu, resp. v úseku přípravy a ukládání. Více či méně se liší jejich půdorysné umístění v rámci úseku, resp. podzemního areálu v závislosti na zvolené technologii ražeb a způsobu ukládání. Na následujících dvou obrázcích jsou znázorněny dvě dispoziční varianty projektového řešení technického zázemí při preferování konvenčního způsobu ražby (D2 – Obr. 54 a D4 – Obr. 55).

1.2.1.15 Koncepce ražby a výstavby podzemní části HÚ

Bližší informace o technologiích ražeb podzemní části HÚ jsou součástí zprávy (GRÜNWALD L. et al., 2018). V odkazované zprávě jsou popsány rovněž alternativní způsoby ražeb vybraných DuSO.

V zásadě jsou použity 2 typy ražeb:

- Mechanizovaný způsob ražby
- Konvenční metoda ražby

1.2.1.16 Obecné zásady ražby a výstavby

Obecné zásady ražby a výstavby dle použitých metod ražeb, organizace prací při ražbě a technologie pro nakládání a transport rubaniny jsou blíže zpracovány v závěrečné zprávě (GRÜNWALD L. et al., 2018).

1.2.1.17 Čerpání důlních vod

S ohledem na skutečnost, že z HÚ nelze odvádět důlní vody samospádem, musí mít dle § 205 vyhlášky ČBÚ č. 22/1989 Sb. trvale provozuschopné čerpací zařízení (DuSO 13).

Čerpací zařízení musí být vybudováno a provozováno tak, aby bylo zabráněno ohrožení osob a provozu působením důlních vod, a to i škodlivinami v nich obsaženými. V případě kontaminace bude tato voda přečištěna. Důlní vodu mimo DuSO 04 (Příprava RAO a VJP) stačí přečistit mechanicky a použít v technologiích jako požární vodu. Proces čištění probíhá ve dvou navržených sedimentačních nádržích (DuSO 20). Nakládání s vodami v rámci hloubeného DuSO 04 (Příprava VJP a RAO) je v rámci vodního hospodářství řešeno odděleně od ostatních provozů. Více se tímto procesem zabývá kap. 4.2.3.12.

Dle § 206 vyhlášky ČBÚ č. 22/1989 Sb. musí mít čerpací stanice takový výkon, aby průměrný denní přítok důlních vod byl vyčerpán nejpozději za 16 hodin. Kromě toho musí být v pohotovosti nejméně padesátiprocentní záloha ve výkonu, nejméně však jedno záložní čerpadlo o výkonu největšího používaného čerpadla.

Přívod elektrické energie pro čerpací stanici musí být zajištěn dvěma přívodními vedeními, z nichž každé musí zajišťovat provoz všech čerpadel včetně záložních.

Čerpadla, jejich motory a rozvodná zařízení musí být umístěna tak, aby je předpokládaná nejvyšší hladina vody nevyřadila z provozu.

Čerpadlo musí mít na výtlačné straně uzavírací armaturu, kterou se dá odpojit od výtlačného potrubí.

Automatický provoz čerpací stanice vychází z § 208 vyhlášky ČBÚ č. 22/1989 Sb.

Výtlačná potrubí čerpací stanice musí dle § 208 vyhlášky ČBÚ č. 22/1989 Sb. musí být:

- nejméně 2 a každé z nich dimenzováno tak, aby umožnilo vyčerpání průměrného denního přítoku důlních vod nejdéle za 12 hodin,
- upravena tak, aby na každé z nich se dala připojit všechna čerpadla,
- chráněna proti zamrznutí.

Provoz a údržba čerpací stanice se řídí § 209 vyhlášky ČBÚ č. 22/1989 Sb.

DuSO 13 Čerpací stanice s jímkou a procesu nakládání s důlními vodami se věnuje podrobněji kapitola 4.2.3.12.

1.2.1.18 Koncepce větrání

Koncepce větrání podzemní části HÚ je řešena v rámci modulu větrání M16.

Větrání podzemní části HÚ (mimo DuSO 04)

Stavební koncepci HÚ včetně zavážecí a odtěžovací cesty představují z hlediska potřeby větrání dva úpadní tunely a jedna vtažná jáma. Provětrávání chodeb bude podélné a potřebného tahu bude dosaženo pomocí proudových ventilátorů umístěných pod klenbou zavážecího a odtěžovacího tunelu.

Větrání lze rozdělit do tří etap:

- 1) Větrání při ražbách bez ukládání
- 2) Větrání přechodné (ražby + ukládání)
- 3) Větrání při uzavírání

1. Větrání při ražbách důlního díla

Pro větrání důlního díla při ražbě jak konvenční metodou, tak i pomocí TBM bude použito tzv. separátní větrání. Při ražbě úpadních tunelů a hlavních přístupových chodeb bude nuceně přiváděn vzduch tímto odděleným samostatným systémem větrání skládajícího se z lutnového potrubí (lutnový tah) a ventilátoru (jednostupňový nebo vícešupňový), který zajistí dostatečný tah pro dopravu vzduchu.

Množství čerstvého vzduchu musí být takové, aby došlo k zajištění vhodných pracovních podmínek na čelbě a v již vyraženém prostoru. Návrh tohoto typu větrání se řídí metodikou uvedenou ve vyhlášce Českého báňského úřadu č. 165/2002 o separátním větrání při hornické činnosti.

Pomocí nehořlavých flexibilních luten bude čerstvý vzduchu přiváděn nuceně až k čelbě ražby tak, aby byl v lutnách udržován přetlak.

Objemový průtok vzduchu potřebného pro zajištění vhodných pracovních podmínek na čelbě ražby a také po celé délce větraného úseku vyplývá z požadavků uvedených ve zmíněné vyhlášce.

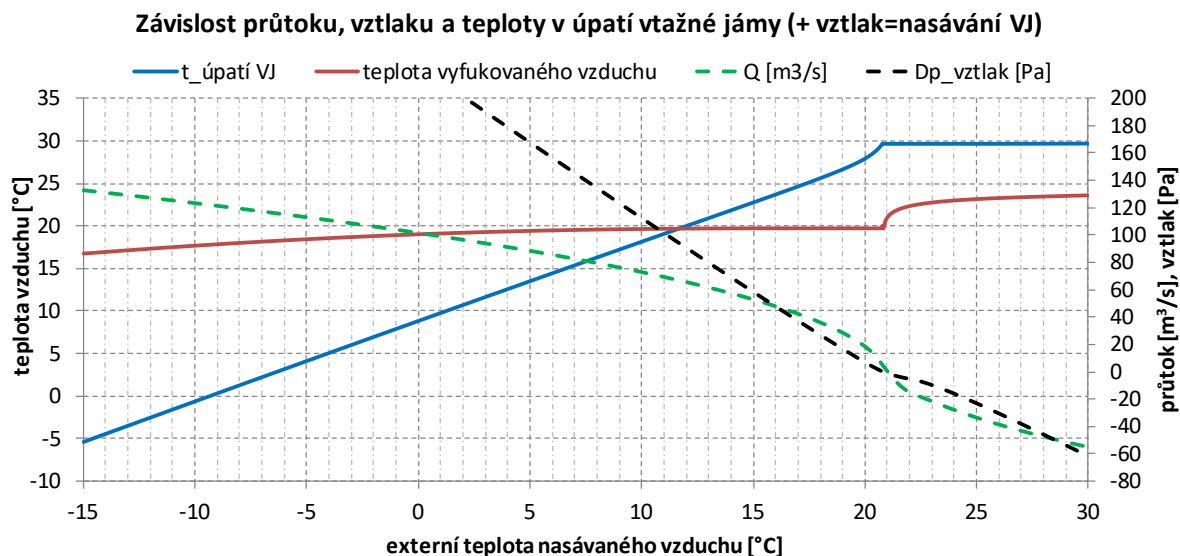
Prorážka důlního díla

V této lokalitě je možné dosáhnout proražení díla počínajícího vjezdovým portálem, kde ústí úpadnice, a ukončeného úpatím vtažné jámy (VJ) teprve až ve vzdálenosti 5,9 až 9,1 km (dle dispozičního řešení D1-D4) od portálu. Při použití konvenční metody, tj. např. Drill & Blast, je nutné provádět ražby obou úpadních tunelů současně nebo v postupných návaznostech a v optimálních vzdálenostech (0,5 – 1 km) provádět jejich propojení (prorážení). Za této situace je nutné pomocí proudových ventilátorů nuceně přivádět vzduch k tomuto propojení odkud bude separátním ventilátorem nasáván čerstvý vzduch, který bude lutnami přiváděn až k čelbě ražby. Při použití TBM je možné razit každý tunel samostatně do větších vzdáleností.

Využití vtažné jámy

Vtažná jáma je důležitým objektem zajišťující přísun čerstvého vzduchu (čerstvých větrů) především během ražeb pomocí TBM. Vzhledem k omezeným možnostem vybudování areálu a portálů tunelů na povrchu a místu navržené vtažné jámy jsou úpadní tunely vedeny přímo bez možnosti vytvoření klesajícího okruhu s vtažnou jámou uprostřed a nelze tedy provádět krátké prorážky v jednotlivých hloubkových úrovních. V případě konvenčních ražeb je tedy potřebné současné provádění obou úpadních tunelů a pravidelných prorážek mezi nimi. Jakmile dojde k prorážce s vtažnou jámou, tak dojde k přirozenému provětrávání vyražených prostor vlivem působení vztaku. Vzhledem k absenci odtěžovací nuceně odvětrávané jámy bude potřebný dopravní tlak, který je zapotřebí pro odvod vzduchu při překonání aerodynamických odporů a externích vlivů (vztlak, povětrnostní podmínky atp.) zajištěn pomocí proudových ventilátorů a z části také vztlakem mezi úpatím vtažné jámy a portály úpadních tunelů.

Převážnou část roku, kdy je teplota na povrchu nižší než v hloubce 500 m pod povrchem terénu, bude vzduch proudit vtažnou jámou dovnitř. Na Obr. 56 jsou zobrazeny stanovené průběhy teploty vzduchu na úpatí vtažné jámy a teploty vyfukovaného vzduchu z raženého díla doplněné o stanovený průběh přirozeného vztaku a průtoku mezi portálem úpadnice a vtažnou jámou při předpokládané délce 5 000 - 6 000 m proraženého díla.



Obr. 14 – Průběhy teploty vzduchu v raženém díle, přirozeného vztlaku a průtoku v závislosti na externí teplotě.

Výpočet teplot zahrnuje vliv adiabatické expanze a komprese způsobené vlivem stoupání nebo klesání úpadního tunelu a také časové hledisko, zohledňující dobu provětrávaného díla. Při teplotách venkovního vzduchu mezi 20–22 °C dochází v proraženém díle ke zvratu přirozeného proudění a vzduch by tak byl vtažnou jámou naopak vyfukován. Při teplotách vyšších než 15 °C bude pro podporu a usměrnění proudění již zapotřebí proudových ventilátorů. Závislost platí pro jednodenní přirozené větrání tunelu o průřezu 36 m².

Množství přiváděného vzduchu musí být navrženo s ohledem na potřebu pro dýchání a pro ředění a odvádění nežádoucích, resp. škodlivých příměsí do větracího vzduchu tak, aby nebyly překročeny jejich nejvyšší povolené koncentrace (NPK) a také pro zajištění co nejlepších pracovních podmínek v prostředí z hlediska mikroklimatických podmínek. Koncentrace prachu a ostatních nežádoucích látek bude po délce vyražené trasy ve směru od čelby narůstat vlivem nárůstu spalín z motorů projíždějících vozidel.

Ražby prováděné konvenční metodou

Nucený přívod objemového průtoku proudícího čerstvého vzduchu v důlním díle je nutný především z hlediska:

- Snížení koncentrace zplodin po trhačí práci na přípustnou mez.
- Snížení koncentrace výfukových zplodin naftových motorů na přípustnou mez.
- Dosažení nejnižší povolené rychlosti proudícího vzduchu (0,3 – 0,5 m/s).
- Dodržení vhodných mikroklimatických podmínek.

Vzhledem k aktuálně vyražené délce chodby se potřebný průtok vzduchu bude pohybovat přibližně v tomto rozmezí:

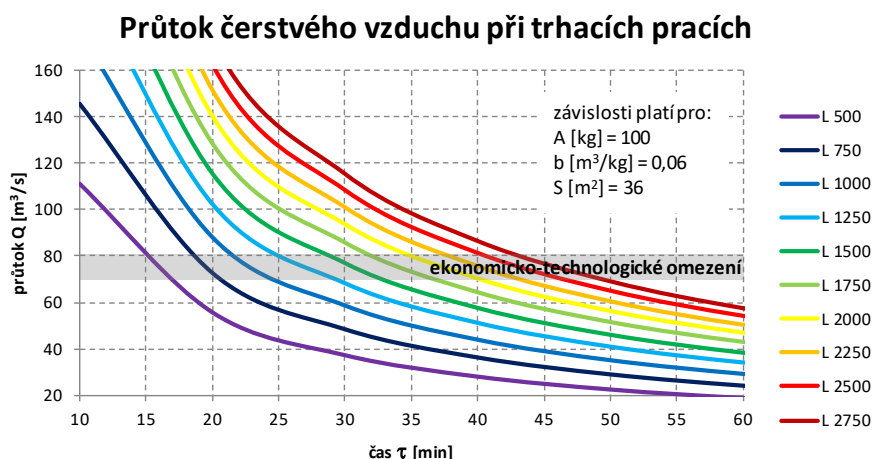
Z hlediska vlivu CO ₂ :	8 – 12 m ³ /s
Z hlediska vlivu prachu:	2 – 30 m ³ /s
Z hlediska odvětrání zplodin (vztažených k CO) po trhačích pracích:	30 – 70 m³/s
Z hlediska vlivu spalín použitých mechanismů:	25 – 35 m ³ /s

Při současném pohybu 3 nákladních vozidel v chodbách hlubinného komplexu o celkové délce **do 25 km** je zapotřebí z hlediska snížení koncentrace prachu a zajištění hygienicky přípustné kvality ovzduší asi 50 m³/s čerstvého vzduchu. Z hlediska znečištění oxidy dusíku se jedná asi o poloviční průtok 25 m³/s.

Při konvenčních ražbách bude v tomto případě rozhodující kritérium kvality ovzduší snížení koncentrace plynů po trhačích pracích. Množství vzduchu dopravovaného k čelbě závisí na množství použité trhaviny a příp. technologickém postupu, ale především na době nutné pro odvětrání celého úseku. S nárůstem ražeb se bude při zachování konstantního průtoku přiváděného vzduchu tato doba zvyšovat. Pokud se čelba ražby nachází ve vzdálenosti 1 km od portálu nebo od zaústění do chodby s průchozím větrným proudem a doba pro odvětrání po trhačích pracích (na jednu zabírku je uvažováno asi 100 kg trhaviny) je stanovena na $\tau = 30$ min, tak je pro odvětrání celého úseku zapotřebí asi 70 m³/s. Pokud se ražený úsek zdvojnásobí na cca 2 km, tak se při stejném dopravovaném průtoku vzduchu prodlouží doba pro odvětrání cca na $\tau = 40 - 50$ min. Potřebný dopravní tlak proudového ventilátoru se bude pohybovat kolem 3 000 Pa (výkon asi 310 kW). Při ražbě ve větších vzdálenostech lze využít lokální filtraci prachu pro snížení koncentrace v již vyraženém úseku, a tak dosáhnout např. snížení doby pro odvětrání úseku.

Jakmile dojde k proražení obou úpadnic (zavážecí a odtěžovací tunel), tak je nutná instalace proudových ventilátorů. Tyto ventilátory budou provozovány tak, že jedním úpadním tunelem (zavážecí) bude vždy přiváděn čerstvý vzduch a druhým (odtěžovací) bude znečištěný vzduch vždy odváděn. Přirozený vztlak se v tomto případě vyrovná a proudové ventilátory budou překonávat především ztráty třením a místními odpory. Jakmile bude vyražena další část s novým průjezdným propojením mezi úpadními tunelem, tak musí dojít k uzavření předchozího příčného propojení, aby na trase nedocházelo ke ztrátě průtoku čerstvého vzduchu, který je potřebný na čelbě ražby.

Na dalším grafu (Obr. 57) je pro představu uveden výsledek výpočtu potřebného průtoku čerstvého vzduchu při trhačích pracích v závislosti na čase (t) a délce raženého tunelu. Závislosti platí pouze za uvedených předpokladů.



Obr. 15 – Závislost potřebného průtoku vzduchu při trhačích pracích na čase a délce ražby

Zdroj: (OTÁHAL A., 1992)

Ve chvíli, kdy dojde k příčnému propojení obou úpadních tunelů, tak je nutné nuceně řídit směr přiváděného čerstvého vzduchu pomocí proudových ventilátorů jedním tunelem a znečištěný vzduch druhým.

Ražby prováděné pomocí TBM

Při této metodě platí obdobné podmínky stanovení potřebného průtoku čerstvého vzduchu jako při konvenčních ražbách s výjimkou posouzení větrání při trhačích pracích. Podle evropské normy (ČSN EN 16191 Stroje pro stavbu tunelů - Bezpečnostní požadavky, 2015) musí být razicí štít jakožto samostatný technologický modul vybaven větracím zařízením a odlučovačem prachu. Prostor obsluhy zařízení a ostatních prostor TBM musí být dostatečně provětráván čerstvým vzduchem. Dále je část přiváděného vzduchu využita při odlučování prachu. Velikost průtoku se odvíjí od velikosti raženého profilu a zajištění požadované rychlosti proudění. Předpokládá se, že min. 90 % prachu vzniklého při ražbě bude zachyceno filtračním zařízením přímo v místě ražby a ve směru k portálu se bude vracet minimálně znečištěný vzduch.

Dále se předpokládá se, že při ražbách pomocí TBM bude samostatně ražen delší úsek než při ražbách konvenčních bez potřeby příčného propojení s druhou paralelně klesající úpadnicí. Minimální průtok přiváděného čerstvého vzduchu při provádění ražeb pomocí TBM odpovídá podle švýcarských a evropských standardů střední rychlosti proudění 0,5 m/s v průřezu raženého tunelu. Celkový dopravovaný průtok vzduchu ventilátorem separátního větrání se tak může pohybovat mezi 20 až 50 m³/s. Minimální průtok je možné pomocí separátního větrání dopravit až do velkých vzdáleností přesahujících 5 km při technologicky dosažitelném dopravním tlaku.

Využití vtažné jámy

Jakmile dojde po vyražení úpadnice k proražení páteřní chodby s úpatím vtažné jámy, tak začne v závislosti na venkovních podmínkách přirozeně proudit vzduch. Směr proudění je závislý především na externí teplotě na povrchu. Převážnou část roku, kdy je teplota na povrchu nižší, než v hloubce 500 m bude vzduch proudit vtažnou jámou dovnitř.

Při prorážce páteřní chodby s propojovací chodbou vtažné jámy dojde přirozenému větrání vyraženého úpadního tunelu čerstvým průtokem vzduchu nasávaným VJ a je možné dále pokračovat v dokončení ražby přístupového okruhu kolem budoucích zavážecích chodeb.

2. Větrání přechodné při ukládání VJP a ražbách zavážecích chodeb

Při proražení díla a vytvoření základních okruhů páteřních chodeb bude k zajištění větrání těchto prostor použito dvou úpadních tunelů. Jeden pro odvod znečištěného vzduchu a druhý pro nucený přívod čerstvého vzduchu. Pro zajištění potřebného tahu proudu vzduchu vyraženými chodbami od jednoho ústí k druhému bude využito systému podélného větrání pomocí proudových ventilátorů obdobných těm, které se používají v silničních nebo železničních tunelech.

Určující podmínky koncepce větrání:

- 1) Zavážecí tunel bude sloužit **pouze** pro **přívod** čerstvého vzduchu do podzemních prostor.
- 2) Odtěžovací tunel bude sloužit **pouze** pro **odvod** znehodnoceného vzduchu z podzemních prostor.
- 3) Při zavážení vyhořelého jaderného paliva (VJP) do podzemního úložiště nesmí znečištěný vzduch prachem a jinými znečišťujícími látkami z ražeb procházet prostorem spojovacích chodeb, prostorem přípravy a kontroly před uložením kontejneru a prostorem již vyražených zavážecích chodeb a komor.
- 4) Dokončený a připravený prostor pro ukládání radioaktivního materiálu bude vždy představovat max. 1/4 z celkového objemu zavážecích chodeb.
- 5) Prostor určený k zavážení VJP bude zajištěn proti vstupu a vjezdu neoprávněných osob a vozidel spojených s probíhajícími ražbami.
- 6) Samostatným (separátním) větráním použitým v důlním díle nesmí být v žádném místě proudícího průtoku vzduchu odebírán větší průtok než 70 % z celkového dopravovaného průtoku.

Musí být zajištěny takové podmínky, které jsou bezpečné pro dlouhodobý pobyt osob v podzemí bez zvláštních požadavků na zajištění mikroklimatických podmínek určených např. teplotou a relativní vlhkostí. Z hlediska stanovení velikosti nominálního průtoku čerstvého vzduchu tak nejsou požadovány žádné zvláštní podmínky, např. z potřeby odvodu ohřátého vzduchu vlivem tepelného působení vyhořelého jaderného paliva uloženého v UOS. V tomto případě se předpokládá, že takto vzniklé teplo bude jímáno okolním masivem zavážecích chodeb a během doby ukládání VJP nedojde k nadměrnému nárůstu teploty masivu v blízkosti páteřních chodeb a technologického zázemí. Z dlouhodobého hlediska se předpokládá ohřev horninového masivu ve směru od středu ukládacích sekcí k jejich okraji. V té době se již předpokládá, že je hlubinné úložiště zaplněno a trvale uzavřeno. Uváděné předpoklady je nutné ověřit adekvátními termodynamickými výpočty. Do té doby jsou předpoklady zatíženy určitou mírou nejistoty).

Kapacita systému větrání

Vzhledem k tomu, že nejsou pro větrání vyraženého komplexu stanoveny zvláštní požadavky nebo kritéria pro zajištění mikroklimatických podmínek a kvality prostředí, tak se v tomto návrhu před-

pokládá s provětráváním chodeb a technologického zázemí úložiště průtokem vzduchu odpovídajícím alespoň intenzitě větrání $0,3 - 0,5 \text{ h}^{-1}$. Podle délky větraných chodeb se pak rozsah min. průtoků pohybuje kolem $50\text{--}110 \text{ m}^3/\text{s}$, což představuje instalovaný výkon proudových ventilátorů asi $200\text{--}800 \text{ kW}$. Celkový potřebný příkon systému větrání může přesáhnout 1 MW .

Filtrace znečištěného vzduchu z ražeb bude probíhat buď přímo v místě ražby a do průchozího proudícího vzduchu (větrného proudu) se bude navracet již zčásti vyčištěný vzduch. Toto opatření je nutné z důvodů dodržení podmínky zajištění čistého prostoru, který je buď pasivně, nebo aktivně oddělen od prostoru, do kterého je vyfukován znehodnocený znečištěný vzduch prachem a zplodinami vzniklými při procesu ražby.

Snahou by mělo být dosažení co nejvyššího stupně filtrace již přímo v úseku ražeb. Tímto způsobem lze efektivně snížit koncentraci prachu. Ostatní produkty vzniklé např. při trhacích pracích (CO , NO_x , CO_2 apod.) touto cestou odfiltrovat nelze.

Čistý prostor:

Z hlediska zajištění čistého prostoru (v rámci „čistého provozu“) v místech ukládání UOS s VJP, ale i jeho přepravy od DuSO 04, včetně zavážecího tunelu, je předpokládáno s vytvořením trvalého tlakového spádu v jednom směru, ve kterém pokračuje ražba. Díky řízenému větrání je možné udržovat prostor celé zavážecí cesty a technologického zázemí úseku ukládání v přetlaku vůči místu nově ražených chodeb a ukládacích vrtů. Proudění vzduchu v chodbách je usměrněno větrnými uzávěry s možností samočinné regulace průtoku vzduchu mezi oddělenými prostory z důvodů provětrávání úseku tvořícího slepé rameno. V případě již vyražených zavážecích chodeb (nejsou-li slepé, tj. zpravidla varianta D1) je nutné každou chodbu uzavřít tímto uzávěrem z důvodu zabránění vzduchového zkratu. Pomocí větrných uzávěrů musí být opatřeny i páteřní chodby, a to v místech (sekcích), kde na sebe navazují etapy ukládání a ražby. Tyto uzávěry slouží k tomu, aby znečištěný vzduch nepronikal do čistého prostoru zavážení, který se nachází před probíhající ražbou.

Znehodnocený vzduch je vyraženým okruhem ve směru postupující ražby veden dále až k ústí odtěžovacího tunelu ven na povrch.

Při horizontálním ukládání VJP je boční rozrážka zavážecích chodeb dlouhá cca 30 m . Zbývající prostory slepého subhorizontálního vrtu průměru $2,2 \text{ m}$ o celkové délce do 300 m nemusí být větrána, neboť ukládání VJP bude plně automatizované bez nutnosti přítomnosti osob v místě uložení.

3. Větrání při uzavírání HÚ

Po dokončení ražeb a vyčerpání všech úložných prostor bude toto úložiště trvale uzavřeno a nebude docházet ani k přirozenému proudění v podzemních prostorech. Koncepce systému větrání bude stejná jako v případě průběhu ražeb. Jakmile dojde při zasypávání chodeb k přerušení průchozího větrného proudu, tak bude k čelbě (resp. prostorům nezavezených slepých chodeb) přiveden pomocí systému separátního větrání čerstvý vzduch. Průtoky čerstvého vzduchu nepřevýší potřebný průtok dopravovaný k čelbě během ražeb. V tomto případě se předpokládá znečištění prostředí především vlivem spalín z naftových motorů aktivních mechanismů a vozidel.

Větrání přidružených technologických prostor

Jedná se o všechny prostory, kde se shromažďují lidé nebo do těchto prostor vstupují nebo je v těchto místnostech umístěno technologické zařízení.

Tyto prostory budou větrány čerstvým vzduchem pomocí samostatného vzduchotechnického zařízení určeného pro odvětrání konkrétního uzavřeného podzemního prostoru. Přiváděný vzduch bude vždy filtrován. Min. intenzita větrání v těchto prostorech je uvažována $I=0,5\text{--}1 \text{ 1/h}$. Sklad výbušnin, který se nachází v znečištěném prostoru, bude provětráván s intenzitou $I=0,5 \text{ 1/h}$ pomocí separátního větrání, s ventilátorem umístěným v čistém prostoru. Pomocí nehořlavých luten bude do těchto prostor přiváděn průtok $1500 \text{ m}^3/\text{h}$.

Počet komor určených pro ukládání betonkontejnerů s RAO je celkem 18. Předpokládá se, že bude větrána vždy komora, do které bude právě zavážen RAO a společná chodba.

Větrání při vzniku požáru v podzemním prostoru

Pokud by z nějakého důvodu došlo v podzemních prostorech ke vzniku požáru s vývinem kouře a toxických spalín, tak vznikající kouř a teplo bude odváděn stejně jako znečištěný vzduch prachem

při ražbách s tím rozdílem, že dojde k navýšení odsávaného průtoku na maximum. Kouř by měl být udržován v jednom směru.

Riziko vzniku požáru musí být především minimalizováno pasivními prostředky a preventivní ochranou, neboť vznik požáru s vývinem sazí a toxických látek je v podzemních prostorech nebezpečný. Hlavní zásadou při vzniku takovéto události je zahájení okamžité evakuace všech osob vyskytujících se v podzemních prostorech.

Mimořádná událost – nehoda během přepravy UOS na místo uložení

S odvoláním na (MARTINČÍK J. et al., 2018) se nenavrhuje žádné opatření z hlediska větrání pro případ vzniku této mimořádné události.

Koncepce větrání DuSO 04

DuSO 04 (Příprava RAO a VJP) je větrán separátně se vzduchotechnickými zařízeními provozně nezávislými na zbývajících částech HÚ. Pouze pro účely přívodu čerstvého vzduchu do tohoto objektu je využito vzduchotechnického kanálu ústícího do příportálové části zavážecího tunelu (DuSO 02). DuSO 04 je odvětráván výdušnou štolou a šachtou. Výdušná šachta je napojena v úrovni povrchu terénu na 15 m vysoký komín (SO 78). Větrání samotné horké komory bude provedeno jako podtlakové s aktivní filtrací a vzduchovým obtokem.

Mimořádná událost – uvolnění štěpných produktů při překládání VJP do UOS

Případ mimořádné události, při níž dojde dojit k uvolnění štěpných produktů do okolí, představuje za normálních podmínek nízké riziko. Toto tvrzení je podloženo hodnocením jednotlivých variant nehod v (MARTINČÍK J. et al., 2018).

Odvod vzduchu z horké komory prochází jednocestným trojstupňovým filtračním řetězcem, v kterém je vzduch poháněn systémem redundantních ventilátorů. Filtrační řetězec začíná odtahem z horké komory, který je vybaven požární klápkou. Při provozu a odvětrávání horké komory je uvažováno s použitím tří HEPA 13 filtrů. Mezi prvním a druhým filtrem je umístěno parciální tlakové čidlo. Za posledním filtrem, před odtahem do komína, je redundantní měřidlo koncentrace vzdušné aktivity (či dávkového příkonu). Filtrovaný vzduch je aktivně odtahován 45 m dlouhou vertikální ventilační trubicou s průměrem 4,2 m, která ústí ve výšce 15 m nad terénem, přičemž samotná horká komora se nachází 30 m pod zemí. Vzduch z horké komory je před započítáním práce odtážen za účelem vytvoření podtlaku, který je udržován po celou dobu manipulace s VJP, aby v případě netěsnosti nedocházelo k úniku do prostoru pracoviště. Během iniciační fáze, tj. před otevřením OS, se kontroluje funkčnost a stav vzduchotechniky.

1.2.1.19 Geotechnický monitoring

Pro zajištění bezpečnosti při ražbě i samotném provozu HÚ je nutné důsledně provádět geotechnický monitoring. Monitoring v období jednotlivých fází existence HÚ je součástí (SVOBODA J. et al., 2019). Cílem plnění je zpracování studie procesů, jevů, charakteristik, veličin a parametrů, které bude účelné sledovat, dlouhodobě monitorovat a vyhodnocovat z hlediska životního prostředí, ochrany osob, technických parametrů při realizaci, z hlediska bezpečnosti a chování horninového prostředí. V návaznosti na tyto hodnoty je studií dostupných metodik a postupů, vč. možného směru vývoje dle nových poznatků jak v oblasti metodik, tak i v oblasti technických prostředků.

1.2.1.20 Etapizace výstavby, provozu a uzavírání podzemní části HÚ

V případě, že se provoz HÚ uskutečňuje v etapách, lze investice rozložit na delší časové období. V případě uzavírání jednotlivých částí HÚ (sekcí) po etapách lze snížit množství průsakové vody a také potřebu vyššího objemového průtoku vzdušin. Další výhodou rozdělení výstavby na několik fází je to, že časový odstup mezi ražbami jednotlivých částí úložiště umožňuje shromáždit a analyzovat nová data a poznatky, a tím přizpůsobit, resp. optimalizovat rozhodnutí podle nejnovějších zjištění.

Etapizace je členěna tak, že bude v jedné chvíli vyraženo a ukládáno přibližně 1/4 z ukládacích prostor dle možností jednotlivých dispozičních variant řešení.

Vertikální ukládání

Posloupnost ražby a výstavby, provozu a uzavírání podzemní části pro dispoziční variantu D1 a D2 a rozdělení do etap je patrné v Tab. 27 a Tab. 28.

Tab. 20 – Posloupnost ražby, výstavby, provozu a uzavírání HÚ – D1

P. Č.	POPIS	ETAPA č.
1	Ražba odtěžovacího a zavážecího tunelu po horizont ukládání RAO	ETAPA I
2	Výstavba a provoz konfirmační laboratoře na horizontu ukládání RAO	
3	Ražba odtěžovacího a zavážecího tunelu po horizont ukládání VJP, vtažné jámy, výstavba DuSO 04 (Příprava RAO a VJP) a ukládacích komor RAO	
4	Ražba části páteřních chodeb ke konfirmační laboratoři na horizontu ukládání VJP	
5	Výstavba a provoz konfirmační laboratoře na horizontu ukládání VJP	
6	Výstavba spojovacích chodeb úseku ražby a ukládání, veškerého technického zázemí úseku ražby a ukládání, skladu výbušnin, čerpací stanice s jímkou a sedimentační nádrže, páteřní chodby*	
7	Ražba zavážecích chodeb a ukládacích vrtů sekce I (0-29 %) a sekce II (0-22 %)	
8	Ukládání VJP do sekce I (0-29 %) a sekce II (0-22 %); Ražba zavážecích chodeb a ukládacích vrtů sekce I (29-51 %) a sekce II (22-46 %); Uzavírání sekce I (0-29 %) a sekce II (0-22 %)	ETAPA II
9	Ukládání VJP do sekce I (29-51 %) a sekce II (22-46 %); Ražba zavážecích chodeb a ukládacích vrtů sekce I (51-75,5 %) a sekce II (46-73 %); Uzavírání sekce I (29-51 %) a sekce II (22-46 %)	ETAPA III
10	Ukládání VJP do sekce I (51-75,5 %) a sekce II (46-73 %); Ražba zavážecích chodeb a ukládacích vrtů sekce I (75,5-100 %) a sekce II (73-100 %); Uzavírání sekce I (51-75,5 %) a sekce II (46-73 %)	ETAPA IV
11	Ukládání VJP do sekce I (75,5-100 %) a sekce II (73-100 %); Uzavírání sekce I (75,5-100 %) a sekce II (73-100 %)	ETAPA V
12	Uzavírání HÚ	ETAPA VI

*Při ražbě metodou TBM je odstavení tunelovacího stroje na dlouhou dobu (v řádech let) problematické, a proto je uvažováno s kompletním vyražením všech páteřních chodeb během ETAPY I.

Tab. 21 – Posloupnost ražby, výstavby, provozu a uzavírání HÚ –D2

P. Č.	POPIS	ETAPA č.
1	Ražba odtěžovacího a zavážecího tunelu po horizont ukládání RAO	ETAPA I
2	Výstavba a provoz konfirmační laboratoře na horizontu ukládání RAO	
3	Ražba odtěžovacího a zavážecího tunelu po horizont ukládání VJP, vtažné jámy, výstavba DuSO 04 (Příprava RAO a VJP) a ukládacích komor RAO	
4	Ražba části páteřních chodeb ke konfirmační laboratoři na horizontu ukládání VJP	
5	Výstavba a provoz konfirmační laboratoře na horizontu ukládání VJP	
6	Výstavba spojovacích chodeb úseku ražby a ukládání, veškerého technického zázemí úseku ražby a ukládání, skladu výbušnin, čerpací stanice s jímkou a sedimentační nádrže, páteřní chodby*	
7	Ražba zavážecích chodeb a ukládacích vrtů sekce II (0-49 %)	
8	Ukládání VJP do sekce II (0-49 %); Ražba zavážecích chodeb a ukládacích vrtů sekce II (49-100 %); Uzavírání sekce II (0-49 %)	ETAPA II
9	Ukládání VJP do sekce II (49-100 %); Ražba zavážecích chodeb a ukládacích vrtů sekce I (0-51 %); Uzavírání sekce II (49-100 %)	ETAPA III
10	Ukládání VJP do sekce I (0-51 %); Ražba zavážecích chodeb a ukládacích vrtů sekce I (51-100 %); Uzavírání sekce I (0-51 %)	ETAPA IV
11	Ukládání VJP do sekce I (51-100 %); Uzavírání sekce I (51-100 %)	ETAPA V
12	Uzavírání HÚ	ETAPA VI

*Ražbu páteřních chodeb při konvenčním způsobu ražeb je možné přizpůsobit etapizaci výstavby jednotlivých ukládacích sekcí. Tyto nuance nejsou z důvodu přehlednosti v tabulce pro páteřní chodby zohledněny.

Horizontální ukládání

Posloupnost ražby a výstavby podzemní části se liší dle jednotlivých dispozičních variant řešení (Tab. 29 a Tab. 30).

Tab. 22 – Posloupnost ražby, výstavby, provozu a uzavírání HÚ – D3

P. Č.	POPIS	ETAPA č.
1	Ražba odtěžovacího a zavážecího tunelu po horizont ukládání RAO	ETAPA I
2	Výstavba a provoz konfirmační laboratoře na horizontu ukládání RAO	
3	Ražba odtěžovacího a zavážecího tunelu po horizont ukládání VJP, vtažné jámy, výstavba DuSO 04 (Příprava RAO a VJP) a ukládacích komor RAO	
4	Ražba části páteřních chodeb ke konfirmační laboratoři na horizontu ukládání VJP	
5	Výstavba a provoz konfirmační laboratoře na horizontu ukládání VJP	
6	Výstavba spojovacích chodeb úseku ražby a ukládání, veškerého technického zázemí úseku ražby a ukládání, skladu výbušnin, čerpací stanice s jímkou a sedimentační nádrže, páteřní chodby*	
7	Ražba ukládacích vrtů sekce I (0-100 %)	
8	Ukládání VJP do sekce I (0-100 %); Ražba ukládacích vrtů sekce II (0-73,5 %); Uzavírání sekce I (0-100 %)	ETAPA II
9	Ukládání VJP do sekce II (0-73,5 %); Ražba ukládacích vrtů sekce II (73,5-100 %) a sekce III (0-37 %); Uzavírání sekce II (0-73,5 %)	ETAPA III
10	Ukládání VJP do sekce II (73,5-100 %) a sekce III (0-37 %); Ražba ukládacích vrtů sekce III (37-100 %); Uzavírání sekce II (73,5-100 %) a sekce III (0-37 %)	ETAPA IV
11	Ukládání VJP do sekce III (37-100 %); Uzavírání sekce III (37-100 %)	ETAPA V
12	Uzavírání HÚ	ETAPA VI

*viz Tab. 27

Tab. 23 – Posloupnost ražby, výstavby, provozu a uzavírání HÚ – D4

P. Č.	POPIS	ETAPA č.
1	Ražba odtěžovacího a zavážecího tunelu po horizont ukládání RAO	ETAPA I
2	Výstavba a provoz konfirmační laboratoře na horizontu ukládání RAO	
3	Ražba odtěžovacího a zavážecího tunelu po horizont ukládání VJP, vtažné jámy, výstavba DuSO 04 (Příprava RAO a VJP) a ukládacích komor RAO	
4	Ražba části páteřních chodeb ke konfirmační laboratoři na horizontu ukládání VJP	
5	Výstavba a provoz konfirmační laboratoře na horizontu ukládání VJP	
6	Výstavba spojovacích chodeb úseku ražby a ukládání, veškerého technického zázemí úseku ražby a ukládání, skladu výbušnin, čerpací stanice s jímkou a sedimentační nádrže, páteřní chodby*	
7	Ražba ukládacích vrtů sekce I (0-100 %)	
8	Ukládání VJP do sekce I (0-100 %); Ražba ukládacích vrtů sekce I (0-66 %); Uzavírání sekce I (0-100 %)	ETAPA II
9	Ukládání VJP do sekce II (0-66 %); Ražba ukládacích vrtů sekce II (66-100 %) a sekce III (0-31 %); Uzavírání sekce I (0-66 %)	ETAPA III
10	Ukládání VJP do sekce II (66-100 %) a sekce III (0-31 %); Ražba ukládacích vrtů sekce III (31-100 %); Uzavírání sekce II (66-100 %) a sekce III (0-31 %)	ETAPA IV
11	Ukládání VJP do sekce III (32-100 %); Uzavírání sekce III (32-100 %)	ETAPA V
12	Uzavírání HÚ	ETAPA VI

*viz Tab. 28

Alternativní postup výstavby

Alternativní způsob výstavby se odvíjí od organizace práce ve vazbě na posloupnost jednotlivých fází výstavby HÚ. V analogii na organizaci práce při konvenčním způsobu ražby je možno rozlišit postupnou výstavbu HÚ charakterizovanou postupnou výstavbou jednotlivých DuSO, nebo souběžnou výstavbu HÚ, která je charakterizovaná souběžnou výstavbou jednotlivých DuSO, anebo polosouběžnou výstavbu HÚ s částečným překrýváním výstavby jednotlivých DuSO.

1.2.1.21 Technologie výstavby vybraných podzemních objektů HÚ

Technologie výstavby se přímo odvíjí od použitých metod ražeb (konvenční ražba a mechanizovaná strojní ražba). Do technologie výstavby jsou zahrnuty veškeré činnosti spjaté s realizací zajištění výrubu všech důlních stavebních objektů.

Hlavní zásady pro ražení důlních děl je možno dle (KUBICA J., KROUL J., 2013) shrnout do několika následujících bodů:

- a) Profil a výztuž (ostění) důlního díla musí odpovídat životnosti a účelu, kterému bude dílo sloužit. Musí odpovídat svou dimenzí očekávaným tlakům, požadavkům na větrání, dopravu a množství rubaniny, která se bude důlním dílem dopravovat.
- b) Ražba musí být vedena podle technologického postupu, který musí odpovídat poměrům, v nichž je důlní dílo vedeno.
- c) Velikost zabírky a technologie ražení musí odpovídat místním podmínkám, vlastnostem horniny, jakož i používanému zařízení včetně výztuže (ostění).
- d) Výrub důlního díla musí být zajištěn tak, aby se zabránilo nežádoucímu pádu horniny vyvolanému rozvolňováním horninového masivu a tím i snížení jeho pevnosti, vzniku nových diskontinuit a dvouosého stavu napjatosti okolo výrubu
- e) Trvalé ostění musí být navrženo tak, aby nedosáhlo mezního stavu porušení (porušení nebo nadměrné deformace);
- f) Při úpadní ražbě je nutné zřizovat v počvě díla provizorní jímky na čerpání vody.

g) Podrobný popis použitých technologií je součástí závěrečné zprávy (GRÜNWALD L. et al., 2018).

Výstavba vybraných podzemních objektů HÚ je blíže popsána v kapitole 4.2.3 Podrobný popis vybraných DuSO.

1.2.2 KONCEPCE PROVOZŮ V PODZEMNÍ ČÁSTI HÚ

Tato kapitola popisuje hlavní provozy a procesy probíhající v podzemní části HÚ.

1.2.2.1 Příprava VJP pro uložení

Činnosti prováděné v rámci přípravy VJP pro uložení se provádějí jednak v objektu Přípravy VJP a RAO k uložení a jednak na ukládacím horizontu a lze je rozdělit do následujících skupin:

- příjem a skladování VJP,
- příjem a příprava prázdných UOS,
- plnění UOS a jejich příprava k uložení,
- manipulace s UOS na ukládacím horizontu

a) Příjem a skladování VJP

Všechny operace jsou podváděny ve střeženém prostoru a lze je rozdělit na operace spojené s:

- příjmem skladovacího a přepravního OS
- příjmem VJP do horké komory (HK)

b) Příjem a příprava prázdných UOS

Prázdné UOS se budou přivážet od výrobce po železnici na vagónu nebo mohou být i dopravovány po silnici na trajleru.

c) Plnění UOS a jejich příprava k uložení

Všechny operace spojené s příjmem, plněním a přípravou UOS k uložení se provádějí v pouze v prostorách DuSO 04. Jednotlivá pracoviště a v nich prováděné činnosti jsou detailně popsány v závěrečné zprávě (GRÜNWALD L. et al., 2018) a (POSPÍŠKOVÁ I. et al., 2011a).

Činnosti prováděné v DuSO 04 jsou:

- Zavážení VJP do UOS.
- Přivaření primárního víka UOS, kontrola přivaření.
- Přivaření sekundárního víka UOS, kontrola přivaření, plnění dusíkem.
- Uložení UOS v meziskladu.
- Povrchová úprava UOS.
- Přeprava UOS do podzemí.

1.2.2.2 Příprava RAO pro uložení

Činnosti s RAO (s odpady neuložitelnými do přípovrchových úložišť a vlastní odpady z provozu HÚ) lze rozdělit do následujících skupin:

- příjem a příprava prázdných betonkontejnerů (BK) k plnění,
- příjem sudů s RAO,
- příjem prázdných sudů a jejich plnění vlastními RAO,
- příjem betonkontejnerů s RAO,
- plnění betonkontejnerů sudy s RAO a jejich příprava k uložení,
- plnění betonkontejnerů vlastními RAO a jejich příprava na uložení,
- zavezení betonkontejneru na ukládací horizont RAO,
- uložení BK s RAO do ukládací komory.

Všechny výše popsané manipulace budou probíhat výhradně v kontrolovaném pásmu v podzemních prostorách DuSO 04. Jednotlivá pracoviště a v nich prováděné činnosti jsou detailně popsány v závěrečné zprávě (GRÜNWALD L. et al., 2018) a (POSPÍŠKOVÁ I. et al., 2011a).

Po těchto operacích je možno uložit betonkontejner v podzemní části HÚ v ukládacím horizontu RAO.

1.2.2.3 Ukládání UOS s VJP

Manipulace s UOS na ukládacím horizontu VJP je závislá na zvoleném způsobu ukládání – horizontální či vertikální. Detailní popis obou způsobů ukládání je uveden v závěrečné zprávě (GRÜNWALD L. et al., 2018).

Způsoby ukládání řešily i oba referenční projekty – referenční projekt z roku 1999 (HOLUB J. et al., 1999) se zabýval ukládáním vertikálním a aktualizace referenčního projektu z roku 2011 (POSPÍŠKOVÁ I. et al., 2011a) řešila ukládání horizontální, a to formou ukládání superkontejneru.

V mezidobí byly zpracovány studie porovnání vertikálního a horizontálního ukládání, avšak jednoznačného výsledku a shody na tom, který způsob je ten nejoptimálnější, nebylo dosaženo.

Porovnáme-li výhody a nevýhody jednotlivých řešení zjistíme, že v případě vertikálního ukládání je třeba menší plochy HB. Z hlediska realizovatelnosti zde narážíme na technické a technologické problémy a problémy budou i z hlediska vlastní manipulace s UOS – sklápění do vyvrtaného vertikálního ukládacího vrtu a jeho následné vyplnění bentonitovými prefabrikáty a utěsnění a odstínění vertikálního ukládacího vrtu (je reálná možnost pohybu osob a techniky nad již zaplněnými vertikálními ukládacími vrtu).

Nevýhodou horizontálního ukládání je skutečnost, že potřebujeme větší plochu homogenního horninového masivu. Výhodou je to, že objem rubaniny je výrazně menší než v případě vertikálního ukládání, jak dokumentuje Tab. 40 v závěrečné zprávě (GRÜNWALD L. et al., 2018). Z toho plyne i nižší cena realizace.

Též je podstatně jednodušší možnost automatizace ukládání v případě horizontálního ukládání UOS.

Popisy obou způsobů ukládání jsou uvedeny v příslušných referenčních projektech – Referenční projekt z roku 1999 (HOLUB J. et al., 1999) a Aktualizace referenčního projektu z roku 2011 (POSPÍŠKOVÁ I. et al., 2011a) a zejména v závěrečné zprávě Optimalizace podzemních částí HÚ (GRÜNWALD L. et al., 2018) a z nich vychází i konstrukční řešení podzemní části hlubinného úložiště na ukládacím horizontu.

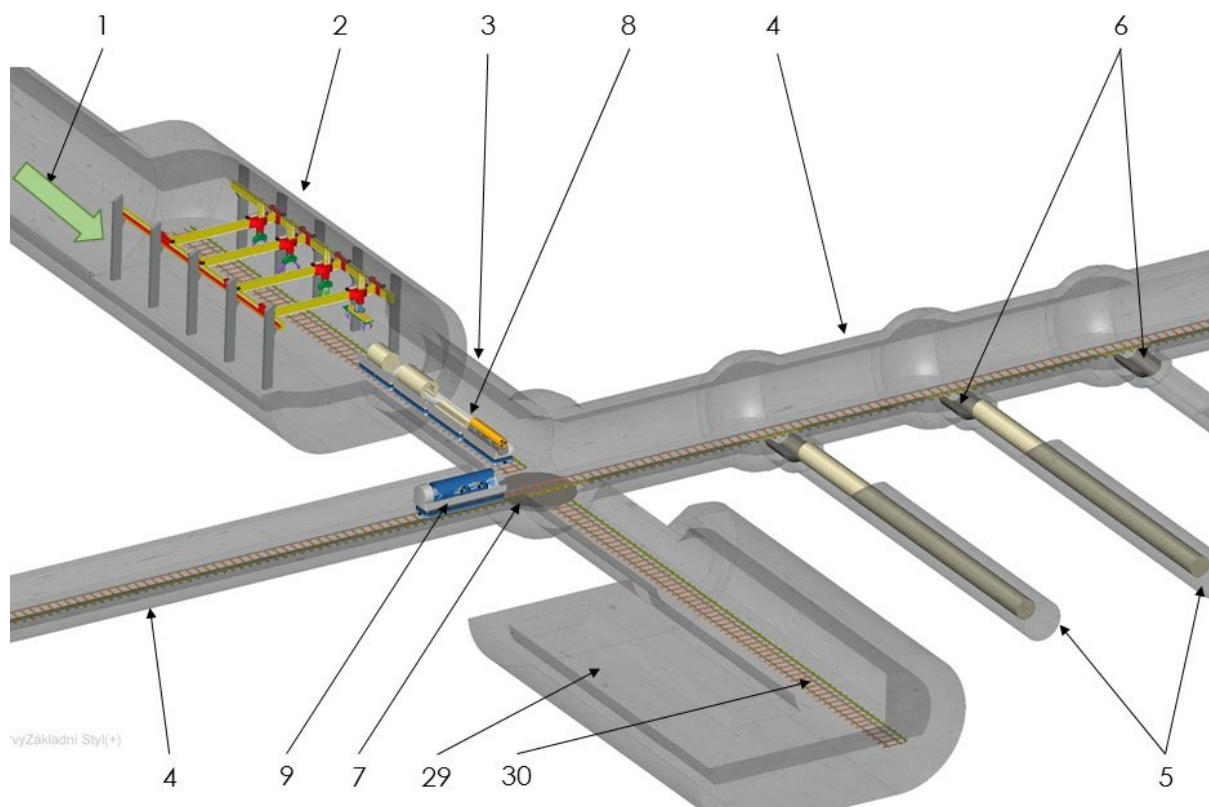
Horizontální způsob ukládání UOS s VJP

Výhody a nevýhody tohoto způsobu ukládání jsou popsány v úvodu této kapitoly. Zde bychom pouze na upřesnění uvedli, že manipulace s UOS na ukládacím horizontu vycházely ze švédské – resp. finské koncepce manipulací, která byla popsána v závěrečné zprávě (GRÜN WALD L. et al., 2018) a doplněna obrázky manipulační techniky, která byla uvažována a je blíže popsána v její kapitole 7.3. Na základě této techniky bylo zpracováno technické řešení ukládacího horizontu.

Jedna z možností, jak získat tuto techniku, je možnost nakoupení těchto manipulačních prostředků nebo nákup licencí pro jejich výrobu nebo vývoj vlastních manipulačních a ukládacích prostředků. Blíže je toto popsáno v Aktualizaci referenčního projektu z roku 2011 – Etapě V – Nejistoty řešení (POSPÍŠKOVÁ I. et al., 2011b).

Následující možnost řešení vychází ze studie Koncepční řešení ukládání UOS v horizontálních či subhorizontálních ukládacích vrtech v plně automatizovaném provozu zpracovaného společností ROBOTSYSTEM, s.r.o., Ostrava, březen 2017. (SKAŘUPA J. et al., 2017). Tato studie počítá v případě transportních logistických procesů s robotickými technologiemi na bázi kolejové dopravy. Z tohoto důvodu jsou zcela vyloučeny zatáčky s malým poloměrem a jsou preferovány rovné chodby (tunely), nebo zatáčky s poloměrem zakřivení o hodnotě minimálně 200 m. Ostatní změny směru nebo křížení kolejových tras budou dle potřeby řešeny pomocí kolejových točen.

Vyústění úpadnice se předpokládá do překladiště UOS, kde jsou přeloženy z kolového přepravního prostředku na kolejový, a to plně automatizovaným překládacím systémem – viz níže schematické znázornění na Obr. 58.

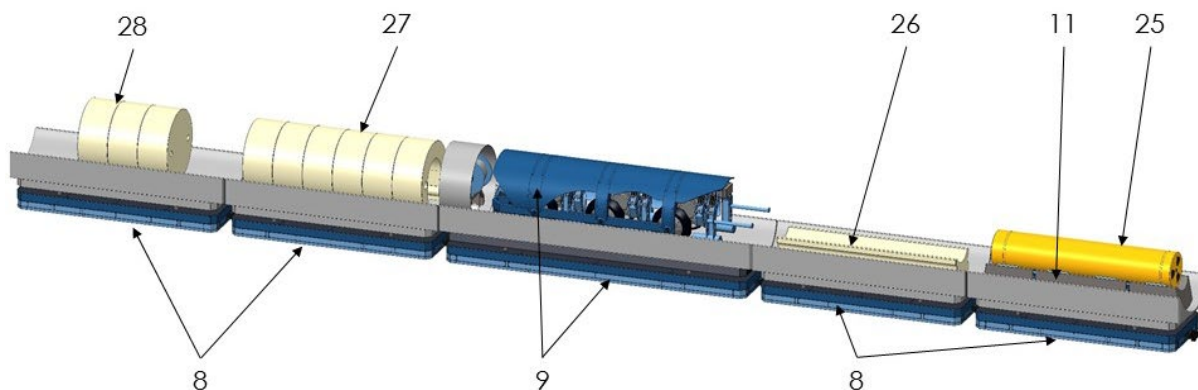


Obr. 16 – Koncepční model hlubinného úložiště
(převzato z (SKAŘUPA J. et al., 2017))

Legenda k Obr. 58:

1 – Úpadnice (vstup do překladiště); 2 – Překladiště; 3 – Příjezdová chodba; 4 – Technologická chodba;
5 – Ukládací vrt; 6 – Osazení vrtu; 7 – Kolejová točna; 8 – Převážecí vůz (1 až 4); 9 – Vůz s točnou a ukládacím robotem;
29 – Technické zázemí transportního robotického systému; 30 – Servisní kolej

Ve studii uvažované manipulační prostředky jsou na bázi kolejové dopravy, jsou tvořeny soupravou čtyř robotických převážecích vozů (Obr. 59), které umožní přepravu všech komponentů potřebných pro uložení jednoho UOS s VJP do subhorizontálního ukládacího vrtu. Jedná se tedy o samotný UOS s VJP a všechny typy prefabrikovaných bentonitových výplní v odpovídajícím počtu pro jeden UOS. UOS s VJP bude přepravován samostatně na prvním voze soupravy.



Obr. 17 – Souprava robotických vozů pro přepravu UOS a bentonitových prefabrikátů (převzato z (SKAŘUPA J. et al., 2017))

Legenda k Obr. 59

8 – Převážecí vůz (1 až 4); 9 – Vůz s točnou a ukládacím robotem; 11 – Podstavec s fixačními prvky; 25 – Ukládací obalový soubor (UOS); 26 – Bentonitové lože; 27 – Kruhová bentonitová výseč; 28 – Kruhová bentonitová výplň

Vlastní technologie a postup ukládání UOS do ukládacích vrtů není ještě detailněji popsán, je tedy obtížné stanovit dopad to současného řešení podzemního ukládacího horizontu. Ale z výše citované studie je již nyní patrné, že současný koncept podzemní části může doznat určitých změn.

Vertikální způsob ukládání UOS s VJP

Manipulace s UOS na ukládacím horizontu opět i v tomto případě vycházely ze švédské – resp. finské koncepce manipulací, která byla popsána v Závěrečné zprávě ZL 004 (GRÜNWALD L. et al., 2018) a doplněna obrázky manipulační techniky, která byla uvažována a je blíže popsána v kapitole 8 zprávy (GRÜNWALD L. et al., 2018).

Jedna z možností, jak získat tuto techniku, je možnost nakoupení těchto manipulačních prostředků nebo nákup licencí pro jejich výrobu nebo vývoj vlastních manipulačních a ukládacích prostředků. Blíže je toto popsáno v Aktualizaci referenčního projektu z roku 2011 – Etapě V – Nejistoty řešení (POSPÍŠKOVÁ I. et al., 2011b).

V této oblasti ukládání, na rozdíl od horizontálního způsobu, nebylo dosaženo zatím žádného hmatatelného posunu.

1.2.2.4 Ukládání BK s RAO

Betonkontejner připravený k dopravě na ukládací horizont, po provedení výstupní kontroly, při které se kontroluje povrchová aktivita a správné provedení svaru a jeho povrchová úprava, je možné zavést na ukládací horizont v podzemních prostorách HÚ.

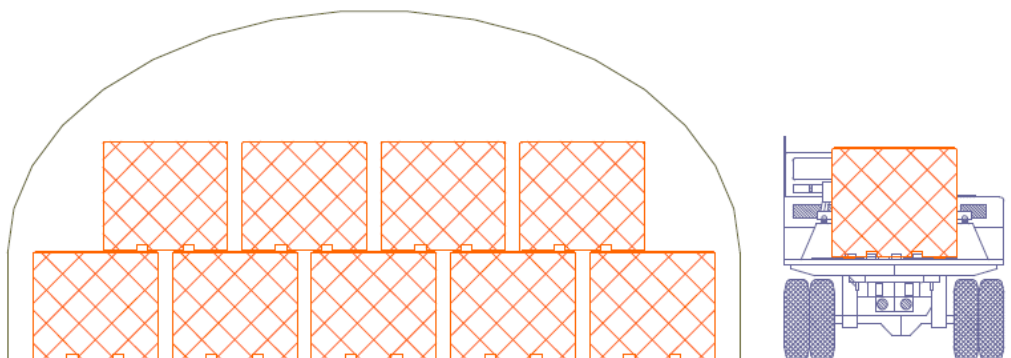
Betonkontejner je mobilní kolovou soupravou určenou ke svozu BK na ukládací horizont dopraven zavážecím tunelem a přístupovými chodbami k ukládacím komorám RAO DuSO 11.

Na ukládacím horizontu pro ukládání RAO dojde k přeložení BK z mobilní kolové soupravy na ukládací zařízení (vysokozdvíhový vozík). Pomocí něho jsou betonkontejnery s RAO přemístěny ke konečnému uložení do některé z ukládacích komor RAO.

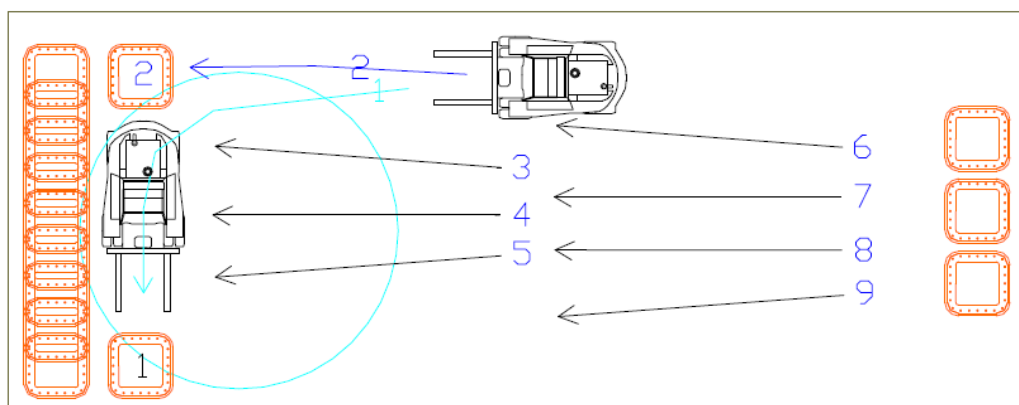
1. Uložení do ukládací komory

Ukládací zařízení (vysokozdvíhový vozík) převezme betonkontejner s RAO do příslušné ukládací komory, kde ho uloží buď na podlahu ukládací chodby nebo na předchozí betonkontejner s RAO. Velikost profilu ukládací chodby umožňuje uložení dvou betonkontejnerů s RAO na sebe.

Předpokládaný způsob zakládání v ukládací komoře RAO je patrný z následujících obrázků (Obr. 60 a Obr. 61).



Obr. 18 – Ukládací komora RAO – příčný řez



Obr. 19 – Ukládací komora RAO - půdorys

1.2.2.5 Doprava materiálu

Velikost příčných profilů důlních děl musí odpovídat požadavkům z hlediska dopravy materiálu do úseku výstavby a ukládání, dopravy UOS s VJP, BK s RAO, transportu rubaniny, ale také dopravě vzdušin (větrání) a jiných médií. Hlavními dopravními cestami pro transport materiálu je zavážecí a odtěžovací tunel. V rámci ukládacího horizontu VJP jsou jednotlivá místa podzemní části HÚ propojena sítí páteřních chodeb a spojovacích chodeb úseku ražby a výstavby a úseku přípravy a ukládání.

Jak již bylo uváděno dříve, pro zavážení UOS s VJP a betonkontejnerů s RAO bude sloužit zavážecí tunel. Ten bude tvořit také hlavní dopravní cestu při transportu ostatních materiálů převážejících z povrchového areálu do úseku ukládání nebo naopak.

K dopravě materiálu z povrchového do úseku ražeb a výstavby na ukládacím horizontu VJP bude sloužit výhradně odtěžovací tunel. Dopravování materiálu bude probíhat na kolových transportních zařízeních.

1.2.2.6 Konfirmační laboratoř a monitoring

Konfirmační laboratoř je technickým zázemím pro potřeby potvrzení základních předpokladů o chování a vlastnostech hostitelského prostředí. Konfirmační laboratoř je rozdělena na 2 dispozičně odlišitelné části. První část je umístěna v horizontu ukládání RAO, zatímco druhá je budována na horizontu ukládání VJP. Podrobnosti ke konfirmační laboratoři jsou uváděny v kapitole 4.2.3.9.

Monitoring je nedílnou součástí celého životního cyklu HÚ. Je nutné je provádět nejen v konfirmačních laboratořích, ale již v rámci přípravných prací, během ražeb, výstavby, ukládání, při uzavírání a následně také v rámci dlouhodobé kontroly v okolí uzavřeného úložiště. Obecně monitoring musí splňovat požadavky povolení SÚJB a vycházet z platné legislativy.

Monitoring podzemní části je v současné době podrobněji zpracováván v návrhu monitorovacího plánu (SVOBODA J. et al., 2019), který je součástí projektu *Výzkumná podpora pro projektové řešení hlubinného úložiště*.

1.2.2.7 Uzavírání ukládacích sekcí a HÚ

Uzavírání ukládacích sekcí je závěrečným krokem technologického postupu ukládání. Tyto činnosti budou prováděny hornickými postupy a postupy podzemního stavitelství. Předpokládá se, že realizace uzavírání sekcí s VJP bude probíhat v rámci úseku přípravy a ukládání.

Ukládací vrtý jsou vždy u jejího ústí opatřeny zátkou. U vertikálního ukládání je zátkou myšlena vyplněná část vertikálního vrtu od ukládaného UOS s VJP po zpevněné dno zavážecí chodby. V případě horizontálního ukládání je zátko umístěna 7,5 m od ústí vrtu. Samotná zátko je uvažována dosahuje tl. 2,5 m a je zaklíněna do horniny v podobě prstence kolem celého vrtu. V době zpracování studie není podrobné konstrukční řešení této inženýrské bariéry a technologie její výstavby zpracováno.

Veškeré prostory mimo vrtý samotné budou zaplněny vhodným výplňovým materiálem. Jako výplňový materiál je při uzavírání sekcí s VJP uvažován čistý bentonit. Zaplnění samotných vrtů je uvažováno za pomoci vhodného tlumícího materiálu. V této studii se uvažuje s užitím prefabrikovaných bentonitů. Alternativou nebo doplňkem k užití prefabrikovaných bentonitů mohou být bentonitové pelety, kterými se zabývá studie (SVOBODA J. et al., 2018).

Uzavírání sekcí s VJP

Uzavírání sekcí s VJP zahrnuje v případě vertikálního ukládání následující činnosti:

- 1) Zaplnění ukládacích vrtů
- 2) Zajištění ústí vrtů zátkou
- 3) Zaplnění zavážecích chodeb výplňovým materiálem
- 4) Zajištění zaplněných zavážecích chodeb uzávěrou (betonová příčka)
- 5) Zaplnění manipulačních nik a části chodby před uzávěrou výplňovým materiálem
- 6) Zaplnění páteřních chodeb ukládacích sekcí nebo její části

Při současném probíhání uzavírání a ukládání VJP je nutné oddělení obou pracovišť. Jednotlivá pracoviště v rámci ukládacích sekcí lze oddělit fyzickými bariérami, které zamezí nekontrolovaný pohyb mezi úsekem ražeb, resp. uzavírání a úsekem ukládání. Na základě konceptu větrání mohou mít formu plné příčky s ponechaným otvorem či vzduchotechnickou klapkou pro volný průchod vzduchu, příčky se vzduchotechnickým prostupem v podobě lutny nebo formu přepážky hermeticky oddělující obě pracoviště. Tyto konstrukce se nazývají hráze a slouží k oddělení také dvou samostatných větrných oddělení v chodbách, jimiž není třeba procházet nebo projíždět. V případě nutnosti zachování průchodu osob nebo průjezdu vozidel se budují dvojité hrázové dveře, přičemž jedny zůstávají vždy zavřené. Dveře jsou většinou otevírány automaty, které neumožní otevření obou dveří najednou. V místech, kde bude požadováno mimo samotné fyzické oddělení obou provozů také rozdělování důlních větrů, se konstruuji regulační dveře. Ty bývají často opatřeny prostupem, jehož průtočný průřez lze upravit hradítkem.

Uzavírání sekcí s VJP zahrnuje v případě horizontálního ukládání následující činnosti:

- 1) Zaplnění úseků ukládacích vrtů mezi jejich ústím a koncem vrtu
- 2) Zajištění ústí vrtů zátkou
- 3) Zaplnění manipulačních nik a prostoru vrtu před zátkou výplňovým materiálem
- 4) Oddělování jednotlivých pracovišť fyzickými a vzduchotechnickými bariérami (v případě souběžných prací na uzavírání sekcí VJP a ukládání VJP, případně z důvodu nutnosti regulace větrního proudu)
- 5) Zaplnění páteřních chodeb ukládacích sekcí nebo její části výplňovým materiálem

Uzavírání sekcí s RAO

Volný prostor mezi betonkontejnery v komorách s RAO bude v určité fázi provozu zavezen vhodným výplňovým materiálem. Vhodnost konkrétních materiálů není v tuto chvíli dostatečně ověřena. Nejistotám tohoto návrhu se věnuje kapitola 7.2.1.11.

Uzavírání komor s RAO zahrnuje následující činnosti:

- 1) Vyplnění volného prostoru komory pro RAO
- 2) Zajištění vstupu do komory
- 3) Uzavření přístupové chodby do komor

Uzavírání HÚ

Uzavírání celého úložiště proběhne po dokončení uzavření všech ukládacích sekcí a po uplynutí stanovené doby in-situ monitorování podzemní části HÚ. Při uzavírání HÚ budou díla postupně pleněna a zaplňována vhodným výplňovým materiálem. Nejistotám tohoto řešení se věnuje kapitola 7.2.1.11.

Činnosti prováděné při uzavírání podzemní části HÚ:

- Odklíz veškerých pracovišť, zařízení a materiálu z podzemí
- Plenění výztuže
- Vyplnění veškerých volných prostor důlních děl

Výše uvedené činnosti musí probíhat po etapách při zajištění bezpečnosti provozu neuzavřených částí HÚ. Obzvláště při plenění výztuže musí být postupováno s maximální obezřetností. Při uzavírání důlních objektů (sklady, dílny, rozvodny), náraží a čerpací stanice se bude postupovat od nejzazšího bodu HÚ směrem úpadním tunelům a postupně izolovat vyplněná důlní díla hrázemi. Z provozního hlediska je důležité čerpací systém likvidovat postupně dle zpracovaného harmonogramu likvidace. S ohledem na větrání je třeba si uvědomit, že případná ztráta průchozího větrního proudu (hlavně při likvidaci dlouhých důlních děl) musí být nahrazena separátním větráním.

Poznámka zpracovatele studie:

„Pojem likvidace je v hornictví a báňské legislativě zakotven jako termín užívaný pro proces uzavírání dolů. Tento proces zahrnuje plenění výztuže a výstroje důlních děl a jejich zaplnění vhodným zásypovým materiálem.“

Ve schváleném likvidačním plánu musí být uvedeno, která důlní díla se budou nebo nebudou plenit. Je nutné zvážit jednotlivá hlediska, která mluví za ponechání výztuže dle (GRYGÁREK J., 2001):

- **Ekonomické** – hodnota vypleněného nebo demontovatelného materiálu neodpovídá vynaloženým nákladům.
- **Provozní** – vypleněním by došlo k nežádoucímu narušení stability horninového masivu v okolí pleněné výztuže či okolních důlních děl, které mají zůstat zachovány.
- V případě uzavírání HÚ je však nezbytné zohlednění ještě hledisko:
- **Bezpečnostní** – ponechaný nevypleněný materiál nesmí tvořit preferenční cestu pro šíření radionuklidů v případě jejich úniku po uzavření HÚ.
-

Při likvidaci důlních děl je zpracováván technický projekt likvidace, který určí způsob likvidace hlavních důlních děl vhodným výplňovým materiálem. Podle §5, odst. 1 vyhlášky ČBÚ č. 52/1997 Sb. je jáma likvidována jejím úplným zasypáním zpevněným zásypovým materiálem. Umožňuje-li to charakter jámy, lze na základě povolení obvodního báňského úřadu použít nezpevněný zásypový materiál. Povolení musí obsahovat opatření k zajištění bezpečnosti z hlediska stability jámy a jejího okolí. Zavázeční tunel bude likvidován jeho zaplněním vhodným výplňovým materiálem tvořeným bentonitovou výplní.

Při rozhodování o likvidaci či dalším využití strojního zařízení se účelně rozděluje do čtyř skupin:

- 1) Zařízení vyžadující běžnou opravu.
- 2) Zařízení vyžadující generální opravu.
- 3) Zařízení určená k sešrotování.
- 4) Zařízení sloužící dočasně po dobu likvidace.

Likvidace povrchového areálu HÚ úzce souvisí s likvidací důlních děl ústících na povrch. Průběžně se mohou likvidovat nepotřebné provozy HÚ, které ztratí svůj účel po zastavení ukládání. U ostatních objektů je zapotřebí uvést základní údaje o jejich stavu a možnosti jejich dalšího využití jako u strojního zařízení.

1.2.3 PODROBNÝ POPIS VYBRANÝCH DUSO

Tato kapitola se věnuje jednotlivým DuSO a popisuje je z hlediska ražby, výstavby, funkce a provozu. Nedílnou součástí každé podkapitoly jsou základní rozměry jednotlivých DuSO.

Výstavba důlních stavebních objektů 01 až 03 a DuSO 05 a DuSO 08 je variantně uvažována s použitím ražeb:

- **za pomoci plnoprofilových razicích strojů TBM** (Mechanizovaný způsob ražby),
- **konvenčním způsobem** – cyklická ražba, při které jsou pro rozpojování hornin využity především trhací práce.

1.2.3.1 Odtěžovací tunel (DuSO 01)

Odtěžovací tunel je pro lokalitu Horka alternativním DuSO k těžní jámě, především z důvodu střetů zájmů na povrchu, kdy nebylo možné zajistit odtěžení rubaniny svislým dílem v blízkosti podzemního areálu HÚ. Z tohoto důvodu byl odtěžovací tunel navržen jako úklonné dílo vedené paralelně k zavážecímu tunelu v maximálním podélném sklonu 1:10, který je realizován z povrchového areálu k ukládacímu horizontu VJP. Po vyražení bude odtěžovací tunel sloužit k dopravě rubaniny na povrch, odvodu výdušných větrů a dopravě osob či materiálu pro sekci ražby a výstavby. V případě mimořádné události bude odtěžovací tunel sloužit jako druhý nezávislý únik z podzemí. Pro tyto účely budou mezi zavážecím tunelem a odtěžovacím tunelem vyraženy únikové chodby, propojky. Díky fyzickým a také vzduchotěsným zábranám bude umožněn obousměrný pohyb osob při mimořádných událostech.

Odtěžovací tunel je navržen jako hlavní výdušný objekt sloužící k odvětrávání mdlých větrů z podzemního areálu. Rozpojené hornina bude dopravována na povrch kolovými dopravními prostředky, alternativně pásovými dopravníky.

U metody TBM lze případně uvažovat s použitím segmentového ostění pro zajištění výrubu.

Příčné řezy odtěžovacím tunelem jsou shodné se zavážecím tunelem. Patříčné výkresy jsou přílohami č. 10 až 13 této zprávy. Vybrané příčné řezy jsou na Obr. 62, Obr. 63 a Obr. 64. U varianty D1 má tunel kruhový průřez o raženém průměru 7,25 m. U varianty D2 a D4 má tunel oba boky svislé a strop klenbový. Jeho vnější šířka je 6,0 m a výška 6,55 m. U varianty D3 má tunel kruhový průřez o vnějším průměru 7,0 m. Pro gravitační odvedení případných průsakových a technologických vod je v odtěžovacím tunelu navržen podélný odvodňovací žlab.

Výkresy příčných řezů odtěžovacího tunelu včetně výhyben navržených po 500 m jsou zahrnuty v přílohách 10 až 16 této zprávy. V závislosti na délce odtěžovacího tunelu bylo u všech dispozičních variant řešení (D1 až D4) navrženo 11 výhyben. Po trase odtěžovacího tunelu a s ohledem na reálné možnosti propojení obou tunelů (zavážecí a odtěžovací) je pro jednotlivé dispoziční varianty řešení navrženo shodně 11 propojek. Propojky mají ražený profil 27,40 m². Budované výhybny jsou převážně umísťovány naproti propojkám. Koncepčně je uvažováno s realizací konvenčně ražených průjezdných propojek přibližně každých 500 m.

1.2.3.2 Zavážecí tunel (DuSO 02)

Zavážecí tunel je úklonné dílo v podélném sklonu max. 1:10 a je realizované z hloubené stavební jámy v povrchovém areálu. DuSO 02 spojuje ukládací horizont VJP s povrchovým areálem a Přípravou RAO a VJP (DuSO 04). Na trase budou realizovány výhybny (zálivy) pro odstav nebo

míjení strojních mechanismů během ražby tunelu i za provozu HÚ. Mezi zavážecím tunelem a odtěžovacím tunelem je uvažováno s budováním průjezdných propojek pro zajištění úniku osob a vozidel v případě mimořádné události. Pro odvodnění případných průsakových a technologických vod je v odtěžovacím tunelu navržen podélný odvodňovací žlab.

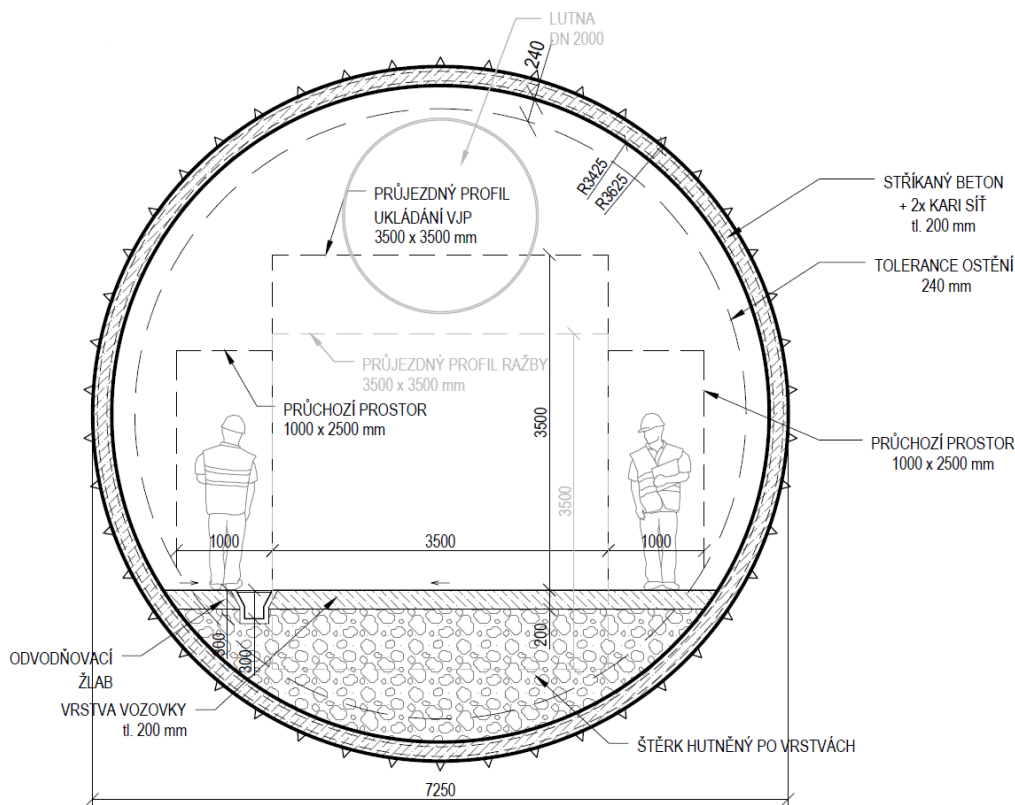
Pro jednotlivé dispoziční varianty je navrženo, s ohledem na délku zavážecího tunelu, 11 výhyben (D1 až D4).

Příčné řezy výhyben jsou výkresovými přílohami č. 14 až 16.

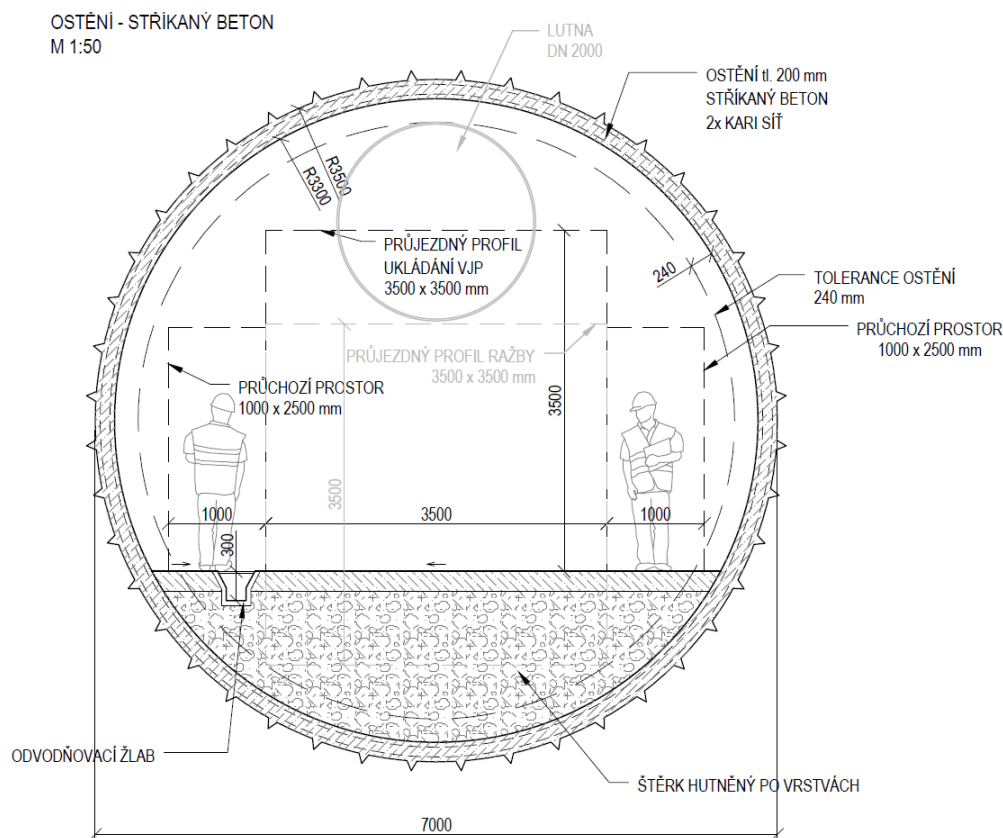
Metoda ražby TBM

Při použití metody ražby TBM se variantně uvažuje s ohledem na zastiženou geologii v úvodních částech tunelu s použitím segmentového ostění nebo primárního ostění tvořeného výztužnými sítěmi a stříkaným betonem. Se zvyšující se hloubkou se počítá s tunelem bez zajištění výrubu ostěním. V případě potřeby je uvažováno se zajištěním výrubu pouze radiálními svorníky.

Pro vertikální a horizontální ukládání jsou stanoveny průjezdné profily pro ražbu a rozdílné průjezdné profily pro manipulační prostředky s UOS. Po stranách těchto průjezdných profilů jsou navrženy průchozí prostory pro bezpečnější pohyb osob v tunelu. Na základě těchto prostor byly stanoveny optimální příčné řezy zavážecím tunelem. Obr. 62 představuje příčný řez zavážecím tunelem při použití ražby TBM u vertikálního způsobu ukládání – varianta D1. V obrázku je použito stříkaného betonu pro primární ostění tunelu. U horizontálního ukládání jsou požadavky na průjezdný prostor manipulačních prostředků s UOS na ukládacím horizontu VJP oproti požadavkům v zavážecí chodbě rozdílné. V případě využití plnoprofilových razicích strojů je ovšem optimální volit pro ražbu úpadních tunelů a páteřních chodeb jednotný průřez. Obr. 63 představuje příčný řez zavážecím tunelem při použití ražby TBM u horizontálního způsobu ukládání – varianta D3. U varianty D1 má tunel kruhový průřez o vnějším průměru 7,25 m. U varianty D3, má tunel kruhový průřez o vnějším průměru 7,0 m. Zavážecí tunel je tedy shodného průřezu jako tunel odtěžovací. Na výplňové vrstvy pod definitivní vozovku lze využít drcenou rubaninu.



Obr. 20 – Příčný řez zavážecím a odtěžovacím tunelem – D1

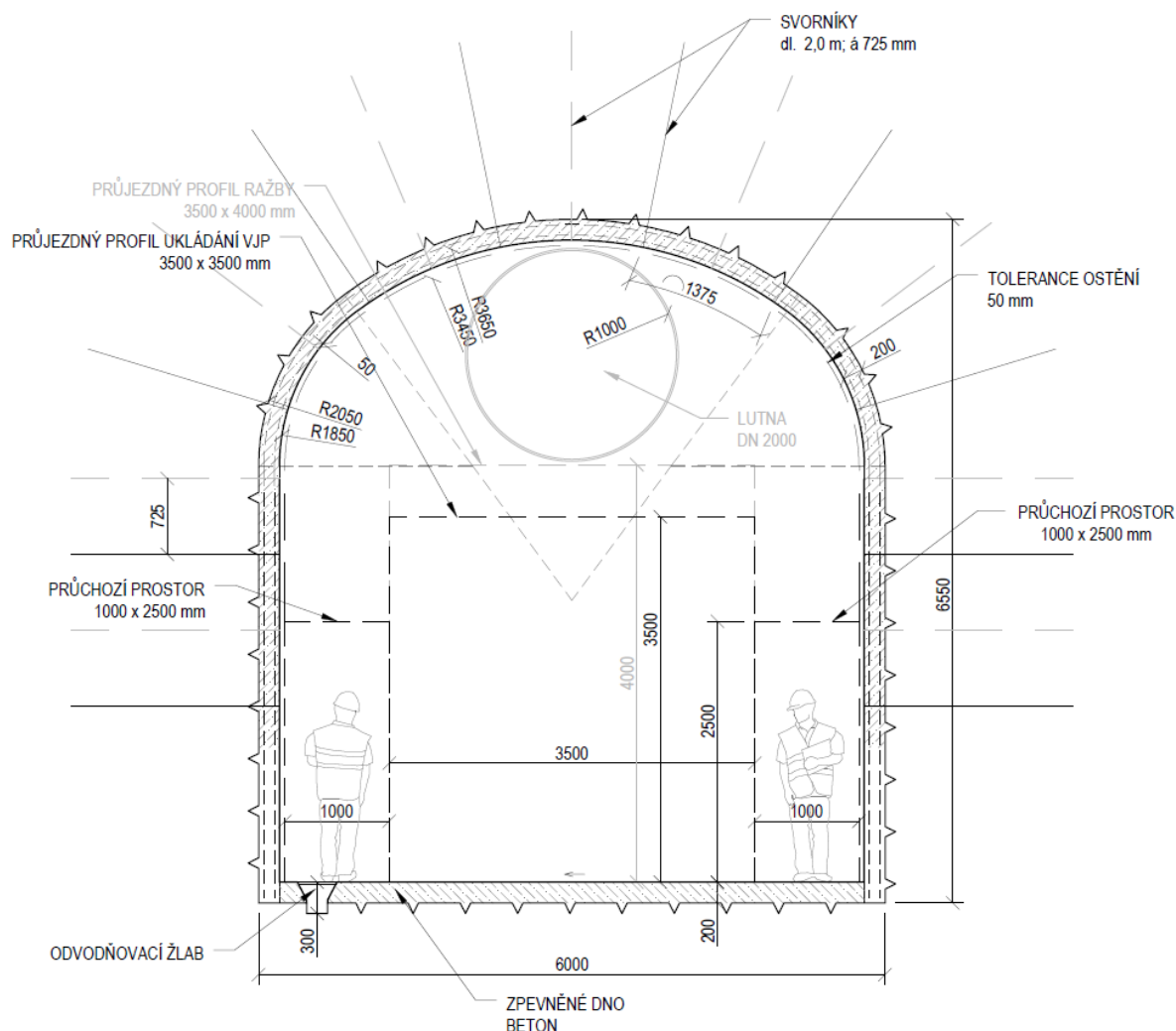


Obr. 21 – Příčný řez zavážecím a odtěhovacím tunelem – D3

Konvenční metoda ražby

Při použití konvenční metody ražby se primárně uvažuje s ohledem na zastiženou geologii v úvodních částech tunelu s použitím primárního ostění tvořeného výztužnými sítěmi a stříkaným betonem v kombinaci s radiálními svorníky pro podchycení klenby díla. Se zvyšující se hloubkou se uvažuje s tím, že bude možné od realizace primárního ostění upustit a výrub bude zajišťován, v případě nutnosti, pouze svorníkovou výztuží. Jsou optimálně stanoveny příčné řezy zavážecím tunelem na základě průjezdných profilů pro ražbu a ukládání VJP. Mezi vertikálním a horizontálním ukládání nejsou rozdíly v průjezdných profilech jednotlivých provozů, a proto jsou příčné řezy zavážecího tunelu pro oba způsoby ukládání stejné.

Zavážecí tunel je uvažován konvenčně ražený v celé své délce u dispoziční varianty D2 (při vertikálním ukládání) a D4 (při horizontálním ukládání VJP). U obou variant má tunel svislé stěny s klenbovým stropem. Šířka výrubu je 6,0 m a výška 6,55 m (Obr. 64). Pod DuSO 02 spadá rovněž tunelový rozplet pro DuSO 04. Tyto chodby jsou prováděny v konvenčně raženém profilu zavážecího tunelu u všech dispozičních variant podzemní části HÚ.



Obr. 22 – Příčný řez zavážecím tunelem, konvenční ražba, primární ostění – D2 a D4

Výkresy příčných řezů zavážecího tunelu včetně profilů výhyben jsou zahrnuty v přílohách 10 až 16 této zprávy.

1.2.3.3 Vtažná jáma (DuSO 03)

Umístění vtažné jámy účelně minimalizuje v lokalitě Horka její možné střety zájmů na povrchu. Redukcí vlastního vystrojení vtažné jámy (instrumentace) a funkčního využití vtažné jámy se snižují nároky na velikost navazujícího povrchového areálu. Vtažná jáma tak plní pouze účel hlavní přírodní cesty čerstvého větru do podzemí.

Vtažná jáma v lokalitě Horka je poblíž východního cípu severního HB. S horizontem ukládání VJP je propojena samostatnou chodbou dlouhou dle dispoziční varianty cca 360 až 570 m. Povrch stávajícího terénu v místě vtažné jámy má výškovou úroveň:

- 512 m n. m. (+31) – dispoziční varianta D1
- 523 m n.m. (+42) – dispoziční varianta D2
- 522 m n. m (+41) – dispoziční varianta D3 a D4
-

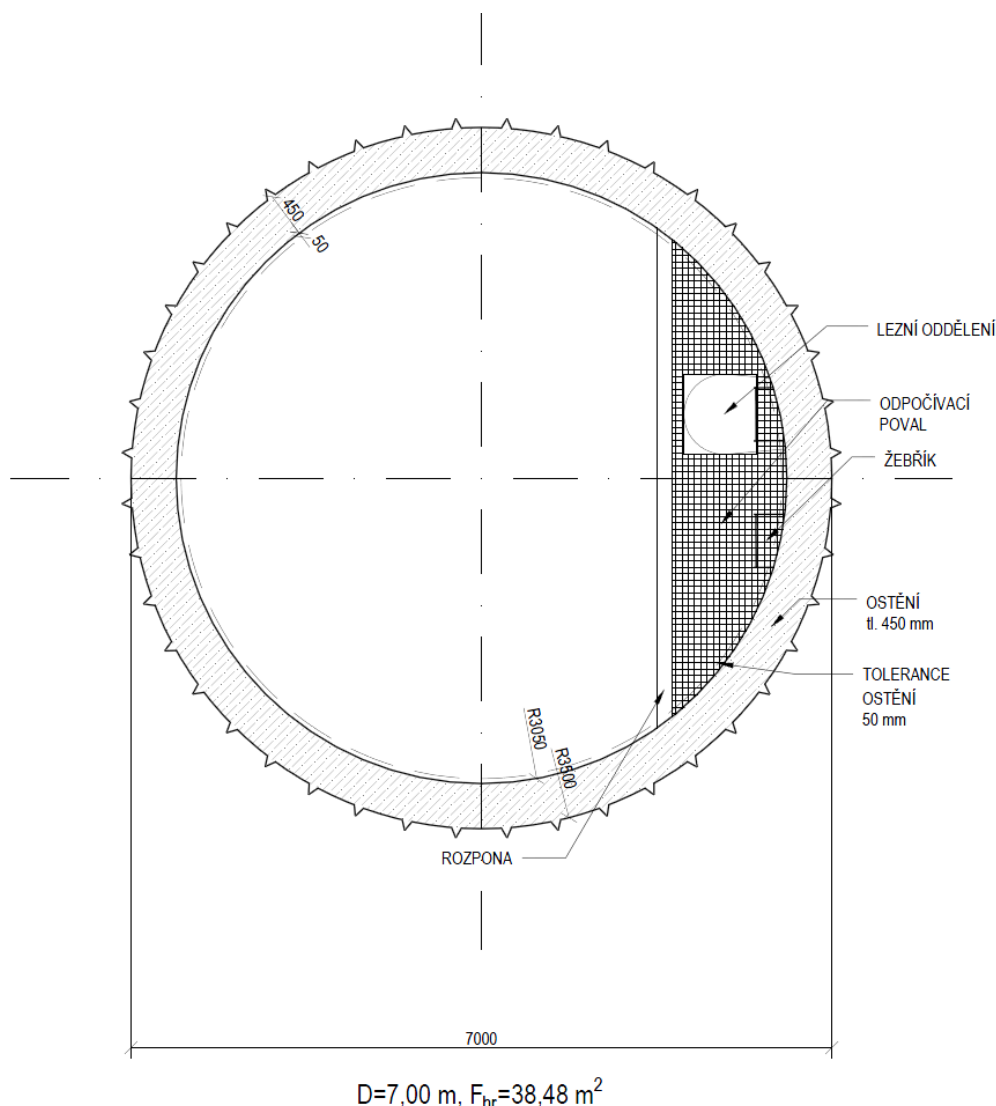
Na páteřní chodbu (DuSO 05) se vtažná jáma napojuje štolou v horizontu:

- -15 m n.m. (-496 m) – dispoziční varianta D1
- -23 m n.m. (-504 m) – dispoziční varianta D3
- -25 m n.m. (-506 m) – dispoziční varianta D4

Vtažná jáma se na zavážecí tunel (DuSO 02) napojuje štolou pouze u dispoziční varianty D2 v horizontu -36 m n. m. (-517 m).

Vtažná jáma má pod nejnižším nárazím volnou hloubku a jámovou tůň v celkové hloubce 10 m.

Vtažná jáma je kruhového průřezu o raženém průměru 7,0 m (Obr. 65). Navržené betonové ostění je tloušťky 450 mm. Návrh jámových patek jako nosného prvku v místě zaústění jámy, nad tektonickými poruchami a umístění v místech pro jiné statické důvody není ve studii podrobně řešen.



Obr. 23 – Příčný řez vtažnou jámou průměru 7,0 m

Alternativní způsoby ražby použitelné pro budování vtažné jámy jsou popsány v optimalizaci (GRÜNWALD L. et al., 2018).

Příčný řez vtažnou jámou je přílohou č. 09 této zprávy.

1.2.3.4 Příprava RAO a VJP (DuSO 04)

V lokalitě Horka je DuSO 04 umístěn v bezprostřední blízkosti povrchového areálu HÚ. Součástí tohoto objektu je horká komora. V tomto důlním stavebním objektu se provádí příjem RAO a VJP, plnění UOS a jejich příprava k uložení a přeprava UOS do podzemí.

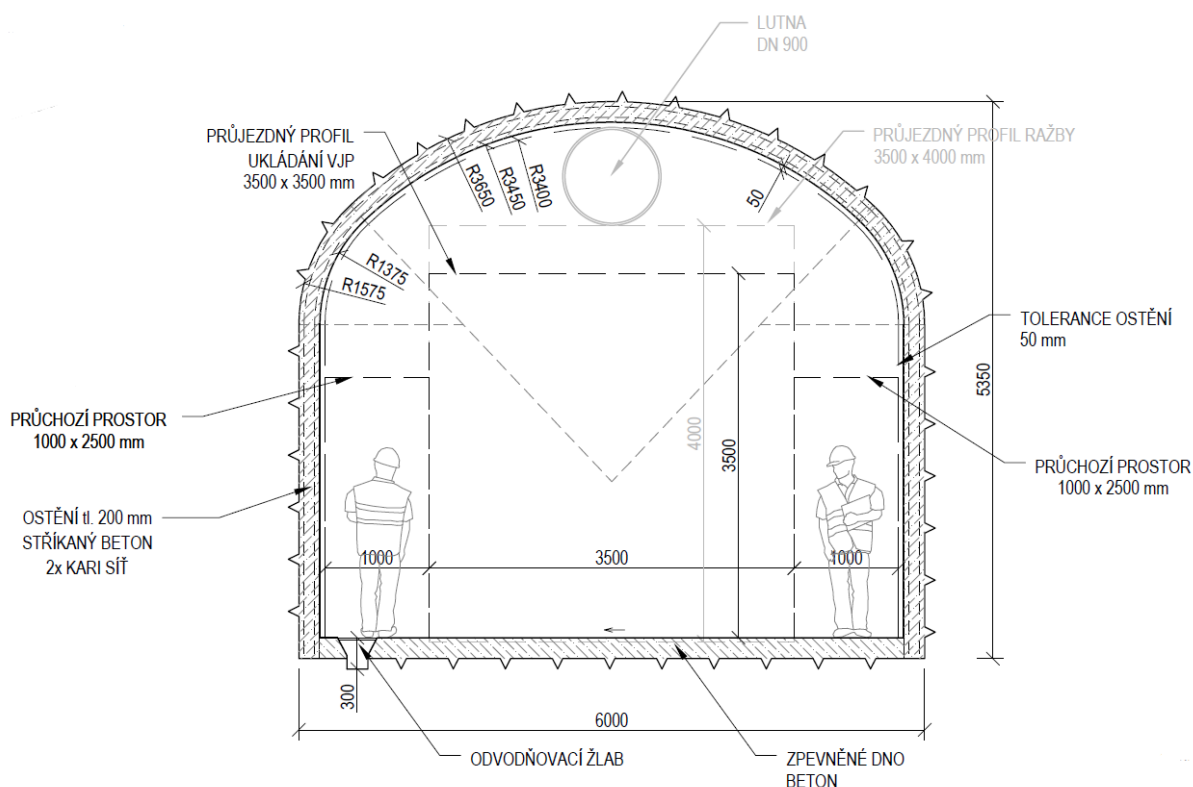
V této studii důlní stavební objekt přípravy RAO a VJP (DuSO 04) vychází z dispozičního řešení DuSO 41 v (POSPÍŠKOVÁ I. et al., 2011a). S ohledem na morfologii terénu v zájmovém území je

ovšem uvažováno s jeho výstavbou z hloubené stavební jámy. Rovinatý terén podnítl potřebu změny koncepce hlavního přístupu do podzemního objektu. Dopravní tunel byl nahrazen dopravní šachtou ústící do povrchového areálu a hlavní přístupová chodba musela být doplněna rovněž o svislou šachtu. Celý objekt je po vybudování přesypán vhodným zásypovým materiálem do výšky cca 5 m nad úroveň původního terénu. V závislosti na místních podmínkách tímto materiálem může být vytěžená hornina a zemina. Koncepty jednotlivých částí tohoto objektu se zabývají kapitoly 4.2.2.1 až 4.2.2.3. Umístění DuSO 04 je patrné v situačních výkresech podzemní části HÚ jednotlivých dispozičních variant obsažených v přílohách 04 až 07. Hlavní přístupová šachta ústí do SO 41. Výdušná šachta z horké komory, resp. její nadzemní část (výdušný komín), dosahuje výšky 15 m a je polohopisně znázorněna ve výkresové příloze č. 03 (SO 78).

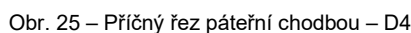
1.2.3.5 Páteřní chodby (DuSO 05)

Páteřní chodby jsou hlavními chodbami spojující technické zázemí úseku ražeb a výstavby, resp. úseku přípravy a ukládání, s ukládacími prostory umístěnými v potenciálně využitelných horninových blocích na horizontu ukládání VJP. Z páteřních chodeb jsou v případě variant D1 a D2 raženy zavážecí chodby (DuSO 08) ve kterých jsou umístěny svislé ukládací vrtý.

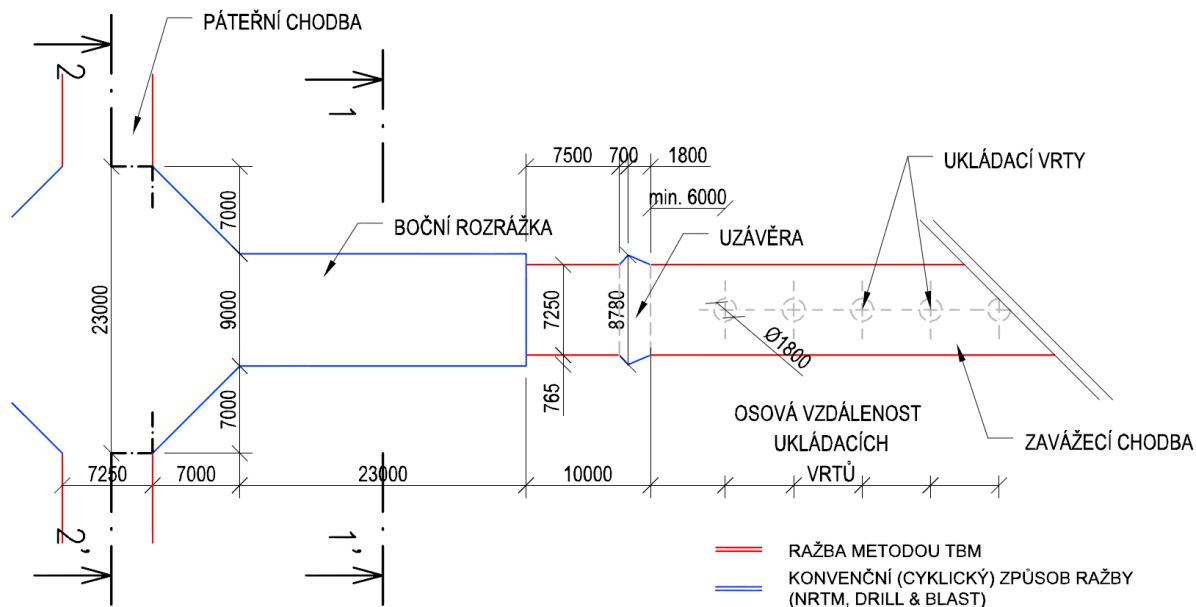
Pro varianty D3 a D4 jsou z páteřních chodeb realizovány rozrážky pro nasazení vrtné technologie subhorizontálních ukládacích vrtů ražené kolmo k páteřním chodbám. Velikost příčných profilů páteřních chodeb pro variantu D1 a D3 jsou stejné jako u zavážecího tunelu (viz Obr. 62, resp. Obr. 63). Příčné řezy dispozičních variant D2 a D4 jsou na Obr. 66 a Obr. 67.



Obr. 24 – Příčný řez páteřní chodbou – D2



276

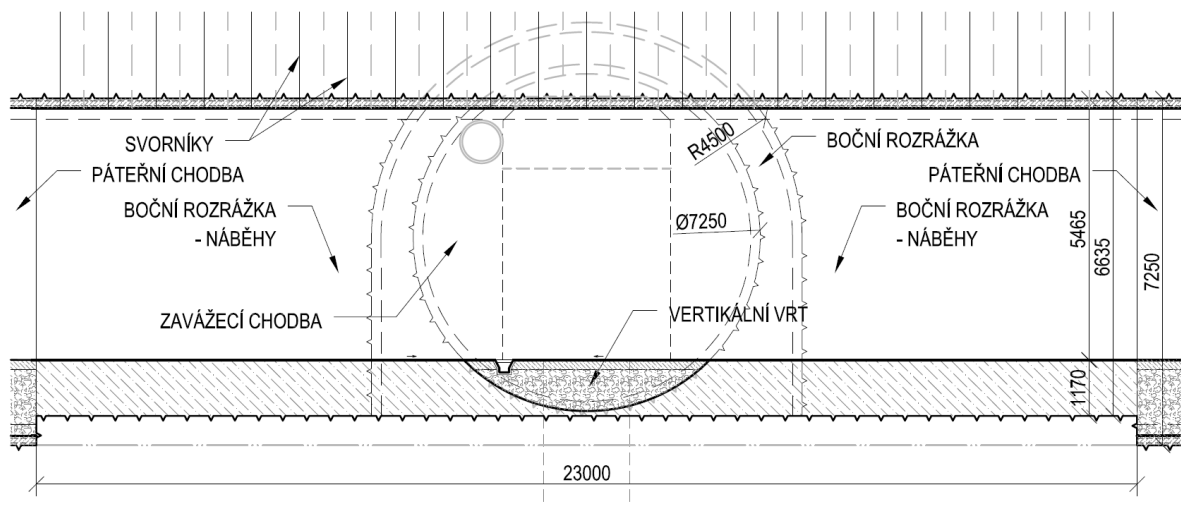


Obr. 68 – Půdorysné schéma ukládání – varianta D1

Legenda:

VU – vertikální ukládání

M – Mechanizovaná ražba stroji TBM



Obr. 69 – Podélný řez 2-2' s pohledem na boční rozrážku – varianta D1

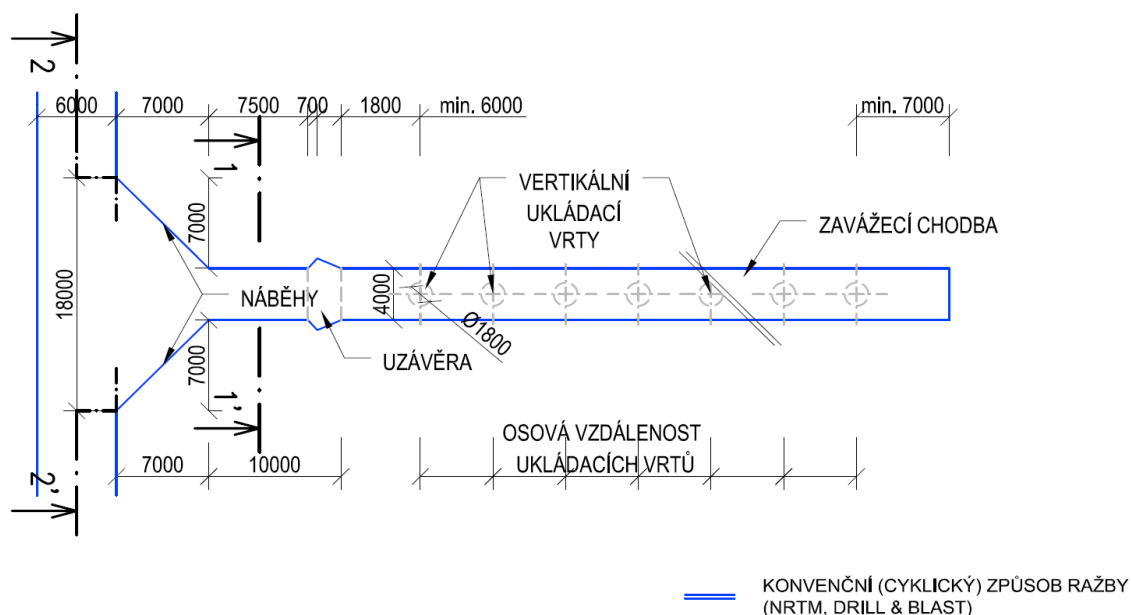
Legenda:

VU – vertikální ukládání

M – Mechanizovaná ražba stroji TBM

Konvenční způsob ražby

Při variantním řešení D2 bude i ukládací chodba ražena konvenčním způsobem. Boční rozrážku není za těchto podmínek nutné realizovat. Půdorysné schéma a podélný řez páteřní chodbou jsou znázorněny na Obr. 70, resp. Obr. 71.

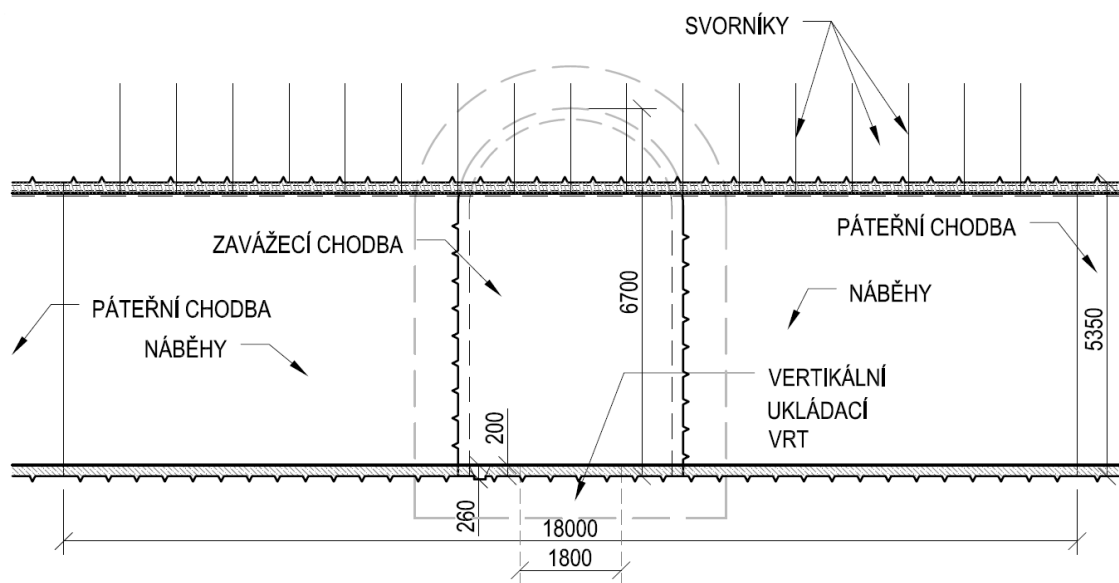


Obr. 70 – Půdorysné schéma ukládání – varianta D2

Legenda:

VU – vertikální ukládání

K – konvenční způsob ražby



Obr. 71 – Příčný řez 2-2' ukládací chodbou – varianta D2

Legenda:

VU – vertikální ukládání

K – konvenční způsob ražby

1.2.3.7 Ukládací vrty (DuSO 09)

Ukládacími místy pro ukládací obalové soubory s VJP jsou ukládací vrty. Jejich velikost, technologie ražby a způsob zavážení UOS závisí na způsobu ukládání.

Ukládací vrty dělíme dle způsobu ukládání na:

- Vertikální ukládací vrty
- Subhorizontální ukládací vrty

Vertikální ukládací vrtvy

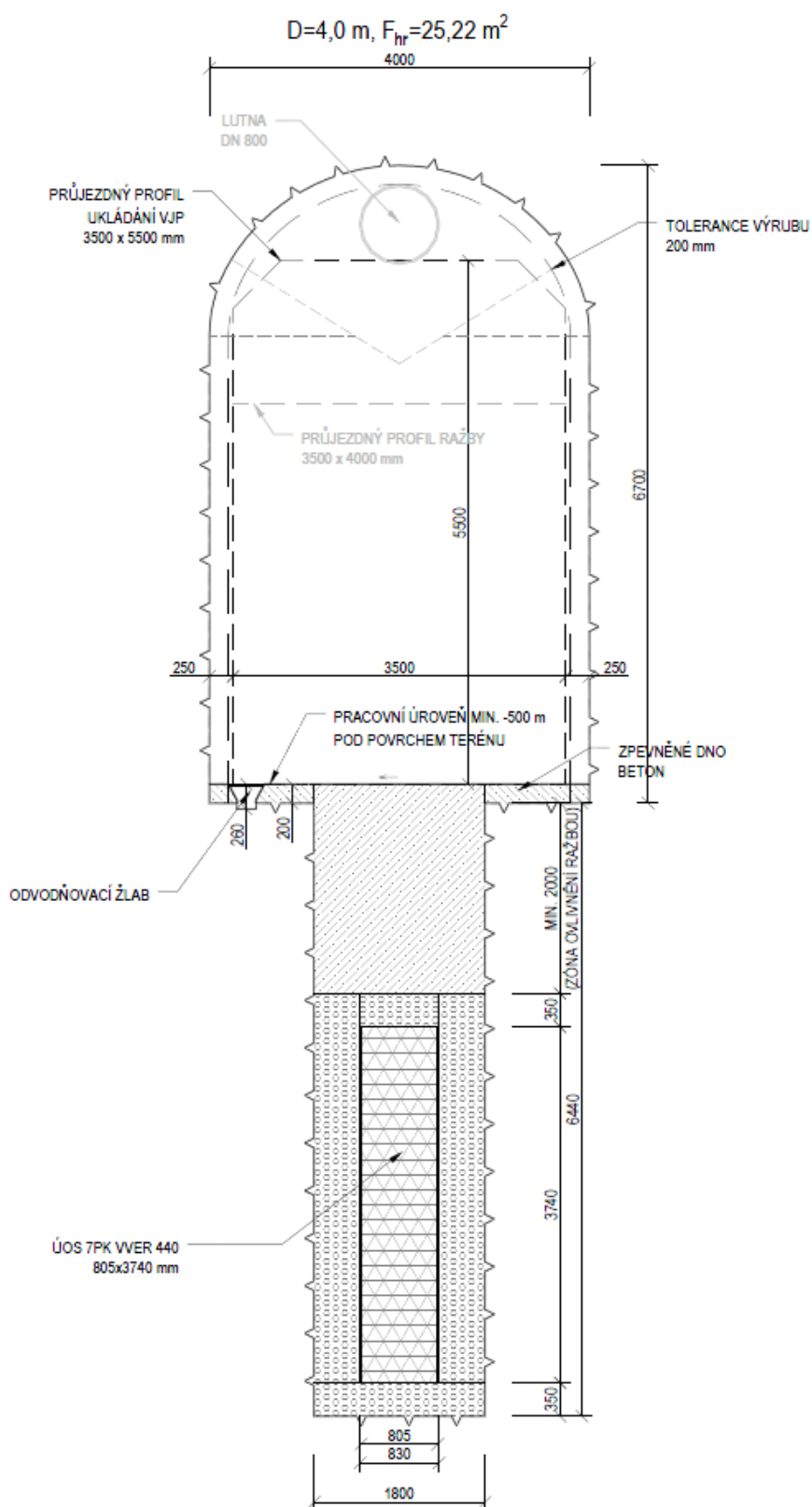
V případě vertikálního ukládání jsou ukládací vrtvy realizované ze závazecí chodby. Předpokládá se ražba vrtů úvlyčnou čarou pomocí plnoprofilových vrtných strojních sestav. Ukládací vertikální vrtvy průměru 1,8 m budou raženy svisle z horizontální pracovní roviny v závazecí chodbě.

Délka ukládacích vrtů je dána rozměry jednotlivých UOS (viz Tab. 1), velikostmi jednotlivých prvků inženýrské bariéry a velikostí zóny ovlivnění ražbou závazecí chodby. Graficky je navržený způsob vertikálního uložení VVER 440 (UOS pro EDU) v ukládacím vrtu znázorněn na Obr. 72 a Obr. 73. Obr. 72 představuje vertikální ukládání při variantě D1, zatímco na Obr. 73 je zobrazena geometrie při variantě D2. Délky vertikálních ukládacích vrtů dle jednotlivých typů UOS a ražeb chodeb je přehledně zpracován v Tab. 31.

Tab. 31 – Délky vertikálních ukládacích vrtů dle typu UOS a ražby závazecích chodeb

UOS	Počet UOS [ks]	TBM ražba závazecích chodeb		konvenční ražba závazecích chodeb	
		Délka 1 vrtu [mm]	Celková délka vrtů [m]	Délka 1 vrtu [mm]	Celková délka vrtů [m]
VVER-440	3100	5555	17 221	6440	19 964
VVER-1000	1800	7190	12 942	8075	14 535
NJZ	2700	7190	19 413	8075	21 803



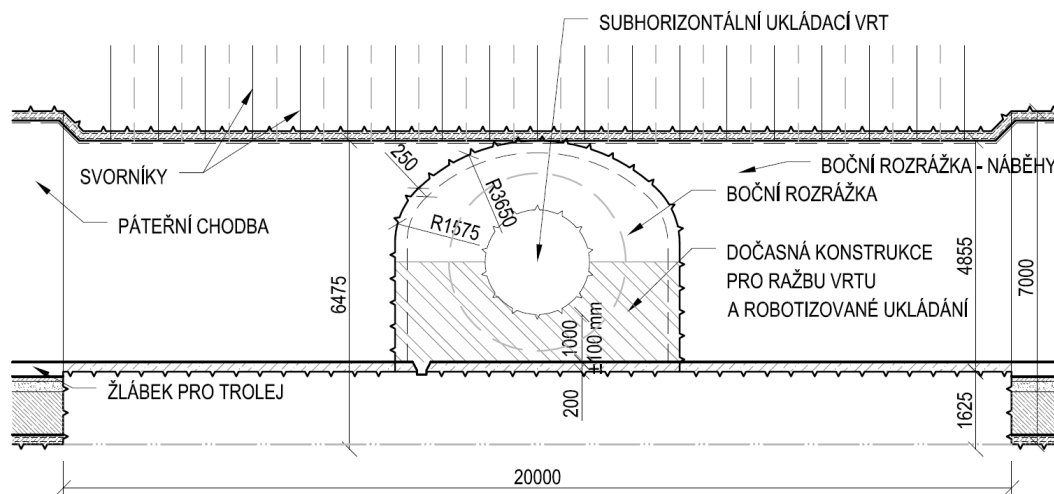


Obr. 73 – Vertikální uložení UOS (VVER 440) z ukládací chodby ražené konvenčně – D2

V případě horizontálního ukládání se předpokládá s ražbou ukládacích vrtů výlučně za pomoci mechanizované strojní ražby. Ukládací vrty budou raženy kolmo k páteřním dopravním chodbám z tzv. bočních rozrážek. Tyto prostory slouží k osazení vrtacích strojních souprav, instalaci přidružené technologie a umožňují bezproblémovou manipulaci s nimi. Boční rozrážka bude ražena konvenční metodou za pomoci trhacích prací. Při zpětném vytažení vrtacích souprav z vrtu bude využito samohybného systému těchto souprav. V případě využití celoprofilové řezné hlavy jako vrtného nástroje bude před samotným vysunutím stroje z vrtu nutné mechanizaci odstrojit a demontovat řezné nástroje (především obrysová valivá dláta). Je pravděpodobné, že bude nutné řeznou hlavu rozebrat nebo rozřezat na menší části. Pro její stabilizaci během těchto prací je možné její přikotvení k čelbě. Technicky proveditelné je také uvolnění řezné hlavy pomocí obvodových trhacích prací. V úvahu lze vzít rovněž zanechání řezných nástrojů ve vrtu a pro jeho stabilizaci se může přikotvit k čelbě. Tuto variantu je v dalších stupních projektu třeba prověřit z hlediska bezpečnostního vlivu (preferenční cesty pro šíření radionuklidů).

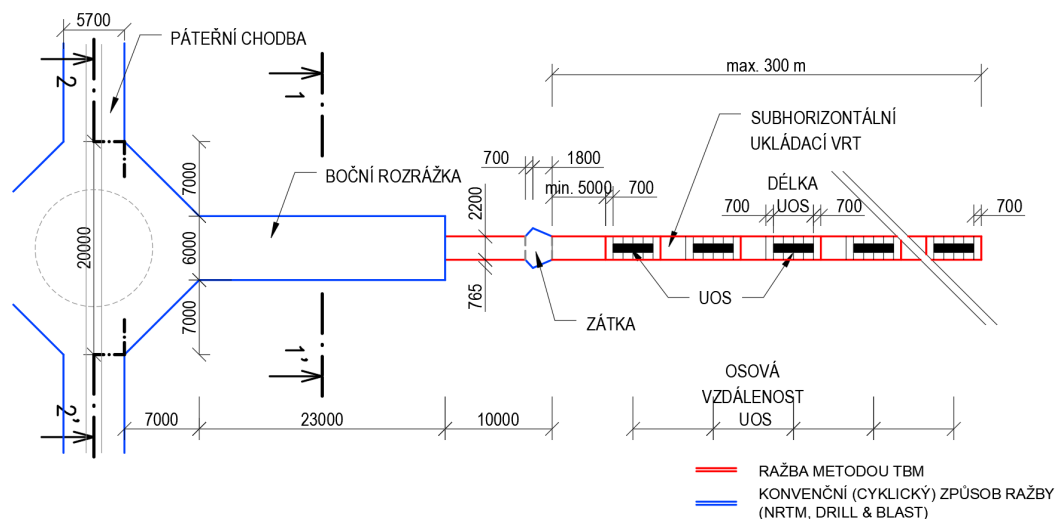
Dle způsobu ražby páteřní chodby se mírně liší podoba stavební přípravy pro ražbu ukládacího vrtu v podobě boční rozrážky. Rozdíly jsou patrné na Obr. 74 až Obr. 77.

Habilitační práce / Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.

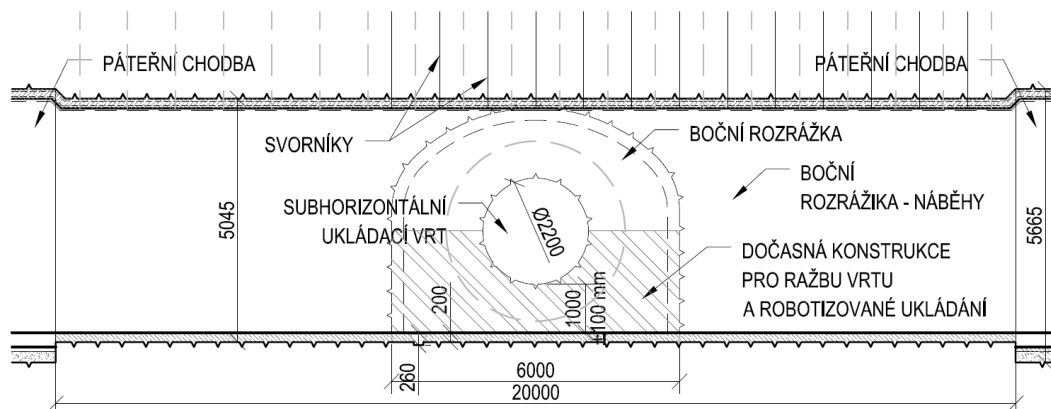


Obr. 75 – Příčný řez 2-2' boční rozrážkou – varianta D3

Preferovaný konvenční způsob ražby páteřní chodby



Obr. 76 – Půdorysné schéma ukládání – varianta D4



Obr. 77 – Příčný řez 2-2' boční rozrážkou – varianta D4

Podrobné výkresy rozrážek jsou zpracované ve výkresových přílohách č. 18 až 21 této zprávy.

1.2.3.8 Ukládací prostory pro RAO (DuSO 11)

Proces přípravy a ukládání RAO je blíže popsán v kapitolách 4.2.2.2 a 4.2.2.4. Ukládací komory RAO jsou raženy konvenčně a jsou propojeny spojovací chodbou se zavážecím tunelem. Ostění komor a spojovacích chodeb je zajištěno stříkaným betonem vyztuženým kari sítí. Počva je zarovnána vrstvou prostého betonu.

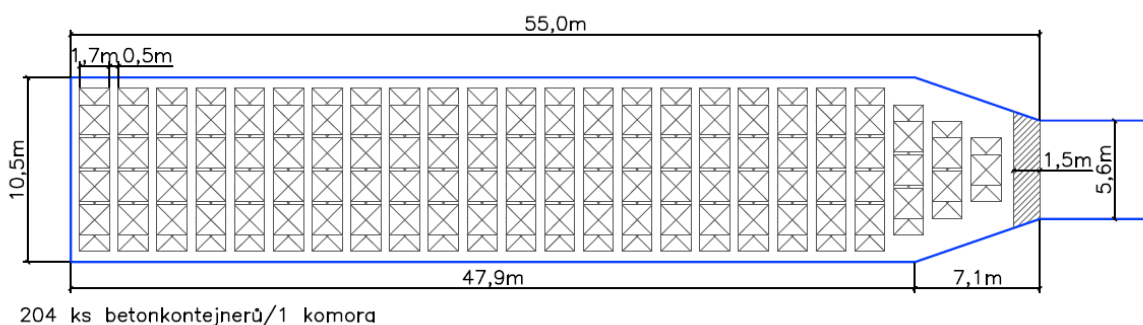
Radioaktivní odpadní materiál bude uložen v betonkontejnerech o vnějších rozměrech 1,7 x 1,7 x 1,5 m. Dispozičně z důvodu výskytu poruchových pásem se počítá s prostorem pro umístění 3600 BK (20 % navýšení oproti inventáři RAO).

Ukládací horizont RAO se nachází v lokalitě Horka v rozmezí hloubek 293 m až 322 m pod povrchem v závislosti na dispoziční variantě řešení podzemní části HÚ (D1 až D4).

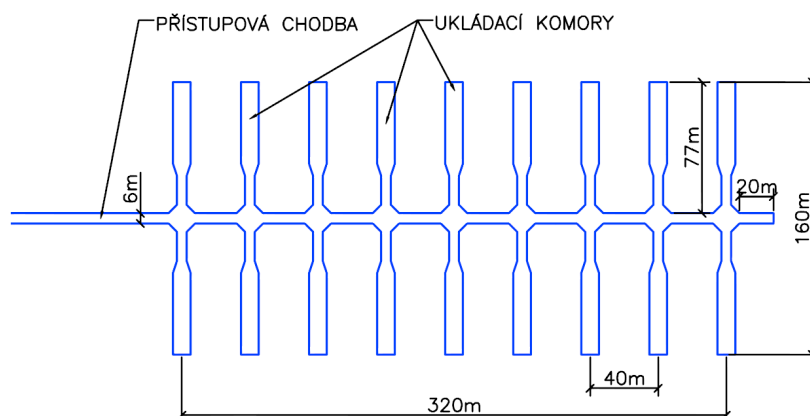
Za účelem umístění BK se počítá s vyražením 18 ukládacích komor konvenčním způsobem o délce 55 m, šířce 10,5 m a výšce 4,8 m. Příčný profil komory je 48,29 m². Příčný profil chodby ústící do ukládacích komor RAO činí 26,75 m². Jedna komora slouží k uložení 204 ks BK. V ukládací komoře RAO budou betonkontejnery o rozměrech 1,7 x 1,7 x 1,5 m uloženy v tzv. stozích.

Celkový počet ukládacích komor:	18
Předpokládaný počet ukládaných BK:	3000
Prostorová rezerva pro ukládání BK:	20%
Celková ukládací plocha pro RAO:	5,3 ha

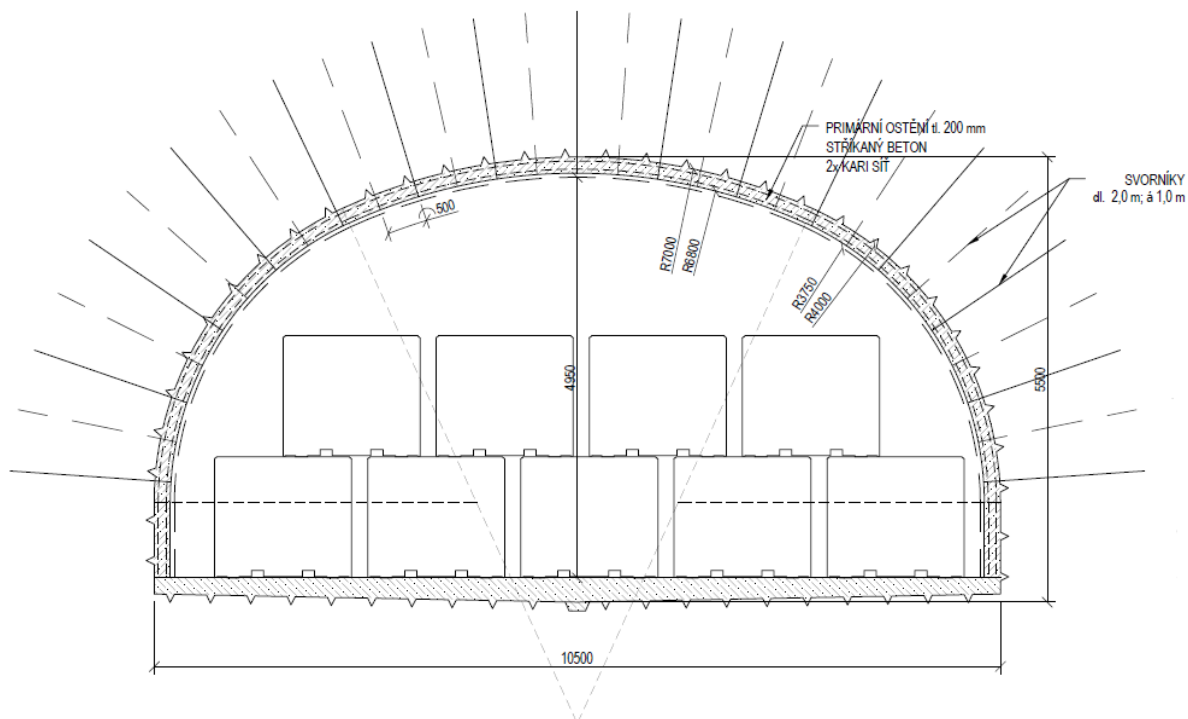
Na Obr. 78 až Obr. 81 jsou znázorněny ukládací komory RAO a souvisejících chodeb v půdorysných schématech, resp. příčných řezech.



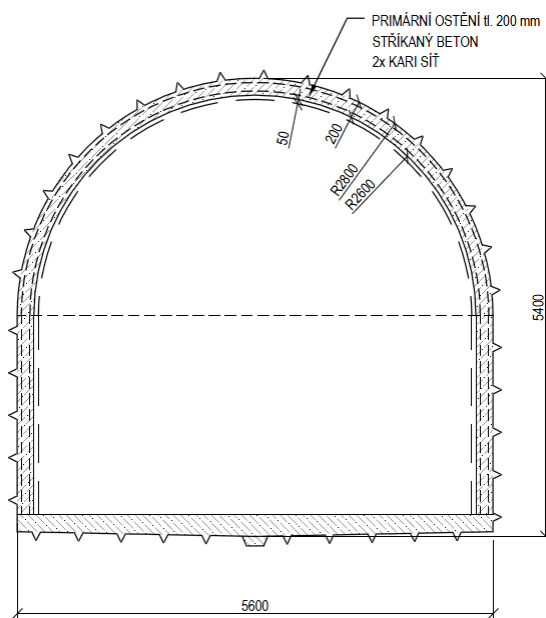
Obr. 78 – Ukládací komora RAO



Obr. 79 – Schéma ukládání RAO



Obr. 80 – Příčný řez komorou pro ukládání RAO



Obr. 81 – Příčný řez chodbou ústící do komory pro ukládání RAO

Z Obr. 80 je patrná dispoziční možnost ukládat BK ve stohu ve třech úrovních. Tuto možnost je nutné ovšem ověřit statickým výpočtem a současně prokázat dostatečný prostor pro manipulaci s BK.

Okrajovými podmínkami pro umístění ukládacích prostor RAO jsou:

- Ukládání RAO mimo horizont ukládání VJP z důvodu zvýšení kapacity tohoto horizontu pro umístění UOS s VJP
- Ukládání RAO v horizontu s nadloží min. 250 m
- Ukládání RAO v horizontu min. 50 m nad horizontem ukládání VJP
- Ukládání RAO v místech, kde je nejdříve dosaženo bezprostřední blízkosti potenciálně využitelných bloků a závazecího tunelu (za současné platnosti výše uvedených podmínek)

1.2.3.9 Konfirmační laboratoř (DuSO 12)

DuSO 12 představuje konfirmační laboratoř, která je u lokality Horka rozdělena na 2 části. Konfirmační laboratoř je zřízena v konvenčně ražené komoře v potenciálně využitelných blocích.

První část konfirmační laboratoř je zřízena na horizontu ukládání RAO a jsou zde potvrzovány základní předpoklady o chování a vlastnostech horninového masívu in-situ. Předpokládá se s využitím spojovací chodby pro první ukládací komoru RAO a vlastní komory pro potřeby zajištění zázemí a instrumentace konfirmační laboratoře.

Velikost konfirmační laboratoře na ukládacím horizontu RAO odpovídá velikosti komory a chodby ústící do komory betonkontejnerů:

- Délka x šířka x výška komory: 55 x 10,5 x 4,8 m
- Příčný profil komory: 48,29 m²
- Délka x šířka x výška chodby: 17 x 5,6 x 5,4 m
- Příčný profil chodby: 26,75 m²

Druhá konfirmační laboratoř bude umístěna v ukládacím horizontu VJP. Tato laboratoř se nachází poblíž technického zázemí a zde budou v podmínkách ukládacího horizontu VJP ověřovány inženýrské bariéry. V těchto konfirmačních laboratořích se prostorově uvažuje se třemi „ukládacími“ místy pro UOS. Se samotným ukládáním VJP se v těchto místech neuvažuje. Tomu odpovídá navržená délka závazecích chodeb, resp. „ukládacích“ vrtů.

Velikost konfirmační laboratoře na ukládacím horizontu VJP:

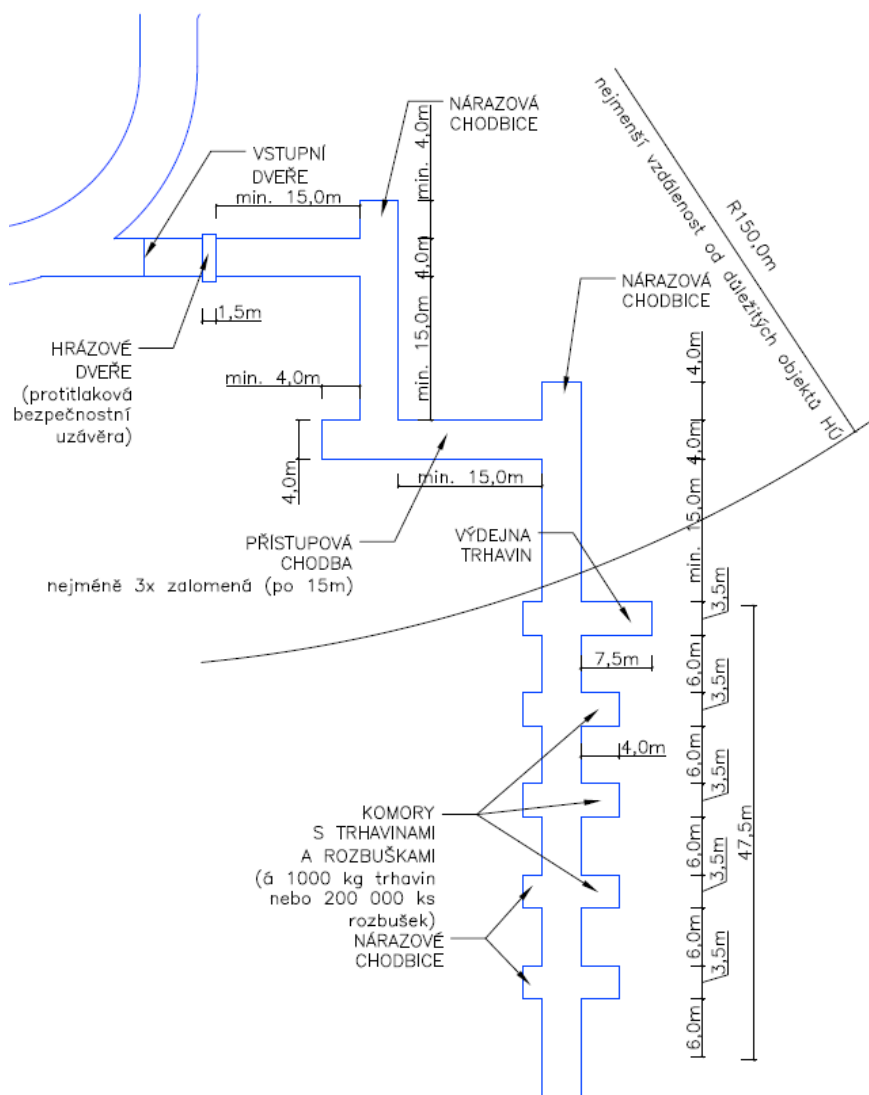
- Půdorys kaverny: 20,0 x 12,0 m (240,0 m²)
- Výška kaverny: 8,2 m (D1); 6,7 m (D2); 4,9 m (D3 a D4)
- Délka závazecí chodby: 60,5 m (při vertikálním ukládání pro D1 a D2)
- Délka ukládacího vrtu: 47,5 m (při horizontálním ukládání pro D3 a D4)

Umístění konfirmačních laboratořích je patrné v situačních výkresech jednotlivých dispozičních variant, které jsou přílohami č. 04 až 07.

1.2.3.10 Sklad výbušnin (DuSO 21)

V rámci HÚ je pro potřeby konvenční ražby uvažováno se skladováním trhavin a rozněcovadel, případně jiných výbušnin. Ten je účelně umístěn z hlediska dostupnosti a bezpečnosti do úseku ražby a výstavby. Navržený sklad v dílčím prostoru pro skladování výbušnin (komoře, kobce) dovoluje skladovat nejvýše 2500 kg trhavin, 200 000 ks rozbušek nebo 200 kg ostatních výbušnin. Důlní sklad výbušnin je tvořen několika objekty, mezi něž řadíme skladištní komoru (kobku), skladištní předsíň, výdejnu výbušnin a přístupovou chodbu. Dle vyhlášky č. 99/1995 Sb. spadá navržený sklad výbušnin do kategorie velký sklad výbušnin.

Pro dispoziční varianty D1 až D4 se návrh skladu výbušnin neliší. S ohledem na rozdílný rozsah prováděných trhacích prací se bude lišit četnost naskladňování trhavin, rozbušek a příp. jiných výbušnin do podzemního skladu. Tato činnost bude prováděna primárně z povrchového skladu. Pro snížení potřeby pozemních skladů výbušnin, nižšího počtu pracovníků v pozemním skladu a jiných důvodů lze výbušniny dodávat přímo do podzemního skladu. Podrobnější návrh skladu výbušnin a hospodaření s výbušninami a rozbuškami bude provedeno v návaznosti na projekt trhacích prací, který není součástí této studie. Na Obr. 82 je znázorněné schéma skladu výbušnin.



Obr. 82 – Schéma skladu výbušnin

1.2.3.11 Technické zázemí podzemní části HÚ

Technickým zázemím podzemní části je souhrnně pojmenován Úsek ražeb a výstavby a Úsek přípravy a ukládání, který se nachází na horizontu ukládání VJP.

Tato podkapitola souhrnně popisuje ražbu, výstavbu, účel a provoz důlních stavebních objektů, mezi něž patří:

- spojovací chodby úseku ražby (DuSO 06)
- spojovací chodby úseku ukládání (DuSO 07)
- úsek kontroly UOS s VJP/úsek překládky UOS s VJP (DuSO 10)
- rozvodna – úsek ražby (DuSO 14)
- rozvodna – úsek ukládání (DuSO 15)
- shromaždiště osob, stanice první pomoci a zkušebna (DuSO 16)
- dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů (DuSO 17)
- sklad náhradních dílů (DuSO 18)
- sklad mazadel, úsek mytí a údržby (DuSO 19)
- požární sklad (DuSO 22)

Všechny prostory spadající pod tyto úseky jsou raženy konvenčním způsobem. Kromě spojovacích chodeb jsou výše uvedené DuSO budovány v kavernách, které jsou zajišťovány primárním a sekundárním ostěním. V případě nutnosti je uvažováno s použitím krátkých kotevních prvků (svorníků) pro zajištění přístropí kaveren. Jednotlivé DuSO mají upravené betonové dno (počvu komory).

Spojovací chodby úseku ražby (DuSO 06) a ukládání (DuSO 07)

Spojovací chodby úseku ražby a úseku ukládání jsou veškerá liniová díla (chodby, výhybny), která tvoří dopravní cesty určenou výhradně pro ražbu, resp. proces ukládání v rámci technického zázemí.

Plocha výrubu konvenčně ražených spojovacích chodeb činí 29,23 m², u výhyben 42,90 m² (vertikální ukládání a horizontální ukládání – úsek ražby) a 46,33 m² (horizontální ukládání – úsek ukládání).

Výkresy s příčnými řezy spojovacími chodbami jsou přílohami č. 11 a 13 této zprávy. Příčné řezy výhyben jsou patrné na příloze č. 17.

Úsek kontroly UOS s VJP/úsek překládky UOS s VJP (DuSO 10)

DuSO 10 má rozdílnou funkci, která se odvíjí od zvoleného způsobu ukládání.

Při vertikálním ukládání DuSO 10 slouží ke kontrole UOS s VJP a přepravního, resp. ukládacího zařízení.

U horizontálního ukládání je koncepčně uvažováno s překládáním UOS s VJP na ukládacím horizontu VJP v důlním stavebním objektu Úsek překládky UOS s VJP. Překladiště mimo přepravních robotických systémů disponuje také prostředky pro zajištění manipulace s UOS. Jedná se o robotický systém pro manipulaci s UOS a bentonitovými prefabrikáty. V objektu je navržen portálový manipulátor doplněný o účelové manipulační efektory. UOS s VJP jsou do tohoto důlního objektu přepravovány pomocí kolového dopravního prostředku, zatímco samotné ukládání probíhá pomocí ukládacího robota na kolejovém podvozku.

Úsek kontroly UOS s VJP

Půdorys kaverny: 77,5 x 20,0 m (1550,0 m²)

Výška kaverny: 5,0 m

Úsek překládky UOS s VJP

Půdorys kaverny: 30,0 x 12,0 m (360,0 m²)

Výška kaverny: 10,0 m

Rozvodna – úsek ražby (DuSO 14)

Rozvodna úseku ražby je kaverna o ražené délce 20,0 m, šířce 10,0 m a výšce 4,0 m. V tomto objektu je umístěna také trafostanice zajišťující zásobování podzemní části HÚ elektrickou energií v místech, kde probíhá jeho ražba a výstavba.

Rozvodna – úsek ukládání (DuSO 15)

Rozvodna úseku ukládání je kaverna o ražené délce 20,0 m, šířce 10,0 m a výšce 4,0 m. V tomto objektu je umístěna také trafostanice zajišťující zásobování provozu ukládání elektrickou energií.

Shromaždiště osob, stanice první pomoci a zkušebna (DuSO 16)

DuSO 16 je objekt, který zahrnuje shromaždiště osob, stanici první pomoci a zkušebnu umístěné v jedné kaverně.

Zkušebna je oddělený prostor tohoto objektu, kde jsou prováděny provozní zkoušky geologických a geotechnických charakteristik horninového masivu potřebné při výstavbě HÚ. Dále je zde uvažováno s vybavením pro monitorování geodynamických vlastností horninového prostředí. Probíhají tu též zkoušky kvality ovzduší, důlních vod a jsou zde ukládány archiválie záznamů měření a výsledků zkoušek.

Shromaždiště osob je místem poskytujícím sociální zázemí pracovníkům před a po ukončení směny. Je zde uvažováno s umístěním toalet, jídelny a odpočinkovou místností. V objektu jsou k dispozici základní zdravotnické pomůcky pro potřeby poskytnutí první pomoci. V případě mimořádné události může objekt sloužit jako úkryt před evakuací pracovníků z podzemí. Před DuSO 16 je umístěn turniket, který umožňuje obousměrný průchod osob mezi úseky výstavby a ukládání.

Půdorys kaverny: 40,0 x 15,5 m (620,0 m²)

Výška kaverny: 10,0 m

Dílň pro opravu a údržbu strojních mechanismů (DuSO 17)

V tomto objektu jsou zajišťovány běžné a střední opravy strojních mechanismů. Dílny jsou navrženy zvlášť pro úsek ražby a pro úsek ukládání. Při vertikálním ukládání je DuSO 17 pro úsek ukládání navržen v jedné kaverně s DuSO 18. Rozměry kaveren se liší také v závislosti na použitém způsobu ukládání, jelikož se liší požadavky na technické prostory.

Dispozice DuSO 17 – úsek ražby (D1, D2, D3, D4):

Půdorys kaverny: 44,0 x 10,0 m (280,0 m²)

Výška kaverny: 4,0 m

Dispozice DuSO 17 – úsek ukládání (D1 a D2):

Půdorys kaverny: 12,0 x 10,0 m (120,0 m²)

Výška kaverny: 4,0 m

Dispozice DuSO 17 – úsek ukládání (D3 a D4):

Půdorys kaverny: 45,0 x 14,0 m (630,0 m²)

Výška kaverny: 6,0 m

Sklad náhradních dílů (DuSO 18)

V tomto objektu jsou uloženy náhradní díly pro běžné a střední opravy strojních mechanismů. Sklady jsou navrženy zvlášť pro úsek ražby a zvlášť pro úsek ukládání. V úseku ražby je sklad náhradních dílů stavebně oddělen od DuSO 17, zatímco v úseku ukládání je DuSO 18 s DuSO 17 umístěn v jedné komoře. Při horizontálním ukládání není sklad náhradních dílů v úseku ukládání navržen.

Dispozice DuSO 18 – úsek ražby (D1, D2, D3, D4):

Půdorys kaverny: 28,0 x 10,0 m (280,0 m²)

Výška kaverny: 4,0 m

Dispozice DuSO 18 – úsek ukládání (D1 a D2):

Půdorys kaverny: 12,0 x 10,0 m (120,0 m²)

Výška kaverny: 4,0 m

Sklad mazadel, úsek mytí a údržby (DuSO 19)

V tomto objektu jsou uložena mazadla pro mechanismy užívané při ražbě a výstavbě a běžném provozu podzemní části HÚ.

Půdorys kaverny: 6,0 x 10,0 m (60,0 m²)

Výška kaverny: 4,0 m

Požární sklad (DuSO 22)

Požární sklady jsou navrženy zvlášť pro úsek ražby a pro úsek ukládání. Slouží k úschově potřebné zásoby hasicích prostředků včetně požární výzbroje apod.

Půdorys kaverny: 8,0 x 10,0 m (80,0 m²)

Výška kaverny: 4,0 m

1.2.3.12 DuSO pro nakládání s důlními vodami

Tato kapitola souhrnně popisuje ražbu, výstavbu, účel a provoz důlních stavebních objektů, které nakládají s důlními vodami. Mezi tyto objekty patří:

- čerpací stanice s jímkou (DuSO 13)
- sedimentační nádrž (DuSO 20)

Následující dva odstavce se věnují nakládání s důlními vodami mimo hloubený objekt DuSO 04 (Příprava RAO a VJP).

Důlní vody jsou čištěny ve dvojici sedimentačních nádrží. Obecně se nepředpokládá kontaminace vod radioaktivními látkami. Z tohoto důvodu se neuvažuje v podzemní části HÚ s dekontaminační stanicí. Kumulace důlních vod probíhá v jímacím objektu (dále jímce), které jsou posléze čerpány směrem k povrchu výtlačným potrubím. Čerpadla jsou umísťována do kaverny objektu čerpací stanice. Vedení výtlačného potrubí je uvažováno v odtěžovacím tunelu. Přibližně na horizontu -250 m pod povrchem se počítá s realizací přečerpávací stanice, která je svými dispozičními parametry a vybaveností shodná s čerpací stanicí.

Odvodnění průsakových a technologických vod je u lokality Horka primárně uvažováno jako gravitační, přičemž svod důlních vod je prováděn odvodňovacími žlaby umístěnými do jednotlivých chodeb. Při horizontálním ukládání je dbáno na důsledné odvodnění zpevněného dna chodeb, jelikož je zde umístěno trolejové vedení napájející mechanismy robotického ukládání na kolejovém podvozku. Z tohoto důvodu se vně kolejí uvažuje s realizací dvojice odvodňovacích žlabů, z kterých jsou zachycené vody sváděny do drenážního potrubí umístěného pod úroveň troleje (Obr. 66 a Obr. 67).

Provoz a údržba čerpací stanice se řídí § 209 vyhlášky ČBÚ č. 22/1989 Sb.

Čerpací stanice s jímkou (DuSO 13)

Výpočet výkonu čerpadel a kapacita čerpacího zařízení a jímky bude vycházet z hydrogeologických poměrů. Ty v tuto dobu nejsou známy s dostatečnou přesností, a proto byly odborným odhadem stanoveny následující rozměry podobjektů DuSO 13:

Čerpací/přečerpávací stanice:

Půdorys kaverny: 20,0 x 8,0 m (160,0 m²)

Výška kaverny: 4,0 m

Jímka:

Průměr jímky: 8,0 m (50,27 m²)

Hloubka jímky: 20,0 m

Ražba DuSO 13 bude probíhat konvenční metodou, tedy pomocí trhacích prací.

Sedimentační nádrž (DuSO 20)

Půdorys kaverny: 15,0 x 40,0 m (600,0 m²)

Výška kaverny: 5,0 m

Nakládání s vodami v rámci hloubeného DuSO 04 (Příprava VJP a RAO) je v rámci vodního hospodářství řešeno odděleně od ostatních provozů. Odpadní voda z aktivních provozů bude svedena do dekontaminační stanice a odtud do nejbližšího recipientu. Kvalita vypouštěných vod na výstupu z dekontaminační stanice bude průběžně monitorována. Na výstupu z dekontaminační stanice bude osazen havarijný uzávěr. Ražba DuSO 20 bude probíhat konvenční metodou.

Sedimentační nádrž (DuSO 20)

Půdorys kaverny: 15,0 x 40,0 m (600,0 m²)

Výška kaverny: 5,0 m

Nakládání s vodami v rámci hloubeného DuSO 04 (Příprava VJP a RAO) je v rámci vodního hospodářství řešeno odděleně od ostatních provozů. Odpadní voda z aktivních provozů bude svedena do dekontaminační stanice a odtud do nejbližšího recipientu. Kvalita vypouštěných vod na výstupu z dekontaminační stanice bude průběžně monitorována. Na výstupu z dekontaminační stanice bude osazen havarijný uzávěr (viz kap. 4.3.6.5). Ražba DuSO 20 bude probíhat konvenční metodou.

1.2.4 CELKOVÝ OBJEM RAŽEB PODZEMNÍ ČÁSTI HÚ

Tab. 32 porovnává horizontální a vertikální způsob ukládání a převládající způsoby ražby (mechanický způsob ražby, tj. např. TBM a konvenční způsob ražby). Toto rozdělení reprezentují jednotlivé dispoziční varianty řešení D1 až D4. Uváděné hodnoty představují objemy horniny v rostlém stavu, nikoliv nakypřené v podobě odtěžené rubaniny. V celkovém objemu ražeb je zahrnut rovněž rubanina z hloubících prací.

Tab. 32 – Celkový objem ražeb dle dispozičních variant řešení

Dispoziční varianta	Celkový objem ražeb [m ³]
D1	6 213 962
D2	4 082 021
D3	2 438 241
D4	2 481 696

Následující podkapitoly obsahují podrobné tabulky výměr a celkový objem ražeb pro jednotlivé DuSO dle čtyř dispozičních variant řešení (D1 až D4).

1.2.4.1 Dispoziční varianta D1

Tab. 33 – Tabulka výměr pro dispoziční variantu D1

P.č.	Popis	Ražba/výstavba [typ]	Jedn. délka [m]	Počet pol. []	Délka celkem [m]	Příčný průřez [m ²]	Objem [m ³]	Délka cykl. ražby [m]	Délka kont. ražby [m]	Objem cykl. ražby [m ³]	Objem kont. ražby [m ³]	Objem hloubících/zásypových prací [m ³]	Obestavěný prostor/plocha hloubených objektů [m ²]
1	DuSO 01 Odtěžovací tunel	TBM (KONT.)	5 546	1	5 546	41,29	228 994		5 546		228 994		
2	DuSO 01 Výhybny	KONVENČNÍ (CYKL.)	40	11	440	17,80	7 832	440		7 832			
3	DuSO 01 Propojky	KONVENČNÍ (CYKL.)	40	11	440	27,40	12 056	440		12 056			
4	DuSO 02 Ražba zavážecího tunelu	TBM (KONT.)	5 694	1	5 694	41,29	235 105		5 694		235 105		
5	DuSO 02 Ražba zavážecího tunelu (bez výhyben)	KONVENČNÍ (CYKL.)	35	1	35	27,40	959	35		959			
6	DuSO 02 Ražba zavážecího tunelu(výhybny)	KONVENČNÍ (CYKL.)	40	11	440	17,80	7 832	440		7 832			
7	DuSO 02 Rozplet pro DuSO 04 – ražená část tunelu	KONVENČNÍ	469	1	469	27,40	12 851	469		12 851			
8	DuSO 02 Rozplet pro DuSO 04 – hloubená část tunelu	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	351	1	351	27,40	9 617						9 617
9	DuSO 03 Ražba vtažné jámy	TBM (KONT.)	557	1	557	38,48	21 436		557		21 436		
	DuSO 03 Spojovací chodby	KONVENČNÍ (CYKL.)	407	1	407	29,23	11 891	407		11 891			
10	DuSO 03 Strojovna vzduchotechniky, +5 % rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 155	-		1 155			
11	DuSO 04 Hloubení stavební jámy	HLOUBENÍ/ZÁSY P	-	1	-	-	571 816					571 816	
	DuSO 04 Zajištění stavební jámy – horizont -30 až 0	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	689	1	689	31,00	21 359						21 359
12	DuSO 04 Zajištění stavební jámy – horizont -35 až -30	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	404	1	404	6,00	2 424						2 424
14	DuSO 04 Výstavba DuSO 04 vč. horké komory	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	-	1	-	-	124 300						124 300
15	DuSO 04 Zpětný zásep hloubených objektů	HLOUBENÍ/ZÁSY P	-	1	-	-	414 116					414 116	
16	DuSO 05 Ražba páteřních chodeb (bez výhyben a remíz)	TBM (KONT.)	9 700	1	9 700	41,29	400 513		9 700		400 513		
17	DuSO 05 Ražba páteřních chodeb	KONVENČNÍ (CYKL.)	773	1	773	29,23	22 595	773		22 595			
18	DuSO 05 Ražba páteřních chodeb – výhybna (TBM ražba páteřních chodeb)	KONVENČNÍ (CYKL.)	91	1	91	17,80	1 620	91		1 620			
19	DuSO 06 Ražba spojovacích chodeb úseku ražeb (bez výhyben a remíz)	KONVENČNÍ (CYKL.)	236	1	236	29,23	6 898	236		6 898			
20	DuSO 06 Ražba spojovacích chodeb úseku ražeb – pouze výhybny a remízy	KONVENČNÍ (CYKL.)	162	1	162	42,90	6 950	162		6 950			
21	DuSO 06 Ražba spojovacích chodeb úseku ukládání (bez výhyben a remíz)	KONVENČNÍ (CYKL.)	787	1	787	29,23	23 004	787		23 004			
22	DuSO 07 Ražba spojovacích chodeb úseku ukládání – pouze výhybny a remízy	KONVENČNÍ (CYKL.)	81	1	81	42,90	3 475	81		3 475			
23	DuSO 08 Ražba zavážecí chodby – rozšíření pro vjezd vozidel ukládací VJP	KONVENČNÍ (CYKL.)	7	188	1 316	108,96	143 385	1 316		143 385			
24	DuSO 08 Ražba zavážecí chodby – rozrážka pro TBM	KONVENČNÍ (CYKL.)	23	188	4 324	65,33	282 487	4 324		282 487			
25	DuSO 08 Ražba zavážecí chodby – ražba v místě uzávěry	TBM (KONT.)	10	188	1 880	41,29	77 625		1 880		77 625		
26	DuSO 08 Ražba zavážecí chodby – uzávěra samotná – ražba klínu	KONVENČNÍ (CYKL.)	2,5	188	470	19,26	4 527	470		4 527			
27	DuSO 08 Ražba zavážecích chodeb I. a II. sekce	TBM (KONT.)	1 000,0	94	94 000	41,29	3 881 260		94 000		3 881 260		
28	DuSO 09 Ražba vertikálních ukládacích vrtů	TBM (KONT.)	49 576	1	49 576	2,54	126 154		49 576		126 154		
29	DuSO 10 Úsek kontroly UOS s VJP, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	8 138	-		8 138			
30	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – komora	KONVENČNÍ (CYKL.)	47,9	18	862	48,29	41 636	862		41 636			
31	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – rozšíření komory	KONVENČNÍ (CYKL.)	7,1	18	128	37,52	4 795	128		4 795			
32	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – ústí komory	KONVENČNÍ (CYKL.)	17,0	18	306	26,75	8 186	306		8 186			
33	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – rozšíření z přístupové chodby	KONVENČNÍ (CYKL.)	5,0	18	90	52,48	4 723	90		4 723			
34	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – přístupová chodba ke komorám	KONVENČNÍ (CYKL.)	584	1	584	29,23	17 081	584		17 081			
35	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – technické zázemí laboratoře, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	2 073	-		2 073			
36	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – část rozrážky pro TBM	KONVENČNÍ (CYKL.)	10	1	10	65,33	653	10		653			

37	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – zavážecí chodba se zámkou	TBM (KONT.)	64	1	64	41,29	2 622		64		2 622		
38	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – ukládací vřty	TBM (KONT.)	7,190	3	22	2,54	55		22		55		
39	DuSO 13 Čerpací stanice, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	5	-	-	3 360	-		3 360			
40	DuSO 13 Jímka	KONVENČNÍ (CYKL.)	20	5	100	50,27	5 027	100		5 027			
41	DuSO 14 Rozvodna – úsek ražby, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	840	-		840			
42	DuSO 15 Rozvodna – úsek ukládání, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	840	-		840			
43	DuSO 16 Shromaždiště osob, stanice první pomoci a zkušebna, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	6 510	-		6 510			
44	DuSO 17 Dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 680	-		1 680			
45	DuSO 18 Sklad náhradních dílů, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 176	-		1 176			
46	DuSO 19 Sklad mazadel, úsek mytí a údržby, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	2	-	-	504	-		504			
47	DuSO 20 Sedimentační nádrž, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	2	-	-	6 300	-		6 300			
48	DuSO 21 Sklad vybušnin – chodby, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	261	1	261	15,90	4 157	261		4 157			
49	DuSO 21 Sklad vybušnin – komory, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	36	1	36	14,50	518	36		518			
50	DuSO 22 Požární sklad, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	2	-	-	672	-		672			

* Obestavěná plocha je v daném sloupci buněk uváděná pro zajištění stavební jámy DuSO 04

V následujících tabulkách uváděné hodnoty představují objemy horniny v rostlém stavu, nikoliv nakypřené v podobě odtěžené rubaniny.

Tab. 34 – Tabulka celkových konvenčních ražeb pro dispoziční variantu D1

Konvenční ražba (cyklická):	
Délka:	12 848 m
Objem:	668 382 m ³

Do celkové délky ražeb jsou započteny pouze liniové DuSO (tunely, chodby, aj.)

Tab. 35 – Tabulka celkových strojních ražeb pro dispoziční variantu D1

Mechanizovaná strojní ražba (kontinuální):	
Délka:	167 038 m
Objem:	4 973 765 m ³

Do celkové délky ražeb jsou započteny pouze liniové DuSO (tunely, chodby, vtažná jáma, aj.)

Tab. 36 – Objem ostatních prací pro dispoziční variantu D1

Objem hloubících prací:	571 816 m³
Objem zásypových prací:	414 116 m³
Obestavěný prostor DuSO 04:	124 300 m³
Hloubené tunely:	9 617 m³

Tab. 37 – Celkový objem ražeb pro dispoziční variantu D1

RAŽBA CELKEM:	
Objem:	6 213 962 m³

V celkovém objemu ražeb je zahrnuta i rubanina z hloubících prací.

1.2.4.2 Dispoziční varianta D2

Tab. 38 – Tabulka výměr pro dispoziční variantu D2

P.č.	Popis	Ražba/výstavba [typ]	Jedn. délka [m]	Počet pol. [-]	Délka celkem [m]	Příčný průřez [m ²]	Objem [m ³]	Délka cykl. ražby [m]	Délka kont. ražby [m]	Objem cykl. ražby [m ³]	Objem kont. ražby [m ³]	Objem hloubicích /zásypových prací [m ³]	Obestavěný prostor/plocha hloubených objektů [m ³]
1	DuSO 01 Odtěžovací tunel (bez výhyben)	KONVENČNÍ (CYKL.)	5 605	1	5 605	36,32	203 562	5 545		201 394			
2	DuSO 01 Výhybny	KONVENČNÍ (CYKL.)	40	11	440	17,18	7 559	400		6 872			
3	DuSO 01 Propojky	KONVENČNÍ (CYKL.)	40	11	440	27,40	12 056	400		10 960			
4	DuSO 02 Ražba zavážecího tunelu (bez výhyben)	KONVENČNÍ (CYKL.)	5 723	1	5 723	36,32	207 841	5 531		200 886			
5	DuSO 02 Ražba zavážecího tunelu(výhybny)	KONVENČNÍ (CYKL.)	40	11	440	17,18	7 559	400		6 872			
6	DuSO 02 Rozplet pro DuSO 04 – ražená část tunelů	KONVENČNÍ (CYKL.)	568	1	568	27,40	15 563	568		15 563			
7	DuSO 02 Rozplet pro DuSO 04 – hloubená část tunelů	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	351	1	351	27,40	9 617						9 617
8	DuSO 03 Hloubení vtažné jámy	KONVENČNÍ (CYKL.)	569	1	569	38,48	21 898	562		21 628			
9	DuSO 03 Strojovna vzduchotechniky, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 155	-		1 155			
10	DuSO 04 Hloubení stavební jámy	HLOUBENÍ/ZÁSY	-	1	-	-	571 816					571 816	
11	DuSO 04 Zajištění stavební jámy – horizont -30 až 0	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	689	1	689	31,00	21 359						21 359
12	DuSO 04 Zajištění stavební jámy – horizont -35 až -30	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	404	1	404	6,00	2 424						2 424
13	DuSO 04 Výstavba DuSO 04 vč. horké komory	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	-	1	-	-	124 324						124 324
14	DuSO 04 Zpětný zásep hloubených objektů	HLOUBENÍ/ZÁSY	-	1	-	-	414 092					414 092	
15	DuSO 05 Ražba páteřních chodeb (bez výhyben a remíz)	KONVENČNÍ (CYKL.)	3 922	1	3 922	29,23	114 646	11 202		327 434			
16	DuSO 06 Ražba spojovacích chodeb úseku ražeb (bez výhyben a remíz)	KONVENČNÍ (CYKL.)	151	1	151	29,23	4 414	153		4 472			
17	DuSO 06 Ražba spojovacích chodeb úseku ražeb – pouze výhybny a remízy	KONVENČNÍ (CYKL.)	253	1	253	42,90	10 854	269		11 540			
18	DuSO 07 Ražba spojovacích chodeb úseku ukládání (bez výhyben a remíz)	KONVENČNÍ (CYKL.)	634	1	634	29,23	18 532	578		16 895			
19	DuSO 07 Ražba spojovacích chodeb úseku ukládání – pouze výhybny a remízy	KONVENČNÍ (CYKL.)	81	1	81	42,90	3 475	112		4 805			
20	DuSO 08 Ražba zavážecí chodby – rozšíření pro vjezd vozidel ukládací VJP	KONVENČNÍ (CYKL.)	7	94	658	60,77	39 983	1 533		93 153			
21	DuSO 08 Ražba zavážecí chodby – ražba v místě uzavěry	KONVENČNÍ (CYKL.)	10	94	940	25,22	23 707	2 190		55 232			
22	DuSO 08 Ražba zavážecí chodby – uzavěra samotná – ražba klínu	KONVENČNÍ (CYKL.)	2,5	94	-	-	2 020	-		4 706			
23	DuSO 08 Ražba zavážecí chodby – uzavěra samotná – betonáž	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	2,5	94	235	-	7 947						18 514
24	DuSO 08 Ražba zavážecích chodeb I. sekce	KONVENČNÍ (CYKL.)	1 000	49	49 000	25,22	1 235 780	52 548		1 325 261			
25	DuSO 08 Ražba zavážecích chodeb II. sekce	KONVENČNÍ (CYKL.)	1 000	45	45 000	25,22	1 134 300	37 595		948 146			
26	DuSO 09 Ražba vertikálních ukládacích vrtů	TBM (KONT.)	56 302	1	56 302	2,54	143 270		56 302		143 270		
27	DuSO 10 Úsek kontroly UOS s VJP, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	8 138	-		8 138			
28	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – komora	KONVENČNÍ (CYKL.)	47,9	18	862	48,29	41 636	862		41 636			
29	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – rozšíření komory	KONVENČNÍ (CYKL.)	7,1	18	128	37,52	4 795	128		4 795			
30	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – ústí komory	KONVENČNÍ (CYKL.)	17,0	18	306	26,75	8 186	306		8 186			
31	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – rozšíření z přístupové chodby	KONVENČNÍ (CYKL.)	5,0	18	90	52,48	4 723	90		4 723			
32	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – přístupová chodba ke komorám	KONVENČNÍ (CYKL.)	584	1	584	29,23	17 070	475		13 884			
33	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – technické zázemí laboratoře, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 688			1 688			
34	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – zavážecí chodba se zátkou	KONVENČNÍ (CYKL.)	43	1	43	25,22	1 072	61		1 538			
35	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – ukládací vrt	TBM (KONT.)	8	3	24	2,54	62		24		62		
36	DuSO 13 Čerpací stanice, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	672	-		672			
37	DuSO 13 Jímka	KONVENČNÍ (CYKL.)	20	3	60	50,27	3 016	40		2 011			
38	DuSO 14 Rozvodna – úsek ražby, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	840	-		840			
39	DuSO 15 Rozvodna – úsek ukládání, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	840	-		840			
40	DuSO 16 Shromaždiště osob, stanice první pomoci a zkušebna, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	6 510	-		6 510			
41	DuSO 17 Dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 680	-		1 680			
42	DuSO 18 Sklad náhradních dílů, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 176	-		1 176			
43	DuSO 19 Sklad mazadel, úsek mytí a údržby, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	2	-	-	504	-		504			
44	DuSO 20 Sedimentační nádrž, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	2	-	-	6 300	-		6 300			
45	DuSO 21 Sklad výbušnin – chodby, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	265	1	265	15,90	4 207	226		3 589			
46	DuSO 21 Sklad výbušnin – komory, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	36	1	36	14,50	518	36		518			
47	DuSO 22 Požární sklad, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	2	-	-	672	-		672			

* Obestavěná plocha je v daném sloupci buněk uváděná pro zajištění stavební jámy DuSO 04

V následujících tabulkách uváděné hodnoty představují objemy horniny v rostlém stavu, nikoliv nakypřené v podobě odtěžené rubaniny.

Tab. 39 – Tabulka celkových konvenčních ražeb pro dispoziční variantu D2

Konvenční ražba (cyklická):	
Délka:	121 809 m
Objem:	3 366 873 m ³

Do celkové délky ražeb jsou započteny výhradně liniové DuSO (tunely, chodby, aj.)

Tab. 40 – Tabulka celkových strojních ražeb pro dispoziční variantu D2

Mechanizovaná strojní ražba (kontinuální):	
Délka:	56 326 m
Objem:	143 332 m ³

Do celkové délky ražeb jsou započteny pouze liniové DuSO (tunely, chodby, vtažná jáma, aj.)

Tab. 41 – Objem ostatních prací pro dispoziční variantu D2

Objem hloubících prací:	571 816 m³
Objem zásypových prací:	414 092 m³
Obestavěný prostor DuSO 04:	148 107 m³
Obestavěný prostor hloubené části závážecího tunelu:	9 617 m³

Tab. 42 – Celkový objem ražeb pro dispoziční variantu D2

RAŽBA CELKEM:	
Objem:	4 082 021 m³

V celkovém objemu ražeb je zahrnuta i rubanina z hloubících prací.

1.2.4.3 Dispoziční varianta D3

Tab. 43 – Tabulka výměr pro dispoziční variantu D3

P.č.	Popis	Ražba/výstavba [typ]	Jedn. délka [m]	Počet pol. [-]	Délka celkem [m]	Příčný průřez [m ²]	Objem [m ³]	Délka cykl. ražby [m]	Délka kont. ražby [m]	Objem cykl. ražby [m ³]	Objem kont. ražby [m ³]	Objem hloubicích/zásypových prací [m ³]	Obestavěný prostor/plocha* hloubených objektů [m ³]/[m ²]
1	DuSO 01 Ražba odtěhovacího tunelu (bez výhyben)	TBM (KONT.)	5 498	1	5 498	38,48	211 563		5 498		211 563		
2	DuSO 01 Výhybny	KONVENČNÍ (CYKL.)	40	10	400	17,64	7 056	400		7 056			
3	DuSO 01 Propojky	KONVENČNÍ (CYKL.)	40	10	400	27,40	10 960			10 960			
4	DuSO 02 Ražba zavážecího tunelu (bez výhyben)	TBM (KONT.)	5 704	1	5 704	38,48	219 490		5 704		219 490		
5	DuSO 02 Ražba zavážecího tunelu(výhybny)	KONVENČNÍ (CYKL.)	40	11	440	17,64	7 762	440		7 762			
6	DuSO 02 Rozplet pro DuSO 04 – ražená část tunelů	KONVENČNÍ (CYKL.)	534	1	534	27,40	14 632	534		14 632			
7	DuSO 02 Rozplet pro DuSO 04 – hloubená část tunelů	OBEŠTAVĚNÝ PROSTOR	351	1	351	27,40	9 617						9 617
8	DuSO 03 Ražba vtažené jámy	TBM (KONT.)	555	1	555	38,48	21 359		555		21 359		
9	DuSO 03 Strojovna vzduchotechniky, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 155	-		1 155			
10	DuSO 04 Hloubení stavební jámy	HLOUBENÍ/ZÁSY	-	1	-	-	571 816					571 816	
11	DuSO 04 Zajištění stavební jámy – horizont -30 až 0	OBEŠTAVĚNÝ PROSTOR	689	1	689	31,00	21 359						21 359
12	DuSO 04 Zajištění stavební jámy – horizont -35 až -30	OBEŠTAVĚNÝ PROSTOR	404	1	404	6,00	2 424						2 424
13	DuSO 04 Výstavba DuSO 04 vč. horké komory	OBEŠTAVĚNÝ PROSTOR	-	1	-	-	124 256						124 256
14	DuSO 04 Zpětný zásep hloubených objektů	HLOUBENÍ/ZÁSY	-	1	-	-	414 159					414 159	
15	DuSO 05 Ražba páteřních chodeb (bez výhyben a remíz)	TBM (KONT.)	10 304	1	10 304	38,48	396 498		10 304		396 498		
16	DuSO 05 Ražba páteřních chodeb – pouze výhybny	KONVENČNÍ (CYKL.)	179	1	179	52,92	9 473	179		9 473			
17	DuSO 05 Ražba páteřních chodeb (bez výhyben a remíz)	KONVENČNÍ (CYKL.)	1 032	1	1 032	29,23	30 165	1 032		30 165			
18	DuSO 05 Ražba páteřních chodeb – točny	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	16	-	-	1 168	-		1 168			
19	DuSO 06 Ražba spojovacích chodeb úseku ražeb (bez výhyben a remíz)	KONVENČNÍ (CYKL.)	318	1	318	29,23	9 295	318		9 295			
20	DuSO 06 Ražba spojovacích chodeb úseku ražeb – pouze výhybny a remízy	KONVENČNÍ (CYKL.)	162	1	162	42,90	6 950	162		6 950			
21	DuSO 07 Ražba spojovacích chodeb úseku ukládání (bez výhyben a remíz)	KONVENČNÍ (CYKL.)	299	1	299	29,23	8 740	299		8 740			
22	DuSO 09 Ražba ukládacích vrtů – rozšíření pro vjezd vozidel ukládací VJP	KONVENČNÍ (CYKL.)	7	359	2 513	63,70	160 078	2 513		160 078			
23	DuSO 09 Ražba ukládacích vrtů – rozrážka pro TBM	KONVENČNÍ (CYKL.)	23	359	8 257	26,22	216 499	8 257		216 499			
24	DuSO 09 Ražba ukládacích vrtů – ražba v místě zátky	TBM (KONT.)	10	359	3 590	3,80	13 647		3 590		13 647		
25	DuSO 08 Ražba zavážecí chodby – zátká samotná – ražba klinu	KONVENČNÍ (CYKL.)	2,5	359	898	7,13	3 198	898		3 198			
26	DuSO 08 Ražba zavážecí chodby – zátká samotná – betonáž zátky	OBEŠTAVĚNÝ PROSTOR	2,5	359	898	-	6 609						6 609
27	DuSO 09 Ražba ukládacích vrtů – vrt samotný (vrt I. až VI. sekce)	TBM (KONT.)	296,5	359	106 444	3,80	404 627		106 444		404 627		
28	DuSO 10 Úsek překládky UOS s VJP	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	3 600	-		3 600			
29	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – komora	KONVENČNÍ (CYKL.)	47,9	18	862	48,29	41 636	862		41 636			
30	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – rozšíření komory	KONVENČNÍ (CYKL.)	7,1	18	128	37,52	4 795	128		4 795			
31	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – ústí komory	KONVENČNÍ (CYKL.)	17,0	18	306	26,75	8 186	306		8 186			
32	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – přístupové chodby	KONVENČNÍ (CYKL.)	5,0	18	90	52,48	4 723	90		4 723			
33	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – přístupové chodby ke komorám	KONVENČNÍ (CYKL.)	543	1	543	29,23	15 872	543		15 872			
34	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – technické zázemí laboratoře, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 222			1 222			
35	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – část rozrážky pro TBM	KONVENČNÍ (CYKL.)	10	1	10	26,22	262	10		262			
36	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – ukládací vrt vč. zátky	TBM (KONT.)	48	1	48	3,80	181		48		181		
37	DuSO 13 Čerpací stanice, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	5	-	-	672	-		672			
38	DuSO 13 Jímka	KONVENČNÍ (CYKL.)	20	5	100	50,27	5 027	100		5 027			
39	DuSO 14 Rozvodna – úsek ražby, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	840	-		840			
40	DuSO 15 Rozvodna – úsek ukládání, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	840	-		840			
41	DuSO 16 Shromaždiště osob, stanice první pomoci a zkušebna, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	6 510	-		6 510			
42	DuSO 17 Dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů – úsek ražeb, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 176	-		1 176			
43	DuSO 17 Dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů – úsek ukládání	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	3 780	-		3 780			
44	DuSO 18 Sklad náhradních dílů, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 176	-		1 176			
45	DuSO 19 Sklad mazadel, úsek mytí a údržby, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	2	-	-	504	-		504			
46	DuSO 20 Sedimentační nádrž, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	2	-	-	6 300	-		6 300			
47	DuSO 21 Sklad výbušnin – chodby, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	228	1	228	15,90	3 623	228		3 623			
48	DuSO 21 Sklad výbušnin – komory, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	36	1	36	14,50	518	36		518			
49	DuSO 22 Požární sklad, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	2	-	-	672	-		672			

* Obestavěná plocha je v daném sloupci buněk uváděna pro zajištění stavební jámy DuSO 04

V následujících tabulkách uváděné hodnoty představují objemy horniny v rostlém stavu, nikoliv nakypřené v podobě odtěžené rubaniny.

Tab. 44 – Tabulka celkových konvenčních ražeb pro dispoziční variantu D3

Konvenční ražba (cyklická):	
Délka:	17 334 m
Objem:	599 062 m ³

Do celkové délky ražeb jsou započteny pouze liniové DuSO (tunely, chodby, aj.)

Tab. 45 – Tabulka celkových strojních ražeb pro dispoziční variantu D3

Mechanizovaná strojní ražba (kontinuální):	
Délka:	149 476 m
Objem:	1 866 425 m ³

Do celkové délky ražeb jsou započteny pouze liniové DuSO (tunely, chodby, vtažná jáma, aj.)

Tab. 46 – Objem ostatních prací pro dispoziční variantu D3

Objem hloubících prací:	571 816 m³
Objem zásypových prací:	414 159 m³
Obestavěný prostor DuSO 04:	148 039 m³
Obestavěný prostor hloubené části závazecího tunelu:	9 617 m³

Tab. 47 – Celkový objem ražeb pro dispoziční variantu D3

RAŽBA CELKEM:	
Objem:	2 438 241 m³

V celkovém objemu ražeb je zahrnuta i rubanina z hloubících prací.

1.2.4.4 Dispoziční varianta D4

Tab. 48 – Tabulka výměr pro dispoziční variantu D4

P.č.	Popis	Ražba/výstavba [typ]	Jedn. délka [m]	Počet pol. [-]	Délka celkem [m]	Příčný průřez [m ²]	Objem [m ³]	Délka cykl. ražby [m]	Délka kont. ražby [m]	Objem cykl. ražby [m ³]	Objem kont. ražby [m ³]	Objem hloubicích/zásypových prací [m ³]	Obestavěný prostor/plocha hloubených objektů [m ³]/[m ²]
1	DuSO 01 Odtěžovací tunel (bez výhyben)	KONVENČNÍ (CYKL.)	5 540	1	5 540	36,32	201 213	5 540		201 213			
2	DuSO 01 Výhybny	KONVENČNÍ (CYKL.)	40	10	400	17,18	6 872	400		6 872			
3	DuSO 01 Propojky	KONVENČNÍ (CYKL.)	40	10	400	27,40	10 960	400		10 960			
4	DuSO 02 Ražba zavážecího tunelu (bez výhyben)	KONVENČNÍ (CYKL.)	5 745	1	5 745	36,32	208 658	5 745		208 658			
5	DuSO 02 Ražba zavážecího tunelu (výhybny)	KONVENČNÍ (CYKL.)	40	11	440	17,18	7 559	440		7 559			
6	DuSO 02 Rozplet pro DuSO 04 – ražená část tunelů	KONVENČNÍ (CYKL.)	534	1	534	27,40	14 632	534		14 632			
7	DuSO 02 Rozplet pro DuSO 04 – hloubená část tunelů	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	351	1	351	27,40	9 617						9 617
8	DuSO 03 Ražba vtažené jámy	KONVENČNÍ (CYKL.)	557	1	557	38,48	21 436	557		21 436			
9	DuSO 03 Strojovna vzduchotechniky, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 155	-		1 155			
10	DuSO 04 Hloubení stavební jámy	HLOUBENÍ/ZÁSY	-	1	-	-	571 816					571 816	
11	DuSO 04 Zajištění stavební jámy – horizont -30 až 0	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	689	1	689	31,00	21 359						21 359
12	DuSO 04 Zajištění stavební jámy – horizont -35 až -30	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	404	1	404	6,00	2 424						2 424
13	DuSO 04 Výstavba DuSO 04 vč. horké komory	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	-	1	-	-	124 324						124 324
14	DuSO 04 Zpětný zásep hloubených objektů	HLOUBENÍ/ZÁSY	-	1	-	-	414 092					414 092	
15	DuSO 05 Ražba páteřních chodeb (bez výhyben a remíz)	KONVENČNÍ (CYKL.)	16 040	1	16 040	29,23	468 849	16 040		468 849			
16	DuSO 05 Ražba páteřních chodeb – pouze výhybny	KONVENČNÍ (CYKL.)	179	1	179	42,90	7 679	179		7 679			
17	DuSO 05 Ražba páteřních chodeb – točny	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	374	-	-	27 302	-		27 302			
18	DuSO 06 Ražba spojovacích chodeb úseku ražeb (bez výhyben a remíz)	KONVENČNÍ (CYKL.)	267	1	267	29,23	7 804	267		7 804			
19	DuSO 06 Ražba spojovacích chodeb úseku ražeb – pouze výhybny a remíz	KONVENČNÍ (CYKL.)	162	1	162	42,90	6 950	162		6 950			
20	DuSO 07 Ražba spojovacích chodeb úseku ukládání (bez výhyben a remíz)	KONVENČNÍ (CYKL.)	299	1	299	29,23	8 740	299		8 740			
21	DuSO 07 Ražba spojovacích chodeb úseku ukládání – točna	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	73	-		73			
22	DuSO 08 Ražba ukládacích vrtů – rozšíření pro vjezd vozidel ukládající VJP	KONVENČNÍ (CYKL.)	7	359	2 513	63,60	159 827	2 513		159 827			
23	DuSO 09 Ražba ukládacích vrtů – rozrážka pro TBM	KONVENČNÍ (CYKL.)	23	359	8 257	26,22	216 499	8 257		216 499			
24	DuSO 09 Ražba ukládacích vrtů – ražba v místě zátky	TBM (KONT.)	10	359	3 590	3,80	13 647		3 590		13 647		
25	DuSO 08 Ražba zavážecí chodby – zátka samotná – ražba klínu	KONVENČNÍ (CYKL.)	2,5	359	898	7,13	3 198	898		3 198			
26	DuSO 08 Ražba zavážecí chodby – zátka samotná – betonáž zátky	OBESTAVĚNÝ PROSTOR	2,5	359	898	-	6 609						6 609
27	DuSO 09 Ražba ukládacích vrtů – vrt samotný (vrt I. až IV. sekce)	TBM (KONT.)	296,5	359	106 444	3,80	404 627		106 444		404 627		
28	DuSO 10 Úsek překladky UOS v VJP	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	3 600	-		3 600			
29	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – komora	KONVENČNÍ (CYKL.)	47,9	18	862	48,29	41 636	862		41 636			
30	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – rozšíření komory	KONVENČNÍ (CYKL.)	7,1	18	128	37,52	4 795	128		4 795			
31	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – ústí komory	KONVENČNÍ (CYKL.)	17,0	18	306	26,75	8 186	306		8 186			
32	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – rozšíření z přístupové chodby	KONVENČNÍ (CYKL.)	5,0	18	90	52,48	4 723	90		4 723			
33	DuSO 11 Ražba sekce pro ukládání bet. kontejnerů – přístupová chodba ke komorám	KONVENČNÍ (CYKL.)	543	1	543	29,23	15 872	543		15 872			
34	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – technické zázemí laboratoře, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 222	-		1 222			
35	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – část rozrážky pro TBM	KONVENČNÍ (CYKL.)	10	1	10	26,22	262	10		262			
36	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – ukládací vrt vč. zátky	TBM (KONT.)	52	1	52	3,80	196		52		196		
37	DuSO 12 Konfirmační laboratoř – točna	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	73	-		73			
38	DuSO 13 Čerpací stanice, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	672	-		672			
39	DuSO 13 Jímka	KONVENČNÍ (CYKL.)	20	5	100	50,27	5 027	100		5 027			
40	DuSO 14 Rozvodna – úsek ražby, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	840	-		840			
41	DuSO 15 Rozvodna – úsek ukládání, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	840	-		840			
42	DuSO 16 Shromaždiště osob, stanice první pomoci a zkušebna, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	6 510	-		6 510			
43	DuSO 17 Dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů – úsek ražeb, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 176	-		1 176			
44	DuSO 17 Dílny pro opravu a údržbu strojních mechanismů – úsek ukládání	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	3 780	-		3 780			
45	DuSO 18 Sklad náhradních dílů, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	1	-	-	1 176	-		1 176			
46	DuSO 19 Sklad mazadel, úsek mytí a údržby, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	2	-	-	504	-		504			
47	DuSO 20 Sedimentační nádrž, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	2	-	-	6 300	-		6 300			
48	DuSO 21 Sklad výbušnin – chodby, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	228	1	228	15,90	3 623	228		3 623			
49	DuSO 21 Sklad výbušnin – komory, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	36	1	36	14,50	518	36		518			
50	DuSO 22 Požární sklad, +5% rezerva	KONVENČNÍ (CYKL.)	-	2	-	-	672	-		672			

* Obestavěná plocha je v daném sloupci buněk uváděna pro zajištění stavební jámy DuSO 04

V následujících tabulkách uváděné hodnoty představují objemy horniny v rostlém stavu, nikoliv nakypřené v podobě odtěžené rubaniny.

Tab. 49 – Tabulka celkových konvenčních ražeb pro dispoziční variantu D4

Konvenční ražba (cyklická):	
Délka:	44 533 m
Objem:	1 491 410 m ³

Do celkové délky ražeb jsou započteny pouze liniové DuSO (tunely, chodby, aj.)

Tab. 50 – Tabulka celkových strojních ražeb pro dispoziční variantu D4

Mechanizovaná strojní ražba (kontinuální):	
Délka:	110 085 m
Objem:	418 469 m ³

Do celkové délky ražeb jsou započteny pouze ukládací vrtý (DuSO 09)

Tab. 51 – Objem ostatních prací pro dispoziční variantu D4

Objem hloubících prací:	571 816 m³
Objem zásypových prací:	414 092 m³
Obestavěný prostor DuSO 04:	148 107 m³
Obestavěný prostor hloubené části závazecího tunelu:	9 617 m³

Tab. 52 – Celkový objem ražeb pro dispoziční variantu D4

RAŽBA CELKEM:	
Objem:	2 481 696 m³

V celkovém objemu ražeb je zahrnuta i rubanina z hloubících prací.

1.2.5 ZHODNOCENÍ DISPOZIČNÍCH VARIANT ŘEŠENÍ

Z hlediska realizace děl v podzemí u lokality Horka s ohledem na dispoziční uspořádání, technologii ražby, ovlivnění horninového prostředí a ostatní vlivy lze konstatovat následující:

- Celkové objemy výrubu a související objemy vhodných zpětných výplňových materiálů jsou maximální v případě varianty D1, jako nejúspornější se v tomto ohledu jeví varianta D3.
- Naproti tomu plošně nejúspornější co do rozsahu ukládacích prostor je varianta D1. Varianta D4 je z hlediska plošného rozsahu nejméně úsporná. Z plošného rozsahu díla lze odvozovat i objemy přítoků podzemní vody do vyrubaných prostor, pro které tedy platí obdobné závěry.
- Rozsah, resp. velikost zóny poškození a narušení horninového masivu vlivem ražby vyplývá primárně z její technologie a užití trhačích prací. Obecně je z hlediska vzniku těchto zón šetrnější technologie kontinuální mechanizované ražby. Ve vztahu EDZ a EdZ k příčnému profilu důlních děl projektant považuje variantu D3 za variantu s nejnižšími dopady na EDZ a EdZ. Nejméně šetrnou variantou je v tomto ohledu varianta D2.
- Varianta D2 rovněž platí i za variantu s největším objemem využití trhačích prací. Varianta D3 pak platí za variantu z hlediska trhačích prací nejúspornější.
- S technologií ražby primárně souvisejí i předpoklady nutného vývoje razicích mechanismů. Ve variantě D3 horizontálního ukládání panuje v tomto ohledu pro nejvíce nejistot, především v souvislosti s maloprofilovým vrtáním ukládacích vrtů.
- Volba technologie ražby má dopady i do nutného rozsahu inženýrsko-geologického průzkumu. Lze konstatovat, že pro varianty D1 a D3 uvažující mechanizované tunelování jako hlavní razicí technologii musí být této skutečnosti rozsah a zaměření průzkumu přizpůsobeno, uvedené varianty budou tedy z hlediska průzkumné činnosti platit za náročnější. Naproti tomu jako nejméně náročnou lze označit variantu D2 s největším zastoupením konvenčně ražených děl.
- Z dispozičního uspořádání podzemních prostor vyplývají i délky dopravních cest pro ukládání VJP. Tyto vzdálenosti mají dopad do doby zavážení UOS potažmo do celého procesu ukládání. Dopravní cestou je v případě vertikálního ukládání myšlena vzdálenost od hloubeného DuSO 04 (Příprava RAO a VJP) k nejvzdálenějšímu místu uložení UOS.

U horizontálního ukládání je ve zhodnocení zohledněna delší, resp. časově náročnější z dvojice cest mezi jednotlivými překládacími uzly. První cestou je dopravní vzdálenost od DuSO 04 k DuSO 10 (Úsek překládky UOS s VJP), druhá je od DuSO 10 k nejvzdálenějšímu místu uložení UOS. Nejúspěšnější se z tohoto hlediska jeví varianta D2, nejméně úspěšná naopak varianta D3.

- S dispozicí prostor souvisejí i bezpečnost a variabilita procesu ukládky vyplývající z možností úpravy dopravních cest v daném uspořádání. Bezpečnost ukládání se váže na množství chráněných únikových cest a jejich vzdáleností z každého místa v HÚ. Variabilita je dána množstvím alternativních dopravních cest, které dokáže zefektivnit proces ražby, výstavby a proces ukládání v rámci jejich etapizace. Nejvariabilnější a z hlediska možných únikových cest nejlepší je varianta D1.
- Větrání podzemních prostor je pak samostatnou problematikou vyplývající rovněž z dispozice prostor. Hodnocení z hlediska provětratelnosti je zaměřeno především na parametr délky a průřezové plochy provětrávaných slepých tunelů a štol. Výhodnější je provětrávat prostory průchozím větrním proudem, což není umožněno u slepých chodeb, kde je třeba nuceného separátního větrání. Nejúspěšněji se v tomto ohledu jeví varianta D1, nejméně vhodná pak varianta D2.

Výše uvedená zohlednění podrobněji rozvádí

Tab. 53 pomocí stupnice od 1 (nejvýhodnější) do 4 (nejméně výhodné) pro jednotlivé dispoziční varianty řešení. Nelze však konstatovat, že se jedná o obecně platná tvrzení. S ohledem na rozdílné dispozice a místní podmínky v jednotlivých konkrétních lokalitách mohou vhodnosti jednotlivých hledisek ve variantách doznat i podstatných změn. Tuto úvahu je proto třeba provést v rámci každé hodnocené lokality a zvolený variantní přístup řešení dále sledovat.

Tab. 53 – Porovnání dispozičních variant z různých hledisek

	DISPOZIČNÍ VARIANTA			
	D1	D2	D3	D4
Objem výrubu a zpětných výplní	4	3	1	2
Plošný rozsah ukládacích prostor	1	2	3	4
EDZ a EdZ	2	4	1	3
Nutný vývoj razicích technologií	2	1	4	3
Přítoky podzemní vody	1	2	3	4
Délka dráhy ukládání	3	1	4	2
Rozsah tržacích prací	2	4	1	3
Rozsah inženýrsko-geologického průzkumu	4	1	4	2

25 VYBRANÁ ČÁST HODNOCENÍ POTENCIÁLNÍCH LOKALIT HÚ Z HLEDISKA KLÍČOVÝCH KRITÉRIÍ TECHNICKÉ PROVEDITELNOSTI

Praha, leden 2020

1 VÝBĚR KLÍČOVÝCH KRITÉRIÍ

Porovnání lokalit je provedeno na základě stanovení tzv. klíčových kritérií pro jednotlivé oblasti hodnocení. Výběr klíčových kritérií ze souboru všech kritérií uváděných v MP.22 [2] byl proveden s ohledem na současnou úroveň poznání lokalit tak, aby byly lokality vzájemně porovnatelné na základě již známých relevantních dat. Existovala-li mezi vybranými kritérii, resp. indikátory vzájemná závislost, bylo pro hodnocení zvoleno vždy pouze jediné kritérium (indikátor), a to z hlediska proveditelnosti HÚ nejvýznamnější z nich.

V Tab. 2 jsou souhrnně uvedena vybraná klíčová projektová kritéria a příslušné indikátory vycházející z MP.22 [2]. Tato klíčová kritéria, resp. indikátory, které vstupují do hodnocení projektových kritérií z hlediska proveditelnosti, jsou zde popsána z hlediska přístupu k jejich kvantifikaci. Lze konstatovat, že v této hodnotící fázi, kdy je třeba zúžit počet lokalit, nejsou hodnoceny indikátory, které mají pouze ekonomický charakter, tzn. že porovnávají lokality dle finanční náročnosti realizace HÚ na jednotlivých lokalitách. Do hodnocení rovněž nevstupují indikátory, které nemají potenciál mezi sebou lokality rozlišovat, jinými slovy nečiní rozdíly mezi lokalitami [1].

Tab. 2 – Tabulka klíčových kritérií a indikátorů – popis

Kritérium	Indikátor	Popis hodnocení vybraných indikátorů
Velikost využitelného horninového masivu	Využití HB	Indikátor je stanoven jako procentuální podíl plochy potřebné pro vybudování ukládacích sekcí pro VJP a komor pro RAO z celkové plochy potenciálně využitelného území (horninové bloky). Velikost ukládacích ploch vychází z projektového návrhu podzemní části HÚ, který zohledňuje vzdálenosti mezi jednotlivými UOS, získané na základě teplotních výpočtů [46], které zahrnují tepelné vlastnosti horniny a počáteční teplotu v hloubce 500 m při ukládání tak, aby nebyla po celou dobu životnosti HÚ překročena limitní teplota 95 °C. Vzdálenosti zahrnují také mechanicko-fyzikální parametry horniny tak, aby bylo možné dílčí podzemní prostory bezpečně vyrazit a minimalizovat zónu porušení horniny.
	Fragmentace území	Indikátor vyjadřuje, jak je vymezený vhodný horninový masiv členěn na jednotlivé dílčí horninové bloky. Kvantifikace indikátoru představuje počet jednotlivých dílčích horninových bloků, kde lze efektivně HÚ vybudovat a kde VJP a RAO ukládat s ohledem na jejich velikost, tvar a vzájemnou polohu. Vzhledem k přetrvávající nejistotě o skutečných geologických a hydrogeologických podmínkách je výhodnější, když potenciálně využitelné horninové prostředí je tvořeno co nejmenším počtem co největších horninových bloků (ideálně jen jeden, zcela kompaktní).
	Fragmentace podzemní části HÚ	Indikátor zohledňuje na kolik dílčích částí jsou členěny ukládací prostory pro VJP podzemní část HÚ. Tento indikátor nezohledňuje, zda se jedná o jednu kompaktní plochu nebo o více menších, navzájem propojených. Členění má souvislost s prostorovými požadavky dle konkrétního projekčního návrhu a možnostmi lokality v závislosti na předpokládaných geologických a hydrogeologických podmínkách. Členění podzemní části HÚ do dílčích ploch s sebou přináší potenciální komplikace s odvodněním, větráním, prodlužuje dopravní časy pro ukládání a zvyšuje investiční náklady stavby.
Dostupnost infrastruktury	Možnost trvalého uložení rubaniny v blízkém okolí	Indikátor představuje předpokládaný nadbytek objemu rubaniny z výstavby podzemní části HÚ po odečtení předpokládaného objemu ukládacích míst v blízkém okolí (stávající lomy v dojezdové vzdálenosti do 25 km). Při výstavbě HÚ bude vyprodukováno velké množství vytěženého materiálu (rubaniny). Její velkou část bude sice možné použít jako kvalitní stavební materiál, ovšem případnou poptávku po tomto materiálu v době budování HÚ nelze nyní předpokládat. Proto je rubanina v této fázi příprav HÚ uvažována jako negativní externalita budování HÚ a možnost jejího uložení v blízkosti místa produkce jako výhoda dané lokality.

2 VYHODNOCENÍ KLÍČOVÝCH PROJEKTOVÝCH KRITÉRIÍ

V této kapitole je popsáno hodnocení jednotlivých lokalit s ohledem na vybraná klíčová projektová kritéria, resp. klíčové indikátory.

Hodnocení spočívá ve stanovení hodnot jednotlivých indikátorů s ohledem na reprezentovaný parametr. Pro potřeby celkového hodnocení jsou tyto hodnoty následně převedeny na bodovou škálu 1-5 v oboru reálných čísel. Součástí je též stanovení dílčí váhy indikátoru v rámci kritéria.

Pozn.1: Toto hodnocení slouží pouze pro dílčí hodnocení z hlediska proveditelnosti a není hodnocením všech lokalit jako celku. Celkové hodnocení všech lokalit je provedeno v samostatné zprávě [45].

Pozn. 2: Nejhorší/nejlepší lokalita v rámci daného indikátoru nemusí být vždy na kraji tohoto intervalu, tj. 1 nebo 5.

2.1 Definování hodnocených indikátorů a stanovení jejich vah v rámci kritérií

Vybraná klíčová kritéria jsou dále rozčleněna na indikátory, které jsou hodnoceny. Indikátory jsou definovány tak, aby vystihovaly podstatu kritérií a bylo je možno pro hodnocené lokality na základě doposud provedených studií relevantně stanovit. V této fázi nejsou hodnoceny indikátory, které mají pouze ekonomický charakter a porovnávají lokality dle finanční náročnosti realizace HÚ na jednotlivých lokalitách. Vybraná klíčová kritéria a indikátory pro hodnocení projektové proveditelnosti jsou souhrnně uvedené v Tab. 3.

Tab. 1 – Hodnocená kritéria a indikátory za oblast projektové proveditelnosti

Kritérium	Indikátor	Typ hodnoty	Trend
Velikost využitelného horninového masivu	Využitelnost horninových bloků	Číslo (%)	čím menší tím lepší
	Fragmentace území	Číslo (ks)	čím menší tím lepší
	Fragmentace podzemní části HÚ	Číslo (ks)	čím menší tím lepší
Množství a složitost střetů zájmů – dostupnost infrastruktury	Možnost trvalého uložení rubaniny v blízkém okolí – přebytek rubaniny	Číslo (m ³)	čím menší tím lepší

V rámci kritéria Velikost využitelného horninového masivu byly zpracovatelským týmem projektové proveditelnosti pomocí metody Saatyho párového hodnocení stanoveny váhy jednotlivých klíčových indikátorů. Principem kvantitativního párového hodnocení je srovnávání vždy 1 páru kritérií (indikátorů) a hodnocení se ukládá do tzv. Saatyho matice $S = (s_{ij})$ podle následujícího systému:

$$(s_{ij}) = \left\{ \begin{array}{l} 1 - i \text{ a } j \text{ jsou si rovnocenná} \\ 3 - i \text{ je slabě preferováno před } j \\ 5 - i \text{ je silně preferováno před } j \\ 7 - i \text{ je velmi silně preferováno před } j \\ 9 - i \text{ je absolutně preferováno před } j \end{array} \right\}$$

Jmenovitě se stanovením vah kritéria Velikost využitelného horninového masivu zabývali Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., Ing. L. Grünwald, Ing. P. Bureš a Mgr. O. Zahradník ze zpracovatelského týmu této zprávy. Výpočet vah je shrnut v Tab. 4. V této tabulce hodnoty s_{ij} představují aritmetický průměr párového hodnocení jednotlivých indikátorů stanoveného jmenovanými experty.

Tab. 2 – Stanovení vah indikátorů kritéria Velikost využitelného horninového masivu

s_{ij}	Využití HB	Fragmentace území	Fragmentace HÚ	$s_i = \sqrt[3]{\sum_{j=1}^3 s_{ij}}$	$R_i = (s_i)^{1/3}$	$v_i = R_i / \sqrt[3]{\sum_{i=1}^3 R_i}$
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Využití HB	1,00	7,25	5,25	38,06	3,36	0,74
Fragmentace Území	0,14	1,00	0,43	0,06	0,39	0,09
Fragmentace HÚ	0,19	2,33	1,00	0,44	0,76	0,17
				$\sum =$	4,52	1,00

Kritérium Množství a složitost střetů zájmů – dostupnost infrastruktury je blíže popsáno jedním indikátorem, a to Možnost trvalého uložení rubaniny v blízkém okolí – přebytek rubaniny. Z tohoto důvodu není nutné pro toto kritérium výpočet vah provádět. Váhy hodnocených indikátorů jsou souhrnně uvedeny v Tab. 5.

Tab. 3 – Váhy hodnocených indikátorů za oblast projektové proveditelnosti

Kritérium	Indikátor	Váha
Velikost využitelného horninového masivu	Využitelnost horninových bloků	74 %
	Fragmentace území	9 %
	Fragmentace podzemní části HÚ	17 %
Množství a složitost střetů zájmů - dostupnost infrastruktury	Možnost trvalého uložení rubaniny v blízkém okolí – přebytek rubaniny	100 %

Podrobný popis indikátorů za oblast projektové proveditelnosti je uveden v kap. 4.4 tohoto dokumentu.

Stanovení vah kritérií v rámci celkového hodnocení lokalit není předmětem tohoto dokumentu. Stanovení vah kritérií je součástí samostatného, nadřazeného procesu hodnocení, kterým se zabývala souhrnně skupina expertů vybraných z řad zpracovatelských týmů pro jednotlivé oblasti hodnocení lokalit. Proces stanovení vah kritérií je podrobně popsán v Metodice [1].

2.2 Stanovení hodnot indikátorů

Aby bylo možné provést konečné vyhodnocení lokalit napříč všemi oblastmi hodnocení, bylo nutné provést hodnocení na jednotné hodnotící škále. Spektrum všech indikátorů je velmi rozmanité, zahrnuje indikátory, které lze teoreticky rozdělit podle typu hodnocení do tří skupin.

- kvalitativní – indikátory vyjadřující vlastnost definovanou slovním popisem;
- kvantitativní – indikátory vyjadřující danou vlastnost konkrétní číselnou hodnotou, spojitým číselným intervalem, představující konkrétní fyzikální skalární veličinu nebo podíl, vyjádřený procentem;
- kvazilogické – indikátory vyjadřující ne/existenci jevu, případně míru jeho velikosti.
-

Vybrané klíčové indikátory, které vstupují do hodnocení z hlediska proveditelnosti, lze všechny řadit mezi kvantitativně hodnocené indikátory.

Jako nejvhodnější forma jednotného číselného (bodového) hodnocení indikátorů byla zvolena škála od 1 do 5, kde číslo 1 vyjadřuje nejpříznivější možnou hodnotu daného indikátoru, číslo 5 nejméně příznivou. Za oblast projektové proveditelnosti jsou všechny indikátory hodnotitelné kvantitativně na základě konkrétních vstupních hodnot, které vycházejí z provedených studií na jednotlivých lokalitách [4]. Podrobná metodika stanovení hodnot indikátorů na škále 1 až 5 je uvedena v kapitole 4.4 tohoto dokumentu.

2.3 Blíží popis hodnotících kritérií

Následující kapitoly blíže popisují vybraná klíčová hodnotící kritéria a indikátory, které jsou souhrnně uvedeny v Tab. 5, kap. 4.1.

2.3.1 VELIKOST VYUŽITELNÉHO HORNINOVÉHO MASIVU

Technické řešení hlubinného úložiště musí především respektovat strukturně a tektonické poměry hostitelského horninového masivu tak, aby byly splněny požadavky na dlouhodobou bezpečnost. Potenciálně využitelné bloky horniny musí být v takové hloubce a v dostatečné vzdálenosti od zvodnělých poruchových zón, aby bylo zamezeno přístupu člověka k odpadům, ovlivnění úložiště procesy probíhajícími na povrchu a zabráněno rychlé migraci radionuklidů ke zvodnělým poruchovým zónám. Za dostatečnou hloubku úložiště pro uložení vyhořelého jaderného paliva se považuje několik set metrů pod povrchem země. Důležitou vlastností horninového prostředí je i hustota menších poruchových zón a větších puklin neumožňujících umístění UOS v neporušené hornině v hloubce úložiště. Tuto vlastnost však nelze hodnotit ve fázi geologického výzkumu prováděného z povrchu, v době výběru lokalit. Z hlediska proveditelnosti je třeba počítat s tím, že ukládací prostory se mohou křížit s řadou křehkých deformací (zlomů a puklin), poruchových pásem a dalších litologických a strukturních nehomogenit. Jednodušší poruchy mohou být zřejmě sanovány již v průběhu vrtání pomocí injektážních směsí. Použité materiály musí být vybrány tak, aby nedošlo k vzájemnému negativnímu ovlivnění jednotlivých složek inženýrských bariér. Prostory s přítomností nehomogenit vyšší závažnosti je třeba vyloučit. Při určování velikosti masivu je nutné mít na zřeteli i dostatečnou vzdálenost od výraznějších zlomů/puklin, a to nejen z důvodu zajištění dlouhodobé bezpečnosti, ale i z důvodu mechanické stability vlastních podzemních prostor. Přijatá opatření ohledně uvažovaných vzdáleností od zlomových struktur jsou shrnuta v kap. 4.4.1. a především ve zprávě zabývající se aktualizací technického řešení na základě geofyzikálního výzkumu na lokalitách [4]. V českém referenčním konceptu HÚ jsou inženýrské bariéry pro uložení vyhořelého paliva tvořeny systémem obalový soubor-bentonit. Patrně nejvíce omezující podmínkou celého systému je limitní teplota přibližně 100 °C, při které může dojít k degradaci a ztrátě bezpečnostních funkcí bentonitu. Zbytkový tepelný výkon vyhořelého jaderného paliva a tepelné vlastnosti inženýrských bariér a horninového prostředí jsou tedy jedním ze základních projektových parametrů důležitých pro posouzení horninového masivu z hlediska jeho využitelnosti pro HÚ. Dalším důležitým projektovým parametrem je způsob ukládání UOS. Je možné ukládat vertikálně ve vrtech v ukládacích chodbách či horizontálně v horizontálních vrtech [1].

Indikátory vztahující se ke kritériu Velikost využitelného horninového masivu jsou:

- Využitelnost horninových bloků.
- Fragmentace území.
- Fragmentace podzemní části HÚ.

Tyto indikátory jsou blíže popsány v kap. 4.4.1 až 4.4.3.

2.3.2 DOSTUPNOST INFRASTRUKTURY

K zajištění výstavby a provozu hlubinného úložiště jsou v procesu projektové přípravy kladeny požadavky na dostupnost stavby a jeho potřeby napojení na infrastrukturu, a to nejen dopravní, ale i technickou. Již dle provedených studií umístitelnosti [5] a Ž[11] a předběžných studií proveditelnosti [12] a [13] je napojení na potřebnou dopravní a technickou infrastrukturu možné na všech potenciálních lokalitách a rozdíly mezi lokalitami lze pak fakticky vyjádřit pouze finančními náklady spojenými s budováním napojení na stávající infrastrukturu. V této fázi přípravy je nutné mít na paměti, že nelze zcela přesně ukotvit trasu budoucí infrastruktury. Ta je mj. závislá na definitivní lokalizaci povrchového areálu, která není v současnosti pevně ukotvena. Jelikož je prvořadým cílem této fáze hodnocení užší výběr lokalit, na kterých lze vybudovat bezpečné a k životnímu prostředí ohleduplné HÚ, nevstupují tyto indikátory ekonomické povahy do vyhodnocení.

Pro dané kritérium byl stanoven jediný indikátor, který lze považovat za významný i nad rámec ekonomických úvah:

- Možnost trvalého uložení rubaniny v blízkém okolí.

Tento indikátor je blíže popsán v kap. 4.4.4.

2.4 Popis a hodnocení indikátorů

2.4.1 VYUŽITELNOST HORNINOVÝCH BLOKŮ

Zařazení

Kritérium: Velikost využitelného horninového masivu

Popis indikátoru

Indikátor je stanoven jako procentuální podíl plochy potřebné pro vybudování ukládacích sekcí pro VJP a komor pro RAO z celkové plochy potenciálně využitelného území (homogenní horninové bloky). Velikost těchto ploch vychází ze stanovení perspektivních území pro projektové práce, které byly stanoveny v rámci projektu Geofyzika [14].

Velikost ukládacích ploch vychází z projektového návrhu [4], který zohledňuje vzdálenosti mezi jednotlivými UOS, získané na základě teplotních a stabilitních výpočtů, které zahrnují:

- tepelné vlastnosti horniny a počáteční teplotu v hloubce 500 m při ukládání tak, aby nebyla po celou dobu životnosti HÚ překročena limitní teplota 95 °C,
- mechanicko-fyzikální parametry horniny tak, aby bylo možné dílčí podzemní prostory bezpečně vyrazit a minimalizovat zónu porušení horniny.

Na základě těchto výpočtů, v návaznosti na technické požadavky pro realizaci HÚ (technologie ražby, odvodnění, větrání apod.) je stanovena plocha ukládacích sekcí pro VJP.

Hodnocené území

Perspektivní území pro projektové práce

Kvantifikace

Indikátor je kvantifikován jako procentuální využití horninových bloků pro ukládání VJP (ukládací plochy) vymezené v perspektivním území.

Výpočet využitelnosti horninových bloků lze zapsat rovnicí:

$$VYUŽ_{HB,lok} = \frac{S_{UP,lok}}{S_{PU,lok} - S_{NP,lok}} \times 100 \quad (1)$$

kde

$VYUŽ_{HB,lok}$ využití HB na lokalitě v %

$S_{UP,lok}$ celková ukládací plocha na lokalitě v m²

$S_{PU,lok}$ celková plocha perspektivního území na lokalitě v m²

$S_{NP,lok}$ celková plocha nevyužitelná pro ukládání VJP na lokalitě v m²

Na Obr. 1 jsou schematicky znázorněny plochy a hranice vstupující do výpočtu. Znázorněné plochy horninových bloků byly stanoveny na základě geofyzikálního výzkumu, a to pro horizont ukládání VJP, tedy -500 m pod povrchem terénu. Za využitelné plochy pro ukládání se potom považují ty části perspektivního území pro projektové práce, do kterých nezasahují zlomy 1. a 2. kategorie. Za zlom je považována oblast vymezená osou zlomu s ochrannou obálkou 100 m na každou stranu pro zlom 1. kategorie a 50 m na každou stranu u zlomů 2. kategorie. Do využitelného území nejsou zahrnuty také oblasti, které jsou s ohledem na jejich velikost, tvar a umístění pro efektivní umístění ukládacích prostor pro VJP příliš malé. Jelikož je využitelnost těchto oblastí (dle definice pro potřeby hodnocení) ovlivněna více faktory současně, nelze jejich případné vyloučení žádným parametrem generalizovat. Ke každé oblasti je přistupováno individuálně a případné vyloučení závisí výlučně na odborném posouzení zpracovatelského týmu.

Ukládací prostory pro VJP a RAO jsou plochy umístěné v horninových blocích, kde je uvažováno s ukládáním VJP do ukládacích vrtů, resp. RAO do ukládacích komor. V ukládací ploše VJP je zahrnuta polovina projektované osové vzdálenosti vně krajních závazecích chodeb. Ukládací prostory pro VJP se dělí do fragmentů. Blíže se problematikou fragmentace podzemní části HÚ zabývá

kap. 4.4.3. Nevyužitelným prostorem mohou být kromě zlomových struktur též páteřní a spojovací chodby. V případě, že je ukládací prostor rozdělen do dvou a více fragmentů vzájemně oddělených páteřní chodbou, je tento prostor rovněž zahrnut do celkové plochy ukládacích prostor pro VJP. Rozdělení ukládacích prostor do dvou fragmentů páteřní chodbou je patrné na Obr. 1. Je zde rovněž znázorněno, že ukládací prostor, kterým je definována využitelnost HB, je pak plocha včetně páteřních chodeb mezi dvěma sousedícími fragmenty. Definice hranice ukládacích prostor pro VJP je blíže popsána a ilustrována u indikátoru Fragmentace podzemní části HÚ (kap. 4.4.3). Plochy komor pro RAO jsou do celkové plochy ukládacích prostor započítány pouze v případě, že RAO není možné uložit do vyšších horizontů, než je horizont ukládání VJP, tj. -500 m pod povrchem terénu.

Na následujících obrázcích je patrná využitelnost horninových bloků na jednotlivých lokalitách. Tyto schématické výstupy byly vytvořeny na základě výkresových příloh k Doplnku ke studiím umístitelnosti a proveditelnosti [4].



Obr. 1 – Využitelnost horninových bloků – lokalita Březový potok

Celková plocha perspektivního území pro projektové práce na lokalitě Březový potok činí 12 315 211 m². Z toho 503 057 m² je plocha nevyužitelná pro ukládání. Ukládací plocha pro umístění UOS s VJP zaujímá 2 944 729 m². [4]



Obr. 2 – Využitelnost horninových bloků – lokalita Čertovka

Celková plocha perspektivního území pro projektové práce na lokalitě Čertovka činí 10 017 424 m². Z toho 599 977 m² je plocha nevyužitelná pro ukládání. Ukládací plocha pro umístění UOS s VJP zaujímá 1 530 000 m². [4]



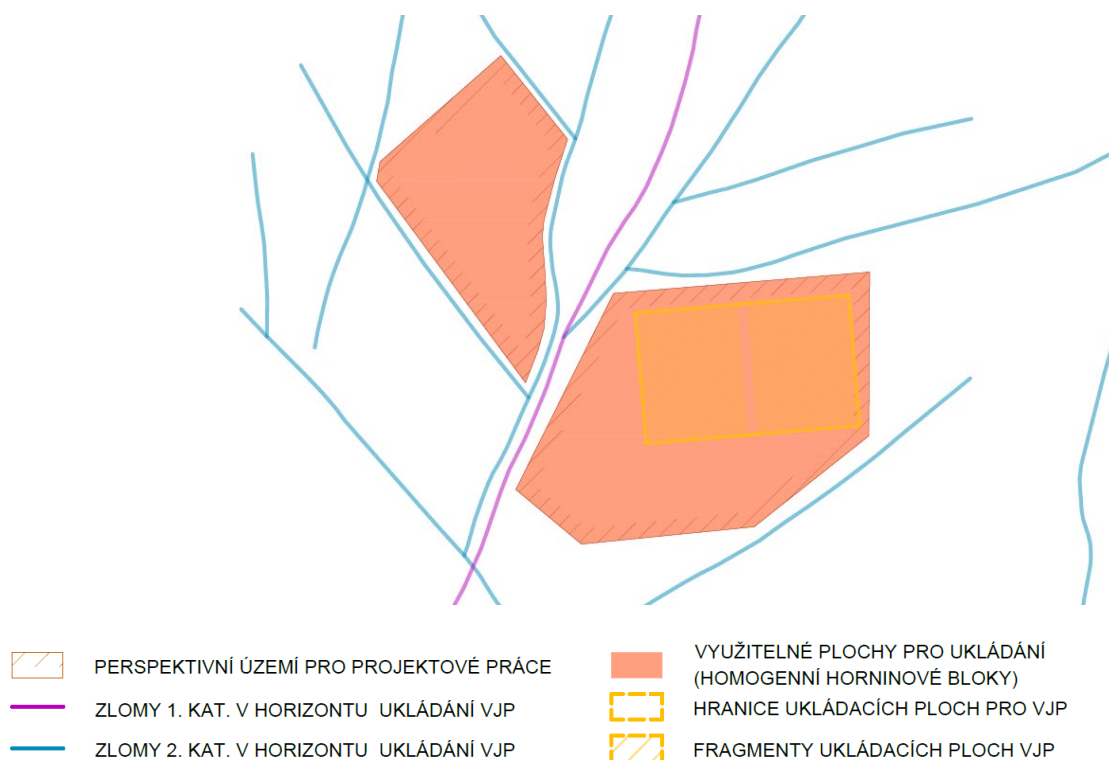
Obr. 3 – Využitelnost horninových bloků – lokalita Čihadlo

Celková plocha perspektivního území pro projektové práce na lokalitě Čihadlo činí 14 050 927 m². Z toho 718 369 m² je plocha nevyužitelná pro ukládání. Ukládací plocha pro umístění UOS s VJP zaujímá 2 030 466 m². [4]



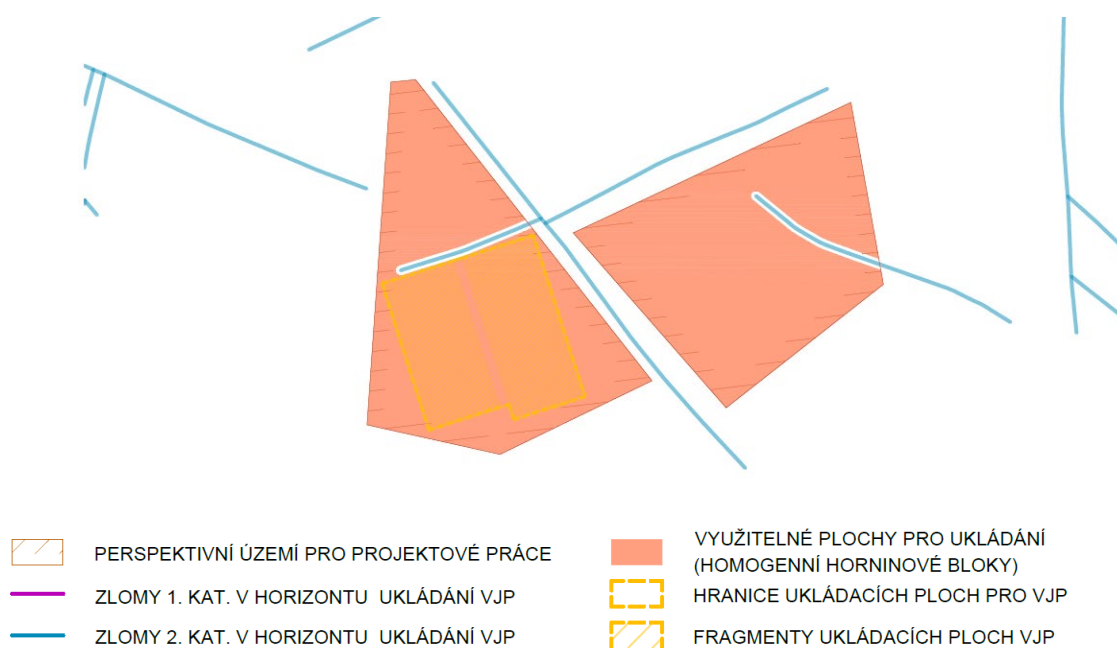
Obr. 4 – Využitelnost horninových bloků – lokalita Horka

Celková plocha perspektivního území pro projektové práce na lokalitě Horka činí 14 907 830 m². Z toho 671 538 m² je plocha nevyužitelná pro ukládání. Ukládací plocha pro umístění UOS s VJP zaujímá 2 497 119 m². [4]



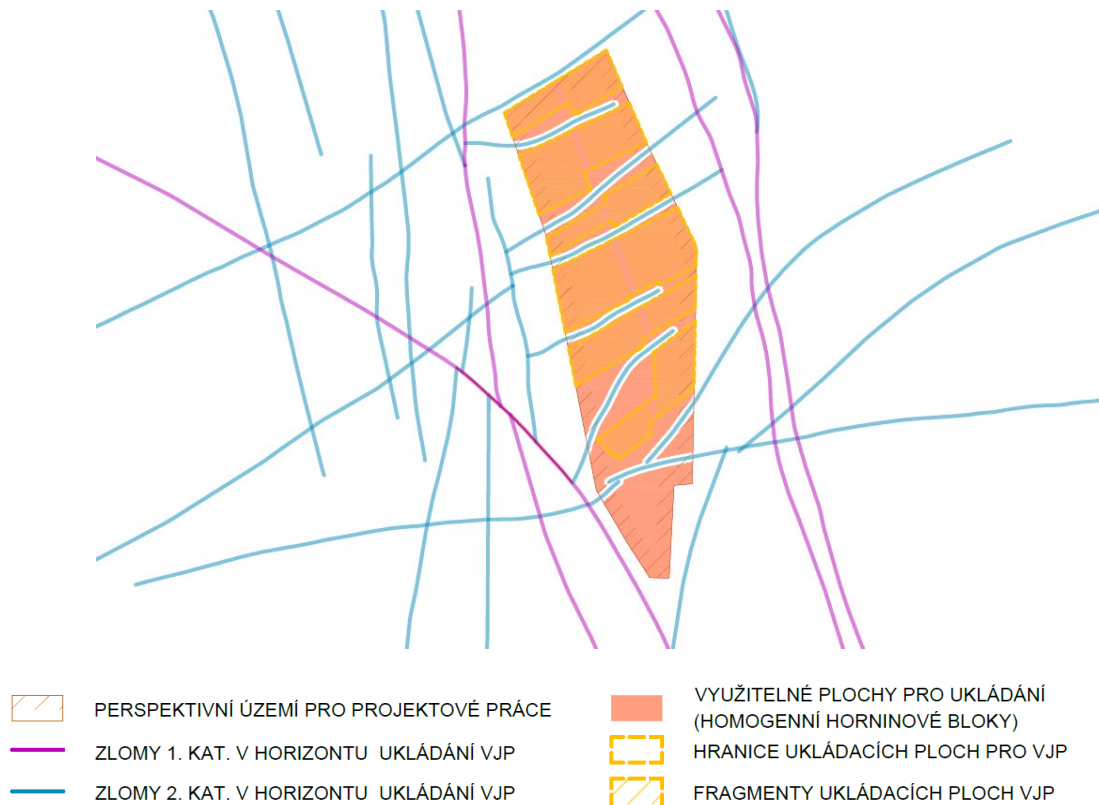
Obr. 5 – Využitelnost horninových bloků – lokalita Hrádek

Celková plocha perspektivního území pro projektové práce na lokalitě Hrádek činí 9 861 730 m². Ukládací plocha pro umístění UOS s VJP zaujímá 2 671 020 m². [4]



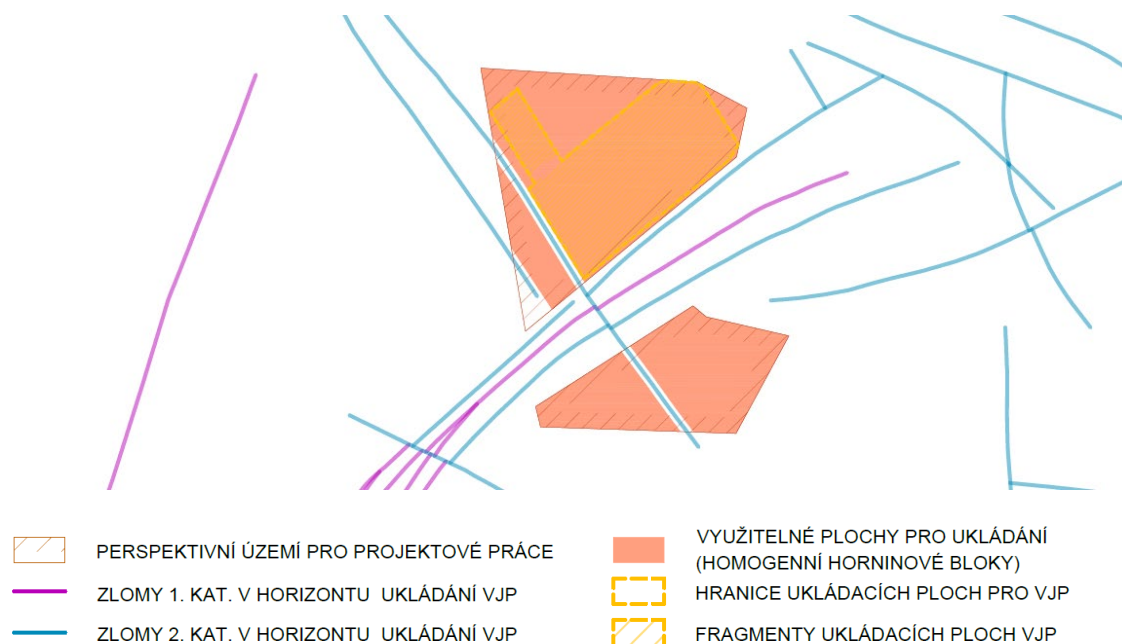
Obr. 6 – Využitelnost horninových bloků – lokalita Janoch (ETE-jih)

Celková plocha perspektivního území pro projektové práce na lokalitě Janoch činí 10 169 161 m². Z toho 276 484 m² je plocha nevyužitelná pro ukládání. Ukládací plocha pro umístění UOS s VJP zaujímá 2 368 963 m². [4]



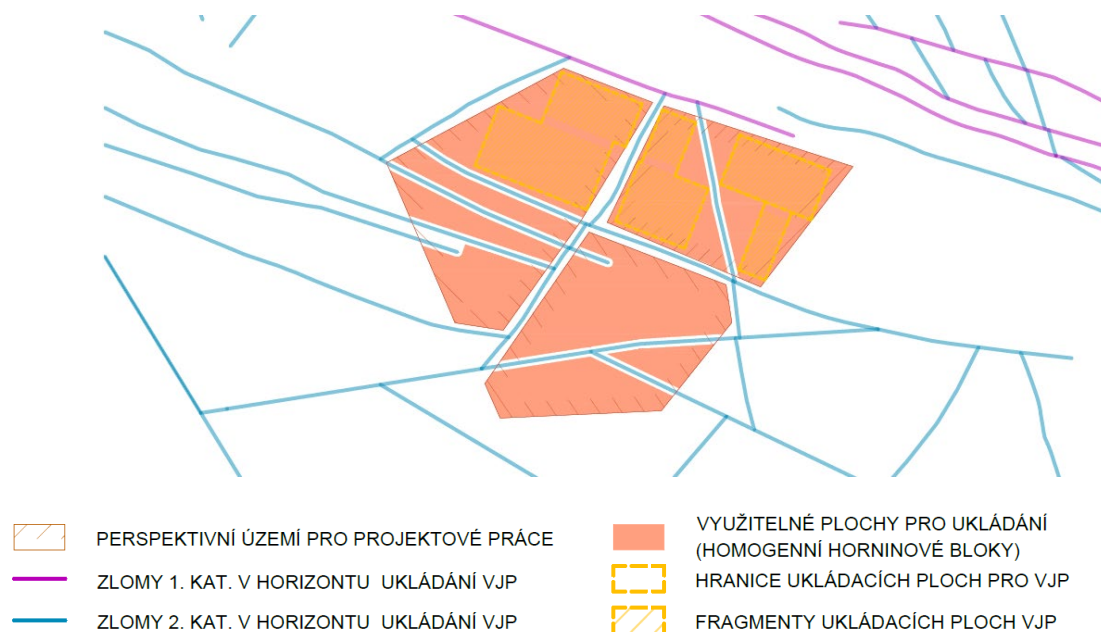
Obr. 7 – Využitelnost horninových bloků – lokalita Kraví hora

Celková plocha perspektivního území pro projektové práce na lokalitě Kraví hora činí 5 463 370 m². Z toho 815 175 m² je plocha nevyužitelná pro ukládání. Ukládací plocha pro umístění UOS s VJP zaujímá 3 053 775 m². [4]



Obr. 8 – Využitelnost horninových bloků – lokalita Magdaléna

Celková plocha perspektivního území pro projektové práce na lokalitě Magdaléna činí 5 406 682 m². Z toho 364 926 m² je plocha nevyužitelná pro ukládání. V severním bloku je z hlediska ukládání nevyužitelný jižní cíp tohoto bloku. Tato oblast je nevyužitelná pro svoji velikost, tvar a umístění v kontextu s jejím zpřístupněním páteřními chodbami ražené TBM metodou. Zpřístupnění této oblasti by naráželo především na technologické limity ražby, kterým je minimální poloměr oblouku 200 m. Za těchto podmínek nelze oblast optimálně využít k ukládání. Velikost této oblasti je z hlediska celkové využitelné plochy marginální a činí cca 69 tis. m². Ukládací plocha pro umístění UOS s VJP zaujímá 2 134 212 m². [4]



Obr. 9 – Využitelnost horninových bloků – lokalita Na Skalním (EDU-západ)

Celková plocha perspektivního území pro projektové práce na lokalitě Na Skalním činí 9 124 696 m². Z toho 1 092 825 m² je plocha nevyužitelná pro ukládání. Na Obr. 9 je v západním bloku definována oblast, která je považována za nevyužitelnou z hlediska ukládání. Tato oblast se nachází v jižní části tohoto bloku mezi dvěma zlomy. Tato oblast je uvažována jako nevyužitelná především pro svou velikost a umístění v těsné blízkosti těchto dvou zlomů, které ji svírají z obou stran. Velikost této oblasti činí cca 25,5 tis. m² a je široká necelých 49 m. Za těchto podmínek a s ohledem na nejistoty ve stanovení zlomů na horizontu ukládání (viz kap. 5.4) nelze tuto oblast považovat za vhodnou pro ukládání VJP.

Ukládací plocha pro umístění UOS s VJP zaujímá 2 623 746 m². [4]

V Tab. 6 je indikátor Využitelnost horninových bloků souhrnně kvantifikován pro všechny lokality. Uvedené údaje vychází ze zprávy Doplněk ke studiím umísťitelnosti HÚ v potenciálních lokalitách [4].

Tab. 4 - Kvantifikace indikátoru Využitelnost horninových bloků

č.	Lokalita	Celková plocha perspektivního-území $S_{PJ,lok}$ [m ²]	Nevyužitelné plochy pro ukládání $S_{NP,lok}$ [m ²]	Využitelné plochy pro ukládání [m ²]	Ukládací plocha $S_{UP,lok}$ [m ²]	Využitelnost horninových bloků $VYUŽ_{HB,lok}$ [%]
1	Březový potok	12 315 211	503 057	11 812 154	2 944 729	24,93
2	Čertovka	10 017 424	599 977	9 417 447	1 530 000	16,25
3	Čihadlo	14 050 927	718 369	13 332 558	2 030 466	15,23
4	Horka	14 907 830	671 538	14 236 292	2 497 119	17,54
5	Hrádek	9 861 730	0	9 861 730	2 671 020	27,08
6	Janoch (ETE-jih)	10 169 161	276 484	9 892 677	2 368 963	23,95
7	Kraví hora	5 463 370	815 175	4 648 195	3 053 775	65,70
8	Magdaléna	5 406 682	364 926	5 041 756	2 134 212	42,33
9	Na Skalním (EDU-západ)	9 124 696	1 092 825	8 031 870	2 623 746	32,67

Hodnocení indikátoru v rámci lokalit

Hodnotící škála tohoto indikátoru pro jednotlivé lokality může teoreticky nabývat hodnot 1 (Y_{MIN}) až 5 (Y_{MAX}), přičemž:

1 – bodové ohodnocení lokality s nejnižším procentuálním využitím horninových bloků

5 – bodové ohodnocení odpovídající maximálnímu teoretickému využití horninových bloků, tj. 100 %

$$H_{VYUŽ_{HB,lok}} = Y_{MIN} + \frac{VYUŽ_{HB,lok} - VYUŽ_{HB,MIN}}{VYUŽ_{HB,100} - VYUŽ_{HB,MIN}} \times (Y_{MAX} - Y_{MIN}) \quad (2)$$

kde

$VYUŽ_{HB,MIN}$ minimální využití HB na lokalitách v %

$VYUŽ_{HB,100}$ maximální teoretické využití HB, tj 100 %

Po dosazení Y_{MIN} a Y_{MAX} a $VYUŽ_{HB,100}$ lze rovnici přepsat:

$$H_{VYUŽ_{HB,lok}} = 1 + 4 \frac{VYUŽ_{HB,lok} - VYUŽ_{HB,MIN}}{100 - VYUŽ_{HB,MIN}} \quad (3)$$

Tímto výpočtem lze bodově zhodnotit každou lokalitu zvlášť. Bodové hodnocení všech devíti lokalit je přehledně uvedeno v Tab. 7.

Tab. 5 - Hodnocení indikátoru Využitelnost horninových bloků

Indikátor	Hodnocení indikátoru $H_{FR,PU,lok}$								
	BP	ČE	ČI	HO	HR	ETE-J	KH	MA	EDU-Z
Využitelnost HB	1,46	1,05	1,00	1,11	1,56	1,41	3,38	2,28	1,82

2.4.2 FRAGMENTACE ÚZEMÍ

Zařazení

Kritérium: Velikost využitelného horninového masivu

Popis indikátoru

Indikátor vyjadřuje, jak je vymezený vhodný horninový masiv rozdělen, a představuje počet jednotlivých dílčích horninových bloků (homogenních bloků), kde lze efektivně HÚ vybudovat a kde ukládat VJP a RAO s ohledem na jejich velikost, tvar a vzájemnou polohu. Vzhledem k přetrvávající nejistotě o skutečných geologických a hydrogeologických podmínkách je výhodnější, když potenciálně využitelné horninové prostředí je tvořeno co nejmenším počtem co největších horninových bloků (ideálně jen jeden, zcela kompaktní).

Hodnocené území

Perspektivní území pro projektové řešení

Kvantifikace

Počet fragmentů, horninových bloků, pro projektové práce pro umístění projektového řešení.

Výpočet fragmentace perspektivního území na jednotlivých lokalitách lze zapsat rovnicí:

$$FR_{PU,lok} = P_{PU,lok} \quad (4)$$

kde

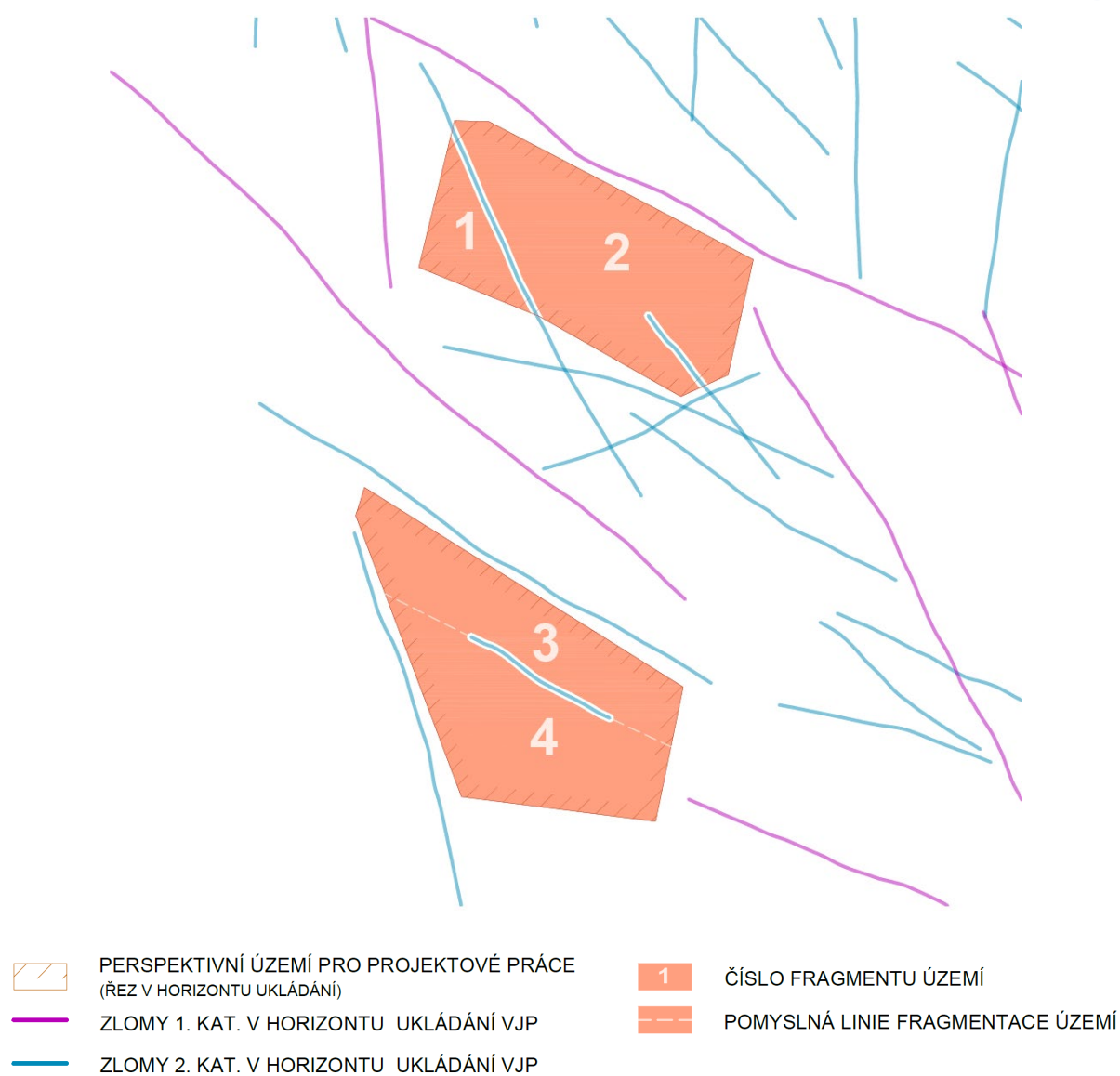
$FR_{PU,lok}$ fragmentace perspektivního území na lokalitě, resp. počet horninových bloků

$P_{PU,lok}$ počet fragmentů perspektivního území na lokalitě, resp. počet horninových bloků

Na Obr. 10 je schematicky znázorněna fragmentace perspektivního území pro projektové práce. Jednotlivé fragmenty, dále označovány jako horninové bloky, jsou očíslovány. Fragmentace perspektivního území je dána především průběžnými zlomy, které jej dělí na dílčí části. U některých zlomů, které zasahují do perspektivního území pouze z části, je zvažována jeho orientace a délka v kontextu s možným návrhem ukládacích sekcí. V případě, že tento zlom negativně ovlivní potenciální umístění ukládacích prostor, přičemž by nutně muselo dojít k jejich rozdělení nebo jiné významné úpravě jejich dispozičního řešení, rozdělí se i v tomto případě perspektivní území na více fragmentů. Tento postup je patrný na Obr. 10. Zde došlo k rozdělení území na fragmenty č. 3 a 4. Tyto fragmenty se ohraničují pomyslnou linií fragmentace území.

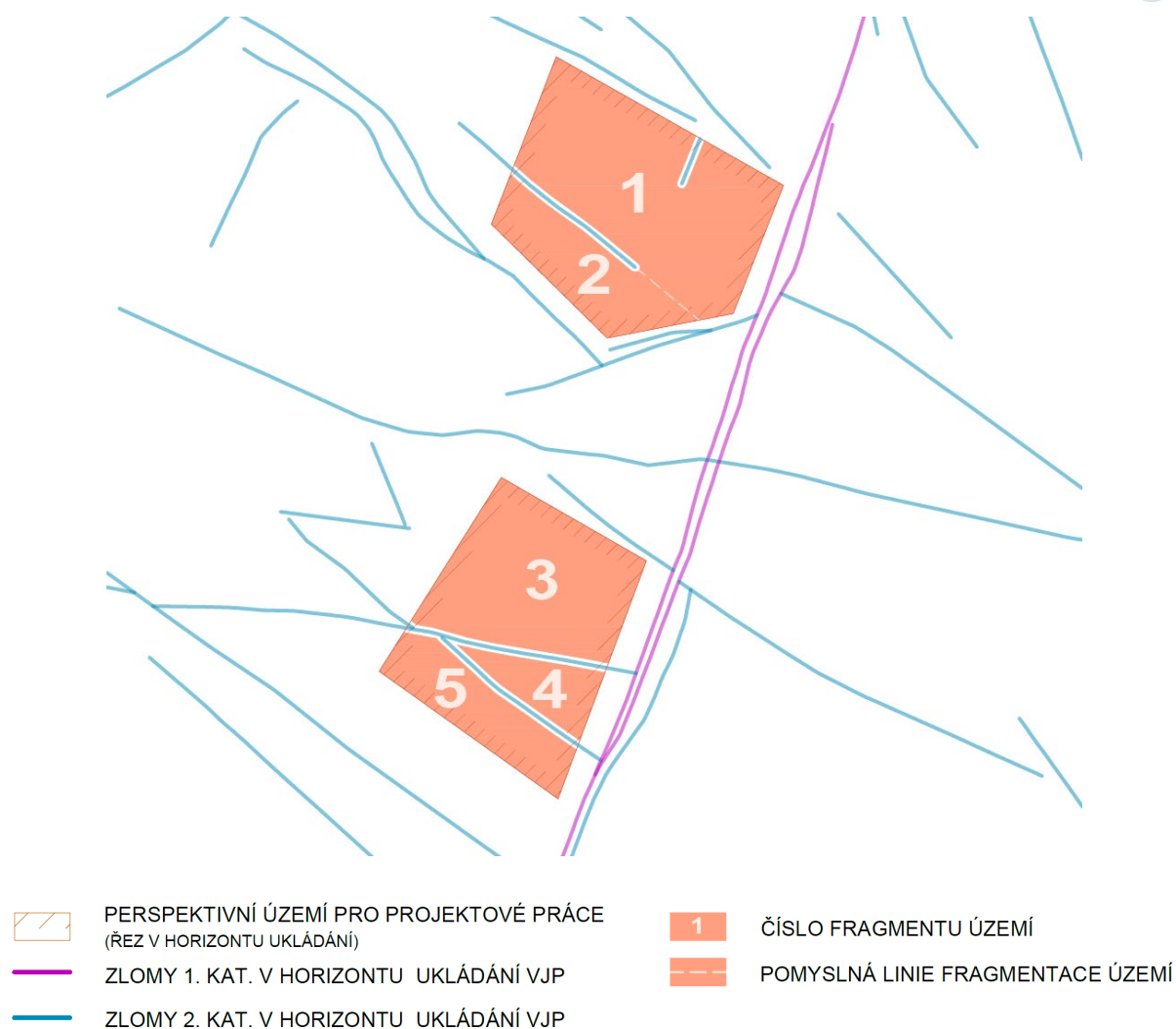
Dále může nastat situace, kdy dojde vlivem rozčlenění území na prakticky nevyužitelné oblasti (z hlediska velikosti, tvaru a přístupnosti). V tomto případě se tyto oblasti považují s ohledem na potenciál lokality jako plochy nevyužitelné (obdobně jako zlomy), resp. tento fragment není započítán do fragmentace území. Jelikož je využitelnost těchto oblastí ovlivněna více faktory současně, nelze jejich případné vyloučení žádným parametrem generalizovat. Ke každé oblasti je přístupováno individuálně a případné vyloučení závisí výlučně na odborném posouzení zpracovatelského týmu.

Na následujících obrázcích je znázorněna fragmentace území na jednotlivých lokalitách. Tyto výstupy byly vytvořeny na základě výkresových příloh k Doplnku ke studiím umístitelnosti a proveditelnosti [4].



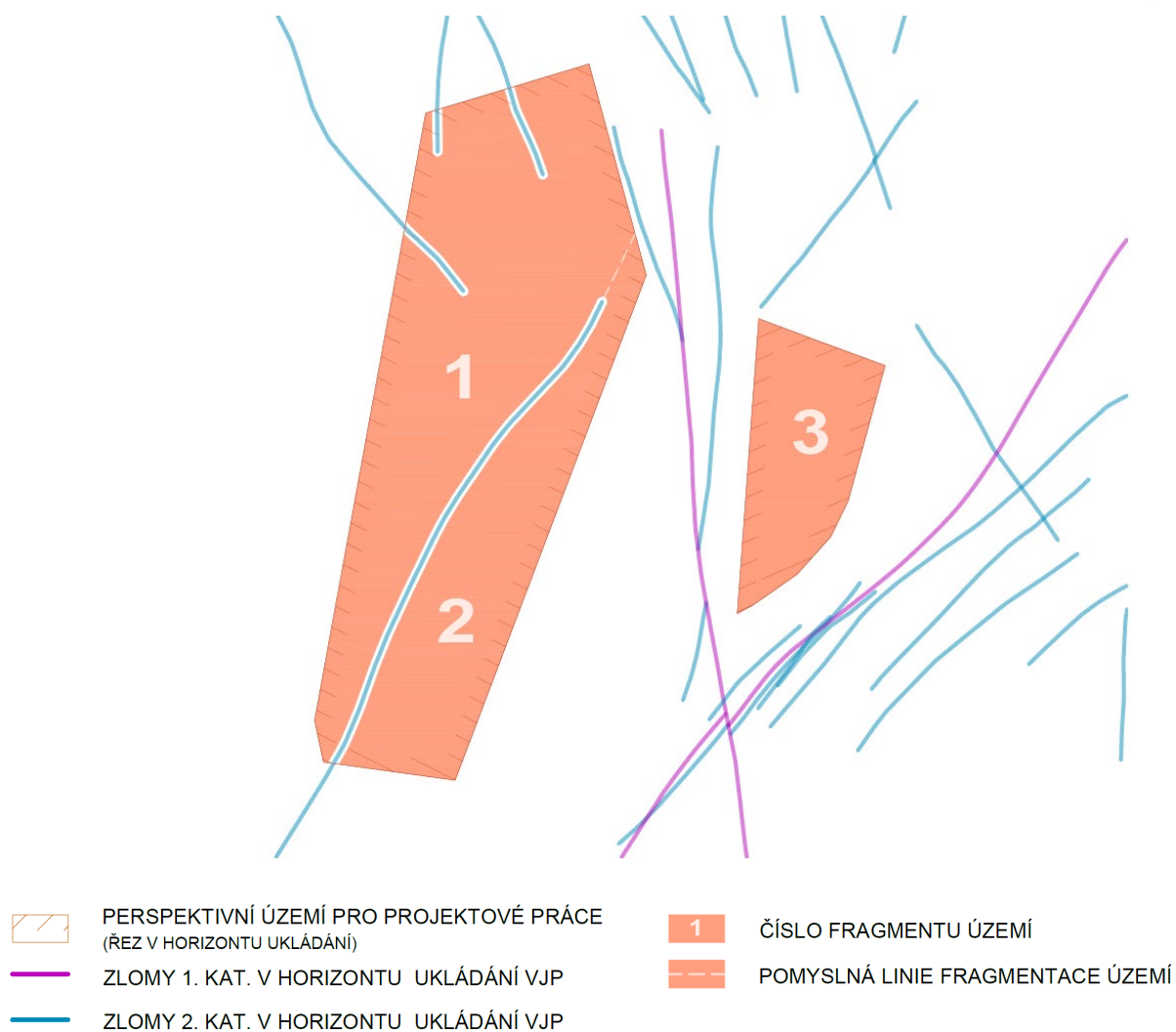
Obr. 10 – Fragmentace území – lokalita Březový potok

Fragmentace území na lokalitě Březový potok je 4.



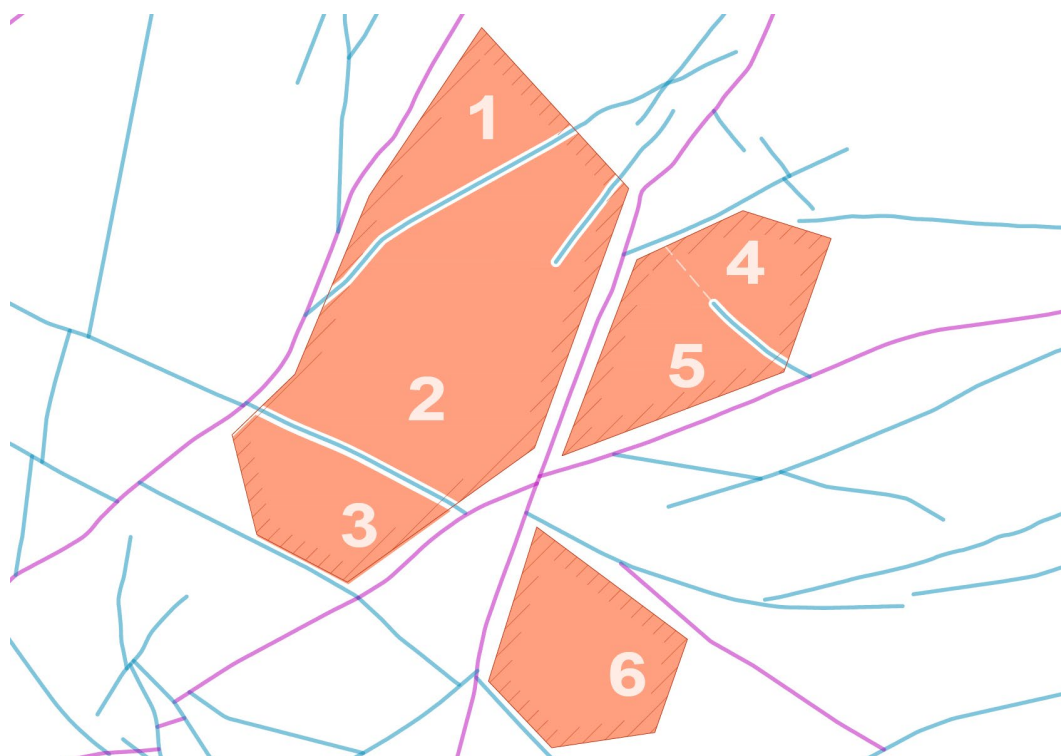
Obr. 11 – Fragmentace území – lokalita Čertovka

Fragmentace území na lokalitě Čertovka je 5.



Obr. 12 – Fragmentace území – lokalita Čihadlo

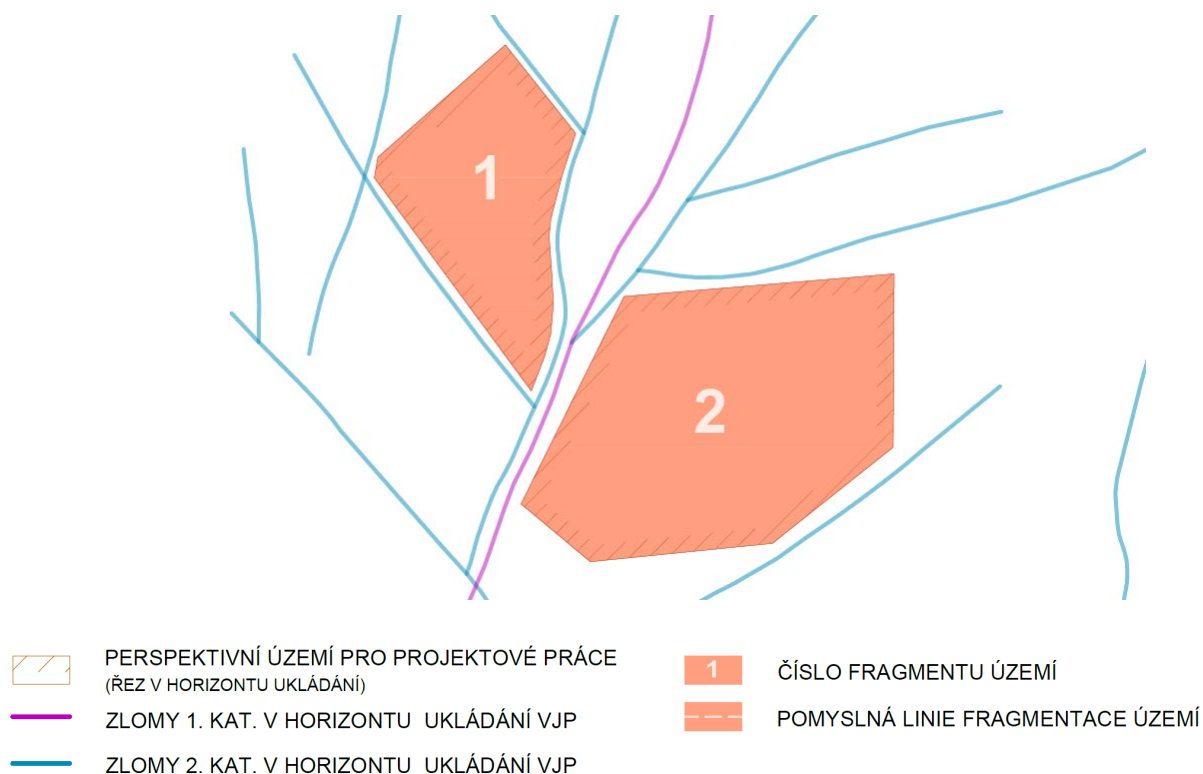
Fragmentace území na lokalitě Čihadlo je 3.



- | | | | |
|---|---|---|----------------------------------|
|  | PERSPEKTIVNÍ ÚZEMÍ PRO PROJEKTOVÉ PRÁCE
(ŘEZ V HORIZONTU UKLÁDÁNÍ) |  | ČÍSLO FRAGMENTU ÚZEMÍ |
|  | ZLOMY 1. KAT. V HORIZONTU UKLÁDÁNÍ VJP |  | POMYSLNÁ LINIE FRAGMENTACE ÚZEMÍ |
|  | ZLOMY 2. KAT. V HORIZONTU UKLÁDÁNÍ VJP | | |

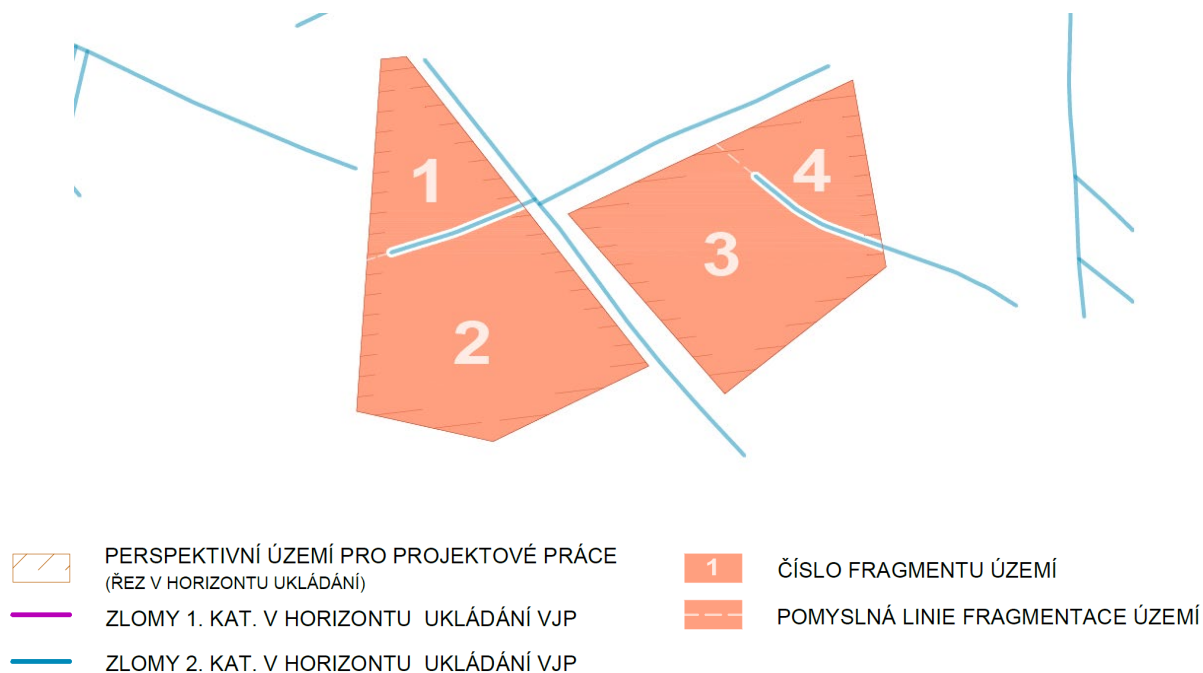
Obr. 13 – Fragmentace území – lokalita Horka

Fragmentace území na lokalitě Horka je 6.



Obr. 14 – Fragmentace území – lokalita Hrádek

Fragmentace území na lokalitě Hrádek je 2.



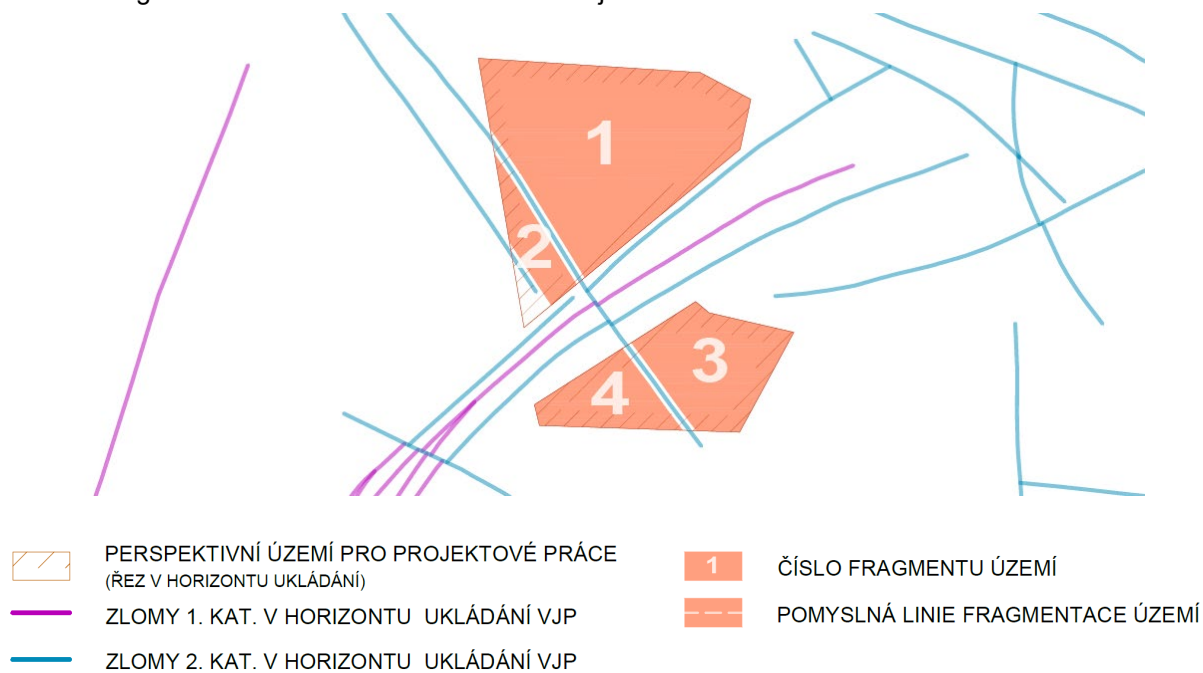
Obr. 15 – Fragmentace území – lokalita Janoch (ETE-jih)

Fragmentace území na lokalitě Janoch je 4.



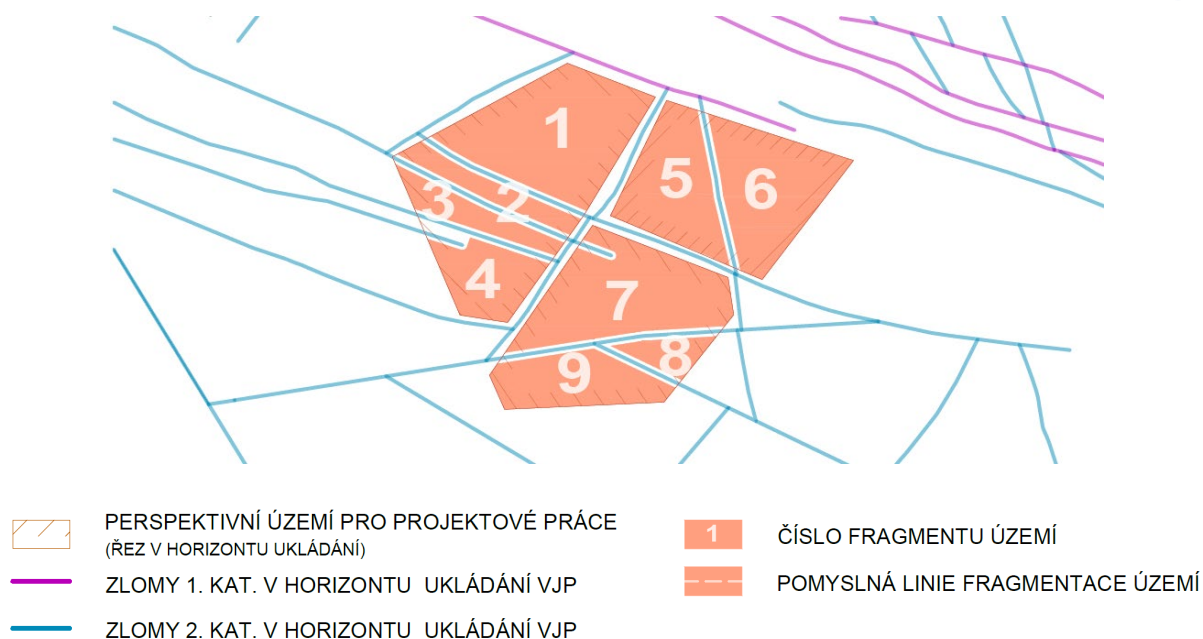
Obr. 16 – Fragmentace území – lokalita Kraví hora

Fragmentace území na lokalitě Kraví hora je 8.



Obr. 17 – Fragmentace území – lokalita Magdaléna

Fragmentace území na lokalitě Magdaléna je 4.



Obr. 18 – Fragmentace území – lokalita Na Skalním (EDU-západ)

Fragmentace území na lokalitě Na Skalním je 9.

V Tab. 8 je indikátor fragmentace území souhrnně kvantifikován pro všechny lokality. Uvedené údaje vychází ze zprávy Doplněk ke studiím umístitelnosti HÚ v potenciálních lokalitách [4].

Tab. 6 - Kvantifikace indikátoru Fragmentace území

č.	Lokalita	Fragmentace území $FR_{PU,lok}$ [ks]
1	Březový potok	4
2	Čertovka	5
3	Čihadlo	3
4	Horka	6
5	Hrádek	2
6	Janoch (ETE-jih)	4
7	Kraví hora	8
8	Magdaléna	4
9	Na Skalním (EDU-západ)	9

Hodnocení indikátoru v rámci lokalit

Hodnotící škála tohoto indikátoru může teoreticky nabývat hodnot 1 (Y_{MIN}) až 5 (Y_{MAX}), přičemž:

1 – bodové ohodnocení odpovídající nejnižší teoretické fragmentaci perspektivního území, tj. 1

5 – bodové ohodnocení lokality s nejvyšší hodnotou fragmentace perspektivního území

$$H_{FR_{PU,lok}} = 1 + 4 \frac{FR_{PU,lok} - FR_{PU,TEOR.MIN}}{FR_{PU,MAX} - FR_{PU,TEOR.MIN}} = 1 + 4 \frac{FR_{PU,lok} - 1}{FR_{PU,MAX} - 1} \quad (5)$$

kde

$FR_{PU,lok}$ fragmentace perspektivního území na lokalitě

$FR_{PU,TEOR.MIN}$ teoreticky nejnižší hodnota fragmentace perspektivního území, tj. 1

$FR_{PU,MAX}$ maximální hodnota fragmentace perspektivního území na lokalitách

Tímto výpočtem lze bodově zhodnotit každou lokalitu zvlášť. Bodové hodnocení všech devíti lokalit je přehledně uvedeno v Tab. 9.

Tab. 7 – Hodnocení indikátoru Fragmentace území

Indikátor	Hodnocení indikátoru $H_{FR_{PU,lok}}$								
	BP	ČE	ČI	HO	HR	ETE-J	KH	MA	EDU-Z
Fragmentace území	2,50	3,00	2,00	3,50	1,50	2,50	4,50	2,50	5,00

2.4.3 FRAGMENTACE PODZEMNÍ ČÁSTI HÚ

Zařazení

Kritérium: Velikost využitelného horninového masivu

Popis indikátoru

Indikátor zohledňuje na kolik dílčích částí je členěna podzemní část HÚ. Zda se jedná o jednu kompaktní plochu nebo o více menších ploch, navzájem propojených. Členění má souvislost s prostorovými požadavky dle konkrétního projekčního návrhu a možnostmi lokality v závislosti na předpokládaných geologických a hydrogeologických podmínkách. Členění podzemní části HÚ do dílčích ploch s sebou přináší potenciální komplikace s odvodněním, větráním, prodlužuje dopravní časy pro ukládání a zvyšuje investiční náklady stavby.

Hodnocené území

Podzemní část hlubinného úložiště

Kvantifikace

Počet dílčích částí ukládacích ploch hlubinného úložiště, do kterých je s ohledem na zlomy vyšších kategorií úložiště projektováno.

Výpočet fragmentace hlubinného úložiště na jednotlivých lokalitách lze zapsat rovnicí:

$$FR_{HU,lok} = P_{HU,lok} \quad (6)$$

kde

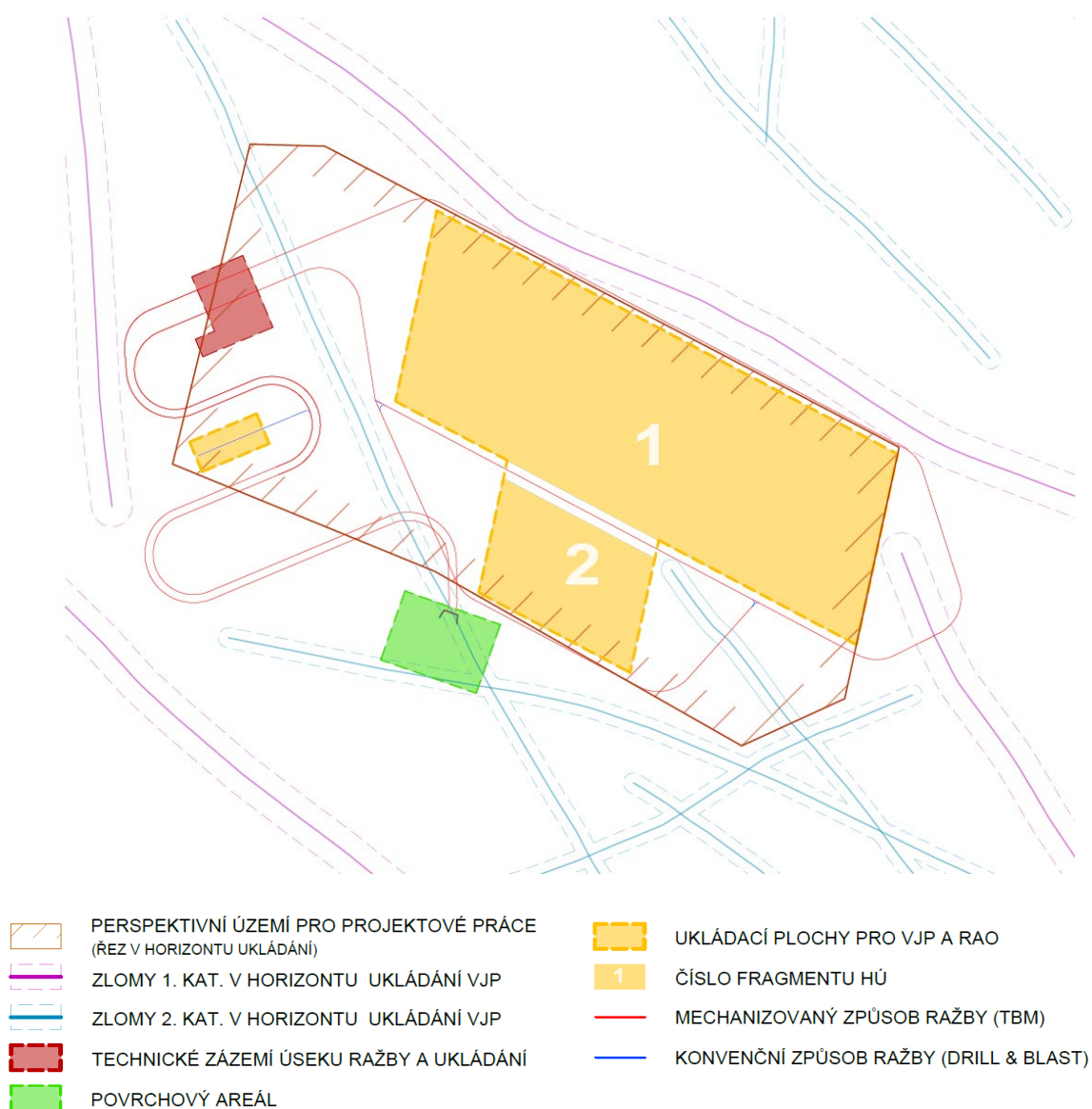
$FR_{HU,lok}$ fragmentace podzemní části hlubinného úložiště na lokalitě

$P_{HU,lok}$ počet fragmentů hlubinného úložiště na lokalitě

Na Obr. 26 je schematicky znázorněna fragmentace hlubinného úložiště. Hranice, resp. plocha ukládacích prostor pro VJP, je definována jako oblast zahrnující závážecí chodby mezi zátkami. Umístění ukládacích ploch v rámci definovaného perspektivního území na horizontu ukládání je optimalizováno s ohledem na umístění povrchového areálu minimalizující střety zájmů, polohu zlomových struktur v kombinaci s velikostí, tvarem a umístěním jednotlivým fragmentům horninových bloků vhodných pro ukládání. Směrové a výškové řešení úpadních tunelů a přístupových páteřních chodeb ražených metodou TBM jsou poplatné technickým limitům této technologie, zejm. minimální poloměr ob-

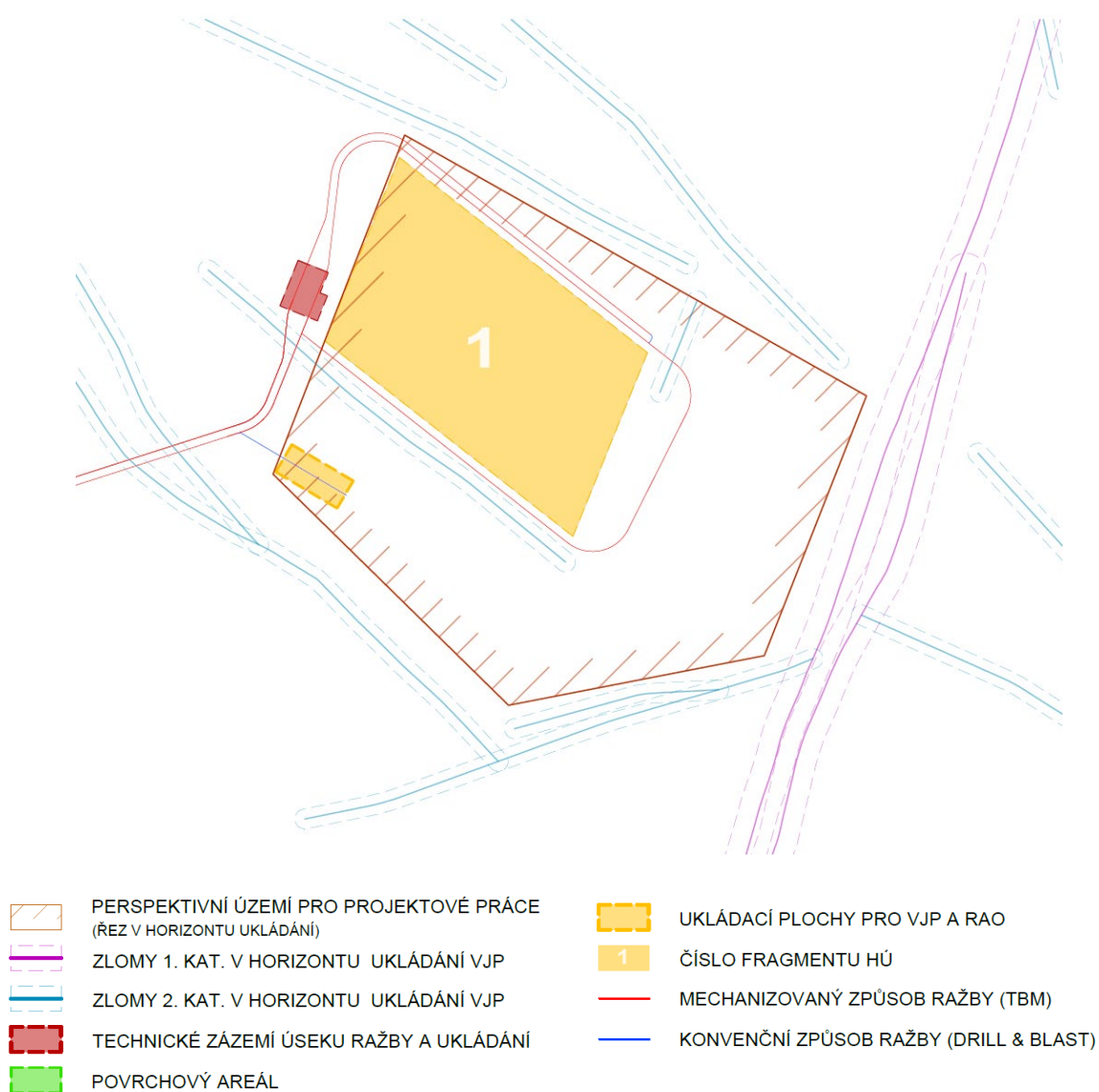
louku 200 m. V první fázi byl v rámci perspektivního území pro projektové práce pro každou lokalitu proveden ideový návrh z hlediska proveditelnosti vhodných umístění podzemní části HÚ. Následně byla vhodnost navrženého umístění ověřena a potvrzena formou pracovních konzultací se zpracovatelem hydrogeologického modelu území (PROGEO, s.r.o.). Blíže je koncepce přístupu k technickému návrhu HÚ popsána v [4]. Ukládací prostory pro VJP a RAO jsou plochy umístěné v horninových blocích, kde je uvažováno s ukládáním VJP do ukládacích vrtů, resp. RAO do ukládacích komor. V ukládací ploše VJP je zahrnuta polovina projektované osově vzdálenosti vně krajních zavážecích chodeb. Pro ukládací komory je to polovina osově vzdálenosti jednotlivých komor. V některých případech dochází k rozdělení ukládacích prostor VJP na více fragmentů. K tomu je nutno přistoupit především vlivem nedostatečně velkého horninového bloku, někdy i nevhodného tvaru, pro umístění ukládacích ploch v jednom celistvém polygonu. Z technických a provozních důvodů, které by umožňovaly současnou ražbu a ukládání za provozu HÚ, je proto nutné ukládací plochy rozdělit. Jinými slovy lze říci, že ukládací prostory pro VJP se dělí do fragmentů, jsou-li fyzicky odděleny nevyužitelným prostorem pro ukládání. Nevyužitelným prostorem mohou být zlomové struktury nebo též páteřní a spojovací chodby. V případě, že je ukládací prostor rozdělen do dvou fragmentů vzájemně oddělených páteřní chodbou, je tento prostor rovněž zahrnut do celkové plochy ukládacích prostor pro VJP (viz prostor mezi fragmenty 1 a 2 na Obr. 26). Plochy komor pro RAO jsou do celkové plochy ukládacích prostor započítány pouze v případě, že RAO není možné uložit do vyšších horizontů, než je horizont ukládání VJP, tj. -500 m pod povrchem terénu. V tomto případě je plocha komor pro RAO považována za samostatný fragment.

Na následujících obrázcích je znázorněna fragmentace podzemní části hlubinného úložiště na jednotlivých lokalitách. Tyto výstupy byly vytvořeny na základě výkresových příloh k Doplnku ke studium umístitelnosti a proveditelnosti [4].



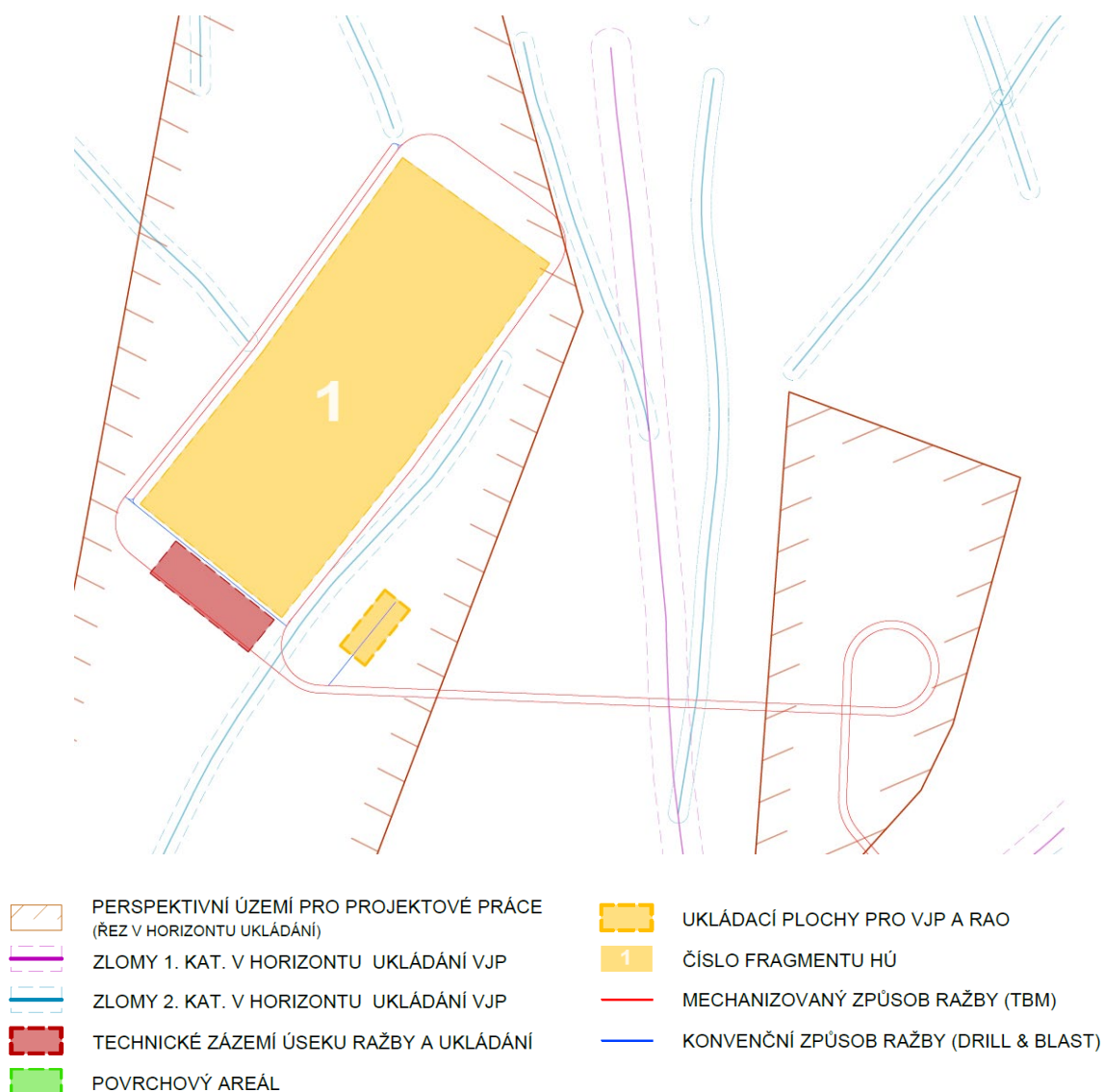
Obr. 19 – Fragmentace podzemní části HÚ – lokalita Březový potok

Fragmentace podzemní části HÚ na lokalitě Březový potok je 2.



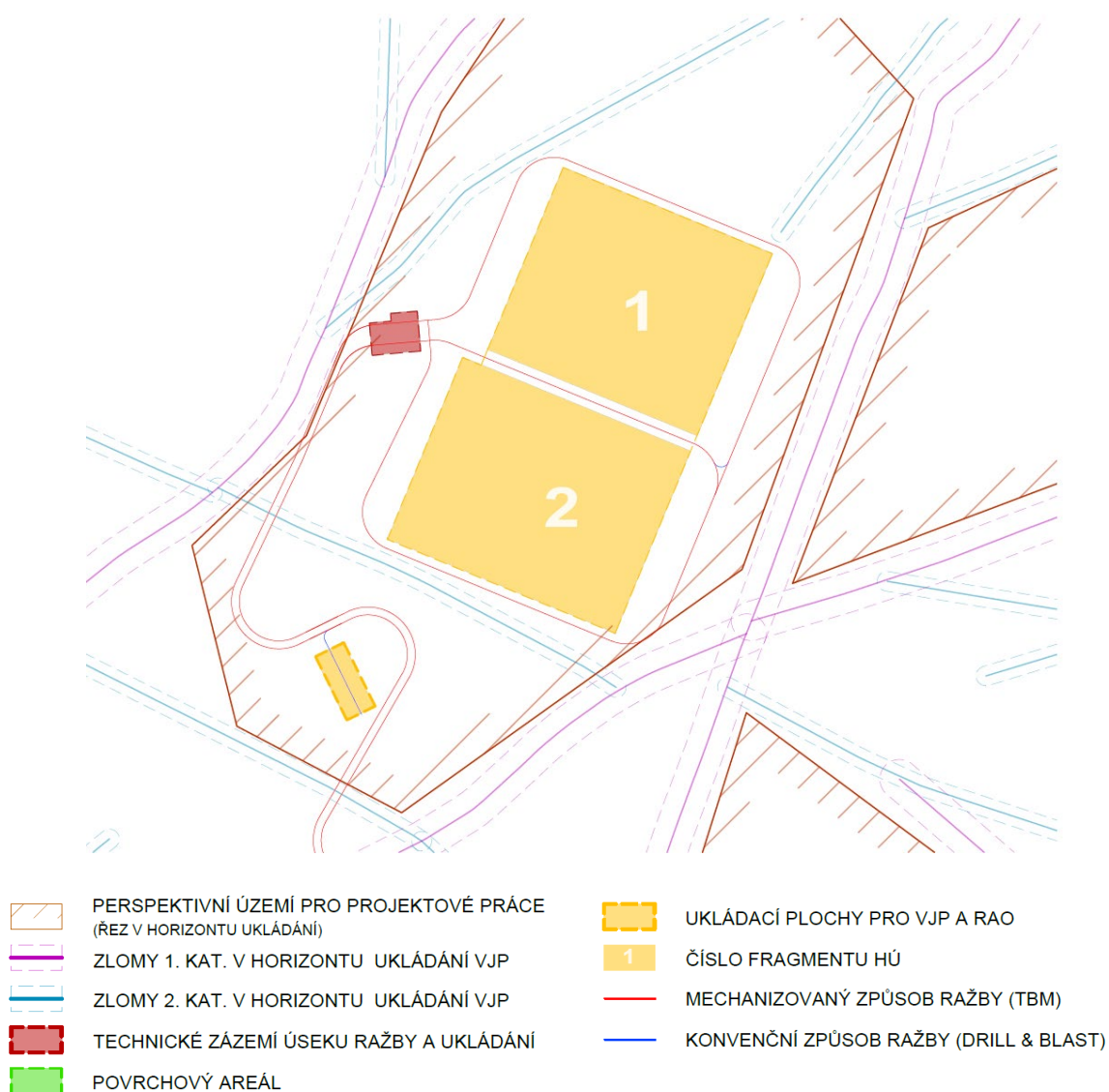
Obr. 20 – Fragmentace podzemní části HÚ – lokalita Čertovka

Fragmentace podzemní části HÚ na lokalitě Čertovka je 1.



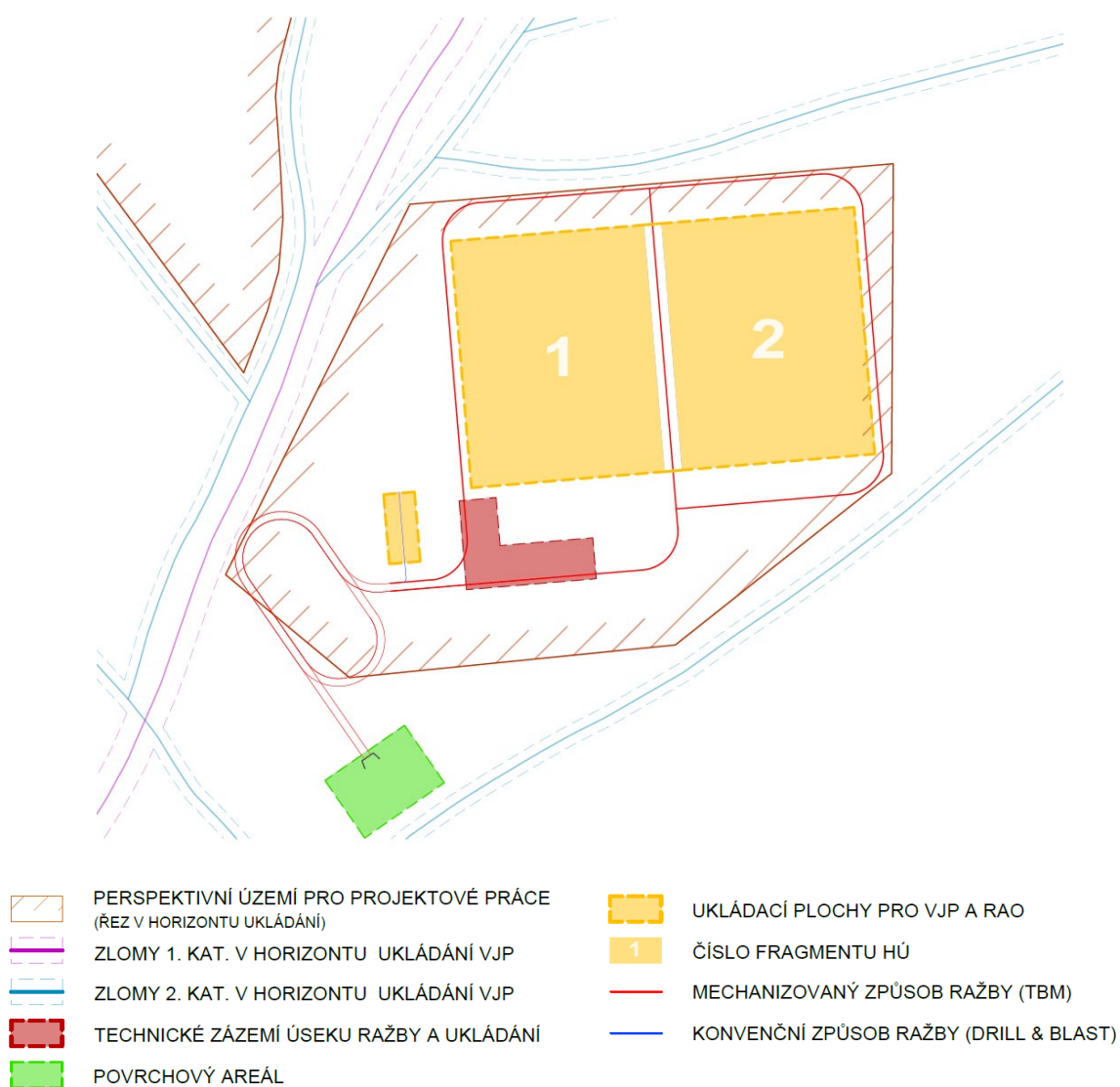
Obr. 21 – Fragmentace podzemní části HÚ – lokalita Čihadlo

Fragmentace podzemní části HÚ na lokalitě Čihadlo je 1.



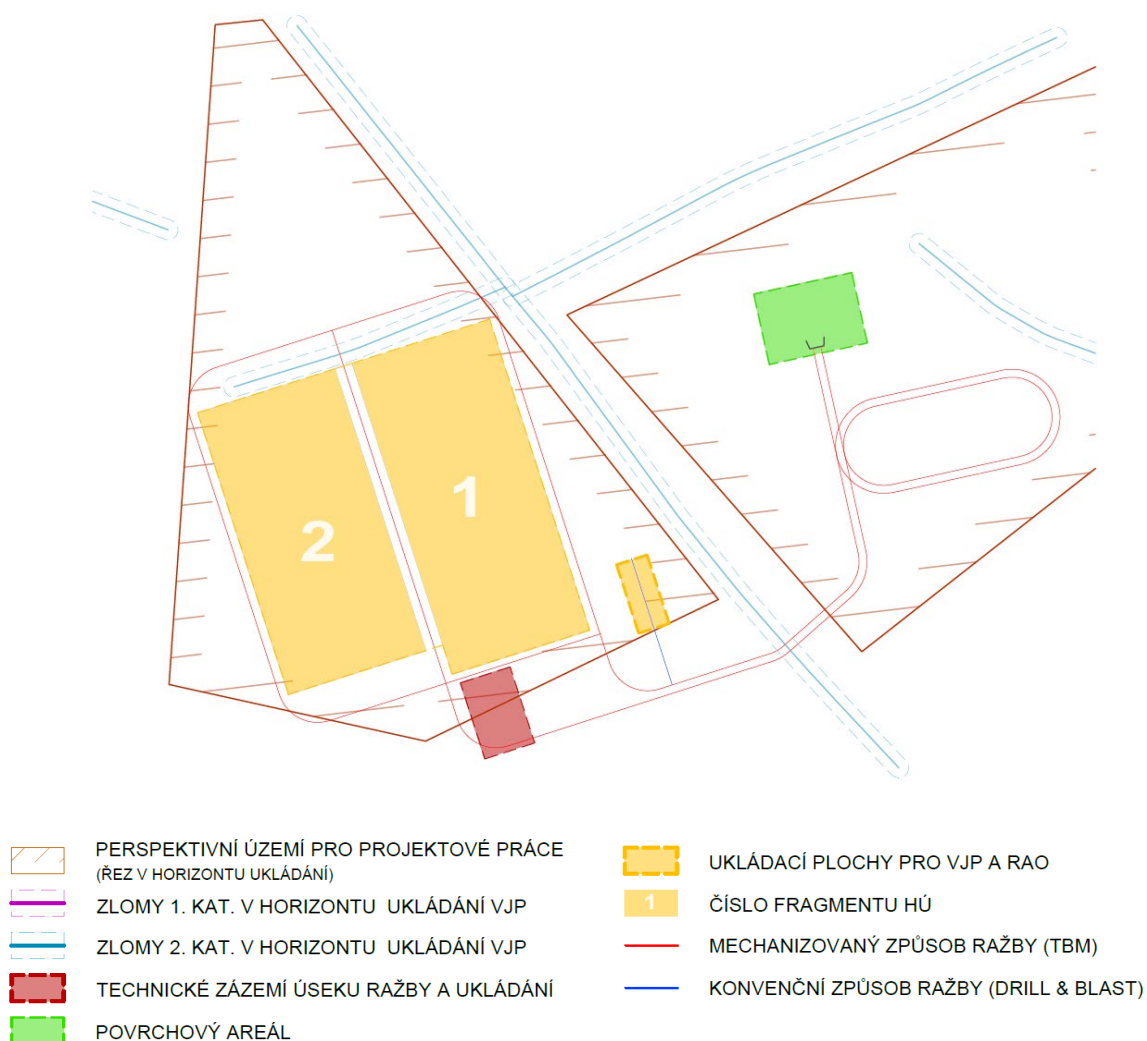
Obr. 22 – Fragmentace podzemní části HÚ – lokalita Horka

Fragmentace podzemní části HÚ na lokalitě Horka je 2.



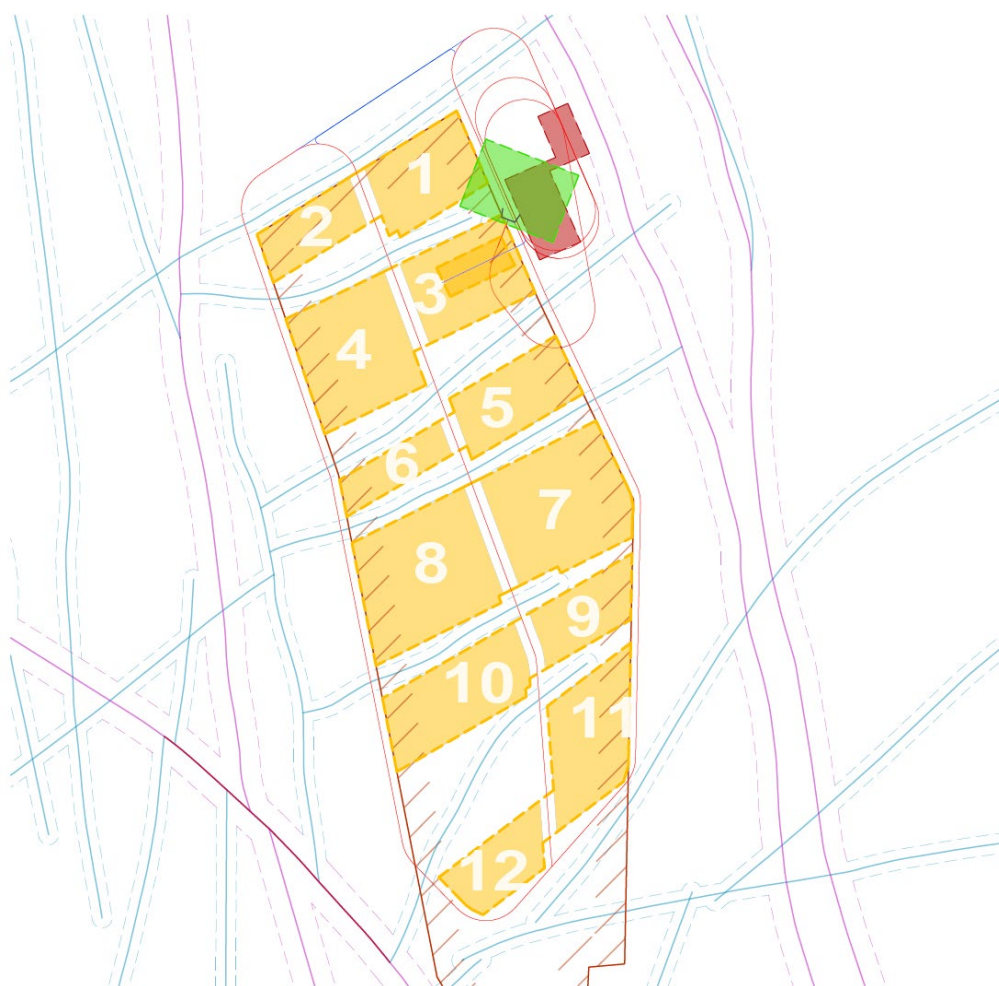
Obr. 23 – Fragmentace podzemní části HÚ – lokalita Hrádek

Fragmentace podzemní části HÚ na lokalitě Hrádek je 2.



Obr. 24 – Fragmentace podzemní části HÚ – lokalita Janoch (ETE-jih)

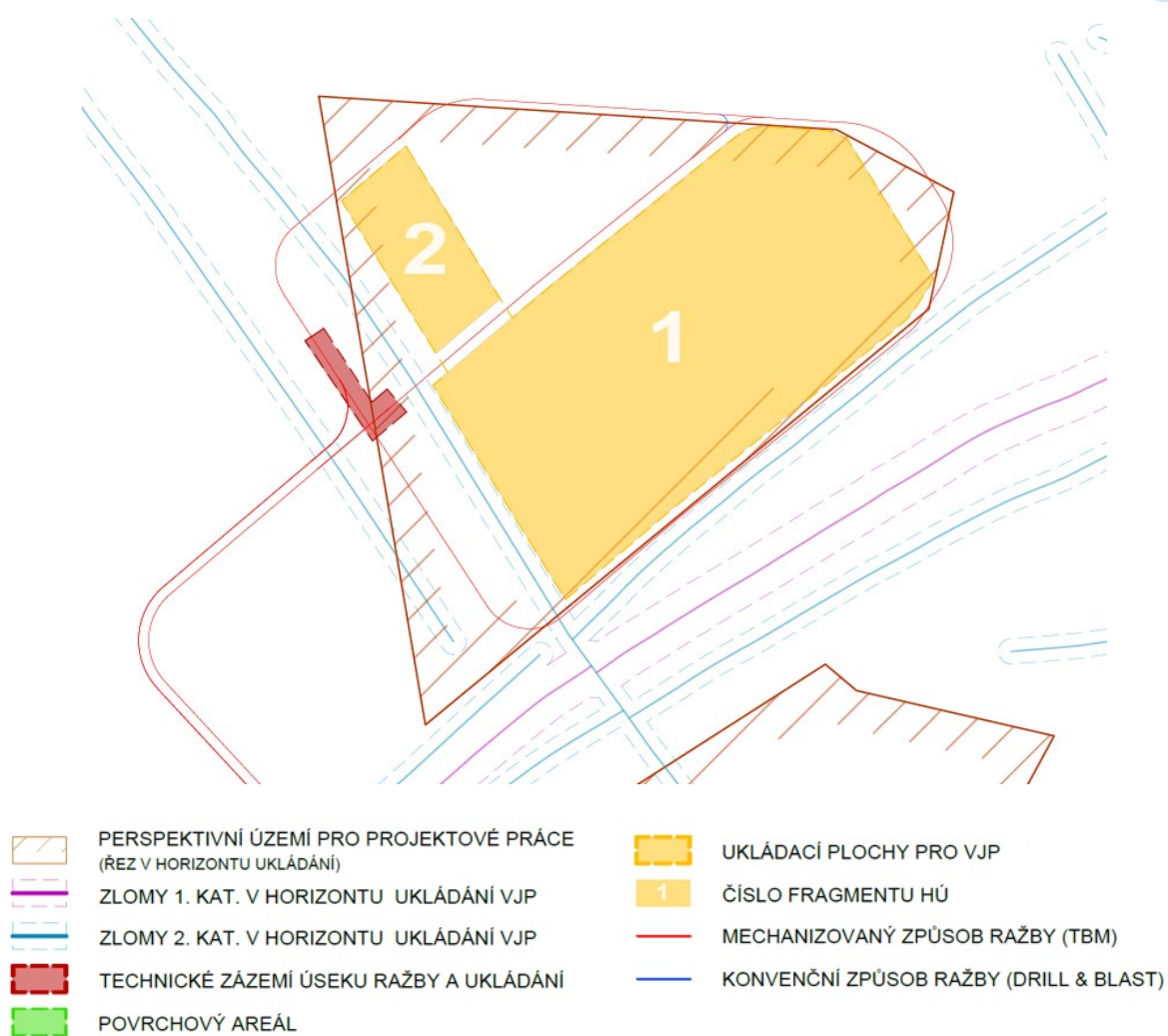
Fragmentace podzemní části HÚ na lokalitě Janoch je 2.



- | | | | |
|---|---|---|--|
|  | PERSPEKTIVNÍ ÚZEMÍ PRO PROJEKTOVÉ PRÁCE
(ŘEZ V HORIZONTU UKLÁDÁNÍ) |  | UKLÁDACÍ PLOCHY PRO VJP A RAO |
|  | ZLOMY 1. KAT. V HORIZONTU UKLÁDÁNÍ VJP |  | ČÍSLO FRAGMENTU HÚ |
|  | ZLOMY 2. KAT. V HORIZONTU UKLÁDÁNÍ VJP |  | MECHANIZOVANÝ ZPŮSOB RAŽBY (TBM) |
|  | TECHNICKÉ ZÁZEMÍ ÚSEKU RAŽBY A UKLÁDÁNÍ |  | KONVENČNÍ ZPŮSOB RAŽBY (DRILL & BLAST) |
|  | POVRCHOVÝ AREÁL | | |

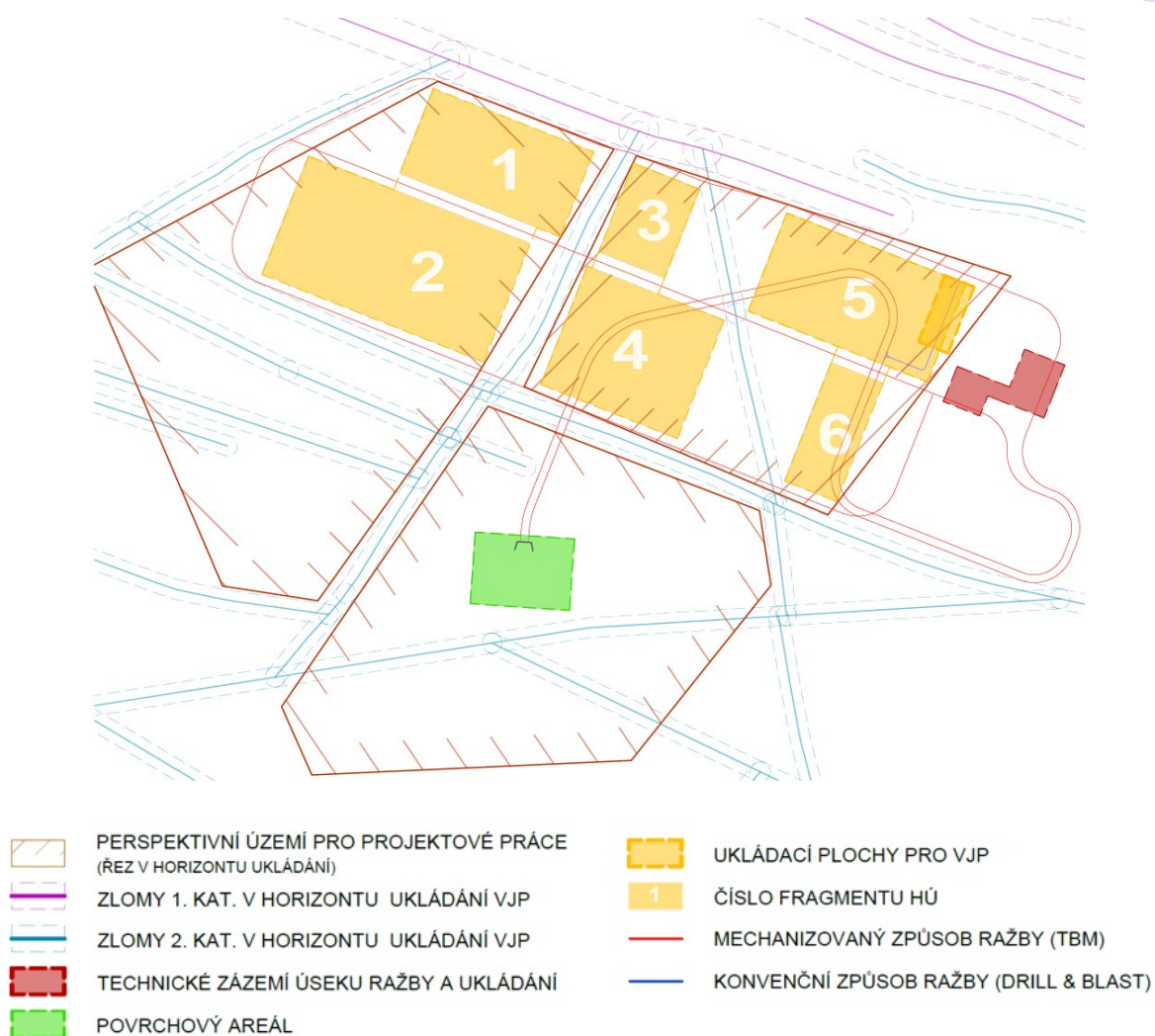
Obr. 25 – Fragmentace podzemní části HÚ – lokalita Kraví hora

Fragmentace podzemní části HÚ na lokalitě Kraví hora je 12.



Obr. 26 – Fragmentace podzemní části HÚ – lokalita Magdaléna

Fragmentace podzemní části HÚ na lokalitě Magdaléna je 2.



Obr. 27 – Fragmentace podzemní části HÚ – lokalita Na Skalném (EDU-západ)

Fragmentace podzemní části HÚ na lokalitě Na Skalném je 6.

V Tab. 10 je indikátor fragmentace HÚ souhrnně kvantifikován pro všechny lokality. Uvedené údaje vychází ze zprávy Doplněk ke studiím umístitelnosti HÚ v potenciálních lokalitách [4].

Tab. 8 – Kvantifikace indikátoru Fragmentace HÚ

č.	Lokalita	Fragmentace HÚ $FR_{HU,lok}$ [ks]
1	Březový potok	2
2	Čertovka	1
3	Čihadlo	1
4	Horka	2
5	Hrádek	2
6	Janoch (ETE-jih)	2
7	Kraví hora	12
8	Magdaléna	2
9	Na Skalním (EDU-západ)	6

Hodnocení indikátoru v rámci lokalit

Hodnotící škála tohoto indikátoru může teoreticky nabývat hodnot 1 (Y_{MIN}) až 5 (Y_{MAX}), přičemž:

1 – bodové ohodnocení odpovídající nejnižší teoretické fragmentaci podzemní části HÚ, tj. 1

5 – bodové ohodnocení lokality s nejvyšší hodnotou fragmentace podzemní části HÚ

$$H_{FR_{HU,lok}} = 1 + 4 \frac{FR_{HU,lok} - FR_{HU,TEOR.MIN}}{FR_{HU,MAX} - FR_{HU,TEOR.MIN}} = 1 + 4 \frac{FR_{HU,lok} - 1}{FR_{HU,MAX} - 1} \quad (7)$$

kde

$FR_{HU,lok}$ fragmentace podzemní části HÚ Na lokalitě

$FR_{HU,TEOR.MIN}$ teoreticky nejnižší hodnota fragmentace podzemní části HÚ, tj. 1

$FR_{HU,MAX}$ maximální hodnota fragmentace podzemní části HÚ na lokalitách

Tímto výpočtem lze bodově zhodnotit každou lokalitu zvlášť. Bodové hodnocení všech devíti lokalit je přehledně uvedeno v Tab. 11.

Tab. 9 – Hodnocení indikátoru Fragmentace podzemní části HÚ

Indikátor	Hodnocení indikátoru $H_{FR_{HU,lok}}$								
	BP	ČE	ČI	HO	HR	ETE-J	KH	MA	EDU-Z
Fragmentace HÚ	1,36	1,00	1,00	1,36	1,36	1,36	5,00	1,36	2,82

2.4.4 MOŽNOST TRVALÉHO ULOŽENÍ RUBANINY V BLÍZKÉM OKOLÍ

Zařazení

Kritérium: Dostupnost infrastruktury

Popis indikátoru

Indikátor představuje nadbytek objemu rubaniny z výstavby podzemní části HÚ po odečtení předpokládaného objemu ukládacích míst v blízkém okolí (stávající lomy v dojezdové vzdálenosti do 25 km). Při výstavbě HÚ bude vyprodukováno velké množství vytěženého materiálu (rubaniny). Její velkou část bude sice možné použít jako kvalitní stavební materiál, ovšem případnou poptávku po tomto materiálu v době budování HÚ nelze nyní předpokládat. Proto je rubanina v této fázi příprav HÚ

uvažována jako negativní externalita budování HÚ a možnost jejího uložení v blízkosti místa produkce jako výhoda dané lokality.

Hodnocení území

Území do 25 km od umístění povrchového areálu.

Kvantifikace

Identifikátor lze kvantifikovat jako objem rubaniny neuložitelné v širším okolí lokality = nadbytek rubaniny. Nadbytek rubaniny je celkový objem vytěženého materiálu (uvažováno s nakypřením), od kterého se odečítá objem uložitelné rubaniny (tj. zpětný zásyp pro hloubený objekt horké komory, resp. DuSO 04 Příprava RAO a VJP, a objem rubaniny uložitelné do lomů v blízkosti HÚ na dané lokalitě = kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě).

Výpočet lze popsat rovnicí:

$$NR_{lok} = OR_{lok} - UR_{lok} \quad (8)$$

kde

NR_{lok} nadbytek rubaniny = neuložitelná rubanina na lokalitě v m^3

OR_{lok} celkový objem rubaniny bez zpětného zásypu na lokalitě v m^3

UR_{lok} kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě = uložitelná rubanina na lokalitě v m^3

V Tab. 12 je indikátor Možnost trvalého uložení rubaniny v blízkém okolí souhrnně kvantifikován pro všechny lokality. Uvedené údaje vychází ze zprávy Doplněk ke studiím umístitelnosti HÚ v potenciálních lokalitách [4]. Objem rubaniny udává celkový objem rubaniny z ražeb podzemních děl pro vybudování HÚ a objem rubaniny pro hloubení stavební jámy pro umístění objektu Přípravy RAO a VJP (horká komora). Kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě představují objem rubaniny, kterou je teoreticky možné uložit v lomech, které se nachází v blízkosti povrchového areálu (dojezdová vzdálenost do 25 km). Využitelný objem lomu je uvažován jako potenciální objem, který je možné využít zavezením lomu rubaninou (při současném stavu vytěžení) do úrovně okolního terénu. Budoucí těžba v lomu, tedy možné navýšení ukládacích kapacit není uvažováno.

V následujícím textu je popsána kvantifikace indikátoru Možnost trvalého uložení rubaniny na jednotlivých lokalitách. Vypočtené objemy rubaniny vychází ze zprávy Doplněk ke studiím umístitelnosti a proveditelnosti [4].

Březový potok

Celkový objem vytěžené rubaniny na lokalitě Březový potok včetně nakypření činí 6 878 000 m^3 . Kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě v rámci povrchových lomů dostupných do 25 km od povrchového areálu HÚ jsou v souhrnné výši 5 212 000 m^3 horniny. Z toho vyplývá, že celkový objem neuložitelné rubaniny do těchto lomů, resp. nadbytek rubaniny činí 1 666 000 m^3 [4].

Čertovka

Celkový objem vytěžené rubaniny na lokalitě Čertovka včetně nakypření činí 5 556 000 m^3 . Kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě v rámci povrchových lomů dostupných do 25 km od povrchového areálu HÚ jsou v souhrnné výši 2 250 000 m^3 horniny. Z toho vyplývá, že nadbytek rubaniny neuložitelný do těchto lomů činí 3 306 000 m^3 [4].

Čihadlo

Celkový objem vytěžené rubaniny na lokalitě Čihadlo včetně nakypření činí 6 813 000 m^3 . Kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě v rámci povrchových lomů dostupných do 25 km od povrchového areálu HÚ jsou v souhrnné výši 1 890 000 m^3 horniny. Z toho vyplývá, že nadbytek rubaniny neuložitelný do těchto lomů činí 4 923 000 m^3 [4].

Horka

Celkový objem vytěžené rubaniny na lokalitě Horka včetně nakypření činí 7 664 000 m^3 . Kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě v rámci povrchových lomů dostupných do 25 km od

povrchového areálu HÚ jsou v souhrnné výši 2 040 000 m³ horniny. Z toho vyplývá, že nadbytek rubaniny neuložitelný do těchto lomů činí 5 624 000 m³ [4].

Hrádek

Celkový objem vytěžené rubaniny na lokalitě Hrádek včetně nakypření činí 6 266 000 m³. Kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě v rámci povrchových lomů dostupných do 25 km od povrchového areálu HÚ jsou v souhrnné výši 7 700 000 m³ horniny. Z toho vyplývá, že nadbytek rubaniny neuložitelný do těchto lomů činí 0 m³ a blízké lomy tudíž disponují kapacitní rezervou pro uložení cca 1 434 000 m³ rubaniny [4].

Janoch (ETE-jih)

Celkový objem vytěžené rubaniny na lokalitě Janoch včetně nakypření činí 7 491 000 m³. Kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě v rámci povrchových lomů dostupných do 25 km od povrchového areálu HÚ jsou v souhrnné výši 1 050 000 m³ horniny. Z toho vyplývá, že nadbytek rubaniny neuložitelný do těchto lomů činí 6 441 000 m³ [4].

Kraví hora

Celkový objem vytěžené rubaniny na lokalitě Kraví hora včetně nakypření činí 7 364 000 m³. Kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě v rámci povrchových lomů dostupných do 25 km od povrchového areálu HÚ jsou v souhrnné výši 2 520 000 m³ horniny. Z toho vyplývá, že nadbytek rubaniny neuložitelný do těchto lomů činí 4 844 000 m³ [4].

Magdaléna

Celkový objem vytěžené rubaniny na lokalitě Magdaléna včetně nakypření činí 6 885 000 m³. Kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě v rámci povrchových lomů dostupných do 25 km od povrchového areálu HÚ jsou v souhrnné výši 3 000 000 m³ horniny. Z toho vyplývá, že nadbytek rubaniny neuložitelný do těchto lomů činí 3 885 000 m³ [4].

Na Skalním (EDU-západ)

Celkový objem vytěžené rubaniny na lokalitě Na Skalním včetně nakypření činí 8 634 000 m³. Kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě v rámci povrchových lomů dostupných do 25 km od povrchového areálu HÚ jsou v souhrnné výši 1 590 000 m³ horniny. Z toho vyplývá, že nadbytek rubaniny neuložitelný do těchto lomů činí 7 044 000 m³ [4].

Tab. 12 – Kvantifikace indikátoru Možnost trvalého uložení rubaniny

Č.	Lokalita	Celkový objem rubaniny bez zpětného zásypu [m ³]	Kapacitní možnosti pro uložení rubaniny v lokalitě [m ³]	Nadbytek rubaniny [m ³]
1	Březový potok	6 878 000	5 212 000	1 666 000
2	Čertovka	5 556 000	2 250 000	3 306 000
3	Čihadlo	6 813 000	1 890 000	4 923 000
4	Horka	7 664 000	2 040 000	5 624 000
5	Hrádek	6 266 000	7 700 000	0
6	Janoch (ETE-jih)	7 491 000	1 050 000	6 441 000
7	Kraví hora	7 364 000	2 520 000	4 844 000
8	Magdaléna	6 885 000	3 000 000	3 885 000
9	Na Skalním (EDU-západ)	8 634 000	1 590 000	7 044 000

Hodnocení indikátoru

Hodnotící škála tohoto indikátoru může teoreticky nabývat hodnot 1 (Y_{MIN}) až 5 (Y_{MAX}), přičemž:

1 – bodové ohodnocení odpovídající nejnižšímu teoretickému objemu nadbytku rubaniny (neuložitelné rubaniny do lomů v blízkém okolí HÚ) v m^3 , tj. 0 m^3

5 – bodové ohodnocení lokality s nejvyšší hodnotou nadbytku rubaniny (neuložitelné rubaniny do lomů v blízkém okolí HÚ) v m^3

$$H_{NR_{HÚ,lok}} = 1 + 4 \frac{NR_{lok} - NR_{TEOR.MIN}}{NR_{MAX} - NR_{TEOR.MIN}} = 1 + 4 \frac{NR_{lok}}{NR_{MAX}} \quad (9)$$

kde

NR_{lok} nadbytek rubaniny = objem rubaniny neuložitelné v blízkém okolí do lomů na lokalitě

$NR_{TEOR.MIN}$ teoreticky nejnižší hodnota nadbytku rubaniny na lokalitách, tj. 0 m^3

NR_{MAX} maximální hodnota objemu nadbytku rubaniny na lokalitách

Tímto výpočtem lze bodově zhodnotit každou lokalitu zvlášť. Bodové hodnocení všech devíti lokalit je přehledně uvedeno v Tab. 13.

Tab. 10 – Hodnocení indikátoru Možnost trvalého uložení rubaniny

Indikátor	Hodnocení indikátoru								
	BP	ČE	ČI	HO	HR	ETE-J	KH	MA	EDU-Z
Možnost trvalého uložení rubaniny	1,95	2,88	3,80	4,19	1,00	4,66	3,75	3,21	5,00

ZÁVĚR

Tato práce, prostřednictvím vybraných dokumentů, které mapují mé dosavadní zkušenosti s podzemním stavitelstvím, upozorňuje na problematiku některých jeho dílčích aspektů, včetně jejich řešení.

Podzemní stavitelství je neskutečně krásný obor, který v sobě spojuje mnoho teoretických a praktických dovedností z mnoha odvětví. Jeho výsledkem je vytváření lidstvu i životnímu prostředí prospěšných staveb pro několik generací. V návaznosti na aktuální nedostatek místa pro stavby na povrchu se investoři stále častěji snaží podzemí využívat. Tím vzniká zvýšená poptávka po podzemních stavbách, která přináší rozvoj oboru jako celku.

S ohledem na skutečnost, že při návrhu je obvykle využíváno spolupůsobení okolního horninového/zeminového prostředí, způsobuje občas realizace podzemních děl (spolu s výsledky geotechnického monitoringu) jednotlivým účastníkům výstavby bezesné noci i potěšení. Tím se realizace podzemních staveb stává velmi zajímavou a do jisté míry i dobrodružnou.

V Praze 13.12.2021

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.