

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

Fakulta stavební

Katedra geotechniky



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Technicko-ekonomické zhodnocení alternativy možnosti realizace hloubených tunelů ve Stromovce v rámci tunelového komplexu Blanka – návrh technického řešení hloubeného tunelu a porovnání s realizovaným tunelem

PRAHA, leden 2024

Bc. Matyáš JANDA



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra geotechniky

Technicko-ekonomické zhodnocení alternativy možnosti realizace hloubených tunelů ve Stromovce v rámci tunelového komplexu Blanka – návrh technického řešení hloubeného tunelu a porovnání s realizovaným tunelem

Technical and economic evaluation of the alternative possibility of the excavated tunnels in Stromovka within the Blanka Tunnel Complex – proposal of the technical solution of the excavated tunnel and comparison with the realized tunnel

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Bc. Matyáš Janda

Bakalářský studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: doc. Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.

Praha, leden 2024

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: <u>Janda</u>	Jméno: <u>Matyáš</u>	Osobní číslo: <u>484608</u>
Zadávací katedra: <u>K 135 Katedra geotechniky</u>		
Studijní program: <u>SI</u>		
Studijní obor/specializace: <u>Konstrukce a dopravní stavby</u>		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Technicko-ekonomické zhodnocení alternativy možnosti realizace hloubených tunelů ve Stromovce v rámci Tunelového komplexu Blanka - návrh technického řešení hloubeného tunelu a porovnání s realizovaným tunelem

Název diplomové práce anglicky: Technical and economic evaluation of the alternative possibility of the realization of excavated tunnels in Stromovka within the Blanka Tunnel Complex - proposal of the technical solution of the excavated tunnel and comparison with the realized tunnel

Pokyny pro vypracování:

Předmětem diplomové práce bude návrh alternativního technického řešení realizace Bubenečského tunelu, v prostředí přírodní památky Stromovka. Součástí návrhu bude zejména:

1. Návrh podélného vedení tunelu tak, aby v úseku pod vodními toky a železniční tratí Praha - Kralupy nad Vltavou byla umožněna bezpečná ražba a nebylo nutné demolovat stávající objekt Šlechtovy restaurace
2. Návrh technického řešení, včetně zajištění stavební jámy azpracování statického výpočtu v software GEO 5
3. Zpracování textové a výkresové části pro navrhované technické řešení (situační, podélný řez, vzorový příčný řez, charakteristické příčné řezy apod.)
4. Návrh geotechnického monitoringu pro navržené technické řešení
5. Rozvaha nad možností realizace dle navrhovaného technického řešení v návaznosti na podmínky realizace z projednání stavby č. 0079 Špejchar - Pelc-Tyrolka
6. Zpracování oceněného soupisu prací pro navrhované technické řešení a porovnání se skutečnou cenou dle zrealizovaného řešení (v původních cenách z doby realizace)

Seznam doporučené literatury:

1. Realizační dokumentace dotčených stavebních objektů stavby č. 0079 Špejchar - Pelc-Tyrolka
2. Závěrečná zpráva podrobného inženýrsko-geologického průzkumu stavby č. 0079 Špejchar - Pelc-Tyrolka
3. Příspěvky ze sborníků tuzemských i zahraničních konferencí a odborných časopisů o předmětné stavbě
4. Navrhování základových a pažících konstrukcí, Jan Masopust, ČKAIT, 2018
5. Uživatelský manuál geotechnického software GEO 5, Fine spol. s r.o.

Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 20.9.2023

Termín odevzdání DP v IS KOS: 8.1.

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

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

3.10.2023
Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem svou diplomovou práci vypracoval samostatně a použil jsem pouze podklady uvedené v příloženém seznamu.

Nemám závažný důvod proti užití tohoto školního díla ve smyslu § 60 zákona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů.

V Praze dne

.....

Matyáš JANDA

Poděkování

Tímto bych chtěl poděkovat svému vedoucímu prof. doc. Ing. Alexandru Butovičovi Ph.D., za odborné vedení, cenné připomínky a rady během vypracovávání této práce a za vstřícnost při konzultacích.

Anotační list

Název práce	Technicko-ekonomické zhodnocení alternativy možnosti realizace hloubených tunelů ve Stromovce v rámci Tunelového komplexu Blanka – návrh technického řešení hloubeného tunelu a porovnání s realizovaným tunelem <i>Technical and economic evaluation of the alternative possibility of the excavated tunnels in Stromovka within the Blanka Tunnel Complex – proposal of the technical solution of the excavated tunnel and comparison with the realized tunnel.</i>
Autor	Bc. Matyáš JANDA
Studijní program	Stavební inženýrství
Akademický rok	2023/2024
Druh práce	Diplomová
Katedra	Katedra geotechniky (k135)
Vedoucí práce	doc. Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.

Abstrakt

Tato diplomová práce se zabývá ekonomickým i technickým porovnáním alternativního návrhu tunelového komplexu Blanka v úseku pod parkem Stromovka s jeho realizovanou variantou. Alternativní návrh spočívá v otevření stavební jámy napříč parkem, výstavbou tunelu spolu s jeho zasypáním a následné obnovení parku. Stávající tunel byl proveden jako ražený a v parku nebyly plánovány žádné významné zásahy do jeho funkčnosti. Na základě využitých metod je stanovena cena hloubeného tunelu a ta je porovnána s cenou realizovaného tunelu.

Klíčová slova

hloubený tunel, park Stromovka, alternativní návrh, ekonomické porovnání

Abstract

This thesis deals with the economic and technical comparison of the alternative design of the Blanka tunnel complex in the section under the Stromovka park with its realised variant. The alternative design consists in opening a construction pit across the park, building a tunnel together with its backfilling and subsequent restoration of the park. The existing tunnel has been constructed as an embossed tunnel and there were no plans of significant interference to the parks functionality. Based on the methods used, the cost of the excavated tunnel is determined and compared with the cost of the completed tunnel.

Keywords

Excavated tunnel, Stromovka park, alternative design, economic comparison

Obsah

Seznam obrázků.....	11
Seznam tabulek.....	12
Úvod.....	13
1 Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM).....	14
1.1 Geomechanické principy.....	16
1.1.1 Fenner-Pacherova křivka	17
1.2 Technologické principy.....	19
1.3 Metody rozpojování hornin.....	19
1.3.1 Použití trhavin.....	19
1.3.2 Bez použití trhavin.....	22
1.3.3 Nakládání a odvoz rubaniny	23
1.4 Členění výrubu	24
1.5 Vystrojení výrubu.....	26
1.5.1 Primární ostění (popis a funkce hlavních prvků).....	26
1.5.2 Doplnující opatření	27
1.5.3 Hydroizolace tunelu.....	30
1.5.4 Sekundární (definitivní) ostění	32
1.6 Geotechnický monitoring.....	34
2 Mělké podzemní stavby	36
2.1 Hloubené tunely („cut & cover“).....	36
2.1.1 „Bottom & up“	37
2.1.2 „Top & down“ (metoda čelního odtěžování).....	38
2.1.3 Metoda želva.....	39
2.2 Přesypávané tunely.....	40
2.2.1 Systém BEBO	41
2.2.2 Systém TUBOSIDER	42
2.2.3 Systém HAMCO.....	43
2.2.4 Systém MATIÈRE	44
2.2.5 Tenkostěnný obloukový most-TOM 2.....	45
3 Pažící konstrukce stavebních jam	46
3.1 Typy pažících konstrukcí	48
3.1.1 Záporové pažení.....	48
3.1.2 Mikrozáporové pažení	49

3.1.3	Štětové stěny	49
3.1.4	Pilotové stěny.....	51
3.1.5	Trysková injektáž.....	53
3.1.6	Podzemní stěny	54
3.2	Zatížení pažících konstrukcí	57
3.2.1	Zemní tlaky	57
3.2.2	Přírůstky zemních tlaků	59
3.2.3	Podzemní voda.....	59
4	Geologické poměry parku Stromovka	60
4.1	Geologické poměry	60
4.1.1	Pokryvné útvary	60
4.1.2	Horniny skalního podloží – ordovik	61
4.1.3	Zóny zvětrávání horninového masivu skalního podloží	62
4.2	Hydrogeologické poměry.....	63
4.2.1	Podzemní vody v pokryvných úvarech.....	63
4.2.2	Podzemní vody v horninách skalního podloží	63
5	Technické řešení realizovaného tunelu Blanka v úseku Stromovka.....	64
5.1	Konstrukční řešení	64
5.1.1	Primární ostění.....	65
5.1.2	Kotvení.....	65
5.1.3	Jehlování	66
5.1.4	Ochrana čeleb	66
5.1.5	Mikropilotový deštník.....	66
5.1.6	Sanační injektáže	66
5.1.7	Hydroizolační systém	67
5.1.8	Mimořádné události v Královské oboře.....	68
5.1.9	Definitivní ostění ražených tunelů.....	70
5.2	Deformační účinky ražeb	71
6	Hloubený tunel.....	72
6.1	Podmínky pro realizaci	72
6.2	Zařízení staveniště.....	74
6.3	Doprava na staveniště	75
6.4	Stavební jáma.....	75
6.4.1	Popis systému řešení.....	75
6.4.2	Popis technického řešení.....	76

6.4.3	Odvoz rubaniny.....	78
6.4.4	Odvodnění stavební jámy	79
6.4.5	Statický výpočet a návrh dimenzí.....	79
6.5	Realizace konstrukce tunelu.....	85
6.5.1	Popis technického řešení.....	85
6.5.2	Provádění	86
7	Ekonomické porovnání	88
7.1	Rozpočet raženého tunelu	88
7.2	Rozpočet hloubeného tunelu.....	89
7.3	Porovnání	90
8	Závěr	91
	Bibliografie	92

Seznam obrázků

Obrázek 1 - Aplikace stříkaného betonu jako primární ostění [22].....	15
Obrázek 2 - Uvolnění horninového napětí po zhotovení výrubu [16].....	16
Obrázek 3 - Fenner-Pacherova křivka [3].....	17
Obrázek 4 - Schéma rozdělení skupin vrtů [17]	20
Obrázek 5 - výložníková fréza ATLAS COPCO ROCKET BOOMER 353ES [18]	22
Obrázek 6 - Impaktor Caterpillar na pásovém podvozku [4]	23
Obrázek 7 - Damper Volvo A40E [23].....	24
Obrázek 8 - Vertikální členění výrubu [2].....	25
Obrázek 9 - Horizontální členění výrubu [2].....	25
Obrázek 10 - Obnažené hnané pažení průzkumné štoly Cholupického tunelu [3].....	27
Obrázek 11 - Mikropilotové deštníky na portálu Cholupického tunelu [3].....	28
Obrázek 12 - Injektáž čelby [19]	29
Obrázek 13 - Montážní plošina pro instalaci fóliové hydroizolace [3]	31
Obrázek 14 - Instalace organizovaných svodů [3].....	32
Obrázek 15 - Schématický postup výstavby metodou "bottom & up" [5]	37
Obrázek 16 - Schéma realizace metodou "top & down" [20].....	38
Obrázek 17 - Odtěžování kaloty pod klenbou [6].....	39
Obrázek 18 - Prefabrikovaná konstrukce systému BEBO [5]	41
Obrázek 19 - Podjezd pod dálničním tělesem ze systému TUBOSIDER [5].....	42
Obrázek 20 - Výstavba podchodu ze systému HAMCO [5]	43
Obrázek 21 - Aplikace systému MATIÈRE na tunelu Tokio [5]	44
Obrázek 22 - Silniční most realizovaný prefabrikáty TOM 2 [5].....	45
Obrázek 23 - Hlavní části konstrukce pažené stavební jámy	47
Obrázek 24 - Záporové pažení [9]	48
Obrázek 25 - Mikrozáporové pažení [9].....	49
Obrázek 26 – Štětové stěny [21].....	51
Obrázek 27 - Pilotová stěna [9]	53
Obrázek 28 - Postup provádění tryskové injektáže [24].....	54
Obrázek 29 - Podzemní stěna [9].....	56
Obrázek 30 - Vzorový příčný řez primárním ostěním [12]	64
Obrázek 31 - Vertikální členění kaloty 2.....	69
Obrázek 32 - Vertikální členění kaloty 1	69
Obrázek 33 - Umístění rozvodny a přípojky na vodovod.....	74
Obrázek 34 - Trasa do mezideponie	78
Obrázek 35 - Štětová stěna - poslední fáze hloubení (hluboká jáma)	81
Obrázek 36 - Hřebíkový svah (hluboká jáma).....	82
Obrázek 37 - Štětová stěna - poslední fáze hloubení (mělká jáma).....	83
Obrázek 38 - Hřebíkový svah (hluboká jáma).....	84

Seznam tabulek

Tabulka 1 - Technologické třídy NRTM [12]	65
Tabulka 2 - Shrnutí nákladů raženého tunelu	88
Tabulka 3 – Shrnutí nákladů hloubeného tunelu	89
Tabulka 4 - shrnutí nákladů za jednotlivé pracovní činnosti	90
Tabulka 5 - porovnání cen raženého a hloubeného tunelu	90

Úvod

Tato diplomová práce se zabývá ekonomickým a technickým porovnáním alternativního návrhu tunelového komplexu Blanka v úseku pod parkem Stromovka s jeho realizovanou variantou.

Celá diplomová práce je rozdělena na dvě hlavní části. První část je teoretická, která se zabývá vybranými metodami realizace tunelů a také možnostmi pažení stavebních jam. První metodou je Nová rakouská tunelovací metoda, která byla ve velké míře využita při ražbě tunelového komplexu Blanka a druhou metodou je hloubení tunelů z povrchu. Tyto kapitoly jsou rozvedeny především kvůli následné aplikaci informací v druhé části práce.

Druhá část práce je praktická, jejíž cílem je navrhnout smysluplnou alternativu dnes raženého tunelu v úseku pod Stromovkou - hloubený tunel. Autor práce si je vědom komplexnosti možných problémů, a pokusí se objasnit všechny důležité aspekty značně ovlivňující ekonomickou, ale i technickou stránku návrhu. Pro návrh byly zásadní geologické a hydrogeologické podmínky v parku Stromovka, a proto je jim v této části věnována samostatná kapitola. Dále jsou zde shrnuty základní informace o technickém řešení stávajícího tunelu Blanka, doplněné o výkresy, nebo informace o mimořádných událostech, ke kterým došlo v průběhu realizace. Hlavní kapitolou je nový návrh hloubeného tunelu, navazující na ražené části tunelu a také jeho ocenění, vycházející z cen v době realizace.

Závěrem práce jsou shrnuty poznatky a ekonomické údaje o případné stavbě hloubeného tunelu. Na základě těchto informací je autorem práce subjektivně porovnáno, zda alternativní hloubené řešení má smysl.

Dokladované přílohy práce tvoří základní výkresová dokumentace, obsahující situační výkres, půdorys, podélný profil, charakteristické a vzorové řezy, posouzení stavební jámy na stabilitu a rozpočet.

1 Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM)

Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM) je v oblasti výstavby tunelů velmi uznávanou metodou. Vznikla v Rakousku v 60. letech 20. století a od té doby se díky své přizpůsobivosti a účinnosti v různých geologických podmínkách rozšířila po celém světě. V České republice se začala využívat až po roce 1989.

„Tato metoda, využívá nosných vlastností horninového masivu s cílem optimalizovat proces ražení a zabezpečování výrubu a minimalizovat s tím spojené ekonomické náklady. Při výstavbě tunelů pomocí NRTM je obvykle stabilita výrubu zajištěna primárním ostěním a definitivní konstrukce tunelové trouby (sekundární ostění) je budována teprve po ustálení napětově-deformačního stavu v okolí výrubu. Hlavními konstrukčními prvky primárního ostění jsou stříkaný beton a kotevní systém. Nedílnou součástí NRTM je geotechnický monitoring opírající se především o měření deformací tunelového výrubu. NRTM se tak z hlediska geotechnického řadí do skupiny observačních metod, u kterých je průběh výstavby průběžně sledován, a způsob ražby a zajištění výrubu primárním ostěním jsou upravovány podle skutečného chování výrubu a horninového masivu“ [1]

Proces realizace zahrnuje několik klíčových kroků, které budou podrobněji popsány v dalších kapitolách:

Ražba: Tunel se razí po jednotlivých úsecích, takzvaných záběrech o délce 1 – 3 m.

Primární ostění: Jakmile je úsek vyražen, je okamžitě podepřen pomocí ocelových rámců, radiálních svorníků, svařované sítě a stříkaného betonu, aby se zabránilo nežádoucím pohybům.

Monitorování: Jedná se o klíčový aspekt NRTM. Provádí se průběžné monitorování napětí, deformace a dalších geologických faktorů, aby bylo možné posoudit chování okolní horniny nebo zeminy. Na základě těchto údajů se podle potřeby upravuje podpůrný systém.

Sekundární ostění: Po stabilizaci výrubu se na konstrukci aplikuje sekundární ostění, často železobetonové, které konstrukci dokončí.

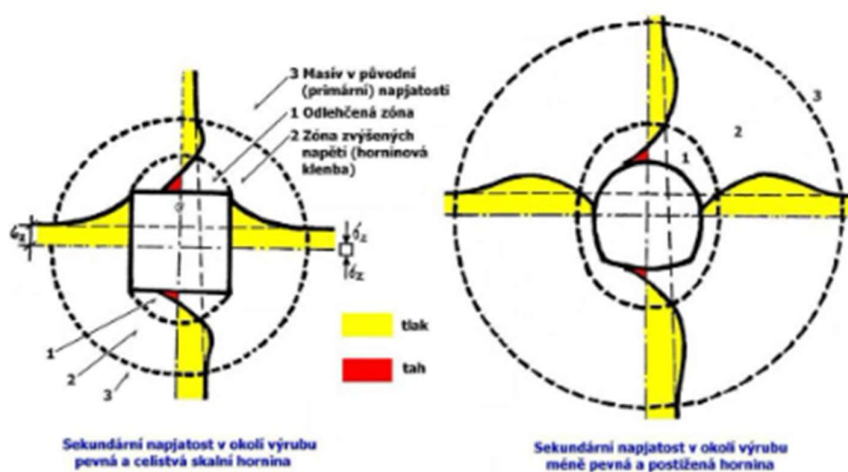
Mezi hlavní výhody NRTM patří její přizpůsobivost různým geologickým a hydrogeologickým podmínkám, schopnost reagovat na geologické problémy v reálném čase díky probíhajícímu procesu monitorování a také aplikace optimálního množství výztužných prvků díky spolupůsobení konstrukce s horninovým prostředím, jehož vlastnosti jsou maximálně využívány. Další výhodou je možnost výrazného snížení stavebních nákladů (až desítky procent) při zachování vysoké kvality a bezpečnosti. [2]



Obrázek 1 - Aplikace stříkaného betonu jako primární ostění [22]

1.1 Geomechanické principy

Aby bylo možné co nejefektivněji využít působení horninového masivu jako nosného prvku, je nutné při rozpojování zajistit co nejrychlejší zpevnění povrchu výrubu pomocí stříkaného betonu a s použitím zpravidla radiálních svorníků, které zlepšují vlastností masivu. Spolupůsobením horninového masivu s primárním ostěním vzniká nosný systém přenášející zatížení/napětí vzniklá v masivu provedením výrubu. V případě hlubších podzemních děl je nutné snížit napětí masivu umožněním radiálních deformací masivu směrem do výrubu na hodnotu, kterou jsou nosné konstrukce schopné přenést po doznění deformací. Koncepce technologie ražení a vyztužování musí být zaměřena na maximální využití vlastností horninového masivu. [2]

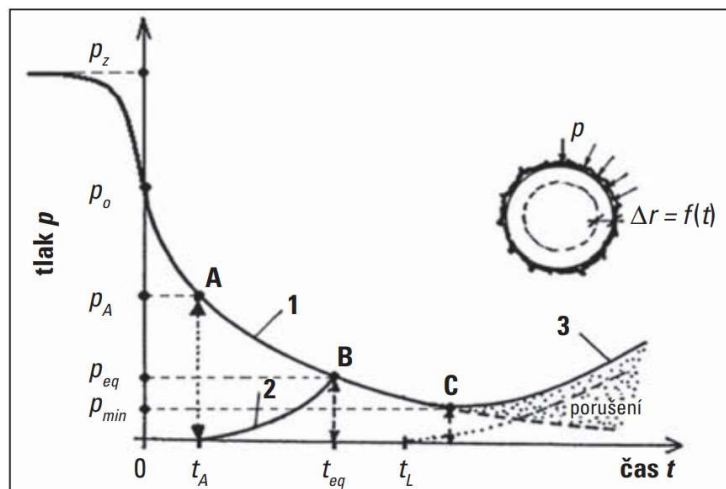


Obrázek 2 - Uvolnění horninového napětí po zhotovení výrubu [16]

1.1.1 Fenner-Pacherova křivka

Moderní metody ražení podzemních děl vychází z teorie, že tlak na ostění se za určitých podmínek sníží, pokud je umožněna určitá deformace výztuže i horninového masivu. Termín „horninová klenba“ se změnil na „nosný horninový prsteneč“, který se formuje v okolí výrubu a je při ražbě zesilován a vyztužován různými způsoby. Fenner-Pacherova křivka (viz obr. 3) ukazuje, jak horninový masiv reaguje na deformaci výrubu. Z této křivky je patrné, že společně s nárůstem radiální deformace výrubu klesá tlak, který horninový masiv vyvíjí na výrub. Tato deformace vede k přerozdělení napětí v okolí výrubu a postupnému uvolňování horninového masivu, což má za důsledek zhoršování jeho geotechnických parametrů.

Pokud je líc výrubu v určité fázi podepřen primárním ostěním nebo je vyztužen kotvením či jinými opatřeními, dochází v horninovém masivu (nosném horninovém prstenci) k obnově rovnovážného stavu. To znamená, že se deformace stabilizují a tlak na výrub se tak dále nezvětšuje. Čím dříve je tedy osazeno ostění, tím větší tlak na něj působí a k dosažení rovnovážného stavu je tak potřeba většího odporu. V případě zanedbání



Obrázek 3 - Fenner-Pacherova křivka [3]

deformací horninového masivu před čelbou, by bylo potřeba k dosažení rovnovážného stavu ihned po provedení výrubu vyvolat odpor rovnající se geostatickému napětí v dané hloubce. Tlak na ostění postupně klesá se zvyšující se deformací horninového masivu, avšak existuje kritický bod, kde deformace a změna napětí v okolí výrubu způsobí rozvolnění horninového masivu a zhoršení jeho geotechnických vlastností. To vede ke zvyšování tlaku na ostění a v případě příliš pozdní instalace primárního ostění může dojít až k zavalení výrubu. „Po nástřiku primárního ostění dochází v čase k nárůstu pevnosti a tím i tuhosti betonu. V

počáteční fázi po nástřiku je primární ostění stále dostatečně měkké, aby bylo schopné bez poškození (vzniku trhlin a podrcení) přenášet stále probíhající deformace výrubu. V principu může dojít ke třem dále uvedeným situacím“ [3]

- Ideálním případem je situace, kdy dochází ke zvyšování tuhosti primárního ostění zároveň se snižováním deformací výrubu a vzniká tak rovnovážný stav. V takovém případě je ostění do výrubu vsazeno v správný okamžik a má ideální tuhost.
- V dalším případě je ostění vsazeno příliš brzy a dochází tak k jeho enormnímu namáhání horninovým tlakem, při kterém může dojít k poruše integrity nosného horninového prstence a následnému kolapsu tunelu. Zabránit takovému závěru lze například dokotvením nosného prstence.
- Pokud je ostění vsazeno naopak příliš pozdě, nebo nemá dostatečnou tuhost, může dojít vlivem přílišného rozvolnění horniny k poškození nosného prstence a ke ztrátě stability.

Z těchto důvodů je nutné v průběhu ražby provádět geotechnický monitoring, (viz. kapitola 1.5.), geodetické měření deformací primárního ostění a také sledování deformací horninového masivu např. pomocí extenzometrů. [3]

1.2 Technologické principy

Při nové rakouské tunelovací metodě jsou využívány různé možnosti rozpojování hornin, které umožňují flexibilitu v různých geologických podmínkách a projektových požadavcích. Různé možnosti rozpojování se často používají na základě specifických geologických vlastností lokality, velikosti a tvaru tunelu, bezpečnostních hledisek, nebo nutného okamžitého podepření a monitorování během výstavby. Způsob rozpojování se může v průběhu ražby tunelu měnit v závislosti na měnících se podmínkách, které se vyskytují podél trasy tunelu.

„Vystrojování a zajišťování výrubu se provádí především stříkaným betonem (primární/vnější ostění), doplněným příhradovými nebo plnostěnnými obloukovými nosníky a výztužnými sítěmi a/nebo drátkobetonem. Sprázení tohoto vnitřního vystrojení výrubu s horninovým masivem je zajištěno pomocí soudržnosti líce výrubu se stříkaným betonem a kotevním systémem. Definitivní/vnitřní ostění se obvykle provádí z monolitického betonu (prostého nebo vyztuženého) a je obvykle chráněno mezilehlou fóliovou izolací. V souladu s požadavky konkrétního projektu je také možné provést vodotěsné vnitřní ostění z vodonepropustného betonu bez fóliové izolace nebo primární/vnější ostění ze stříkaného betonu ponechat jako definitivní.“ [2]

1.3 Metody rozpojování hornin

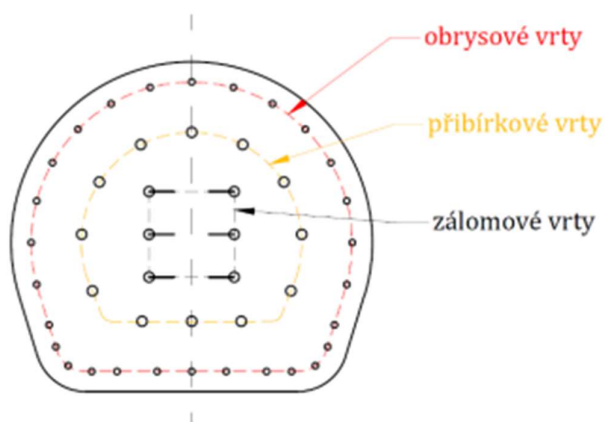
NRTM je vhodnou metodou do různorodých geologických podmínek a při ražbě je možné použít různé způsoby rozpojování hornin. Ty nejpoužívanější jsou popsány v následujících kapitolách.

1.3.1 Použití trhavin

Trhací práce se aplikují ve skalních horninách, buď pro rozpojení celého profilu, nebo pro částečné rozpojení s následným mechanickým rozpojováním. Pro navrtání čela výrubu se využívají speciální vrtací vozy, které mohou mít jednu nebo často více lafet (ramen s vrtacím zařízením) podle velikosti tunelu. Pro větší tunely se často používají vrtací vozy s více (až čtyřmi) lafetami a s ramenem, které nese manipulační plošinu. Čelo výrubu je navrtáváno pomocí specifického schématu vrtů, který je přizpůsobený typu horniny a postupu trhání. Nastavení lafet vrtacího vozu do pozice pro navrtání jednotlivých vrtů podle schématu může být prováděno ručně – tedy každá lafeta je ručně navedena do správné vrtací pozice. U nejnovějších typů vrtacích vozů se toto nastavení provádí také pomocí počítačového systému

a vrtání probíhá částečně nebo zcela automaticky. Důležitým faktorem pro správnost vrtů a způsob navrtání výrubu je dodržení profilu tunelu. Vrty se obvykle dělí do tří základních skupin: zálomové v centru čelby, které jsou vrtány v menších vzdálenostech; obrysové, které jsou vrtány po obvodu čelby v určité vzdálenosti (asi 0,5 až 0,8 m); a ostatní, které jsou rozmístěny po celé čelbě s určitou frekvencí. [2]

Rozpojování hornin se uskutečňuje za pomoci průmyslových trhavin, které jsou umístěny do jednotlivých vrtů a následně jsou iniciovány roznětem. Roznět bývá obvykle elektrický, ale může být i bleskovicový nebo pomocí zápalnice. Odpalování řídí osoba s oprávněním střelmistra dle příslušného schématu stanoveného v projektu trhacích prací (případně technický vedoucí odstřelu). Jednotlivé nálože se iniciují s časovým odstupem, aby se dosáhlo maximálního efektu trhací práce při co nejpřesnějším dodržení tvaru tunelu a minimalizaci rozptylu horninového materiálu z místa odstřelu. Obvykle začíná tzv. "zálom" v centru čelby s maximální výbušnou kapacitou, což uvolňuje prostor pro přibírání dalších částí výrubu. Následuje iniciace dalších vrstev vrtů (přibírkové vrty), každá s časovým odstupem. Jako poslední jsou iniciovány nálože po obvodu s nejnižší výbušnou kapacitou, které zajišťují rozpojení horniny v rozsahu pokud možno přesného tvaru výrubu. Někdy se



Obrázek 4 - Schéma rozdělení skupin vrtů [17]

obrysové vrty buď nenabíjí, nebo se nabíjí jen některé, a mohou se použít speciální nálože s distančními vložkami nebo se horniny chrání dřevěnými lištami vloženými do výrubu, v závislosti na vlastnostech horninového masivu. Nabité vrty se obvykle utěšňují jílovou ucpávkou (šulky). Celý odstřel s časovým odstupem trvá obvykle 2 až 3 sekundy.

Hlukové a seismické účinky odstřelů mohou omezit používání trhacích prací v nočních hodinách v blízkosti obydlených oblastí. Seismické účinky mohou také ovlivnit citlivá průmyslová a kancelářská zařízení umístěná na povrchu.

Po provedení odstřelu je zásadní provést odvětrání pracoviště na čelbě, a to pomocí systému odvětrávání, který je nezbytnou součástí každého tunelu a je nezbytný pro bezpečnost prací v něm. Existují tři základní systémy větrání:

- Sací
- foukací
- kombinované.

Délka odvětrání závisí na výkonu ventilátorů, průměru větracího potrubí, průřezu tunelu a vzdálenosti čelby od výstupu větracího potrubí na povrchu, a také na zvoleném systému větrání. Nejúčinnější je foukací větrání, které zajišťuje přívod čistého vzduchu na pracoviště, avšak má nevýhodu v tom, že zplodiny putují celou délkou tunelu až k portálu. Kombinované větrání je velmi vhodné, protože rychle odvádí zplodiny a znečištěný vzduch ven za určitou bezpečnou vzdáleností za čelbou. Naopak nejméně účinné je sací větrání, které odsává zplodiny z čelby, zatímco čistý vzduch je nasáván plným profilem tunelu vpřed na čelbu. Pro výstavbu tunelu je nezbytné mít připravený projekt větrání podle požadavků báňských předpisů, který stanoví způsob odvětrávání tunelu. Zvláštní pozornost je třeba věnovat vyústění ventilace na povrchu, zejména v městských oblastech, a zabezpečení proti znečištění ovzduší a hlukovým emisím. Kvalita ovzduší v tunelu musí být pravidelně monitorována během výstavby a výsledky archivovány. [2]

1.3.2 Bez použití trhavin

Při rozpojování bez použití trhavin jsou využívány následující mechanismy:

- Frézy na pásovém podvozku s výložníkem (tzv. roadheader) se využívají u hornin s pevností do 50 MPa, jako jsou pískovce či jílovcové horniny. Tyto frézy nabízejí výhodu velmi přesného výrubu, snižují nadvýlomy a spotřebu stříkaného betonu a umožňují kontinuální odtěžování během řezání. Avšak mají vysoký příkon a jsou omezené využitím v závislosti na pevnosti a proměnlivosti hornin.
- Hydraulické kladivo (impaktor) se spíše využívá pro lokální rozpojování a profilaci.
- Tunelbagry jsou vysokovýkonné bagry s možností natáčení ramene podle profilu tunelu, používané pro rozpojování v měkčích horninách (do 30-40 MPa) a pro profilaci výrubu.

Po rozpojení výrubu následuje profilace a obtrhání čela výrubu, které provádějí tunelbagry a impaktory, nebo u menších profilů ruční sbíječky. [2]



Obrázek 5 - výložníková fréza ATLAS COPCO ROCKET BOOMER 353ES [18]



Obrázek 6 - Impaktor Caterpillar na pásovém podvozku [4]

1.3.3 Nakládání a odvoz rubaniny

Po rozpojení následuje nakládání a odvoz rubaniny. U roadheaderů a určitých typů tunelbagrů, jako je SHAEFF, probíhá nakládání hornin současně s rozpojováním a to pomocí klepetového nakladače na přední části stroje a hřeblového dopravníku, který přepravuje materiál přímo do korby nákladních vozidel umístěných za razícím strojem. V měkčích horninách je možné nakládat materiál přímo lžící tunelbagru. V ostatních případech se využívají výkonné nakladače, obvykle na kolech, a někdy i pásové. U tunelů s menším průřezem bývá požadováno boční výklopné zařízení lžice nakladače. V krátkých tunelech do délky cca 200 m lze odvážet rubaninu pomocí velkoobjemové lžice nakladače. V delších tunelech se vytěžený materiál obvykle přepravuje pomocí kolových nákladních vozidel (demprů), pokud není možné jej uložit přímo na místě. Tato vozidla odvázejí rubaninu do mezideponie před tunelem. Z mezideponie je pak materiál dopravován jinými dopravními způsoby na místo dlouhodobého uložení. Někdy je materiál předrcen a znovu použit v jiných částech stavby.

V rámci NRTM se speciální kolejová doprava v podzemí využívá obvykle u menších tunelů, nebo spíše štol. Tento režim podléhá přísným báňským předpisům určeným pro kolejovou dopravu v podzemí. Maximální podélný sklon tratí pro lokomotivní dopravu musí být menší než 3,5% a musí být zachován určitý průjezdný profil.

Celkově lze říci, že zejména u dlouhých tunelů a tunelů s menším průřezem se doprava v tunelu a její organizace často stávají hlavním limitujícím faktorem pro efektivitu ražby

tunelu. Pokud je profil tunelu nedostatečně velký, aby se v něm mohly dopravní prostředky míjet, je nutné vytvořit tzv. výhybny a to obvykle každých 150 až 300 m.

Velká pozornost musí být věnována stavu počvy tunelu a jeho odvodnění do sběrných jímek a odčerpávání mimo tunel, s cílem zajištění optimální rychlosti dopravy v rámci tunelu. [2]



Obrázek 7 - Damper Volvo A40E [23]

1.4 Členění výrubu

Tunely mohou být raženy buď tzv. plným profilem, kdy se výrub razí najednou, nebo může být výrub členěn na jednotlivé části, které se razí postupně. Členění výrubu se obvykle provádí z následujících důvodů:

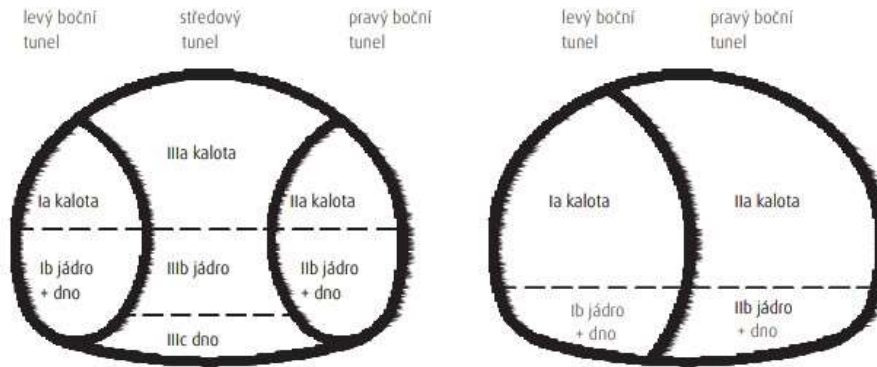
- Geologické a geotechnické důvody, jako je zajištění stability výrubu, snížení plochy čelby a omezení deformací, které by mohly mít dopad na povrchovou zástavbu.
- Prováděcí důvody z hlediska mechanizace – je potřeba, aby stroje měly dostatečný pracovní prostor a dokázaly tak operovat na celé ploše čelby. To znamená, že výška čelby se pohybuje obvykle v rozmezí 6 až 7 m a šířka čelby mezi 8 až 12 m.

Členění výrubu se obvykle dělí na:

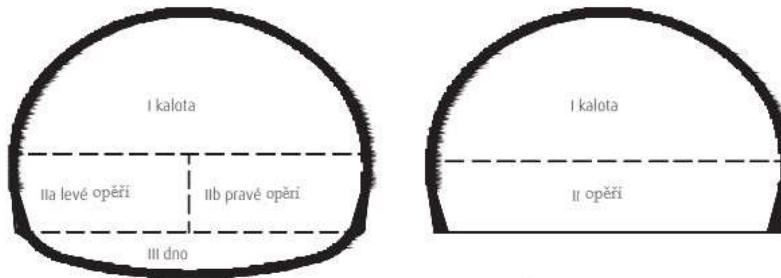
- **Vodorovné členění:** Zde se výrub dělí horizontálně, což znamená rozdělení výrubu na kalotu (horní část tunelu), opěří (středovou část) a počvu (dno).

- **Svislé členění:** Vertikální členění výrubu zahrnuje rozdělení na levý a pravý boční tunel, případně středový tunel a případně na levé a pravé opěři.

Příklady členění výrubu jsou znázorněny na příslušných schématech (viz. Obr. 8, 9).



Obrázek 8 - Vertikální členění výrubu [2]
Pozn.: Ia – čísla a písmena značí pořadí provádění výrubu



Obrázek 9 - Horizontální členění výrubu [2]
Pozn.: Ia – čísla a písmena značí pořadí provádění výrubu

Vodorovné členění se obvykle provádí z důvodů dosahu strojní mechanizace, případně kvůli stabilitě čelby. Naopak, svislé členění se uplatňuje zejména u tunelů s větším průřezem, a to jak z důvodů proveditelnosti, tak z důvodu zajištění stability čelby. Svislé členění výrazně omezuje deformace na povrchu a má tak menší vliv na povrchovou zástavbu.

1.5 Vystrojení výrubu

Existují dvě hlavní části vystrojení výrubu:

- **Primární ostění (provizorní):** Tato část představuje dočasné ostění.
- **Sekundární ostění (definitivní):** Jedná se o trvalé ostění, které je zhotoveno po dokončení výrubu a obvykle ustálení deformací. Je navrhováno na celou životnost díla. [2]

1.5.1 Primární ostění (popis a funkce hlavních prvků)

- **Stříkaný beton** je hlavním zajišťovacím prvkem při využití NRTM. Stříkaný beton může být vyztužen ocelovými sítěmi s různými velikostmi ok a průměry drátů podle potřeby, nebo rozptýlenou výztuží tzv. drátkobetonem. V případě použití drátkobetonu obvykle není potřeba ocelových sítí a někdy ani výztužných oblouků. Důležité jsou i různé chemické přísady, zejména urychlovače tuhnutí a tvrdnutí stříkaného betonu, které ovlivňují jeho vlastnosti a rychlost zpevnění výrubu.
- **Výztužné oblouky**
V NRTM se často využívají příhradové oblouky (rámy) svařované z betonářské oceli. Tyto oblouky umožňují dobré prostříkání betonu a tím i jeho lepší spolupůsobení s nosníky. V situacích, kdy je požadována větší okamžitou únosnost, se využívají oblouky vyrobené z důlní TH výztuže umožňující deformace, nebo oblouky vyrobené z válcovaných ocelových profilů. Tyto alternativy jsou používány podle potřeby a podmínek daného tunelu.
- **Svorníky**
Existuje řada druhů svorníků, ale mezi nejběžnější patří především SN kotvy, které jsou vyrobeny z hřebínkové oceli a jsou ve vrtu aktivovány cementovou maltou, dále také hydraulicky upínané svorníky (HUS), nebo IBO. HUS mají speciálně tvarovaný průřez ocelové trubky, který se důsledkem vysokého tlaku zvětší a dojde tak k aktivaci svorníku ve vrtu. V případě IBO svorníků se jedná o vrtnou tyč ze speciální válcované oceli, jejíž součástí je ztracená vrtná korunka. Tato tyč je opatřena otvorem uprostřed průřezu, pomocí kterého je umožněn výplach v průběhu vrtání a také následná injektáž svorníku. [2]

1.5.2 Doplnující opatření

Důležitou součástí NRTM jsou doplňující opatření, která jsou aplikována operativně na základě předpokládaných nebo zastižených geologických hydrogeologických podmínek.

- **Jehlování**

K upevnění a zajištění stability stropu výrubu se běžně používají ocelové jehly. Tyto jehly se obvykle aplikují přes příhradové oblouky a umísťují se do vrtů v prostoru před čelbou. Většinou se používá hřebíková ocel o délce 3 až 6 m s různými přesahy v podélném směru, které závisejí na vzdálenosti mezi oblouky a konkrétních podmínkách. Rozestupy jednotlivých jehel v příčném směru se také liší podle konkrétní situace a bývají obvykle v rozmezí 10 až 20 centimetrů, v některých případech mohou být i blíže. Pokud se hornina chová nestabilně a vrty se zavalují, používají se kotvy typu IBO. V měkčích materiálech je možné jehly zatlačovat, v těchto případech se někdy využívají i plošné prvky, zpravidla vyrobené z oceli, jako jsou pažiny. [3]

- **Hnané pažení**

„V nesoudržných materiálech lze obdobným způsobem jako při jehlování zahánět před čelbu plošné prvky (např. pažnice Union). Jako výztužné oblouky je pak nutné použít válcovanou ohýbanou výztuž nebo TH výztuž.“ [2]



Obrázek 10 - Obnažené hnané pažení průzkumné štoly Cholupického tunelu [3]

- **Mikropilotové deštníky**

Mikropilotové deštníky z ocelových trubek jsou s výhodou využívány například pro podchody budov, komunikací, železnic a dalších objektů, které mají nízké nadloží, zejména v příportálových úsecích a v jiných specifických situacích (nestabilita horniny nebo zemin). Tyto deštníky mohou být vytvořeny buď z rozšířených tunelových profilů, nebo se vrtají z běžného profilu, přičemž počáteční část mikropilot se obvykle postupně odřezává.

Deštníky mohou být realizovány buď použitím vysokotlaké injeckáže, nebo také pouze vyplněním cementové zálivky. Standardní délky mikropilot se obvykle pohybují v rozmezí 12 až 16 m, a rozestupy mezi jednotlivými mikropilotami bývají zpravidla v intervalu 30 až 40 cm. [2]



Obrázek 11 - Mikropilotové deštníky na portálu Cholupického tunelu [3]

- **Kotvení a pažení čelby**

Pro zajištění stability čelby výrubu existuje několik možností. Jedna z nich spočívá v kombinaci různých typů svorníků s aplikací stříkaného betonu. Dlouhé sklolaminátové svorníky bývají často výhodné, protože nejsou překážkou při následném rozpojování hornin v čelbě. Kromě svorníků může významně přispět k stabilitě čela výrubu i horninový klín (kobyla), který je ponecháván u čelby během rozpojování a odstraňování materiálu. [2]

- **Injektáže**

Princip injektáže spočívá v aplikaci speciálních materiálů do prostoru horninového masivu či stavebních částí v podzemních stavbách pomocí určitých technik a zařízení. Tento proces má za cíl změnit vlastnosti horniny, vyplnit dutiny či trhliny a zvýšit tak stabilitu výrubu. Mezi základní techniky patří například: výplňové (nízko tlaké) injektáže, vysokotlaké, jednostupňové či více stupňové, jílocementové, chemické (na bázi pryskyřic či jiných chemických složek) sanační a další injektáže. Injektáže prováděné z čelby se často kombinují s mikropilotovými nebo IBO deštníky a také s jehlováním. Pokud je provedena průzkumná štola, předstihová část výrubu, nebo je tunel projektován s nízkým nadložím, injektáže lze aplikovat před samotnou ražbou tunelu. Při ražbě v nekompaktním a zeminovém prostředí jsou často výhodné tryskové injektáže, které dokáží efektivně prosakovat do okolního materiálu. [3]



Obrázek 12 - Injektáž čelby [19]

- **Speciální metody**

V obtížných situacích, kdy je vysoké zvodnění hornin nebo zeminy a nelze se spolehnout na účinnost běžných postupů, se využívá dalších speciálních metod při výstavbě podzemních staveb jako je zmrazování, ražba za přetlaku vzduchu, nebo například snižování hladiny podzemní vody.

Při zmrazování se používá solanky nebo kapalného dusíku k vytvoření dočasného zmrzlého prostředí v okolí výrubu před začátkem ražby. Ražba za přetlaku vzduchu (keson) vede ke zprísněným podmínkám pro ochranu pracovníků se zajištěním nutné dekompresní komory.

1.5.3 Hydroizolace tunelu

Volba vhodného izolačního systému pro tunel závisí na umístění tunelu vzhledem k hladině podzemní vody, výskytu tlakových podzemních vod, možností odvodnění tunelu do přírodních vodních toků nebo kanalizace a také na nutnosti chránit podzemní vody nad tunelem nebo v jeho okolí. Hydroizolační systémy pro tunely mohou být otevřené (deštníkové) s drenážním systémem a bez izolace dna nebo uzavřené (tlakové) se schopností odolat hydrostatickému tlaku.

- **Fóliové izolace**

Používání mezilehlých hydroizolačních fólií je běžný způsob, jak zajistit vodotěsnost tunelů. Hydroizolační souvrství se obvykle skládá z podkladu hydroizolační fólie frakce 0/8 mm z jemnozrnného stříkaného betonu bez ostrých hran (v tloušťce 20–30 mm), ochranné a filtrační geotextilie a hydroizolační fólie, která bývá opatřena signální vrstvou kontrastní barvy pro snadnou vizuální kontrolu případných poškození během realizace. Instalace fólie probíhá před betonáží nebo vyztužováním sekundárního ostění. Po svaření fólie je důležitá kontrola kvality provedení svarů a mechanického poškození před betonáží sekundárního ostění, neboť i malé poškození může způsobit obtížně lokalizovatelné průsaky. V místě pracovních spojů mezi bloky betonáže je nutná ochrana izolace pomocí ochranných pásem. Pro správnou funkci izolace je důležité, aby spoje mezi fólií a upevňovacími prvky měly menší pevnost než samotná fólie, aby se při namáhání spojů nevytvořila trvalá poškození fólie. Provedení detailů spojů hydroizolační fólie by mělo odpovídat projektovému návrhu a vyžaduje pravidelnou kontrolu během realizace. [3]



Obrázek 13 - Montážní plošina pro instalaci fóliové hydroizolace [3]

- **Stříkané membrány**

Stříkaná hydroizolační membrána se v některých situacích ukazuje jako výhodná pro zajištění vodotěsnosti. Povrch podkladu by měl být hladký a co nejvíce bez trhlin a výstupků, aby nedocházelo k větší spotřebě materiálu. Před aplikací je klíčové podklad důkladně vyčistit od prachu, mastnoty a nečistot, které by mohly ovlivnit přilnutí membrány. V ideálním případě by měl být suchý. Aplikace se dělá stříkáním suchou nebo mokrou cestou a obvykle vyžaduje několik vrstev s celkovou tloušťkou přibližně 3 mm. Každá vrstva se aplikuje jinou barvou, což usnadňuje kontrolu pokrytí. Při větších tloušťkách může dojít k vzniku trhlin, proto první, tenčí vrstva slouží k pronikání a signalizaci případných problémů. Další vrstvy se aplikují po zavadnutí předchozí vrstvy. [3]

- **Jiné typy**

Při ražbě tunelů metodou Drill&Blast se často využívá deštníková izolace z pěnových polyetylenových desek nebo pásků o tloušťce kolem 50 mm. Tyto izolační prvky jsou umístěny na připraveném rastru kotev s dostatečným přesahem mezi sousedními částmi. Jejich tloušťka zajišťuje tepelnou izolaci zejména v příportálových úsecích, aby nedocházelo k zamrznání vody, která by mohla pronikat za izolaci. Aby byla zajištěna konečná mechanická a požární ochrana, aplikuje se vrstva drátkobetonu, obvykle v kombinaci s armovací sítí. Další možností je instalace organizovaných svodů různých typů, které slouží k místnímu odvádění průsaků do drenážního systému podzemního díla. [3]



Obrázek 14 - Instalace organizovaných svodů [3]

1.5.4 Sekundární (definitivní) ostění

„U konvenčně ražených tunelů tvoří sekundární ostění zpravidla monolitický nebo v některých případech stříkaný beton. V případě Norské tunelovací metody může být horninový masiv pouze stabilizován svorníkovou výztuží a funkci sekundárního ostění přebírá konstrukce zamezující pádu drobných úlomků horniny do dopravního prostoru a zajišťující odvod horninové vody do drenážního systému tunelu. S jednoplášťovým sekundárním ostěním ze stříkaného betonu se setkáváme v případě ražby tunelů v prostředí bez výrazných přítoků vody (např. metoda Laser Shell).“ [3]

Betonáž definitivního ostění se obvykle provádí s časovým odstupem od ražby tunelu (po ustálení deformací primárního ostění). U delších tunelů probíhají razičské a betonářské práce současně. V těchto případech je nutné zajistit pracovní prostředí tak, aby umožnilo větrání tunelu a průjezd mechanizace. [3]

- **Postup výstavby**

Betonáž monolitického ostění se provádí po blocích, které se betonují do posuvného bednění, známého také jako bednicí vůz. Typická délka těchto bloků bývá mezi 10 a 12,5 m a běžná rychlost betonáže je zhruba 5 bloků za 7 dní u standardních profilů dopravních tunelů, kdy je v provozu jeden bednicí vůz. V některých případech se však ukáže jako výhodné použití dvou bednicích vozů, které pracují ve vzájemné kombinaci „sudá – lichá“.

Klenba tunelu je v závislosti na geotechnických podmínkách založena na pasech nebo na spodní klenbě. Pro bezpečnost provozu je nutné zachovat celistvost konstrukce v oblasti spár mezi bloky betonáže. Tyto spáry mohou být prováděny buď jako pracovní s betonáží na sraz, nebo jako dilatační s vložením pružné vložky a musí být také zajištěno jejich dokonalé vyčištění před betonáží dalšího bloku. Pro budování definitivního ostění je používána tato soustava plošin a bednění:

- **Plošina pro profilaci primárního ostění**, která zajišťuje již zmiňované odstranění výstupků a hran může být prováděna v předstihu nezávisle na dalších pracích a je obvykle doplněna o nástřik podkladní vrstvy hydroizolační folie.
- **Plošina pro instalaci hydroizolace** slouží také k osazení ochranné či drenážní geotextilie, která se nanáší před samotnou hydroizolací. Instalace hydroizolace by měla být prováděna maximálně s předstihem 150 m před betonáží z důvodu zvyšování rizika jejího poškození dalšími činnostmi v tunelu.
- **Plošina pro instalaci armovací výztuže** je uvedena do provozu v takovém předstihu, aby montáž samonosné výztuže neomezovala samotnou betonáž sekundárního ostění. Samonosnost výztuže je zajištěna pomocí ocelových příhradových/plnostěnných rámců, na které jsou upevněny výztužné sítě nebo prutová výztuž.
- **Bednicí vůz** – 10 – 12,5 m dlouhá pojízdná forma vybavená zařízením na postupné betonování a soustavou vibrátorů sloužících k hutnění směsi. Pomocí čerpadla a rozdělovače je zajištěna rovnoměrná a symetrická ukládka.
- **Ošetřovací vůz** sloužící k ošetření betonu po odbednění

Posun bednicího vozu i plošin pro instalaci a montáž je zajištěn po kolejové dráze umístěné na základových pasech horní klenby tunelu.

1.6 Geotechnický monitoring

„Snaha optimálně využít vlastností horninového masivu jako stavebního materiálu byla myšlenkovým zlomem ve vývoji konvenčních tunelovacích metod označovaných také jako observační metody nebo metody řízené deformace.(NRTM) Tato změna myšlení s sebou přinesla nutnost podrobného zkoumání chování horninového masivu v souvislosti se zajištěním stability výrubu, bezpečnosti práce a projevů ražby na objekty v nadloží. Moderní konvenční tunelovací metody jsou již neodmyslitelně spjaty se souborem geotechnických měření a sledování, které představují nástroj zkoumání kvality horninového masivu a jeho odezvy na probíhající ražbu. Souhrnně jsou tato měření a sledování označována názvem geotechnický monitoring.“ [3]

Správně navržený geotechnický monitoring a jeho výsledky mají zásadní význam pro bezpečnost provádění, optimalizaci technického řešení a s tím související výši investičních nákladů. Na základě jeho výsledků jsou:

- Prováděny úpravy technologického postupu výstavby a způsobu zajištění stability výrubu
- Navrhována opatření omezující vliv ražby na povrch území
- Navrhována opatření omezující poškození objektů v nadloží
- Získávány informace pro dimenzování sekundárního ostění

Cílem geotechnického monitoringu je tedy především:

- Ověření (potvrzení) předpokladů geotechnického průzkumu a technických řešení v projektu
- Získání podkladů pro vyhodnocení varovných stavů a tím i snižování rizikových faktorů pomocí okamžité reakce na zastižené geotechnické podmínky
- Optimalizace dalšího postupu výstavby
- Stanovení rozsahu zóny ovlivněné výstavbou a s tím spojené posouzení vlivu výstavby na statické chování objektů v nadloží.

Míra prozkoumanosti zájmového území každé podzemní stavby velmi úzce souvisí s určitou mírou nejistoty, které je každý projekt vystaven. Každý projekt realizovaný NRTM tedy musí obsahovat návrh řady geotechnických měření schopných průběžně ověřovat předpoklady, které byly vytvořeny na základě výsledků provedených geotechnických průzkumů před začátkem realizace díla.

Geotechnický monitoring musí obsahovat tzv. varovné stavy, které slouží jako ukazatele míry nebezpečí. Pokud je při jakémkoli měření dosaženo nějakého varovného stavu, nebo má vývoj měření tendenci přibližovat se k tomuto varovnému stavu, musejí být provedena předem připravená opatření, která mají za úkol tuto tendenci obrátit.

Varovné stavy jsou stanoveny na základě analýzy chování objektů v nadloží v rámci poklesové kotliny a tyto mezní hodnoty jsou porovnávány se skutečně naměřenými hodnotami a operativně vyhodnocovány. Pokud se výsledky měření neshodují s předpokládanými výsledky (ať už horšími nebo lepšími) danými projektem, dochází k optimalizaci postupu výstavby, o kterém rozhodnou kompetentní osoby. [3]

Mezi hlavní nástroje geotechnického monitoringu mimo jiné patří:

- Geotechnická dokumentace výrubu (geologické vrstvy, přítoky podzemní vody, tektonické poruchy, puklinatost,...)
- Sledování deformací primárního ostění.
- Extenzometrická měření pro sledování (obvykle) svislých deformací horninového masivu v okolí podzemního díla
- Inklinometrická měření pro sledování (obvykle) vodorovných deformací (kolmých na daný vrt)
- Měření kontaktních napětí mezi horninou a ostěním, nebo primárním a sekundárním ostěním
- Měření deformací nadloží a objektů nadzemní zástavby
- Měření změn hladiny podzemních vod, agresivity podzemních vod a hydrostatického tlaku
- V případě použití trhacích prací seismická měření

2 Mělké podzemní stavby

Hloubené tunely jsou stavby prováděné v otevřené stavební jámě a nejčastěji se používají pro realizaci mělkých podzemních staveb v hloubkách do 20 m. Na volbu vhodné metody nemá vliv pouze hloubka podzemního díla, ale také například geologické poměry dané lokality, které mohou být rozdílné v podobných hloubkách. Mezi základní technologie provádění hloubených tunelů, které mají celou konstrukci zapuštěnou pod úroveň terénu, patří technologie tzv. „bottom & up“ a „top & down“. Další technologií jsou přesypávané konstrukce, které jsou specifické tím, že jsou budovány na úrovni terénu a následně jsou zasypány zeminou. U tohoto typu konstrukce je nejvíce využíváno 5 technologií realizace. Betonové konstrukce mohou být prováděny jako monolitické i jako prefabrikované dílce. [5]

2.1 Hloubené tunely („cut & cover“)

Jedná se o metodu, která byla původně vyvinuta pro městské podzemní dráhy, ale dnes se využívá i pro výstavbu dálničních nebo železničních tunelů, portálů ražených podzemních děl a biokoridorů. Tato metoda vznikla kvůli schopnosti minimálně ovlivnit provoz nad podzemními díly. Je ideální v přetížených městských oblastech, kde je potřeba přesunout dopravu pod úroveň terénu, a kde klasické tunelovací metody nejsou vhodné. Velmi důležitým tématem v problematice hloubených tunelů jsou stavební jámy a jejich pažení, které je podrobněji popsáno v kapitole 3.

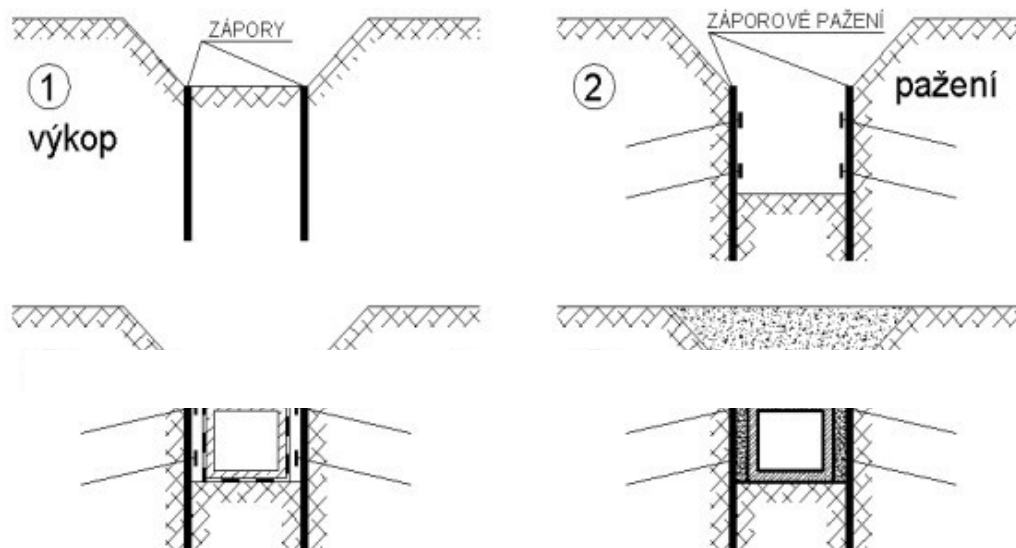
Obvykle se používají dvě základní koncepce hloubených tunelů:

- „Bottom & up“
- „Top & down“

2.1.1 „Bottom & up“

Tato metoda je vhodná pro stavby, kde omezení provozu v delším časovém horizontu nebude znamenat zásadní zásah do funkčnosti dopravy. Jak již název napovídá, výstavba probíhá odspodu stavební jámy a postupně je zasypávána (viz. obr. 15). Podzemní stěny umožňují realizovat celé dílo na relativně malé ploše na rozdíl od případu svahované stavební jámy, která je pro tuto metodu také možným řešením, ale spíše do extravilánu, kde prostorová náročnost není zásadním problémem. Tyto stěny také zároveň slouží pouze jako zajištění a pažení stavební jámy a na samotnou konstrukci podzemního díla nemají velký vliv.

V první fázi jsou zabírány záporové pásky do projektem dané hloubky a následně probíhá postupné odtěžení zemin mezi záporami za současné instalace pažení a kotev. Počet kotev závisí na hloubce stavební jámy a geologických podmínkách (stejně jako hloubka vetknutí zápor). Po zhotovení stavební jámy je na jejím dně realizována samotná konstrukce podzemní stavby, která je následně zasypávána. [5]



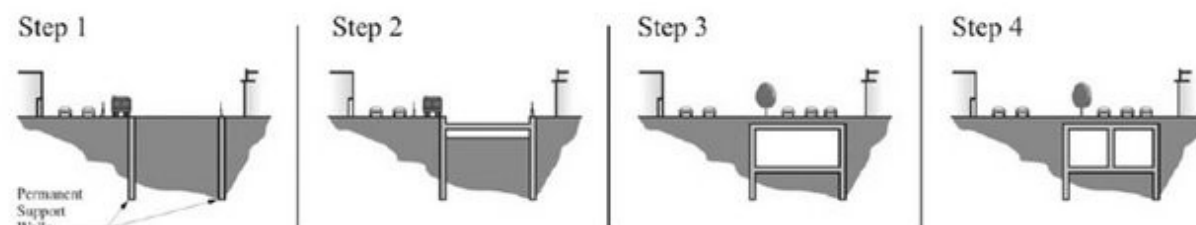
Obrázek 15 - Schématický postup výstavby metodou "bottom & up" [5]

2.1.2 „Top & down“ (metoda čelního odtěžování)

Tato metoda stavby tunelu využívá podzemní stěny jako stabilizační prvek a trvalou část konstrukce tunelu. Stropní konstrukce je součástí stropu i rozpěry pro protější podzemní stěny. Tento přístup umožňuje odstraňovat zeminu nebo horninu v tunelu pod ochranou těchto konstrukcí. Často se využívá v městských oblastech pro minimalizaci plošného záboru stavby a rychlé obnovení provozu na povrchu. Jak pro podzemní stěny, tak pro strop se využívá monolitický beton nebo prefabrikované dílce. V České republice byla tato metoda použita například při výstavbě Husovického tunelu v Brně nebo tunelového komplexu Blanka v prostoru ul. Milady Horákové.

Při využití této metody jsou v první fázi výstavby vybudovány podzemní stěny, ale s rozdílem, že při realizaci tunelu pomocí metody „top & down“ jsou podzemní stěny budovány ne jen jako pažící konstrukce stavební jámy, ale jsou zároveň nosným prvkem podzemního díla. V dalším kroku je vybetonována stropní deska, sloužící jako rozpěra

podzemních stěn a také jako ochranný prvek pro následnou ražbu pod stropní deskou. Další postup spočívá v odtěžování zeminy pod stropem konstrukce a obnovením provozu nad tunelem. Výhodou je tedy obnovení provozu před samotnou ražbou tunelu. [5]



Obrázek 16 - Schéma realizace metodou "top & down" [20]

2.1.3 Metoda želva

Podtypem metody „top & down“ je metoda želva, která je využívána především v případech podzemních staveb s vyšším nadložím. Metoda se používá v oblasti se špatnými geotechnickými podmínkami. Stavební jáma se hloubí pouze do úrovně tunelové kaloty, její dno je tvarované jako klenba. Povrch dna jámy se upraví stříkaným nebo výplňovým betonem s nižšími pevnostními vlastnostmi. Na upravený povrch dna je umístěna tenká separační fólie a geotextilie, chránící fólii před poškozením během stavby klenby želvy. Separace umožňuje oddělit stříkaný vyrovnávací beton nebo horninový masiv od samotné konstrukce želvy při ražbě tunelu. Následně se provádějí standardní práce spojené s výstavbou železobetonové konstrukce, zahrnující montáž výztuže a betonáž po blocích typicky dlouhých 5–6 m. Po vybetonování klenby je možné konstrukci zasypat a povrch uvést do původního stavu. Stejně jako v předchozím případě i zde probíhá ražba pod klenbou, která je poté součástí trvalého nosného systému tunelu. [6]



Obrázek 17 - Odtěžování kaloty pod klenbou [6]

2.2 Přesypávané tunely

Koncept přesypávané klenby patří k nejstarším konstrukcím v oblasti mostního stavitelství. V období starověku, kdy byly hlavními stavebními materiály pouze kámen a dřevo, byl tento systém, který zahrnoval kamennou klenbu zasypávanou do úrovně cesty, využíván pro stavbu mostů a akvaduktů. Klíčovým prvkem těchto inženýrských konstrukcí byla klenba, která vytvářela přirozenou statickou soustavu, efektivně využívající vlastnosti kamene, zatíženého pouze v tlaku. „*Přesypané klenbové konstrukce jsou efektivní kombinací klenby a hutněného zásypu, které společně přenášejí zatížení násypu nad klenbou. V případě subtilního průřezu klenby dojde k aktivaci pasivních zemních tlaků při pružné deformaci klenby.*“ [7]

Přesypávané tenkostěnné konstrukce jsou často spojené s budováním zemních těles, zejména silničních a dálničních násypů. Tyto subtilní tunelové konstrukce získávají potřebnou pevnost díky interakci s okolním zemním prostředím.

Existují tři hlavní systémy pro tyto konstrukce. Nejstarší a často využívaný je systém s ocelovými konstrukcemi z vlnitého plechu (například TUBOSIDER, THYSSEN ARMCO). Další systém, nazývaný BEBO, využívá obdélníkových prefabrikátů z železobetonu, které jsou spojeny dvojicemi ocelových skruží. Poslední dobou nejčastěji využívaným typem těchto tunelů je systém známý jako Matière, u nás označovaný jako TOM 2. Tento systém využívá velkoplošné železobetonové prefabrikáty pro výstavbu ostění. Tímto systémem lze snadno realizovat tunely s jedním nebo více loděmi. [8]

Pro realizaci ostění však bývají dnes používané nejen prefabrikované dílce, ale i monolitické konstrukce. Monolitické ostění nabízí několik výhod, jako je nižší cena, která často vychází z možnosti přizpůsobit průřez ostění reálnému zatížení. Tato flexibilita není u prefabrikovaných dílců tak snadno dosažitelná, na druhou stranu monolitické ostění může být pomalejší v procesu výstavby ve srovnání s prefabrikovanými dílci. Avšak díky moderním technologiím, jako jsou přísady do betonu zajišťující rychlejší nárůst pevnosti a efektivní bednicí systémy, není tento rozdíl výrazný.

Prefabrikované dílce mají výhodu v tom, že eliminují mokré procesy na stavbě, což zrychluje výstavbu. Tyto dílce jsou vyrobeny v ideálních podmínkách, které zaručují jejich vysokou kvalitu. Výroba a doprava těchto dílců na staveniště mohou však být nákladnější kvůli vyšším energetickým nárokům. [5]

2.2.1 Systém BEBO

Systém vývoje začal v roce 1965 ve Švýcarsku a v roce 1966 byla v Zürichu postavena první stavba tohoto systému po úspěšných zkouškách na modelu v měřítku 1:1. Tato stavba funguje bez problémů dodnes. Princip spočívá v interakci mezi základy, obloukem a obsypanou zeminou, přičemž minimální vrstva nadloží potřebná k tomuto systému je 0,5 m podle katalogu výrobce.

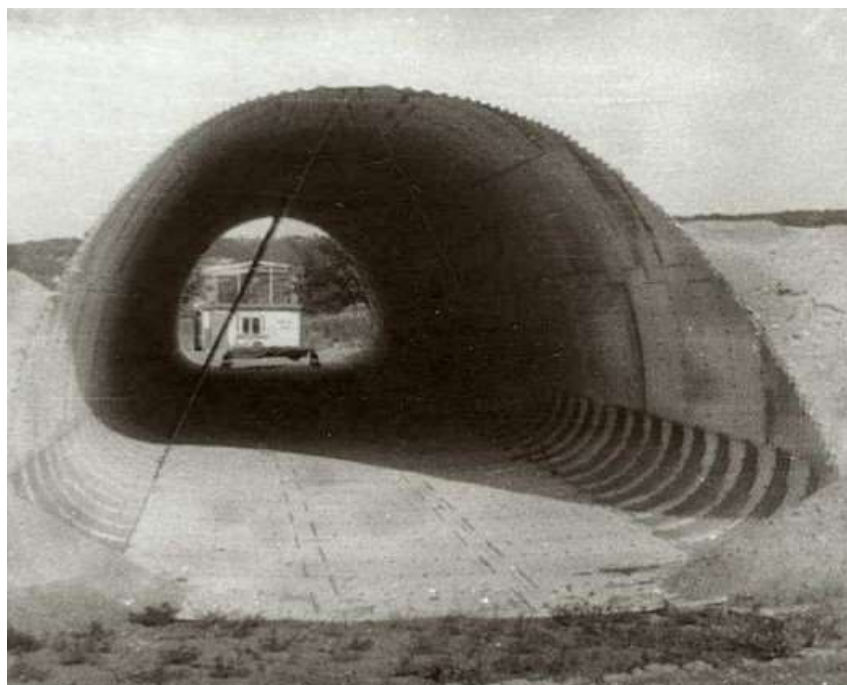
Jedná se o železobetonový oblouk kruhového nebo parabolického tvaru, který spolu se základy a obsypanou zeminou vytváří pevnou a odolnou statickou konstrukci. Hlavními výhodami jsou rychlá výstavba díky vysokému stupni prefabrikace, jejíž součástí jsou všechny dílce - od samotného těla tunelu po portálová křídla a zdi. Efektivní rozpětí se pohybuje od 3,6 m do 30 m podle typu prefabrikátu, zatímco výška závisí na typu a rozpětí, což může být od 1 m (neprůchozí) až do 9 m. [5]



Obrázek 18 - Prefabrikovaná konstrukce systému BEBO [5]

2.2.2 Systém TUBOSIDER

Tento systém představuje skořepinovou desku z vlnitého pozinkovaného plechu, původně pocházející od italského výrobce. Jednotlivé desky se spojují šroubovými spoji, které umožňují variabilitu v průřezu. Spojovací proces vytváří tuhou konstrukci, kde spolupůsobení ocelového ostění a nosné klenby vzhledem k zhutněné zemině nad konstrukcí zajišťuje její funkčnost. Tento systém je často využíván pro propustky, podchody pro chodce a cyklisty pod komunikací nebo jako posílení existující konstrukce tunelů či podchodů. [5]



Obrázek 19 - Podjezd pod dálničním tělesem ze systému TUBOSIDER [5]

2.2.3 Systém HAMCO

Systém Hamco je podobný systému Tubosider, sestávající z vlnitého pozinkovaného plechu o různých tloušťkách (2 až 7 mm), tentokrát vyráběný německým výrobcem. Dílce určené pro tunelovou výstavbu jsou na staveništi sešroubovány do plánovaných profilů. Tyto trouby jsou poté zasypány zeminou, která je pečlivě vrstvena a zhutňována po obou stranách, vytvářející tak nosnou klenbu. Tento prvek spolu s ocelovou konstrukcí tvoří statický nosný systém budoucího tunelu.

Toto spolupůsobení je možné díky několika jednoduchým principům:

- Tuhost tunelové trouby je nastavena tak, aby se dokázala pružně a plasticky deformovat pod vlivem pasivního zemního tlaku.
- Pasivní zemní tlak brání ohybové deformaci trouby.
- Díky tomu je trouba schopná efektivně přenášet zatížení jako vnitřní normálové síly bez závažných nároků na ohybovou tuhost.



Obrázek 20 - Výstavba podchodu ze systému HAMCO [5]

2.2.4 Systém MATIÈRE

Systém Matière, zavedený na počátku 80. let ve Francii, představoval modulární obloukový konstrukční systém, vyvinutý společností Matière v roce 1982. Původním cílem bylo rozdělit železobetonovou konstrukci na segmenty, před vyrobit tyto segmenty a následně rychle montovat na místě stavby. Během 25 let existence tento systém dosáhl významné popularity. Dnes tento konstrukční systém nabízí rozpětí až 20 m pro jediný monoblok a teoreticky bez omezení pro více bloků. Tento systém umožňuje implementaci jak jednodlných, tak i vícelodních typů tunelových ostění. Jako příklad lze uvést přesýpaný tunel Tokio (viz Obr. 8), který spojuje dva ražené tunely a využívá systém Matière.



Obrázek 21 - Aplikace systému MATIÈRE na tunelu Tokio [5]

2.2.5 Tenkostěnný obloukový most-TOM 2

TOM 2, systém montované klenbové konstrukce, který využívá prefabrikovaných železobetonových dílců a zajišťuje interakci mezi samotnou konstrukcí a nosnou klenbou nadloží. Tento systém je flexibilní a umožňuje vytvoření oblouku s rozpětím od 4,8 m do 33 m, zatímco výška se pohybuje v rozmezí od 3,2 m do 8,8 m. Mezi hlavní výhody patří možnost návrhu velmi subtilních konstrukcí díky dobrému spolupůsobení se zeminou v nadloží, velmi krátká doba výstavby nebo také fakt, že tento typ konstrukce nepotřebuje dilatace přechodové desky ani ložiska. Další výhodou je možnost využití i v náročných geologických poměrech.



Obrázek 22 - Silniční most realizovaný prefabrikáty TOM 2 [5]

3 Pažící konstrukce stavebních jam

Existují dva hlavní typy pažících konstrukcí podle svého účelu:

- dočasná
- trvalá.

Dočasná konstrukce slouží v průběhu výstavby jako ochrana proti sesuvu zeminy. Po dokončení stavby se tato konstrukce odstraňuje, zatímco její úlohu přebírají definitivní konstrukce stavby.

Naopak trvalá pažící konstrukce klade vyšší nároky na kvalitu a cenu. Během výstavby funguje jako klasická pažící konstrukce, po dokončení a povrchových úpravách se stává trvalou součástí konstrukce stavby. Je nezbytné, aby měla odolnost vůči agresivnímu prostředí, například podzemní vodě.

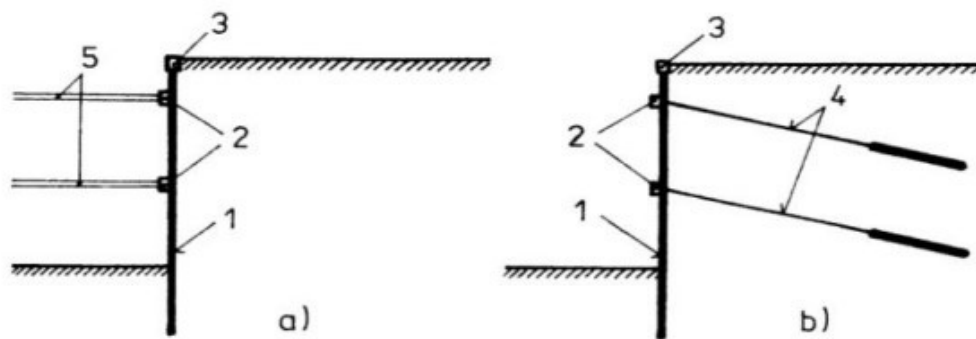
Při návrhu pažících konstrukcí musí inženýr zohlednit zejména hospodárnost, sousední objekty a jejich základy, možné deformace a sedání půdy, ale i ochranu památek.

Problémem je i podzemní voda, která může být agresivní vůči konstrukci, vykazovat kolísání hladiny a vyžadovat nákladné odčerpávání.

Existuje několik možností pažení stavební jámy. V České republice se využívají různé metody jako záporové a mikrozáporové pažení, podzemní stěny, pilotové stěny, trysková injektáž a štetové stěny. Výběr technologie závisí zejména na geologických podmínkách, charakteru pažící konstrukce (dočasné vs. trvalé), finančních možnostech, vodotěsnosti, a především na požadavcích na únosnost konstrukce. [9]

Pažící konstrukce stavebních jam pro zajištění svislých stěn (v porovnání se svahováním) se volí z důvodu nedostatku místa, neekonomického návrhu nebo rychlosti výstavby (většinou se jedná o intravilán). Pažící konstrukce se ve většině případů skládá z: (viz. obr. 23)

- Pažících stěn
- Převázek (roznášecí prahy), nebo ztužujících věnců
- Podpěrných konstrukcí



Obrázek 23 - Hlavní části konstrukce pažené stavební jámy

a) Rozepřené pažení,

b) kotvené pažení

1 – pažící stěna, 2 – roznášecí prahy, 3 – horní věnec, 4 – kotvy, 5 - rozpěry

3.1 Typy pažících konstrukcí

3.1.1 Záporové pažení

Jedná se o jednu z nejznámějších a nejčastěji využívaných metod pažení stavebních výkopů. Záporové pažení jsou využívány nejen pro jámy, ale také pro rýhy a šachty. Provádí se ve výkopech nad hladinou podzemní vody (nejedná se o vodotěsnou konstrukci). Systém tvoří:

- Záporové pažení – ocelové válcované profily
- Pažiny
- Stabilizace – kotvy, případně rozpěry
- Převázky

Záporové pažení je v největší míře využíváno jako dočasná pažící konstrukce s životností 2 roky. Při realizaci záporového pažení bývá ponechán pracovní prostor minimálně cca 0,6 m mezi konstrukcí a pažením. Po dokončení prací je tento prostor zasypan a záporové pažení jsou vytaženy (pokud je to technicky možné) a znovu připraveny k použití.

Záporové pažení mohou být zavibrovány do země až pod úroveň dna stavební jámy nebo umístěny do již předvrtaných otvorů, které jsou poté zabetonovány do úrovně dna jámy a zbytek je zasypaný zeminou až po úroveň terénu. Statický výpočet určuje jejich osové vzdálenosti a příčný řez.

Následně je prováděn výkop na první kotevní úroveň. Jakmile jsou záporové pažení odhaleny, jsou instalovány pažiny směrem odspodu nahoru. Každá pažina je usazena za pásnice záporové pažení a okamžitě se okolo ní zasype zeminou, která je následně zhutněna. Současně jsou instalovány kotvy, včetně převázek. Tento postup se opakuje až po dno stavební jámy. Důležité je zajistit,



Obrázek 24 - Záporové pažení [9]

aby odhalená zemina nezůstala bez pažení déle než je stanoveno projektem nebo na výšku větší než je určeno projektem. [9]

3.1.2 Mikrozáporové pažení

Alternativou k záporovému pažení je mikrozáporové pažení. Tento typ konstrukce má menší tloušťku a skládá se z následujících prvků:

- Záporny: nazývané mikrozáporny, jsou mikropilotové vrty, do kterých je nalita cementová hmota, která je vyztužena ocelovými trubkami profilů I, U.
- Pažiny: tvoří je výztužná síť, která je překryta stříkaným betonem, s výjimkou některých případů, ve kterých se používají pažiny Union - dřevěné hranoly nebo fošny.
- Stabilizace: Vzhledem k měkkosti konstrukce, jsou použity kotvy v několika úrovních.
- Převázky: ocelové profily (například 2xU)

Aby takováto stěna mohla následně plnit svou funkci, musí splňovat požadavky na rovnost (kvůli následné aplikaci hydroizolace). Dodržení takové podmínky může však být obtížné, vzhledem k technologii kotvení přes převázky. Počet a umístění převázek jsou voleny tak, aby odpovídaly statickému řešení a zároveň se nacházely na úrovních jednotlivých podlaží v takových polohách, aby mohly být následně propojeny s vodorovnou nosnou konstrukcí. [9]



Obrázek 25 - Mikrozáporové pažení [9]

3.1.3 Štětové stěny

Ocelové štětové stěny se v současnosti využívají v různých oblastech zakládání staveb. Mohou být samostatným prvkem v rámci základové konstrukce nebo tvořit dočasnou a

dokonce i trvalou součást. Použití těchto stěn jako dočasných prvků má výhodu v možnosti opakovaného využití po vyjmutí ze zeminy. Často se používají jako opěrné stěny ve zvodněných zeminách soudržných i nesoudržných. Jejich výrazná vodotěsnost je výhodná, což umožňuje použití ocelových stěn jako trvalé konstrukce v situacích jako jsou lemy přístavních zdí, plavební komory, ochranné bariéry mostních pilířů a mnoho dalších aplikací. Existuje celá řada ocelových profilů, které jsou tvarovány hlavně do tvaru U nebo Z, v závislosti na jejich funkci. V České republice jsou nejznámější štětovnice Larsen nebo Union, které jsou do země vibrovány. Každý profil je opatřen zámkem, které zajišťují tuhost a integritu stěny, což jí umožňuje efektivně přenášet horizontální zatížení, zejména zemní tlaky a hydrostatický tlak nadzemní nebo podzemní vody. Tloušťka stěn těchto profilů obvykle činí přibližně 10 mm.

Dřevěné štětovnice se používají v měkčích zeminách bez valounů a výkopech do hloubky přibližně 3 m. Tyto štětovnice se skládají z borovicových hranolů o tloušťce 100 až 180 mm a šířce až 240 mm. Dřevěné prvky lze spojit pomocí šroubů, což zvyšuje jejich vodotěsnost. Štětovnice jsou zatloukány na sraz a případné mezery se vyplňují koudelí. Opakované využití se zde nepředpokládá.

Železobetonové štětovnice představují poslední variantu štětových stěn. Na rozdíl od ocelových mají vyšší odolnost vůči pískové abrazi a často se využívají jako trvalá ochrana mořských břehů před erozí. Avšak jejich vodotěsnost je menší a zavádění do půdy je obtížnější, proto jsou využívány jen zřídka. V případě výskytu potíží se zaberaněním například kvůli větším kamenům, je možné zeminu nakypřit předvrtáním.

- **Výhody:** rychlá výstavba, okamžitě únosná konstrukce, použitelná ve zvodnělých zeminách, kvůli své vodotěsnosti, zvládnutelná instalace v malém počtu lidí, při instalaci nedochází k těžbě zeminy, jsou použitelné vícekrát

- **Nevýhody:** Hlučná instalace, sedání v okolí stěny kvůli nedostatečně tuhému systému, omezená hloubka jámy limitovaná délkou prvků, problémy při beranění, cena [9]



Obrázek 26 – Štětové stěny [21]

3.1.4 Pilotové stěny

Pilotové stěny jsou poměrně rozšířenou technologií zajišťování stavebních jam. Tyto stěny jsou zpravidla navrhovány s ohledem na statické zatížení a náklady jako trvalé konstrukce, často sloužící vícero účelům, jako jsou opěrné zdi, zárubní zdi nebo hlubinné základy. Staticky jsou tyto prvky zpravidla namáhány na ohyb, přičemž jejich výhoda spočívá v možnosti variabilního tvarování (s ohledem na tvar budovaného výkopu) a v efektivitě vrtných prací, zejména díky výkonným strojům a zajištění vrtu ocelovými pažnicemi. Navrhují se tam, kde záporové pažení či štětové stěny nevyhovují, případně vyžadují náročnější konstrukční úpravy. Před nástupem tryskové injektáže, bylo nevhodné navrhovat pilotové stěny jako konstrukce odolávající podzemní vodě (z hlediska propustnosti). Rozeznáváme tři základní druhy pilotových stěn:

- S velkou osovou vzdáleností
- Převrtávané
- Tangenciální (více druhů)

Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností jsou nejběžnějším typem pilotových konstrukcí. Klenby mezi jednotlivými pilotami, zhotovené z vyztuženého stříkaného betonu, přenášejí napětí vyvolané zeminou do samotných pilot. Pro jejich kotvení se využívá převážně železobetonových převázek.

Tangenciální pilotové stěny jsou navrhovány velmi zřídka. Při využití tohoto typu pilotových stěn není třeba budovat předsazené převázky, protože kotvy mohou být umístěny do mezer mezi dvojicemi pilot, avšak není zaručena vodotěsnost. Pokud jsou mezery mezi pilotami vyplněny cementovou suspenzí pomocí tryskové injektáže jejich vodotěsnost je značně zvýšena a tím i její využitelnost.

Převrtávané stěny jsou často využívanou paží vodotěsnou konstrukcí a jsou velkou konkurencí pro podzemní stěny hlavně díky faktu, že při jejich výrobě není potřeba využívat pažení pomocí pažící suspenze. Hotová stěna se skládá z pilot primárních, realizovaných s určitým časovým předstihem za použití prostého betonu, jejichž funkce je převážně těsnící, a pilot sekundárních. Po zatuhnutí (nikoli zatvrdnutí) betonu primárních pilot se přistoupí k realizaci pilot sekundárních, které jsou nosné železobetonové a jsou vetknuté na požadovanou hloubku pod dno stavební jámy. Při provádění převrtávaných pilot je třeba dodržet jejich svislost i polohu, aby výsledná stěna byla souvislá. K tomu účelu slouží vodící ocelová konstrukce pro vrtný nástroj, která má tvar budoucí stěny. Výsledná stěna je téměř vodotěsná, a pro kotvení této konstrukce slouží primární piloty (není třeba převázek). Využívají se především jako zárubní a opěrné zdi zářezů a násypů železniční a silniční sítě.

[9] [10]



Obrázek 27 - Pilotová stěna [9]

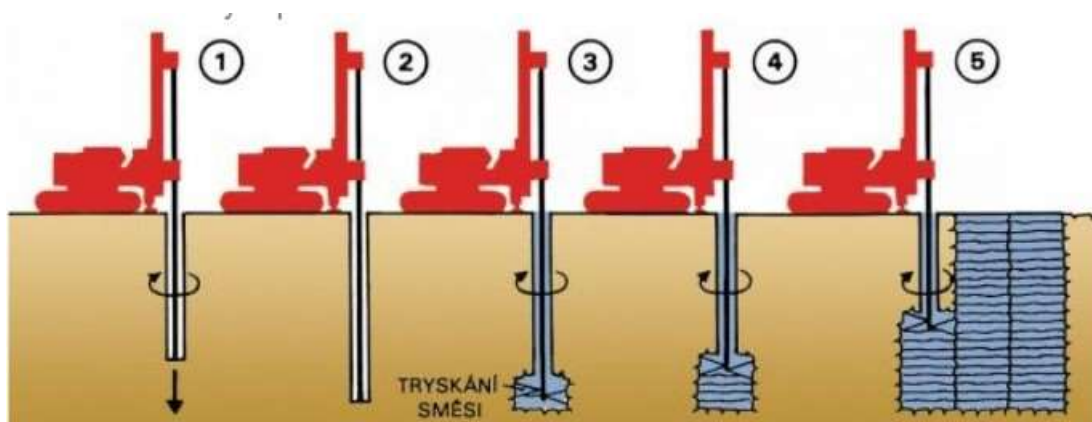
3.1.5 Trysková injektáž

Jedná se o metodu, při které je místní zemina smíchána s injektážní maltou, vytvářející materiál, který je kombinací cementu s částicemi zeminy (geokompozit).

Postup začíná vpravením speciální vrtné tyče do zeminy až na předpokládanou hloubku stěny. Poté se provádí injektáž. Cementová směs je vstřikována pod tlakem přibližně 60 MPa tryskami směrem dolů na spodní část tyče, zatímco se současně toto soutyčí otáčí. Během tohoto procesu je tyč postupně vytahována nahoru, vytvářející tak téměř souvislý sloup "betonu". Původní struktura zeminy je během tohoto postupu zcela narušena. Pro zajištění požadované kvality tryskové injektáže, je důležité kontrolovat tlak, polohu trysek, rychlost rotace a vytahování soupravy ze země. Aby byla vytvořena výsledná spojitá podzemní stěna z tryskově injektovaných sloupů, je nutné tento postup opakovat.

Kromě výše popsané jednoduché tryskové injektáže existují i dvojitě a trojitě. Volba mezi jednoduchou, dvojitou a trojitou tryskovou injektáží závisí na mnoha faktorech, včetně geologických podmínek. Při dvojitě tryskové injektáži se zemina před vpravením suspenze nejprve rozrušuje buď stlačeným vzduchem nebo tlakovou vodou. Při trojitě injektáži je zemina nejprve rozrušena jak tlakovou vodou, tak vzduchem a poté je smíchána s cementovou suspenzí. Tato technika nalézá uplatnění v různých oblastech. Používá se ke

zpevnění základů existujících budov, jako pažící konstrukce stavebních jam a k posílení jejich stěn, nebo ke zlepšení základových poměrů. [9]



Obrázek 28 - Postup provádění tryskové injektáže [24]

3.1.6 Podzemní stěny

Podzemní stěny jsou liniové konstrukce trvalého zajištění převážně svislých výkopů stavebních jam a rýh. Na základě účelu se dělí na podzemní stěny:

- Těsnící
- Pažící
- Konstrukční

Těsnící konstrukce by měly tvořit souvislou stěnu zabraňující průsaku vody pod vodním dílem, přítoku vody do stavební jámy a infiltrace vody z řeky na přilehlé území. Výplň těchto konstrukcí tvoří především materiály dostatečně vodotěsné a tedy vesměs jílocementové suspenze různých složení, výjimečně i prostý beton. Protože tyto konstrukce nejsou obnažené, nejsou nijak namáhány ohybem a nemusí plnit žádné požadavky na pevnost. Nejhojněji se k jejich výrobě používá tzv. samotvrdnoucí suspenze (obvykle na bázi bentonitu, cementu a plnidel) zajišťující dvojí účel:

- V průběhu těžby paží rýhu
- Následně v rýze zůstává, ztuhne a získá požadované vlastnosti (vodotěsnost – dle koeficientu filtrace, pevnost v prostém tlaku)

Podzemní stěny zajišťující pouze pažící funkci (dočasné) se dnes využívají jen zřídka, protože jsou díky své železobetonové výztuži schopné i dlouhodobě odolávat vnějšímu zatížení. Z toho důvodu se dnes využívá spíše podzemních stěn konstrukčních, které také plní dvojí účel:

- Paží svislé stěny stavebních jam či rýh v průběhu výstavby
- Tvoří zároveň definitivní obvodově stěny suterénu v podstatě bez dalších úprav

Železobetonové podzemní stěny konstrukční se podle charakteru výplně dále dělí na:

- Monolitické – výplň tvoří transportbeton, kterým se betonuje převážně pod pažíci suspenzi
- Prefabrikované – výplň tvoří železobetonové prefabrikáty osazované do rýh vyplněných samotvrdnoucí suspenzí

Realizace monolitických podzemních stěn je levnější a rychlejší variantou, a proto tedy i používanější. Nevýhodou je však nerovný povrch vytvořený v základové půdě, který by měl být následně upraven pomocí fréz nebo stříkaného betonu.

Pro výrobu podzemních stěn se v dnešní době využívá dvou technologií, daných využitím příslušných strojních zařízení:

- Hydraulické drapáky
- Hydrofrézy

Monolitické podzemní stěny se vytvářejí postupně v samostatných záběrech, které se následně spojují do jednoho celku. Prvním krokem je vyhloubení rýhy široké 0,15 až 0,40 m a dlouhé 4 až 9 m, do které se vloží ocelové výpažnice. Mezera mezi těmito prvky se vybetonuje s armokošem a po částečném zatvrdnutí betonu se výpažnice odstraní. Tento proces se opakuje pro druhou rýhu umístěnou od první ob jednu a nakonec se vyhloubí a zabetonuje část mezi dvěma právě vybetonovanými stěnami, již bez ocelových výztuží. Monolitické stěny mají nevýhody spojenou s prováděním (mokrý proces), nejistou kvalitou a nerovný povrch.

Prefabrikované stěny eliminují mnoho z těchto nevýhod. Mají rozměry v rozsahu 1 až 3 m na šíř, 0,35 až 0,6 m tloušťku a mohou být dlouhé až 15 m. Tyto stěny se spojují na styku buď pomocí pera a drážky, nebo jsou obě strany vybrané a mezera mezi nimi je vyplněna gumovým těsněním nebo hadicí, která se naplní cementovou zálivkou pod tlakem a utěsní tak spáru. [9] [10]



Obrázek 29 - Podzemní stěna [9]

3.2 Zatížení pažících konstrukcí

Pro statické posouzení pažících konstrukcí je třeba vytvořit výpočetní model do kterého se zavede zatížení, které je tvořeno:

- Zemními tlaky
- Přírůstky zemních tlaků od ostatního stálého i nahodilého zatížení
- Vliv podzemní či volné vody
- Dalším vnějším zatížením

Dle doby trvání se zatížení dále dělí na:

- Stálé – tíha nosné konstrukce, tlaky zemin, sypkých hmot a kapalin, předpětí konstrukce
- Nahodilé – užitná, klimatická, od vynucených přetvoření, montážní
 - Dlouhodobé
 - Krátkodobé
 - Mimořádné [10]

3.2.1 Zemní tlaky

„Vezmeme-li libovolnou část zeminy v určité hloubce, zjistíme, že se nachází v konkrétním stavu napjatosti. Pokud její okolí narušíme odtěžením půdy, jež ji obklopuje, bude mít zemina tendenci najít si nový rovnovážný stav a tím pádem změnit svoji polohu. Jakmile tomuto jevu zabráníme pažící konstrukcí, vznikne mezi zeminou a konstrukcí interakce, kterou reprezentují zemní tlaky. Jejich velikost je závislá na mechanických vlastnostech půdy (objemové hmotnosti, soudržnosti...), na přítomnosti a charakteru podzemní vody, na drsnosti povrchu konstrukce a případnému tření mezi zeminou a materiálem, především ale na posunutí, pootočení či přetvoření zatížené části konstrukce. Velikost zemního tlaku je potom vyjádřena součinitelem zemního tlaku, jehož hodnota je stanovena poměrem mezi horizontálním a vertikálním napětím. Rozeznáváme tři druhy zemních tlaků.“ [9]

- **Zemní tlak v klidu S_0**

Základní tlak vyskytující se v půdě přirozeně. Po realizaci pažící konstrukce se tato konstrukce nedeformuje. Pro výpočet se využívá součinitele zemního tlaku v klidu K_0 .

$$\sigma_0 = K_0 \cdot \sigma_z;$$

$$S_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_0$$

σ_r ...vodorovné napětí působící na rub pažící konstrukce, která není deformovaná;

K_0 ...součinitel zemního tlaku v klidu;

σ_z ...svislé geostatické napětí v hloubce z

S_0 ...Výslednice zemního tlaku v klidu

γ ...tíha zeminy

h ...hloubka jámy

- **Aktivní zemní tlak**

Pokud zatížení způsobí pohyb konstrukce v zemině, jako je posunutí, otočení nebo deformace, aktivuje se postupně smyková pevnost a počáteční tlak zeminy klesne. Jakmile vzniknou jedna nebo více smykových ploch, zemina dosáhne stavu mezní rovnováhy a zemní tlak dosáhne své minimální hodnoty. To se stane, když se konstrukce deformuje směrem od zeminy a zemina nemá žádnou překážku, aby se přesouvala. Tato deformace je obvykle jen zlomkem výšky pažící konstrukce, asi 0,4 %. Zjevně platí, že aktivní tlak je menší než tlak v klidu. Výpočty tedy zahrnují aktivní zemní tlak ve formě součinitele K_a . [9]

$$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_z$$

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$$

σ_a ...vodorovné napětí při aktivním zemním tlaku, působící na rub pažící konstrukce ;
 K_a ...součinitel aktivního zemního tlaku;
 σ_z ...svislé geostatické napětí v hloubce z
 S_a ...Výslednice aktivního zemního tlaku
 γ ...tíha zeminy
 h ...hloubka jámy

- **Pasivní zemní tlak**

V případě, kdy je konstrukce zatlačována danou silou do zeminy, odpovědí půdy je pasivní zemní tlak. Podobně jako u aktivního zemního tlaku, pasivní tlak dosahuje své maximální hodnoty ve chvíli, kdy je dosaženo plné mobilizace smykové pevnosti (mezní rovnováha). To je zároveň maximální tlak, který zemina může vyvinout. K dosažení tohoto stavu jsou potřeba větší pohyby konstrukce, řádově jednotky procent její výšky, přibližně 4 %. Hodnoty pasivního zemního tlaku jsou proto vyšší než hodnoty aktivního tlaku i tlaku v klidu a výpočty tento tlak reprezentují pomocí součinitele K_p .

Změny ve velikosti zemního tlaku z klidového stavu na stav plné mobilizace smykové pevnosti probíhají plynule, nikoli skokově. Mezi klidovým stavem a stavem plné mobilizace smykové pevnosti existují dvě oblasti (v závislosti na pohybu konstrukce) - oblast zvýšeného aktivního tlaku a oblast sníženého pasivního tlaku. Zvýšený aktivní tlak a snížený pasivní tlak jsou brány v úvahu při výpočtech pažících konstrukcí, zejména pro omezení deformací v okolí stavby. [9]

$$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_z$$

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p$$

σ_p ...vodorovné napětí při pasivním zemním tlaku, působící na rub pažící konstrukce ;

K_p ...součinitel pasivního zemního tlaku;

σ_z ...svislé geostatické napětí v hloubce z

S_p ...Výslednice pasivního zemního tlaku

γ ...tíha zeminy

h...hloubka jámy

3.2.2 Přírůstky zemních tlaků

Jak stálé, tak nahodilé zatížení za rubem pažící konstrukce má vliv na přírůstky příslušných zemních tlaků (aktivních, pasivních, v klidu). Dle tabulek jsou pro statický výpočet stanoveny hodnoty náhradních zatížení povrchu terénu za:

- Silniční vozidla a stavební stroje
- Železniční doprava
- Sousední stavby a konstrukce

Všechny hodnoty náhradních zatížení jsou závislé na vzdálenosti těchto břemen od rubu pažící konstrukce. [10]

3.2.3 Podzemní voda

- **Hydrostatický tlak**

Hydrostatický tlak je dán rozdílem vodní hladiny na obou stranách pažící konstrukce, přičemž předpokládáme, že voda mezi těmito místy neproudí. Jeho velikost je určena součinem objemové tíhy vody a výškou vodního sloupce. Vztlak vyvolaný vodou způsobuje nadlehčení zrn zeminy vedoucí k poklesu objemové hmotnosti zeminy a následně ke snížení zemních tlaků. V důsledku toho vznikají tzv. efektivní zemní tlaky (vychází z efektivních parametrů zemin), zatímco voda vyvíjí tlaky pórové. Součtem pórového hydrostatického tlaku vody a efektivního zemního tlaku získáme celkový zemní tlak. [9]

- **Vliv proudění**

V případě pažící konstrukce vetknuté do propustné základové půdy vzniká pod patou konstrukce proudění, které ovlivňuje velikost hydrostatického tlaku a je příčinou vzniku proudového tlaku, který závisí na tzv. hydraulickém spádu a objemové tíze vody. Protože na rubové straně konstrukce proudí voda směrem dolů, zvyšuje objemovou tíhu zeminy a naopak na lící straně proudí voda vzhůru a snižuje tak objemovou tíhu zeminy. V případě velkého hydraulického spádu (kritického) může dojít ke vzniku tzv. „beztížného“ stavu v zemině nazývaného také hydraulické prolomení dna. Tento případ musí být ve statickém výpočtu zohledněn. [10]

4 Geologické poměry parku Stromovka

4.1 Geologické poměry

4.1.1 Pokryvné útvary

Mezi pokryvné útvary zájmového území patří převážně holocenní a pleistocenní fluviální sedimenty a částečně i navážky.

- **Antropogenní sedimenty**, neboli navážky, se vyskytují v nejsvrchnější vrstvě území a řadíme je k recentním sedimentům. V této vrstvě převládají písčité hlíny se štěrkem, tzn. kameny různých velikostí (převážně křemeny, křemence, opuky) a stavební suť. Struktura a charakter těchto navážek a tím tedy i jejich přetvárné vlastnosti se značně mění horizontálním i vertikálním směrem. Jejich mocnost se pohybuje od 0,3 do 3,0 m, jejich konzistence tuhá až pevná a jejich těžitelnost, která je velmi důležitým faktorem pro případný hloubený tunel, se pohybuje dle dnes zrušené normy 73 3050 v rozmezí mezi 2. a 3. třídou.
- **Fluviální sedimenty terasy Vltavy** jsou zastoupené v největší ploše zájmového území. Po sedimentaci vyšších teras došlo v mladším pleistocénu k dalšímu erozivnímu cyklu, ve kterém se Vltava postupně zahlubovala do hornin předkvartérního podkladu. Následkem této činnosti Vltavy je velmi hluboké koryto tvořící tzv. přehloubenou brázdou ve Stromovce u Šlechtovy restaurace. Následně bylo celé koryto vyplněno mohutnou sedimentací písčitých štěrků až na úroveň maninské terasy. Mocnost této vrstvy se pohybuje mezi 2 a 5 m. Ve vrchních polohách převažují písky s příměsí jemnozrnné zeminy a hlouběji potom písčité štěrky.
- **Holocenní povodňové náplavy** s charakterem hlíny až jemnozrnné písčité hlíny s tuhou konzistencí, organickými zbytky a valouny překrývají údolní terasu. Místa jsou v této vrstvě také obsaženy lokální bahnitá ložiska. [11]

4.1.2 Horniny skalního podloží – ordovik

Skalní podloží zájmového území je tvořeno horninami severovýchodní části ordovické barrandienské synklinály. Ordovický komplex obsahuje pestrou škálu střídajících se pelitických až psamitických hornin, která komplikuje stratigrafické hodnocení jednotlivých útvarů.

Na základě podobných podmínek vzniku a petrografických složení můžeme vyčlenit následující litologické skupiny hornin:

- Jílovité a jílovito-prachovité břidlice s ojedinělými lavicemi jemnozrnných křemenců a křemenných pískovců (dobrotivské souvrství)
- jemnozrnné křemence s vložkami jílovitých břidlic - skalecké křemence (libeňské souvrství)
- Jílovité břidlice (libeňské souvrství)

Dobrotivské souvrství je zastoupeno facií skaleckých křemenců, které dominují ve formě hrubých a jemnozrnných břidlic až prachovců s ojedinělým výskytem vrstvy křemenců. Droby a drobové břidlice v tomto souvrství mají šedou až tmavě šedou barvu, jsou hrubě slídnaté a mají tenkou deskovitou strukturu, což je z hlediska vnějšího vzhledu podobné drobům ve vrstvách letenského souvrství. Tyto horniny jsou obtížně rozpojitelné (třída 6. dle ČSN 73 3050) a odolávají zvětrávání. V daném území představují přechod mezi tvrdými křemenci a měkkými jílovitými břidlicemi.

Libeňské souvrství se vyskytuje ve dvou faciích – libeňské břidlice a řevnické křemence. Toto souvrství v nezvětralém stavu má šedočernou až černou barvu s převládajícími prechovitojílovitými a jílovitými břidlicemi, jemně slídnatými a často je velmi zřetelně vrstevnaté s tlustě deskovitou odlučností.

Břidlice nacházející v libeňském souvrství jsou považovány za měkčí a plastičtější horniny středočeského ordoviku. O těchto horninách říci, že jsou složeny ze střídavě značně a středně rozpukané horniny v metrových mocnostech s místy výrazněji tektonicky porušenými horninami. Protože obsahují až 28% prachovitých zrn jedná se o prachovité břidlice.

Řevnické křemence jsou tvořeny deskovitými až lavicovými vrstvami světle šedých, nebo žlutošedých masivních křemenců až křemitých pískovců střídajících se s prolohami šedých jílovitých břidlic, jílovců až jílu. Křemence jsou velmi tvrdé, křehké, nepravidelně rozpukané a jejich mocnost je do 1 m. Mezi vrstvami křemenců se často nacházejí úseky obsahující jílovité břidlice, jílovce až jíly. Tyto úseky mají obvyklou mocnost pár centimetrů. V některých oblastech, zejména uprostřed souvrství křemenců, se vyskytují

silnější vrstvy jílovitých až prachovito-jílovitých břidlic, které mohou dosahovat mocnosti až 2 m. Jejich petrografický charakter odpovídá souvrství libeňskému. Protože jsou křemence odolné, bylo nutné počítat při ražbě tunelů s trhacími pracemi. [12]

4.1.3 Zóny zvětrávání horninového masivu skalního podloží

Zcela zvětralý a rozložený horninový masiv se vyskytuje především v podobě jílovitých a prachovitých břidlic, což představuje soudržnou zeminu s vlastnostmi jílu. Má střední plasticitu a obsahuje různé příměsi střípků a ostrých úlomků břidlic. Zatřídění dle ČSN 73 1001 třídy F6, ČSN 73 3050 třídy těžitelnosti 3, označení zvětrání podle ČSN 72 1001 třídy W5, což označuje stav zcela zvětralý a rozložený. Jeho mocnost se pohybuje mezi 0,30 a 0,70 m.

Horninový masiv, označovaný jako silně až mírně zvětralý, je složen z úlomkovitě rozpadavých břidlic a tenkých deskovitých křemenců, které se rozpadají do úlomků různých velikostí. S hloubkou se velikost úlomků zvyšuje, až na dně tohoto horizontu nacházíme úlomky o průměrné velikosti 5 až 12 cm. Klasifikace podle ČSN 73 3050 přiřazuje třídu 4 až 5, podle ČSN 72 1001 je stupeň zvětrání mezi W4 a W3, což odpovídá označení silně až mírně zvětralého. Tato vrstva má mocnost v rozmezí od 0,70 do 1,20 m.

Horninový masiv navětralý se mechanicky chová spíše jako skalní nebo poloskalní masiv. Rozpad z úlomkovitého přechází postupně do kusovitého, kde jednotlivé části dosahují velikosti 10 až 30 cm a místy se může vyvinout i blokový rozpad. V hornině můžeme na povrchu úlomků pozorovat občasné hnědé zbarvení způsobené oxidy železa, avšak vnitřní struktura je z makroskopického pohledu neporušená. Přesto zde proběhl proces chemických reakcí, které způsobily narušení krystalové mřížky jílových minerálů. Hornina je tvrdá a po poklepu kladívkem se rozpukává. Dle klasifikace ČSN 72 1001 má tento typ zvětrání symbol W2, což znamená navětralé, a podle ČSN 73 3050 spadá do třídy 5 až 6. Průměrná mocnost tohoto typu hornin se pohybuje mezi 4 a 5 m.

U horninového masivu zdravého se jedná převážně o břidlice a křemence v nezvětralém stavu, těžko rozpojitelné, třídy 6. – 7. Dle ČSN 72 1001 se jedná o zdravou horninu se symbolem W1. [11]

4.2 Hydrogeologické poměry

V obecném pohledu lze rozdělit zvodnění podzemní vody v daném území do dvou kategorií:

- Podzemní vody vázané na zeminy průlinově propustné: Ty se vyskytují v povrchových sedimentech, jako jsou holocenní a pleistocenní terasové sedimenty.
- Podzemní vody vázané na puklinový systém horninového podloží: Tyto vody se nacházejí v horninách ordovického skalního podloží a propouštějí se skrze pukliny v těchto horninách. [11]

4.2.1 Podzemní vody v pokryvných úvarech

V zájmové oblasti se vyskytují pleistocenní terasové sedimenty údolního typu (maninské terasy), které jsou vysoce propustné, a holocenní povodňové sedimenty, které mají minimální propustnost a jsou uloženy na terasových sedimentech. Během geotechnického průzkumu byla ověřena mocnost holocenních sedimentů, což jsou písčité hlíny a písčité jíly, dosahující až 4 m. Jejich propustnost je o dva řády nižší než u podložních terasových písčitých štěrků. Tyto holocenní sedimenty často dosahují pod původní hladinu podzemní vody, vytvářejíce tak "artézský strop". Hladina podzemní vody v těchto oblastech je obvykle mírně napjatá s negativní výškou výstupu a přetokem na povrchu terénu. Během průzkumného vrtání se podařilo dosáhnout hladiny podzemní vody, která se většinou nacházela na rozhraní mezi holocenními sedimenty a terasovými štěrky. Po ustálení hladiny podzemní vody ve vrtech došlo ke zvýšení této hladiny (až o 4 m). [12]

4.2.2 Podzemní vody v horninách skalního podloží

Horniny skalního podloží mají kromě litologického typu skaleckých a řevnických křemenců obdobné hydrofyzikální vlastnosti. Tyto horniny jsou ve zdravém stavu velmi málo propustné a vyšší přítoky vody jsou obvykle spojené s výskytem tektonických poruch, ve kterých není přítomný tektonický jíl. Naopak skalecké křemence mají schopnost akumulovat určité množství podzemní vody i do větších hloubek. Jemnozrnné křemence a křemenné pískovce obvykle mají pukliny mírně otevřené bez jílové výplně a na povrchu netvoří eluvium, které by bylo schopné zabránit přítokům vody, kvůli svému charakteru málo propustné jílovité zeminy. [12]

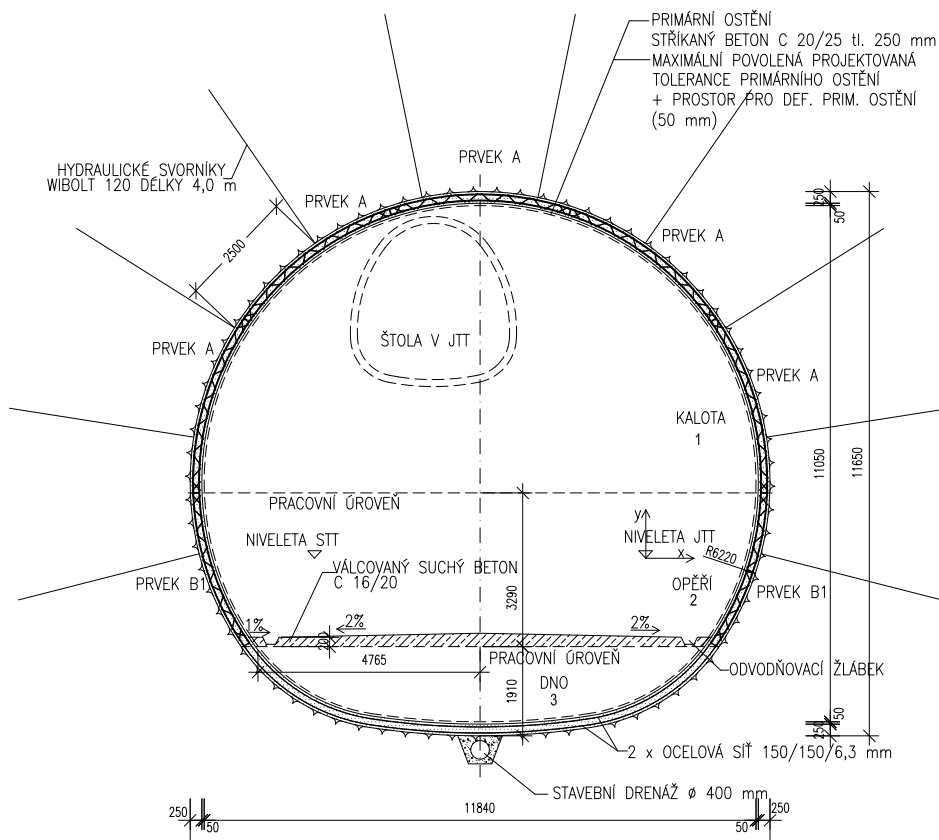
5 Technické řešení realizovaného tunelu Blanka v úseku Stromovka

5.1 Konstrukční řešení

Ražba tunelu a budování primárního ostění byly prováděny novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Konstrukční řešení ostění a technologie ražby jsou navrženy podle technologických tříd NRTM, které zohledňují kvalitu horniny a velikost výrubu. Zatřídění do jednotlivých technologických tříd bylo provedeno na základě klasifikace QTS, která byla vytvořena pro pražské prostředí. Rozpojování bylo provedeno pomocí thracích prací a bylo navrženo převážně horizontální členění výrubu na:

- Kalotu
- Opěří
- Dno

Výrub byl zajištěn primárním ostěním ze sřřkaného betonu řřady nejměně C 20/25 vyztužený příhradovými rámy BRETEX z betonářské oceli, svorníky, svařovanými sítěmi a bylo dimenzováno na vlastní tíhu a horninový tlak.



Obrázek 30 - Vzorový příčný řez primárním ostěním [12]

Ihned po provedení výlomu byly stěny výrubu očištěny a v dalším kroku provedeno kotvení hydraulickými svorníky, jejichž parametry závisely na technologické třídě. V případě, že deformačně-napjatostní odezvy ražeb na horninové prostředí byly příhodné, bylo možné pozměnit návrh. [12]

Položka	Jednotka	Technologická třída NRTM				
		2	3	3H	4	5a
Šířka výrubu	[m]	12,44****	12,44	12,44	12,44	12,54
Výška výrubu	[m]	11,65****	11,65	11,65	11,65	11,75
Plocha teoretického výrubu kaloty	[m ²]	63,63****	63,63	63,63	63,63	64,64
Plocha teoretického výrubu <u>opěří</u>	[m ²]	39,2****	39,2	39,2	39,2	39,56
Plocha teoretického výrubu dna	[m ²]	14,3****	14,3	14,3	14,3	14,87
Plocha teoretického výrubu - celkem	[m ²]	117,13****	117,13	117,13	117,13	119,07
Tloušťka primárního ostění	[mm]	200	250	250	250	300
Délka záběru v kalotě	[m]	2,5 až 3	1,75 až 2,25	0,8 až 1,75	1,25 až 1,75	0,8 – 1,1
Délka záběru v <u>opěří</u>	[m]	10 až 12	7 až 9	1,6 až 3,5	5 až 6	1,6 – 2,2
Délka záběru ve dně	[m]	20 až 24	14 až 18	3,2 - 7	10 až 12	3,2 – 4,4
Typ výztužného rámu	[-]	BTX D 250-3*	BTX D 250-3*	BTX D 250-3	BTX D 250-3	BTX D 250-4
Typ použitých svorníků	[-]	Wibolt 120, dl. 4,0 m	Wibolt 120, dl. 4,0 m	Wibolt 120, dl. 4,0 m	Wibolt 120, dl. 4,0 m	Wibolt 120, dl. 4,0 m
Počet svorníků na metr běžný tunelu	[ks]	1,091**	2,5**	3,92****	8,0**	12****
Počet svorníků na jeden záběr	[ks]	3	5	5	12	12
Stabilizační nástřik	[-]	NE	Rozhodne mistr	ANO	ANO	ANO
Doplnující opatření	[-]	-	-	-	<u>jehlování</u>	<u>protiklenba</u> , deštník

Tabulka 1 - Technologické třídy NRTM [12]

5.1.1 Primární ostění

Před nástřikem primárního ostění byly všechny nadvýlomy zastříkány stříkaným betonem (minimálně C 20/25), byly osazeny příhradové rámy BRETEX (1 kus na 1 záběr) a svařovaná síť při vnějším a vnitřním líci. Stříkaný beton byl ukládán ve třech krocích. Nejdříve byla nanášena vrstva přibližně 60% z celkové tloušťky ostění (zastříkání první sítě), následně v průběhu stříkání dalšího záběru byly osazeny svorníky a v posledním kroku je tloušťka betonu dostříkána na plnou tloušťku. Příhradové rámy byly osazeny 400 mm od čelby a maximální délka nezajištěného výrubu závisí na délce záběru. [12]

5.1.2 Kotvení

Kotvení bylo provedeno pomocí hydraulických svorníků Wibolt EXP 120 délky 4,0 nebo 6,0 m. Ve staničení km 5,835 – 6,085 nebylo provedeno žádné kotvení z důvodu minimalizace přítoků podzemní vody v místě, kde bylo již prostředí zlepšeno tlakovou injektáží. Osově vzdálenosti svorníků se liší v závislosti na podmínkách ražby, jsou osazeny

vždy ve druhém záběru od čelby a také kolmo na primární ostění, pokud se v místě nenachází nepříznivé křížení diskontinuit. [12]

5.1.3 Jehlování

V technologických třídách 4 a 5a bylo nad klenbou provedeno jehlování, realizované pomocí roxorů o průměru 32 mm, s délkou 4 m a osovou vzdáleností v příčném směru 300 mm. V jednom záběru bylo použito celkem 54 jehel. V technologické třídě 4 bylo jehlování provedeno pouze v místech větších nadvýlomů. [12]

5.1.4 Ochrana čeleb

Ochrana čeleb byla prováděna v závislosti na zastižených geologických podmínkách a technologické třídě NRTM. Pro každou technologickou třídu platí, že čelba byla chráněna stříkaným betonem minimální tloušťky 30 mm (2. technologická třída) a maximální tloušťky 100 mm (technologická třída 5a). V technologické třídě 3 a horší, byla kromě stříkaného betonu provedeno na čelbě také kotvení svorníky v horších geologických podmínkách při nestabilitě čelby. Poslední použitou ochranou čelby byla svařovaná síť použitá v technologických třídách 4 a 5a. [12]

5.1.5 Mikropilotový deštník

V oblastech velké nestability čelby, nebo velkého nebezpečí vypadávání celých bloků horniny do výrubu, byly provedeny mikropilotové deštníky nad profilem výrubu, zabezpečující výrub ale i samotné nadloží. [12]

5.1.6 Sanační injektáže

V případech výrazné nestability čelby výrubu, velkých deformačních projevů ražby na horninové prostředí nebo zastižení složité tektonické poruchy, byly v předstihu z průzkumné štoly provedeny sanační injektáže na bázi jílocementu. Mezi takové případy patří zejména zájmový úsek pod areálem Stromovky s nízkým nadložím na rozhraní nekvalitních libeňských břidlic a řevnických křemenců. Principem těchto injektáží je utěsnění skalního masivu v klenbě tunelu, jejíž úkolem bylo zabránit průsakům vody do výrubu tunelové

trouby v průběhu ražby. Tato opatření minimalizují vliv realizace tunelu na režim podzemních vod. Minimální tloušťka těsnící injektážní obálky je 3 m v místě kaloty tunelu. Nejdříve byly realizovány vrty pro samotnou injektáž skalního prostředí z průzkumné štoly. Pro jejich bezpečnou a správnou realizaci musel vrtmistr dbát všech opatření a ukazatelů, jako jsou například změny parametrů vrtání, silné přítoky vody nebo zavalení vrtu, na základě kterých byly určeny postupy pro následné odstranění těchto komplikací, které musely být striktně dodrženy. Vrty byly realizovány plnočelbovým nebo rotačně příklepovým vrtáním o průměru 75 mm na vodní případně vzduchový výplach.

Samotná injektáž skalního prostředí byla provedena jako sestupná a muselo být dosaženo koncového injekčního tlaku 2 MPa. Tyto postupy byly v průběhu prací upravovány projektantem na základě vyhodnocených výsledků skutečně zastižené geologie v průběhu injektáže.

Vrty pro tryskovou injektáž byly také hloubeny rotačním způsobem plnočelbovým vrtým nástrojem průměru 75 mm na vodní výplach. Samotná injektáž vytvořila sloupce zpevněné horniny o průměru minimálně 700 mm. Po dokončení každého sloupu tryskové injektáže byla injekční kolona ve vrtu ponechána po dobu 0,5 – 1,0 hodiny následně vytažena a vrt utěsněn. Jednotlivé sloupce tryskové injektáže byly prováděny ve dvou fázích ob jeden (primární x sekundární). V první fázi všechny primární sloupce a ve druhé všechny sekundární. [12]

5.1.7 Hydroizolační systém

Jako hydroizolační systém byla navržena jednovrstvá fóliová izolace na bázi polyolefinů nebo polyethylenu uzavřená po celém obvodu tunelu. Její tloušťka závisí na výšce vodního sloupce nad tunelem. Tato izolace je opatřena signální vrstvou a po celém obvodu primárního ostění musí být chráněna vhodnou geotextílií. Tento hydroizolační systém zajišťoval možnost dotěsnění pracovních spár injektážemi a také vyplnění prostoru mezi izolací a vnějším lícem sekundárního ostění. [13]

5.1.8 Mimořádné události v Královské oboře

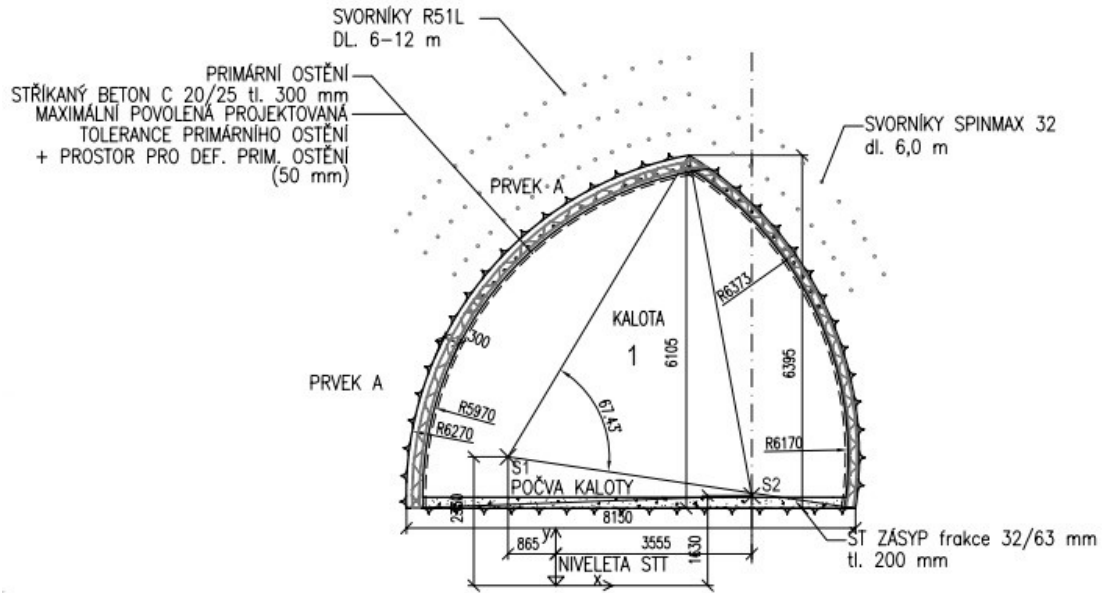
Dne 20.5. 2008 a 12.10.2008 došlo v prostoru přírodní památky Královská obora ke dvěma mimořádným událostem. K první mimořádné události došlo během ražby kaloty severní tunelové trouby, které probíhala v jíloprachovitých břidlicích dobrotivského souvrství ve 4. technologické třídě NRTM. Jedná se o horniny, které se při rozpojování rozpadají na velmi malé úlomky a rychle podléhají degradaci. Při strojním rozpojování došlo k vypadnutí velkého bloku horniny, který ohnul provedené jehly a zdemoloval poslední rám primárního ostění. Nadvýlom se pomalu zvětšil až k rozhraní zvodnělých sedimentů, které náhle pronikly do podzemního díla a vytvořili tak kráter na povrchu o průměru skoro 20 m.

Do tunelu proniklo celkem 1400 m³ vody a materiálu. Po provedení komplikovaných opatření pro zredukování přítoků podzemní vody, bylo možné odtěžit materiál z tunelu.

V závislosti na mimořádné události ze dne 20.5. 2008 byla navržena úprava technického řešení ražeb v tomto úseku. Mezi hlavní úpravu patří například přeřazení do 5a technologické třídy, zkrácení záběru a vertikální členění výrubu kaloty na 2 fáze (viz. obr. 31), nebo také realizace ochranných deštníků z mikropilot.

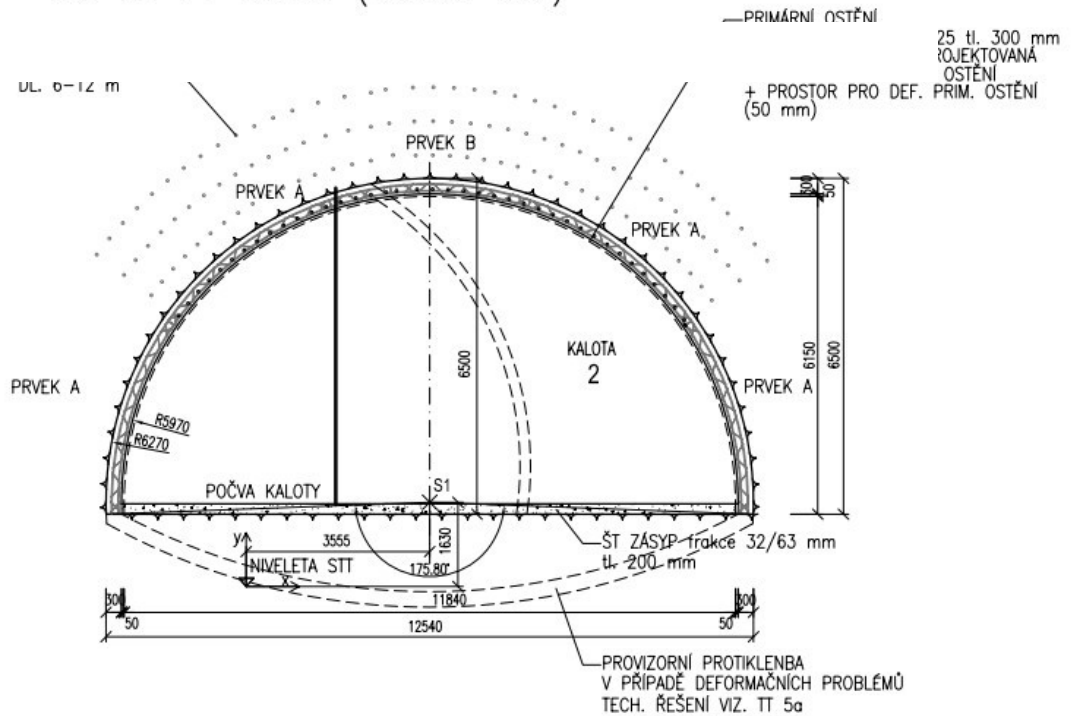
I přes aplikaci opatření, provedených na základě první mimořádné události, dne 12.10. 2008 nastalo při rozražení kaloty tunelu k nadvýlomu, který se zprvu jevil být stabilním. Postupně se však zvětšoval až k rozhraní kvartérních sedimentů, které pronikly do tunelu a došlo tak k propagaci nadvýlomu na povrch. Důvodem této události bylo především lokální snížení povrchu skalní báze a tedy snížení výšky skalního nadloží a také lokální velmi nízká kvalita horninového prostředí. Příspět také mohlo zemětřesení na západě Čech, které proběhlo ve stejném časovém rozmezí. [14]

5a-m TT NRTM (kalota č.1)



Obrázek 32 - Vertikální členění kaloty 1

5a-m TT NRTM (kalota č.2)



Obrázek 31 - Vertikální členění kaloty 2

5.1.9 Definitivní ostění ražených tunelů

Součástí definitivních ostění tunelu je spodní klenba, boční železobetonové bloky pod chodníky a horní klenba. Vnitřní nosné konstrukce jsou svislé stěny technických chodeb pod vozovkami a mostovka vozovky.

- **Postup provádění**

V první fázi bylo provedeno vybetonování dna sekundární obezdívky, které bylo ve střední části betonováno vodorovně a postranní úseky pak v poloměru dolní klenby. Ze dna byla vytažena výztuž pro napojení stěn technologických kanálů.

Následně byla provedena betonáž stěn technologických kanálů a ve třetí části betonáže byly zabetonovány boční bloky.

Čtvrtý pracovní záběr spočíval v betonáži mostovky, která již spadá do betonáže spodní klenby.

V dalším kroku proběhla betonáž horní klenby, prováděná pomocí tunelářské ocelové stavitelné bednicí formy s poloměrem odpovídajícím poloměru vnitřního líce sekundárního ostění. Tato forma je posouvána pomocí bednicího vozu po kolejové dráze. Betonáž byla prováděna po sekcích stanovených v kladečském schématu. Beton pro betonáž definitivního ostění byl zhotoven s přísadou polypropylenových vláken.

V místech, kde musely být realizovány přívodní požární kanály nebo SOS výklenky, byla betonářská forma definitivního ostění upravena.

Pro vyplnění prostoru po betonáži horní klenby mezi vnějším lícem sekundárního ostění v horní části klenby a izolací se využila výplňová injektáž. Tento prostor vzniká z důvodu smršťování čerstvého betonu, technologickou nemožností vyplnit prostor u vrchlíku formy a také z důvodu sednutí sekundárního ostění a nerovností primárního ostění.

Pro dodatečné zajištění těsnosti izolačního systému, který mohl být porušen při vlastních stavebních pracích, nebo po letech provozu, se využívá systém dodatečné (dotěsňující) injektáže. Injektáž probíhá vždy v sektoru ohraničeného těsnícími pásy pracovních spár. Injektáž je prováděna pomocí injektážních hadic, které mají konec vyvedený do líce definitivního ostění, umístěných příčně po celém obvodu tunelu ve vzdálenosti maximálně 1,5 m. [13]

5.2 Deformační účinky ražeb

Kvůli ražbám a případně i trhacím pracím, využitým během realizace tunelu, byl povrch a nadzemní zástavba ovlivněna jak poklesovou kotlinou, tak seismickými účinky. Vzdálenost poklesové kotliny od geometrické osy terénu nepřekročila maximální hodnotu 65 m a zároveň maximální deformaci povrchu terénu 50 mm. Pokud došlo při ražbě k překročení nějaké z těchto hodnot, bylo třeba provést vyhodnocení použité technologie ražby a opatření, které pozitivně ovlivnily vývoj deformací na povrchu. [12]

6 Hloubený tunel

Následující kapitoly se zabývají problematikou hloubeného tunelu v lokalitě Královské obory a jeho technologickým řešením. Návrh je zasazen do doby realizace tunelového komplexu Blanka a tedy do doby před rekonstrukcí Královské obory.

6.1 Podmínky pro realizaci

- Šlechtova restaurace, která stojí částečně nad stávající jižní tunelovou troubou tunelového komplexu, je historická budova chráněná jako kulturní památka České republiky. V případě realizace hloubeného tunelu, je nutné zajistit, aby tato památka byla v bezpečné vzdálenosti od stavební jámy. Z tohoto důvodu došlo k optimalizaci směrového vedení trasy. Nově navržená trasa je posunutá severněji tak, aby stavební jáma nezasahovala do půdorysu Šlechtovy restaurace a její staničení je také mírně upraveno.
- Kvůli minimalizaci zemních prací je výškové vedení tunelu posunuto směrem k povrchu. Faktorem, ovlivňujícím výškovou polohu hloubeného tunelu, je výška nadloží pod plavebním kanálem, jejíž hodnota by neměla být nižší než 7 m. (předpokládané bezpečné minimum). Ačkoli se již v místě plavebního kanálu nepočítá s hloubenou variantou, závisí výška nadloží v tomto místě na výškovému vedení okolních úseků tunelu. Z tohoto důvodu má navržený podélný sklon tunelu v Královské oboře hodnotu 1,5% a pod plavebním kanálem je tak splněna výše uvedená podmínka.
- Vliv na životní prostředí
 - Pro navrhované řešení by muselo být provedeno posouzení vlivu stavby na životní prostředí dle zákona č. 100/2001 Sb. (EIA), které by potvrdilo možnost/nemožnost provedení stavby a definovalo základní podmínky ve vztahu k životnímu prostředí.
 - Prašnost a hlučnost ve Stromovce spojené s realizací tunelu negativně ovlivňují provoz parku. Na základě vyjádření Odboru životního prostředí Magistrátu hlavního města Prahy je na hranici záboru stavby navrženo stabilní masivní oplocení o výšce 250 centimetrů, které slouží ke snížení prašnosti i hlučnosti.
 - Pro zabezpečení alespoň částečné provozuschopnosti parku je nutné rozdělit realizaci stavebních jam na 2 etapy. První etapa, provedená ve staničení JTT km 5,840 700 – 6,100 00 a druhá etapa provedená ve staničení JTT km 6,100

000 – 6,379 315. Tímto způsobem bude zajištěn průchod mezi východní a západní částí Královské obory.

- Bude prováděn pravidelný základní inventarizační průzkum rostlin a živočichů na území přírodní památky Královská obora, jehož účelem je charakterizovat současné biologické hodnoty podle výskytu konkrétních druhů rostlin a živočichů. Na základě výsledků získaných během průzkumů budou ve smyslu vyhlášky Ministerstva životního prostředí ČR č. 395/1992 Sb. případně doplněna nutná opatření pro zamezení možného ovlivnění organismů budováním a následným provozem stavby.
- Aby bylo možné otevřít stavební jámu, je třeba pokácet celkem 29 vzrostlých stromů. . Po ukončení stavebních prací bude zajištěno vysazení zeleně na původních místech.

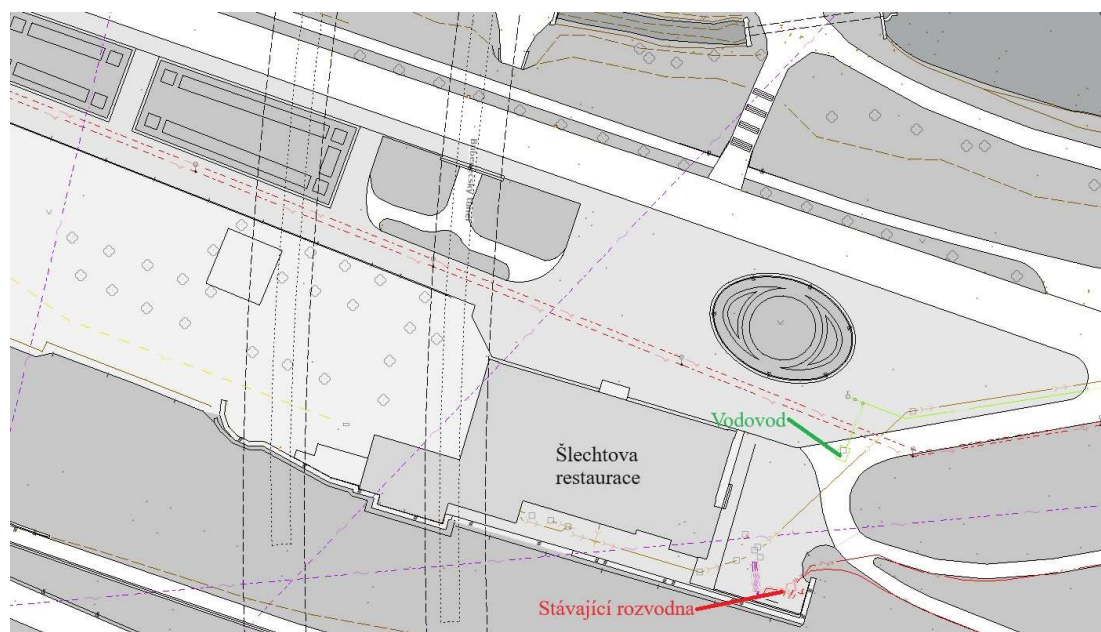
6.2 Zařízení staveniště

Aby byla zajištěna provozuschopnost staveniště, je nezbytné vyřešit jeho napájení elektrickou energií a přívod vody.

Elektrickou energií bude staveniště zásobováno ze stávající trafostanice u Šlechtovy restaurace. Připojení stavby bude zajištěno pomocí staveništního rozvodu. (viz obr. 32).

Aby pro stavební práce nemusela být využívána voda z pražského vodovodního řádu, bude pomocí systému trubek o celkové délce přibližně 600 m, zajištěno zásobování staveniště vodou z plavebního kanálu.

Pro zajištění vhodného pracovního prostředí pro pracovníky je nutné zařídit i zásobování pitnou vodou. Staveniště bude napojeno na vodovodní potrubí nacházející se přibližně 25 m východně od severovýchodního rohu Šlechtovy restaurace (viz obr. 32).



Obrázek 33 - Umístění rozvodny a přípojky na vodovod

6.3 Doprava na staveniště

Příjezd do stavební jámy je řešen pomocí 2 příjezdových ramp, zhotovených v místě tunelových propojek. Z důvodu etapizace výstavby jámy, musí být vybudovány 2 rampy, které jsou ze stavební jámy vyvedeny směrem na západ na hlavní pěší trasu, podél které se budou pohybovat. Obě splňují podmínku maximálního podélného sklonu 15% a pomocí vlečných křivek bylo ověřeno šířkové uspořádání zajišťující obousměrný provoz těžké nákladní techniky.

6.4 Stavební jáma

Tato kapitola se zabývá technickým řešením stavebních jam pro hloubený tunel v Královské oboře mezi Šlechtovou restaurací na jihu Královské obory a železničním náspem přetínající park z východu na západ. Kapitola obsahuje návrh hloubení stavebních jam, kotvení štětových stěn a hřebíkových svahů, práce související s hloubením stavební jámy a řešení jejího odvodnění. Stavební jáma je složená ze štětových stěn, sloužících jako pažení v kvartérních sedimentech a z navazujících hřebíkových svahů, zajišťujících stabilitu jámy pod úrovní skalního rozhraní.

6.4.1 Popis systému řešení

Především kvůli ostrému úhlu, pod kterým se protíná tunel s výše zmiňovanou železnicí se délka obou stavebních jam liší. Stavební jáma pro jižní tunelovou troubu má délku 511,6 m a pro severní tunelovou troubu délku menší, 469,84 m . Kvůli zabezpečení provozuschopnosti Královské obory je rozdělena výstavba na 2 etapy(první etapa JTT km 5,845 00 – 6,100 00 a druhá etapa JTT km 6,100 000 – 6,356 60). V obou etapách se počítá se současným hloubením stavebních jam pro severní i jižní tunelovou troubu, ale hloubení druhé etapy proběhne až po alespoň částečném zasypaní stavební jámy z první etapy a obnovení provozu na povrchu. Pro účely této diplomové práce jsou jednotlivé stavební jámy pojmenovány následovně:

- první etapa, STT – stavební jáma „A“
- první etapa, JTT – stavební jáma „B“
- druhá etapa, STT – stavební jáma „C“
- druhá etapa, JTT – stavební jáma „D“

V celém úseku se nacházejí 2 tunelové propojky, na které zároveň navazují příjezdové rampy na staveniště a propojují stavební jámu „A“ s jámou „B“ a stavební jámu „C“ s jámou „D“. Důležitým bodem jsou přeložky sítí, a malého vodníku toku přetínajícího stavební

jámu. Tyto sítě, především tedy plynovod, musejí být přeloženy a potok přemostěn přes stavební jámu pomocí trubek. Technické řešení je navrhováno pro stav v parku Stromovka před zahájením tunelového komplexu Blanka, není tedy řešena otázka úprav spojených se stávajícími vodními plochami, které se nad tunely aktuálně nacházejí.

6.4.2 Popis technického řešení

- **Štětová stěna**

Štětové stěny všech stavebních jam jsou navrženy ze štětovnic VL 604 délek 5,0 – 8,0 m. Stavební jáma „A“ je zapažena štětovnicemi o celkové ploše 6700 metrů čtverečních, jáma „B“ štětovnicemi o ploše 5570 metrů čtverečních „C“ o ploše 8550 metrů čtverečních a jáma „D“ štětovnicemi o ploše 6800 metrů čtverečních. Celková navržená plocha všech štětovnic potřebných pro obě etapy je 27 620 metrů čtverečních.

Štětové stěny budou beraněny z úrovně stávajícího terénu kolmo přes všechny kvartérní sedimenty do hloubky 0,5 m pod rozhraní předpokládaných navětralých vrstev skalního podloží. V případě, že bude skalní podloží zastiženo hlouběji, než je předpokládáno na základě geotechnického průzkumu, budou stěny zaberaněny hlouběji tak, aby byla splněna podmínka vetknutí stěn minimálně do zvětralých až navětralých hornin. V případě, že se štětové stěny nepodaří zaberanit do požadované hloubky, bude beranění ukončeno dříve a štětovnice budou o nedoberaněný kus zkráceny. Na rozhraní štětových stěn a hřebíkovaného svahu jsou navrženy lavice o šířce 2 m, které jsou zastříkány betonem, zároveň omezujícím přítoky podzemní vody pod patou štětových stěn. Paty štětových stěn jsou vetknuty minimálně 1,65 m pod úroveň lavic.

- **Hřebíkový svah**

Stěny stavební jámy v navětralých a zdravých vrstvách skalního podloží budou odtěžovány postupně po jednotlivých úrovních ve sklonu 10:1. Po dosažení etáže pro první hřebíkování, bude vyvrtán vrt pod úhlem 10 stupňů, zalit cementovou zálivkou a budou do něj osazeny hřebíky o délkách 2 - 4 m. Jako výztuž slouží navržená síť KY81 (8,0x8,0/100x100 [mm]), která bude umístěna při rubové i lícové straně stříkaného betonu a bude betonem zastříkána. Tento postup bude opakován až do úrovně definitivního výkopu. V místech, kde hřebíkový svah přesahuje výšku 7 m, je navržena lavice o šířce 2 m

- **Kotvení štětových stěn**

Štětové stěny jsou kotveny v závislosti na jejich volné výšce třípramencovými lanovými kotvami, osazenými přes opěrné klíny a desky na převázkách ze dvojice U profilů 280 osazených naplocho.

Na základě statického výpočtu pro nejhlubší stavební jámu, nacházející se v těsné blízkosti železničního náspu a nejmělkčí stavební jámu vedle Šlechtovy restaurace, byl stanoven počet a poloha kotev.

Nejnepříznivějším stavem je hlubší stavební jáma, kotvená ve třech úrovních (2,5 m, 5 m a 8 m od úrovně stávajícího terénu). Kotvy v první a druhé úrovni mají osovou vzdálenost 2 m, zatímco kotvy v poslední kotevní úrovni pouze 1 m z důvodu výskytu nesoudržných písků s vysokou tlačivostí, nacházejících se pod hladinou podzemní vody (HPV = 7,17m). Podrobněji bude kotvení popsáno v další kapitole 6.3.5.

- **Hloubení v pokryvných útvarech**

Pokryvné vrstvy, které jsou tvořeny fluviálními povodňovými sedimenty, lze bez problému těžít běžnými stavebními mechanizmy. Vytěžený materiál bude odvážen na mezideponii, nacházející se na pravém břehu Vltavy za Trojským mostem, nebo může být rovnou využit pro zpětný zásyp. Sedimenty, nacházející se pod hladinou podzemní vody, budou saturovány, ale díky použitým štětovým stěnám se nepředpokládají zvýšené přítoky podzemní vody do stavební jámy.

- **Hloubení ve skalním podloží**

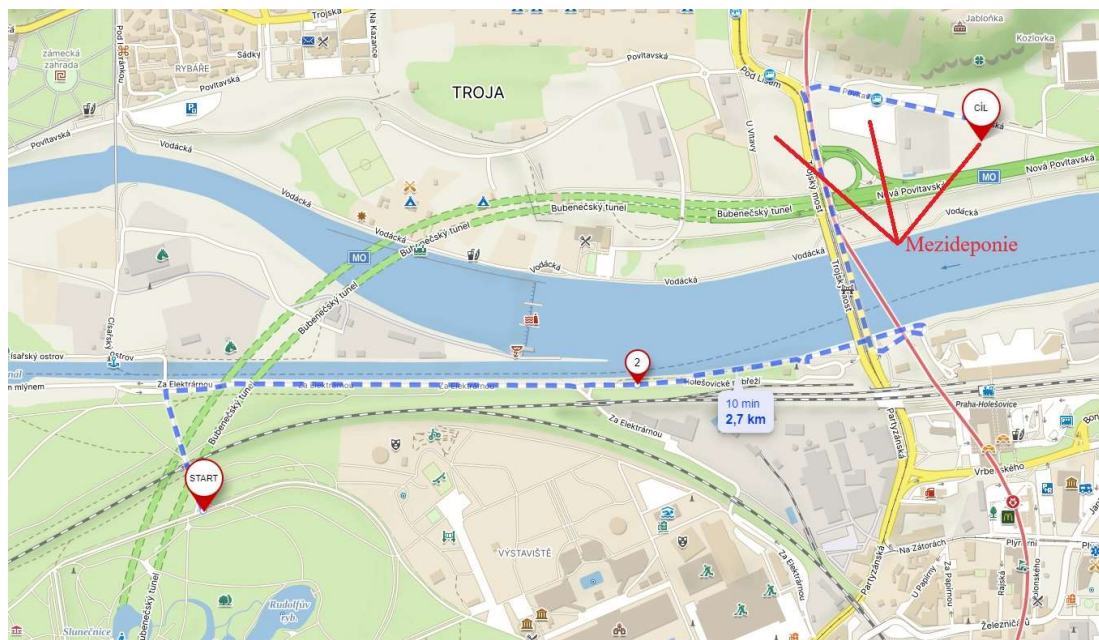
Skalní podloží je tvořeno ordovickými horninami, představujícími písčité až drobové břidlice dobrotivského souvrství místy s vložkami skaleckých křemenců. Povrch zvětralé skalní báze se nachází v zájmovém území v hloubce mezi 6 – 11 m pod stávajícím terénem. Tyto vrstvy, zejména zdravé horniny (R2), mohou být velmi obtížně rozpojitelné. Z tohoto důvodu bude nutné k rozpojování použít trhací práce, se všemi legislativními a negativními důsledky.

Zvodnělé horninové prostředí se bude projevovat přítoky podzemní vody do stavební jámy. Proto je navržena úprava povrchu skalních stěn vrstvou stříkaného betonu třídy C 16/20 tloušťky 0,2 m a vyztuženou svařovanou sítí 100 x 100 x 8 mm po obou stranách a hřebíky. V případě vysokých přítoků vody budou pod vrstvu stříkaného betonu instalovány organizované svody. V patě stavebních jam bude vystavěna provizorní drenáž.

6.4.3 Odvoz rubaniny

Celkový objem rubaniny, kterou je potřeba při hloubení vytěžit, je přibližně 340 000 m³ a objem zeminy potřebné ke zpětnému zásypu stavebních jam přibližně 215 000 m³. Zbylých 125 000 m³ rubaniny je třeba odvézt na trvalou skládku. Z důvodu zachování krajinného rázu a ochrany přírodní památky Královská obora by nebylo povoleno takové množství rubaniny dočasně uchovávat v blízkosti stavby. Návrh počítá s odvozem rubaniny do mezideponie na pravý břeh řeky Vltavy, poblíž mimoúrovňové křižovatky Troja, tedy území, které je ochráněno před průchodem velkých vod.

Trasa pro odvoz je dlouhá 2,7 km a je vedena nejkratší možnou cestou ven z parku až k Vltavě, kde se na křižovatce trasa stáčí směrem vpravo proti proudu toku po levém břehu řeky ulicí Za Elektrárnou a dále do ulice Holešovické nábřeží až pod Trojský most, který trasa podchází a napojuje se na něj. Za Trojským mostem je trasa vedena dle potřeby do ulice Povltavská, nebo U Vltavy, kde se nachází možné mezideponie (viz obr. 33). Šířka



Obrázek 34 - Trasa do mezideponie

komunikace je ve většině míst dostatečně široká, aby mohl být zajištěn obousměrný provoz těžké techniky.

6.4.4 Odvodnění stavební jámy

Přítoky podzemní vody do stavební jámy, ale i voda využitá při mechanizaci, nesmí být bez řádného vyčištění vypuštěna zpět do plavebního kanálu. Odvodnění stavební jámy bude napojeno na kmenovou stoku B vedoucí pod samotnou stavební jamou (předpokládá se, že by PVS povolilo), odkud bude dále pokračovat do čistírny odpadních vod.

6.4.5 Statický výpočet a návrh dimenzí

Pro konstrukci zajištění stavebních jam byla vybrána kombinace štětových stěn společně s hřebíkováným svahem. Vhodnou konstrukcí do kvartérních sedimentů jsou pro tento případ štětové stěny, které jsou prakticky nepropustné a dokáží tak zabránit (výrazně omezit) přítokům podzemní vody do stavební jámy a jsou zároveň poměrně levným dočasným řešením. V okolí stavební jámy nejsou navrženy žádné čerpací studny, které by snižovaly hladinu podzemní vody a štětové stěny jsou tak řešeny za neodvodněných podmínek. Skalní podloží se skládá převážně z písčitých až drobových břidlic ordovického souvrství místy s prolohami skaleckých křemenců. Do těchto skalních vrstev byl navržen hřebíkováný svah, jehož napojení na štětové stěny je řešeno pomocí lavice o šířce 2 m, zastříkané betonem. Stříkaný beton je dále aplikován v tloušťce 0,2 m na celý hřebíkováný svah, aby bylo zabráněno výpadům kusů hornin a průsakům podzemní vody z puklin. Jako výztuž je využita svařovaná síť o rozměrech 100 x 100 x 8 mm umístěna při rubu i lici stříkaného betonu.

Problematickým úsekem je přechod mezi štětovou stěnou a hřebíkováným svahem, kde hloubka vetknutí štětových stěn ovlivňuje proveditelnost první řady hřebíků. Místa, kde by hřeby musely procházet skrz štětové stěny, jsou řešena nedoberaněním jednotlivých kusů štětových stěn na konečnou hloubku tak, aby vrty pro hřeby mohly být bez problémů provedeny.

V případech, kde by nedoberanění štětovnic mohlo znamenat ztrátu stability konstrukce vyložením paty štětovnic, musejí být štětové stěny komplikovaně provrtány, nebo v nich musejí být předpřipraveny otvory pro hřeby. Autor si je vědom obtížnosti provedení tohoto řešení, ale vzhledem k minimálnímu množství takto řešených hřebů považuje řešení za proveditelné.

Statický výpočet pro posouzení stavebních jam byl proveden v programu GEO 5 – „Pažení posudek“ a „hřebíkováný svah“. Na základě výpočtu byla stanovena délka štětových stěn,

hloubka vetknutí stěn, počet, typ a poloha kotev případně hřebíků a jejich parametry a rozměry svařované sítě.

Do výpočtu v programu je tíha nadložních sedimentů pro hřebíkový svah vnesena jako přetížení spojitým zatížením o hodnotě odpovídající geostatickému napětí v dané hloubce, vypočítaného z průměrné objemové tíhy nadložních vrstev, včetně těch pod hladinou podzemní vody.

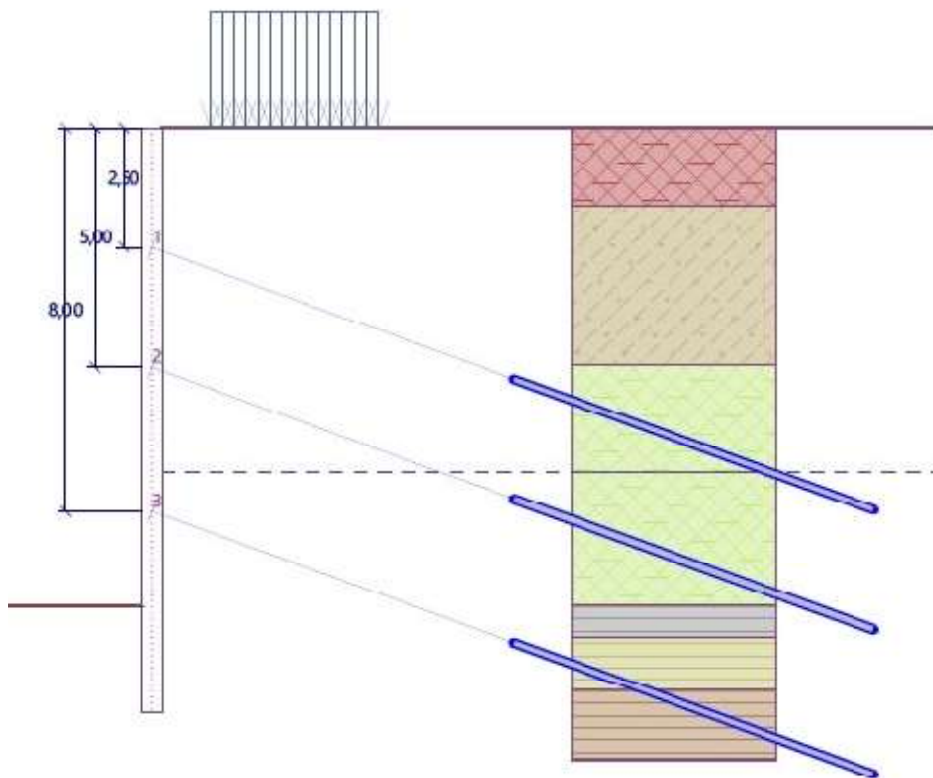
Dále je také pro štětovou stěnu vneseno přetížení konstrukce, stanovené jako spojitě proměnné zatížení, umístěné na povrchu, v hodnotě 5 kN/m².

- **Hluboká stavební jáma**

Hlubší stavební jáma se nachází v geologickém prostředí se skladbou viz příloha „Hluboká stavební jáma – štětovnice – posouzení, str. 5“. Celková hloubka této stavební jámy je 18,4 m.

První fáze stavební jámy, provedená pomocí štětovnic beraněných kolmo do hloubky 12,2 m, má hloubku 10 m se štětovnicemi vetknutými 2,2 m pod dočasné dno jámy. Štětová stěna je kotvena pomocí předpjatých třípramencových kotev o celkové délce 16 m, s délkou kořene 8 m a volnou délkou 8 m. Kotvy jsou upevněny pod úhlem 20 stupňů od vodorovné roviny. Kořen je zhotoven z betonu třídy C 16/20 a má průměr 0,15 - 0,175 m v závislosti na geologii. Hladina podzemní vody se nachází v hloubce 7,17 m.

V první fázi je vyhloubena jáma na první kotevní úroveň, tedy do hloubky 3,0 m a je zhotovena první kotva v hloubce 2,5 m. Kotvy v první úrovni jsou předpjaty na hodnotu 200 kN a mají osovou vzdálenost 2 m. V další fázi je vyhloubena jáma do hloubky 5,5 m a v hloubce 5 m je provedena druhá řada kotev. Kotvy druhé kotevní úrovně jsou také předpjaty na hodnotu 200 kN a mají osovou vzdálenost 2 m. Kořen v první i druhé kotevní úrovni má průměr 0,175 m. Následně dochází k prohloubení jámy do hloubky 8,5 m na třetí kotevní úroveň a zhotovení třetí řady kotev v hloubce 8 m. Tyto kotvy jsou předpjaty na hodnotu 50 kN mají průměr kořene 0,15 m, kvůli

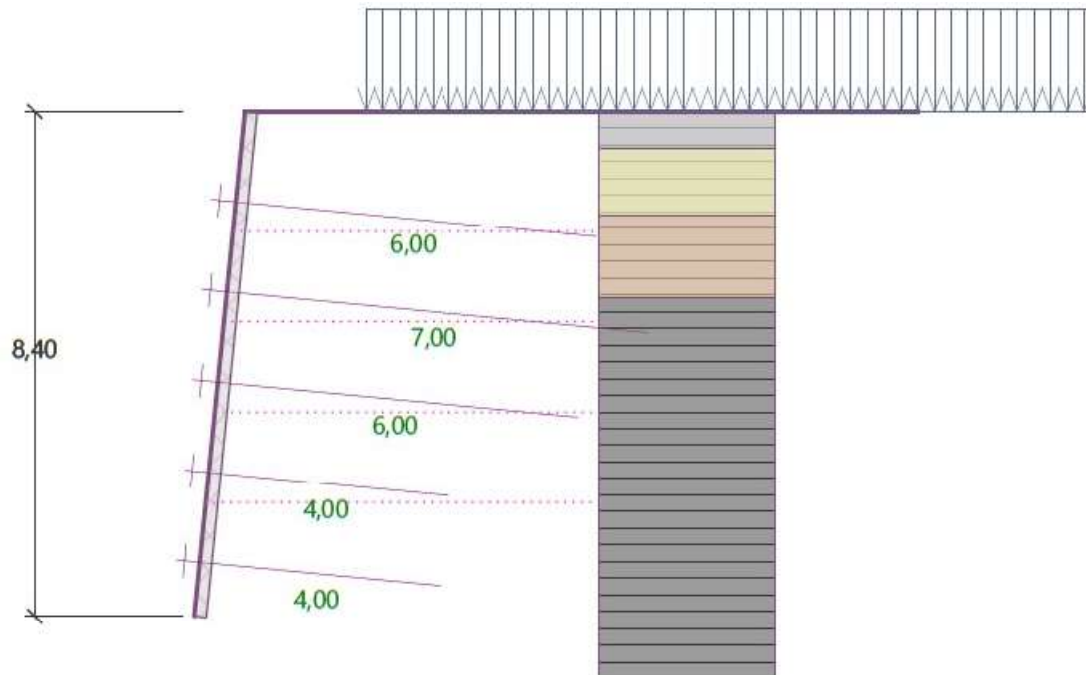


Obrázek 35 - Štětová stěna - poslední fáze hloubení (hluboká jáma)

skalním horninám, do kterých jsou kotvy vetknuty a jejich osová vzdálenost je zmenšena na 1 m. V poslední fázi je jáma vyhloubena na 10 m.

V hloubce 10 m je následně provedena lavice o šířce 2 m, která je zastříkána betonem. Ve skalním podloží je navázáno hřebíkováným svahem s hloubkou 8,4 m a sklonem 10:1, prováděným postupně po etážích. Výpočet hřebíkováného svahu je uvažován bez vlivu podzemní vody z důvodu hloubení ve skalních nepropustných horninách pouze s puklinovou propustností, u které není předpokládána návaznost na kvartérní zvodně. V případě zvýšených přítoků vody budou pod vrstvou stříkaného betonu zhotoveny organizované svody. Celkem je navrženo na celou hloubku 5 řad hřebů navrtávaných kolmo do svahu. Jako hřeby jsou využity ocelové výztužné pruty o průměru 25 mm a do vrtů jsou osazovány po 2 - 3 kusech. Do programu byl průměr hřebu zadán jako náhradní průměr, vypočtený z průřezové plochy 2 – 3 prutů ocelové výztuže. Kvůli zvětralým horninám jsou v horní části stavební jámy využity delší hřeby (6-7 m) a hlouběji ve zdravé hornině hřeby kratší (4 m). Na svah je postupně aplikován stříkaný beton třídy C 20/25, vyztužený

svařovanými sítěmi umístěnými 50 mm od rubu i líce betonu. Finální tloušťka stříkaného betonu je 0,2 m.



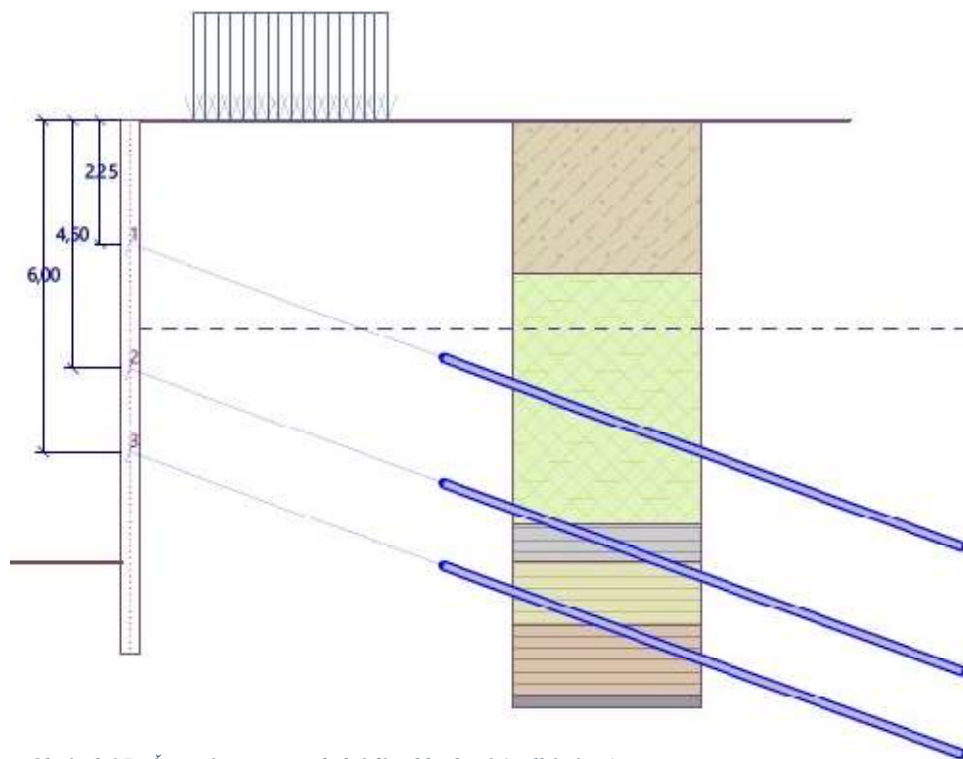
Obrázek 36 - Hřebikovaný svah (hluboká jáma)

- **Mělká stavební jáma**

Mělká stavební jáma se nachází v geologickém prostředí se skladbou viz příloha „Mělká stavební jáma – štětovnice – posouzení, str. 5“. Celková hloubka této stavební jámy je 11 m.

První fáze stavební jámy, provedená pomocí štětovnic beraněných kolmo do hloubky 9,65 m, má hloubku 8 m a štětovnice jsou vetknuty 1,65 m pod dočasné dno jámy. Štětová stěna je kotvena pomocí předpjatých třípramencových kotev o celkové délce 16 m, s délkou kořene 10 m a volnou délkou 6 m také upevněných pod úhlem 20 stupňů. Kořen kotev je zhotoven z betonu třídy C 16/20 a má průměr 0,15 m. Hladina podzemní vody je ustálena v hloubce 3,75 m. V první fázi je vyhloubena jáma na první kotevní úroveň, tedy do hloubky 2,75 m a je zhotovena první kotevní řada v hloubce 2,25 m. Kotvy v první úrovni jsou předpjaty na hodnotu 200 kN a mají osovou vzdálenost 2 m. V další fázi je vyhloubena jáma do hloubky 5,0 m a v hloubce 4,5 m je provedena druhá řada kotev. Kotvy druhé kotevní úrovně jsou předpjaty na hodnotu 100 kN a mají osovou vzdálenost 2 m. Po aktivaci kotev dochází k prohloubení jámy do hloubky 6,5 m na třetí kotevní úroveň a zhotovení třetí řady kotev v hloubce 6 m. Tyto kotvy jsou předpjaty na hodnotu 150 kN a jejich osová vzdálenost je zmenšena na 1 m.

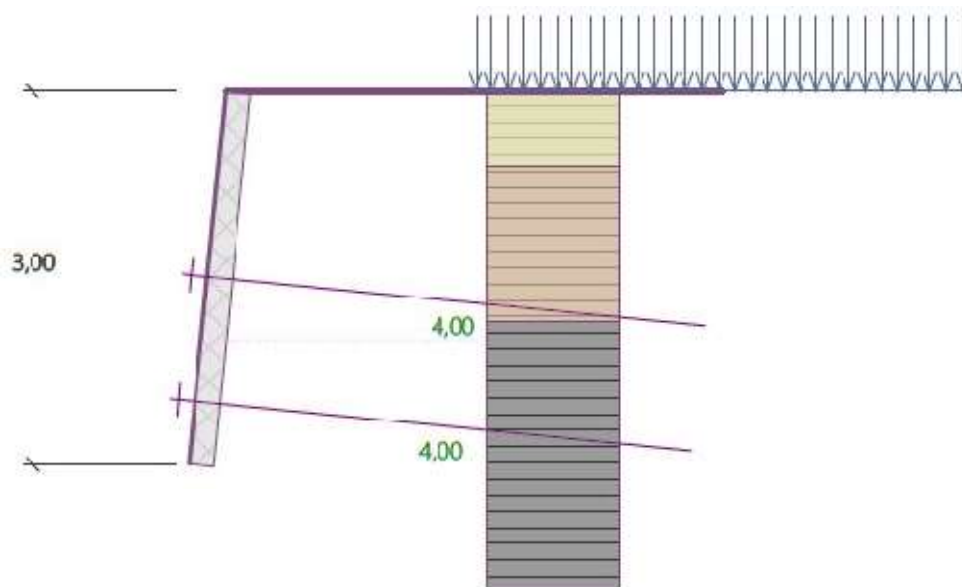
V poslední fázi je jáma vyhloubena na 8 m. V hloubce 8 m je následně provedena lavice o šířce 2 m, která je zastříkána betonem.



Obrázek 37 - Štětová stěna - poslední fáze hloubení (mělká jáma)

Ve skalním podloží je navázáno hřebíkováným svahem s hloubkou 3 m a sklonem 10:1, prováděným postupně po etážích. Výpočet je uvažován bez vlivu podzemní vody z důvodu hloubení ve skalních horninách pouze s puklinovou propustností, u které není předpokládána návaznost na kvartérní zvodně. V případě zvýšených přítoků vody budou pod vrstvou stříkaného betonu zhotoveny organizované svody. Jako hřeby jsou využity ocelové výztužné pruty o průměru 25 mm a do vrtů jsou osazovány po 2 kusech. Do programu byl průměr hřebu zadán jako náhradní průměr, vypočtený z průřezové plochy 2 prutů ocelové výztuže. Na celou hloubku jsou celkem navrženy 2 řady hřebů navrtávané kolmo do svahu v rastru 2 x 1,5m. Délka hřebů je 4 m. Na svah je postupně aplikován stříkaný beton třídy C 20/25, vyztužený svařovanými sítěmi umístěnými 50 mm od rubu i líce betonu. Finální tloušťka stříkaného betonu je 0,2 m.

Kotvení štětových stěn orientované směrem do zeminového „klínu“ mezi stavební jámou severní a jižní tunelové trouby je navrženo na principu táhel. Nejdříve je vyhloubena rýha na vnější straně štětových stěn, ze kterých je vodorovně provrtán zeminový „klín“ mezi oběma jámami pro osazení táhel první kotevní úrovně. Pro další kotevní úrovně jsou vrty realizovány z vnitřní strany stavební jámy skrz štětové stěny jedné jámy, zeminový „klín“ a štětové stěny druhé jámy.



Obrázek 38 - Hřebikovaný svah (hluboká jáma)

6.5 Realizace konstrukce tunelu

Tato kapitola obsahuje technické řešení konstrukce hloubeného tunelu v Královské oboře. Jedná se o konstrukci klasických hloubených tunelů stavěných do otevřené zajištěné stavební jámy. Tunely mají rámové uspořádání a skládají se ze dvou tubusů (severní a jižní tunelová trouba), jejichž osová vzdálenost je 23,5 m, přičemž každá tunelová trouba má svou vlastní stavební jámu. Navrženy jsou z monolitického železobetonu s ocelovou vázanou výztuží. Bentonitové rohože jsou navrženy po celém vnějším obvodu tunelu jako ochrana proti podzemní vodě. Rohože jsou doplněné o dotěšňovací prvky do dilatačních spár.

V místech, kde nadloží tunelu přesahuje 7 m, je navržena stropní klenba namísto vodorovné stropní konstrukce. Ve staničení km 6, 085 765 – 6,146 543 je navržen třípruh a navýšení tunelu. Protože statický výpočet pro hloubený tunel není již obsahem této diplomové práce, dimenze pro konstrukci hloubeného tunelu nejsou přesně známé. [15]

6.5.1 Popis technického řešení

- **Podkladní vrstvy**

Jako podkladní vrstva pod hloubenými tunely je navržen zhutněný štěrkopískový podsyp frakce 1/35 na srovnané dno stavební jámy, které je upravené do výsledného podélného sklonu 1,5% a příčného sklonu také 1,5% směrem k odvodňovací drenáži. Tloušťka tohoto podsypu je 150 mm a podsyp není realizován na svazích bloků technické chodby. Na tento podsyp bude realizována pokladní betonová deska.

- **Konstrukce tunelů**

Konstrukce hloubených tunelů se skládá z desky dna technické chodby, základové desky s betonovými bloky, stěn a ze stropu. Všechny tyto prvky jsou navrženy (kromě betonových bloků) jako železobetonové, monolitické (betonované do systémového bednění).

Tunely jsou rozděleny do dilatačních celků o délce přibližně 40 m.

Dno technické chodby, dno pod rozvodnou a příčnou únikovou chodbou, dno pod SOS výklenky a základová deska jsou navrženy z betonu C 25/30-XC1 a jsou betonovány vždy na celou délku dilatace bez pracovních spár. Tloušťka dna je 500 mm a základové desky 750 mm.

Stěny tunelu jsou betonovány po pracovních sekcích délky maximálně 12,5 m se svislou pracovní spárou. Přes tyto spáry přesahuje podélná výztuž na přesahovou

délku je do něj mezi výztuž vložen spárový plech a do dilatační spáry je umístěn ukončovací těsnicí dilatační PVC pás. Ze stěn, navržených z betonu C30/37-XF2 s polypropylenovými vlákny, přesahuje výztuž do stropní desky.

Stropní deska je betonována v délkách odpovídajícím sekcím stěn a stejně jako u stěn i zde podélná výztuž probíhá přes pracovní spáry. Betonáž stropní konstrukce po výšce je předpokládána ve dvou krocích. Do pracovních spár bude umístěn spárový plech a do dilatačních spár PVC pásy. Pro stropní konstrukci je využito betonu třídy C30/37-XF2 s polypropylenovými vlákny.

Konstrukcí nesoucí vozovku je hlavně deska (mostovka), která je pnutá jako strop technické chodby.

- **Hydroizolační systém**

Navržen je hydroizolační systém, který bude aplikován na pokladní beton pod základovými konstrukcemi a stěny společně se stropem tunelů, které se obalí izolací dodatečně. [15]

6.5.2 Provádění

Postup provádění je rozdělen celkem na 15 fází:

1. Dotěžení dna stavební jámy do úrovně upřesněné základové spáry a vyspádování dna. Příčně spádování je směrem k drenáži pod dnem technické chodby.
2. Vytvoření podkladních a drenážních vrstev ze štěrkopísku (frakce 1/35) a z betonu třídy C16/20, které jsou v příčném směru vodorovné a v podélném směru ve sklonu odpovídající podélnému sklonu nivelety. Ve svazích pro technickou chodbu je pouze betonová vrstva, kterou je nutné vytvořit ihned po odtěžení svahu, aby nedošlo k jeho sesouvání
3. Izolace dna technické chodby a betonových bloků základové desky.
4. Betonáž desky dna technické chodby z betonu C25/30 XC1 prováděná na celou délku dilatačního celku. Osazení vnitřních těsnících PVC pásů do dilatací.
5. Izolace pod základovou desku systémem do vany pomocí bentonitové rohože.
6. Betonáž základové desky s betonovými bloky z betonu C25/30XC1, ze které přesahuje v pracovních spárách do stěn výztuž a těsnicí spárový plech. V dilatacích je opět osazen PVC těsnicí pás. Betonáž je také provedena na celou délku dilatace.
7. Betonáž mostovky z betonu C30/37XC1 po pracovních sekcích, přičemž přes pracovní spáry musí přesahovat podélná výztuž, do které se vloží spárový plech.

8. Výplňová betonáž mezi základovým výstupkem a zajištěním stavební jámy (hřebíkováným svahem) betonem třídy C8/10 X0 se sklonem horního líce 1% směrem od tunelu ven.
9. Betonáž stěn tunelu z betonu C30/37 XF2 s polypropylenovými vlákny. Z pracovních spár stěn přesahuje do stropu výztuž a těsnicí spárový plech a v dilatačních spárách je osazen těsnicí PVC pás a uzavírací PVC pás. Betonáž je prováděna na celou výšku, v podélném směru po pracovních sekcích a přes pracovní spáry musí přesahovat podélná výztuž se spárovým plechem.
10. Betonáž stropu z betonu C30/37 XF2 s polypropylenovými vlákny. V dilatačních spárách je osazen vnitřní těsnicí PVC pás a uzavírací profil PVC. V podélném směru je postupováno na délku pracovních sekcí a přes pracovní spáry přesahuje podélná výztuž s těsnicím spárovým plechem. Betonáž stropu je prováděna na 2 fáze.
11. Izolace základového výstupku bentonitovým kompozitem a dokončení výplňových betonů mezi boky výstupku a stěnu stavební jámy. Sklon horního líce výplňového betonu zůstává 1% směrem od tunelu a izolace je vytažena nad horní líc výplňového betonu, aby byla připravena na pokračování v izolování stěn.
12. Izolace stěn a stropní konstrukce pomocí bentonitového kompozitu prováděná v pásech od spodu nahoru.
13. Aplikace ochranných vrstev izolace stěn a stropu za použití geotextilie(stěny) a PE fólie s betonovou mazaninou (stropy)
14. V další fázi budou vytaženy štětovnice a tunel bude postupně zasypáván tak, aby po obou stranách tunelu byl minimální rozdíl výšek zásypu
15. Poslední fázi jsou vnitřní konstrukce a dokončující práce. [15]

7 Ekonomické porovnání

Ekonomické porovnání hloubeného tunelu s raženým je důležitou kapitolou diplomové práce. Porovnávány jsou pouze ekonomické rozdíly samotných ražeb a hloubení. Do rozpočtu nejsou započítány náklady spojené se stavbou definitivní konstrukce tunelu, respektive definitivního ostění, protože tyto náklady jsou velmi podobné a nehrají tak významnou roli v ekonomickém porovnání. V následujících kapitolách jsou popsány významné položky pro realizaci hloubeného tunelu a princip zjednodušeného výpočtu ceny raženého tunelu v zájmovém úseku. Všechny náklady jsou uváděny bez DPH a ceny jednotlivých položek odpovídají cenám v době realizace tunelového komplexu (2012).

7.1 Rozpočet raženého tunelu

V projektové dokumentaci, vypracované pro tunelový komplex Blanka, jsou ražené tunely rozděleny do jednotlivých úseků. V zájmovém území Královské obory se nachází celkem 2 takové úseky, pro jejichž realizaci jsou známy náklady. Dle poměrného délkového zastoupení těchto úseků v zájmovém úseku je vypočtena cena severní a jižní tunelové trouby. Další nezanedbatelnou položkou jsou náklady na realizaci sanačních injektáží nadloží, které byly prováděny výhradně v lokalitě parku Stromovka. Tyto náklady tedy byly připočítány v celé hodnotě k rozpočtu ražených tunelů.

Z přílohy „Rozpočet ražených tunelů“ plyne, že cena severní a jižní tunelové trouby je následující:

Severní tunelová trouba (STT)	601 335 934,81 Kč
Jižní tunelová trouba	615 136 681,01 Kč
Celkem	1 216 472 615,82 Kč

Tabulka 2 - Shrnutí nákladů raženého tunelu

7.2 Rozpočet hloubeného tunelu

Pro objektivní porovnání obou variant je mezi práce související s hloubením tunelu započítáno kromě samotného hloubení i zajištění stavební jámy, zásyp realizovaného tunelu a následné uvedení povrchu do původního stavu. Rozpočet hloubeného tunelu je rozdělen na 4 části (A,B,C,D), dle rozdělení stavebních jam. Ke stavebním jamám „A“ a „C“ jsou připočítány i náklady za realizaci příjezdových ramp, což je patrné z výše nákladů těchto částí. Mezi hlavní položky hloubeného tunelu patří především náklady za štětové stěny, jejich beranění (vytažení) odpovídající téměř 20% celkové ceny a také samotné hloubení stavebních jam. Veškeré práce jsou rozřazeny do 4 nadřazených položek – Všeobecné konstrukce a práce, zemní práce, základové konstrukce a ostatní konstrukce a práce. Náklady na zařízení staveniště byly vypočteny jako 4% z celkové částky na realizaci stavebních jam.

V následující tabulce jsou uvedeny ceny za jednotlivé stavební jámy:

Stavební jáma „A“	236 876 781,63 Kč
Stavební jáma „B“	209 287 187,65 Kč
Stavební jáma „C“	312 022 571,55 Kč
Stavební jáma „D“	261 321 829,47 Kč
zařízení staveniště a vedlejší rozpočtové náklady (4% z celkové částky)	40 780 334,81 Kč
Celkem	1 060 288 705,11 Kč
Náklady hloubeného tunelu pro rok 2023 přepočítány pomocí inf. koef.	1 686 161 223,41Kč

Tabulka 3 – Shrnutí nákladů hloubeného tunelu

Cena za severní tunelovou troubu hloubeného tunelu odpovídá součtu nákladů za stavební jámu „A“ a „C“ – 548 899 353,18 Kč. Obdobně součet nákladů za stavební jámu „B“ a „D“ – 470 609 017,12 Kč odpovídá nákladům za jižní tunelovou troubu.

V následující tabulce jsou shrnuty ceny za jednotlivé nadřazené pracovní položky pro realizaci stavební jámy hloubeného tunelu.

Všeobecné konstrukce a práce	20 792 147,89, Kč
Zemní práce	343 280 600,15Kč
Základové konstrukce, zvláštní zakládání	603 941 116,51 Kč
Ostatní konstrukce a práce	51 494 505,75 Kč

Tabulka 4 - shrnutí nákladů za jednotlivé pracovní činnosti

7.3 Porovnání

Pro objektivní porovnání je nutné zmínit, že náklady potřebné na ražbu průzkumné štoly, nejsou v rozpočtu pro ražený tunel započteny. Porovnávány jsou pouze náklady na samotné ražby/hloubení tunelových trub/stavebních jam. V následující tabulce jsou shrnuty náklady obou variant.

Ražený tunel	1 216 472 615,82 Kč
Hloubený tunel	1 060 288 705,11Kč
Cenový rozdíl	156 183 910,71 Kč

Tabulka 5 - porovnání cen raženého a hloubeného tunelu

Z výše uvedené tabulky je patrné, že hloubený tunel je z ekonomického hlediska výhodnější variantou. Cenový rozdíl mezi oběma variantami činí 156 183 910,71 Kč a hloubený tunel je tedy levnější o 12,84%.

8 Závěr

Cíl diplomové práce – návrh hloubeného tunelu a následné porovnání hloubeného tunelu s raženým – byl splněn. Hloubený tunel je navržen standartním způsobem v otevřené zapažené stavební jámě za použití štětových stěn v kvartérních sedimentech a hřebíkovaného svahu ve skalním prostředí. Proveditelnost hloubeného tunelu z technického hlediska a výhodnost z hlediska ekonomického jsou touto diplomovou prací potvrzeny. Pokud nám technologické podmínky dovolují možnost výběru mezi oběma variantami je potřeba zohlednit pozitiva a negativa obou variant. Obecně lze říci, že výhodou hloubeného tunelu je jeho nižší cena a jednodušší technické řešení, zatímco nevýhodou je větší dopad na životní prostředí v místě staveniště.

Naopak pozitiva raženého tunelu spočívají především v možnosti neovlivnění běžného provozu parku a životního prostředí a tím i minimalizují náklady spojené s obnovou povrchu. Nevýhodou raženého tunelu v těchto geologických podmínkách je jeho cena.

V případě volby raženého tunelu nastává, i při dokonalém, podrobném geotechnickém průzkumu, pesimistickém návrhu, počítajícím s nejhorsími možnými kombinacemi skutečností a precizní realizace, riziko vzniku mimořádných událostí, které nikdy nelze zcela vyloučit. Tyto události opravdu nastaly a hlavní výhoda raženého tunelu tak byla částečně škrtnuta. Riziko vzniku mimořádných událostí musí být tedy při volbě metody také zohledněno.

V případě realizace varianty hloubeného tunelu je však zapotřebí zohlednit nejen technické a ekonomické aspekty. Stavba takového rozsahu, mající výrazný dopad na přírodní park, je složitá také z hlediska legislativního. Získání povolení pro realizaci by znamenalo velmi složité prokazování, že stavba nebude mít nevratné negativní dopady na přírodní památku, její provoz nebo vodní režim.

Mimořádné události a jejich likvidace, popsané v kapitole 5.1.8, můžeme však dnes využít jako potřebný důkaz, že významný zásah do parku, jakým byly mimořádné události, dokáže být velmi efektivně vyřešen bez viditelných dopadů na charakter a ráz parku. Rozměry stavební jámy hloubeného tunelu jsou však výrazně větší a stavba má tedy i výrazně větší dopad na životní prostředí.

Vzhledem k zanedbatelnému cenovému rozdílu obou variant (156 183 910,71 Kč – 12,84%) v rámci celého tunelového komplexu Blanka, je zcela jasným řešením v zájmovém úseku **ražený tunel**. Dopady na životní prostředí, ovlivnění provozu parku Stromovka nebo i získávání nezbytných povolení pro stavbu hloubeného tunelu mají při rozhodování o výběru varianty výrazně větší váhu, než jakou má rozdíl nákladů pro realizaci jednotlivých variant.

Bibliografie

- [1] 1. Český tunelářský komitét ITA/AITES, 2006.
- [2] ALDORF, Prof. Ing. Josef; HASÍK, DrSc., Ing. Otakar a HORÁK, Doc. Ing. Vladislav. *Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v ČR*. 1. 2006.
- [3] MOSLER, Ing. Jiří; PAVLOVSKÝ, Ing. Václav; BARTÁK, prof. Ing. Jiří; MAJER, Ing. Milan a ČERNÁ - VYDROVÁ, Ing. Linda. *Uživatelská příručka pro konvenční tunelování*. 1. Česká tunelářská asociace ITA-AITES, 2019.
- [4] online. In: *Radlická radiála*. 2022. Dostupné z: <https://www.radlickaradiala.info/konvencni-metody-razeb-technologicka-zarizeni-pro-realizaci/>. [cit. 2023-11-27].
- [5] VRÁNA, Tomáš. *METODY REALIZACE KONSTRUKCÍ MĚLKÝCH PODZEMNÍCH STAVEB*. Bakalářská. Brno: VUT, 2013.
- [6] MAŘÍK, Ing. Libor. Ražba tunelů pod zastropením – metoda želva. *Časopis stavebnictví*. 2017, č. 1, s. 1-4.
- [7] HOUŠŤ, Ing. Vladimír. *TENKOSTĚNNÉ PŘESYPANÉ KONSTRUKCE*. disertační. Brno: VUT, 2013.
- [8] BARTÁK DRSC., Prof. Ing. Jiří. Vývoj podzemního stavitelství v České republice. 2010, č. 1, s. .
- [9] VODÁČEK, Ondřej. *PAŽENÍ STAVEBNÍCH JAM*. Bakalářská. Brno: VUT, 2013.
- [10] MASOPUST CSC., doc. Ing. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí*. 2. ČKAIT, 2018. ISBN 978-80-88265-12-2.
- [11] NĚMEČEK, Ing. Jaroslav; BŘEZINA, Ing. Boleslav; CHMELAŘ, PH.D., RNDr. Radovan a BUTOVIČ, Ing. alexandr. *Podrobný geotechnický průzkum: Závěrečná zpráva*. PDF. 2006.
- [12] BUTOVIČ, PH.D., Ing. Alexandr a ČERVENKA, Ing. František. *Technická zpráva: Realizační dokumentace k raženým tunelům v úseku Špejchar - Pelc-Tyrolka*. 1. 2008.
- [13] Word. 1. 2008.
- [14] BUTOVIČ, PH.D., Ing. Alexandr; KVAŠ, Ing. Jan a PADEVĚT, Ing. Miroslav. *Tunel Královská obora – důvody vzniku a způsoby likvidace mimořádných událostí*. PDF. 1. 2008.
- [15] ŠOUREK, Ing. Pavel a PETRŽÍLKA, Ing. Vladimír. *Technická zpráva hloubené tunely stavba 079 - Špejchar - Pelc Tyrolka: Realizační dokumentace*. 1. 2007.

- [16] KLEPSATEL, František. *Výstavba tunelů ve skalních horninách*. 1. Jaga group, 2003. ISBN ISBN 80-88905-43-5.
- [17] ŠKREŘÍK, Jan. *PROBLEMATIKA TECHNICKÉ SEIZMICITY PŘI BUDOVÁNÍ PODZEMNÍCH DĚL*. diplomová. Praha: ČVUT, 2018.
- [18] online. In: *Machinery zone*. 2023. Dostupné z: <https://www.machineryzone.cz/pouzite-zarizeni/vrtna-souprava/41983409/atlas-copco-rocket-boomer-353es.html>. [cit. 2023-11-27].
- [19] online. In: *Researchgate*. 2019. Dostupné z: https://www.researchgate.net/figure/Pre-injection-in-110-m-2-tunnel-using-70-injection-holes-in-shaley-limestone-in-Baerum_fig2_330903447. [cit. 2023-11-27].
- [20] online. In: *Researchgate*. 2016. Dostupné z: https://www.researchgate.net/publication/306159740_A_review_on_selection_of_tunneling_method_and_parameters_affecting_ground_settlements/figures?lo=1. [cit. 2023-11-29].
- [21] online. In: *Stavební server*. 2015. Dostupné z: <https://www.stavebniserver.com/zpravodajstvi/stavby/realizace-stetovnicovych-sten-pomoci-technologie-movax/>. [cit. 2023-11-29].
- [22] online. In: *Tunnel*. 2015. Dostupné z: https://www.tunnel-online.info/en/artikel/tunnel_Influence_of_the_reactive_Components_on_Shotcrete_Performance-2344973.html. [cit. 2023-11-27].
- [23] online. In: . 2022. Dostupné z: <https://www.radlickaradiala.info/konvencni-metody-razeb-technologicka-zarizeni-pro-realizaci/>. [cit. 2023-11-27].
- [24] online. In: *Soletanche*. Dostupné z: https://www.soletanche.cz/technologie_tryskova_injektaz/. [cit. 2023-12-02].