



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV GEOTECHNIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF GEOTECHNICS

OPTIMALIZACE GEOTECHNICKÉHO PRŮZKUMU A MONITORINGU PŘI NAVRHOVÁNÍ A PROVÁDĚNÍ PODZEMNÍCH STAVEB

OPTIMIZATION OF GEOTECHNICAL SURVEY AND MONITORING FOR DESIGN AND REALIZATION OF
UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

DISERTAČNÍ PRÁCE
DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

ING. VÍT ČERNÝ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

doc. Ing. VLADISLAV HORÁK, CSc.

Abstrakt

Předkládaná práce se zaměřuje především na problematiku geotechnického průzkumu a monitoringu pro podzemní liniové stavby. Zabývá se současnou praxí v provádění geotechnického průzkumu a monitoringu. Na základě zhodnocení poznatků získaných z konkrétních staveb v ČR (Královopolský tunel, tramvajový tunel VMO Žabovřeská) a na základě autorových praktických tuzemských i zahraničních zkušeností podává návrh na jejich vzájemnou optimalizaci za účelem zkvalitnění výstupů a snížení finančních nákladů.

Klíčová slova

geotechnický průzkum, geotechnický monitoring, nová rakouská tunelovací metoda, tunelování, numerické modelování, konvergenční měření, inklinometrie, extenzometrie, optimalizace průzkumu a monitoringu

Abstract

The presented thesis focuses primarily on issues of geotechnical survey and geotechnical monitoring for underground line constructions. It deals with the current practice of geotechnical survey and monitoring. Based on the knowledge gained from specific buildings in the Czech Republic (Královopolské tunnels, tram tunnel Žabovřeská) and based on the author's practical local and foreign experience submits suggestions regarding their mutual optimization in order to improve outputs and reduce financial costs.

Keywords

geotechnical survey, geotechnical monitoring, New austrian tunnel method, tunneling, numerical modeling, convergence measurements, inclinometrie, extenzometrie, optimization of survey and monitoring

Bibliografická citace VŠKP

Ing. Vít Černý *Optimalizace geotechnického průzkumu a monitoringu při navrhování a provádění podzemních staveb*. Brno, 2014. XX s., YY s. příl. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav geotechniky. Vedoucí práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem disertační práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 22.8.2014

.....
podpis autora
Ing. Vít Černý

Prohlášení:

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané disertační práce je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 22.8.2014

.....
podpis autora
Ing. Vít Černý

Poděkování:

Děkuji svému školiteli doc. Ing. Vladislavu Horákovu, CSc. za odborné vedení, cenné rady a trpělivost při řešení a tvorbě této disertační práce.

Děkuji akciovým společnostem GEOtest, Arcadis a Amberg Engineering Brno za poskytnutí podkladů pro zpracování této práce.

Dále děkuji Ing. Janu Fouskovi za většinu praktických zkušeností, které v oboru mám.

V neposlední řadě děkuji rodině, přítelkyni a kolegům, kteří mi byli během doktorského studia a při formování této práce oporou.

Obsah:

1.	Úvod	9
1.1.	Uvedení do problematiky	9
1.2.	Vymezení řešené problematiky	10
1.2.1.	<i>Dle dispozice</i>	10
1.2.2.	<i>Podle způsobu provádění</i>	12
1.3.	Cíle dizertační práce	14
1.4.	Zásady zpracování práce	14
2.	Geotechnický průzkum (GTP)	15
2.1.	Základní principy GTP	15
2.2.	Projekt průzkumných prací	16
2.3.	Specifika GTP pro podzemní stavby	16
2.3.1.	<i>Dimenzování ostění</i>	17
2.3.2.	<i>Vliv výstavby tunelu na okolí</i>	18
2.3.3.	<i>Zatřídění dle tunelářských klasifikací</i>	18
2.3.4.	<i>Geotechnická rizika, aplikace observační metody a monitoring</i>	21
2.3.5.	<i>Materiál rubaniny</i>	22
2.4.	Průzkumné metody	23
2.4.1.	<i>Rozmístění prvků geotechnického průzkumu, hloubkový dosah</i>	23
2.4.2.	<i>Přímé průzkumné metody</i>	24
2.4.3.	<i>Nepřímé průzkumné metody</i>	29
2.4.4.	<i>Polní zkoušky</i>	35
2.5.	Zvláštnosti GTP v případě užití průzkumné štoly, požadavky na výsledky	47
3.	Navrhování geotechnických konstrukcí, observační metoda	49
3.1.	Návrh geotechnických konstrukcí užitím výpočtu	49
3.2.	Návrh geotechnických konstrukcí přijetím předběžných opatření	50
3.3.	Návrh geotech. konstrukcí pomocí experimentálních modelů a zatěžovacích zkoušek	50
3.4.	Návrh geotechnických konstrukcí pomocí observační metody	51
4.	Nová rakouská tunelovací metoda (NATM)	53
4.1.	Princip NATM	53
4.2.	Zásady NATM	54
4.3.	Sledování během výstavby	56
5.	Geotechnický monitoring	57
5.1.	Projekt geotechnického monitoringu, varovné stavy,	58
5.2.	Prvky geotechnického monitoringu	60
5.2.1.	<i>Prvky monitoringu v podzemí</i>	60
5.2.2.	<i>Prvky monitoringu na povrchu</i>	64
5.3.	Časový plán monitoringu	68
5.4.	Prezentace výsledků monitoringu	69
6.	Případová studie	70
6.1.	Geotechnický průzkum	70

6.1.1.	<i>Geotechnický průzkum pro tramvajový tunel v rámci VMO Žabovřeská v Brně</i>	71
6.1.2.	<i>Geotechnický průzkum pro Královopolské tunely v Brně</i>	84
6.2.	Geotechnický monitoring	104
6.2.1.	<i>Varovné stavy, rada monitoringu</i>	107
6.2.2.	<i>Geotechnický monitoring v podzemí</i>	109
6.2.3.	<i>GTM – interakce horninového masívu a konstrukce tunelu</i>	116
6.2.4.	<i>Geotechnický monitoring na povrchu – vliv ražby na okolí</i>	121
7.	Progresivní vyhodnocení naměřených dat, srovnání s předpoklady výpočtu.....	130
7.1.	Geotechnický výpočet	131
7.1.1.	<i>Principy geotechnického výpočtu</i>	131
7.1.2.	<i>Výsledky geotechnického výpočtu, tunel I, km 1,078</i>	135
7.2.	Srovnání dat vybraných měření.....	139
7.2.1.	<i>Srovnání konvergenčních a inklinometrických měření</i>	139
7.2.2.	<i>Srovnání konvergenčních a extenzometrických měření</i>	142
7.3.	Celkové zhodnocení.....	145
8.	Návrh optimalizace geotechnického průzkumu a monitoringu.....	145
8.1.	Geotechnický průzkum.....	146
8.1.1.	<i>Zhodnocení metod a prvků geotechnického průzkumu</i>	147
8.2.	Geotechnický monitoring	149
8.2.1.	<i>Zhodnocení metod a prvků geotechnického monitoringu</i>	150
9.	Závěr	152
Literatura		154
Použité zkratky		157
Seznam příloh.....		158

1. Úvod

1.1. Uvedení do problematiky

Podzemní stavitelství zaznamenalo výrazný rozvoj zejména v 90 letech XX. století a na počátku XXI. století. Tento rozvoj byl zapříčiněn zejména významnými státními investicemi do staveb dopravní infrastruktury. V současné době, kdy došlo ke snížení státních investic do velkých inženýrských staveb, dochází také k částečnému útlumu podzemního stavitelství, které se více méně omezuje na investiční výstavbu komplexů podzemních garáží a jiných, převážně hloubených staveb. Nicméně otázka složité dopravní situace v naší zemi, nutnost rekonstrukce více méně dožívajících komunálních staveb (kanalizační systémy, vodovodní přivaděče, atp.) a v neposlední řadě důležitost výstavby kolektorů v městských aglomeracích staví podzemní stavitelství na přední místo inženýrského stavitelství v naší zemi.

Situace ve vyspělých zemích západní Evropy, Ameriky ale i v tzv. „rozvojových“ zemích Asie je podstatně odlišná. Vládní orgány těchto států si uvědomují význam státních investic do stavebnictví a podzemní stavby, jako reprezentant jedněch z nejsložitějších a současně i finančně nejnáročnějších staveb, zde prožívají stále svůj rozvoj.

Nelze opomenout ani význam podzemních staveb v zemích tzv. třetího světa, kde jsou součástí zejména vodních děl a tvoří důležitou součást zásobování obyvatelstva pitnou vodou. Vodní elektrárny, které jsou většinou nedílnou součástí výše uvedených vodních staveb, bývají umístěny v podzemních halových prostorách – kavernách, a jsou mnohdy jediným zdrojem elektrické energie populace v rozvojových zemích Afriky, Asie a Blízkého východu.

Přípravě jakýchkoli druhů staveb předchází geotechnický průzkum. Jeho úkolem je zjistit základní vlastnosti horninového masívu, který bude v interakci s plánovanou stavbou, aby mohl být zvolen optimální způsob založení navrhovaných objektů. Je zřejmé, že čím náročnější inženýrskou úlohu projektovaná stavba představuje, tím složitější a propracovanější systém geotechnického průzkumu je nutné zvolit. Podzemní stavby, které jsou převážnou částí svého objemu přímo umístěny v horninovém prostředí, tak představují nejnáročnější úlohu pro ekonomickou, časovou a faktickou náplň geotechnického průzkumu.

Horninové prostředí je ze své podstaty značně heterogenní, mechanické chování zemin a hornin, byť z geologického hlediska téměř totožných, se mohou v různých místech i výrazně lišit. Sebepracovanější geotechnický průzkum nedokáže postihnout všechny anomálie horninového prostředí, které mohou mít pro návrh a realizaci podzemní stavby velkou důležitost. Pro ověření předpokladů chování horninového masívu, které byly použity pro návrh podzemního díla, slouží propracovaný systém sledování během výstavby – monitoring. Vzhledem k tomu, že značná část podzemních staveb se v současné době realizuje v městských aglomeracích, je nedílnou součástí monitoringu i sledování objektů v nadloží prováděných podzemních staveb. Hlavním úkolem monitoringu je, v případě zjištění oproti

projektu nepředpokládaného chování horninového masívu a objektů v nadloží tunelu, zasáhnout do stavby a upravit způsob provádění díla tak, aby nedošlo v nejhorším případě k destrukci konstrukcí či ztrátám na životech.

1.2. Vymezení řešené problematiky

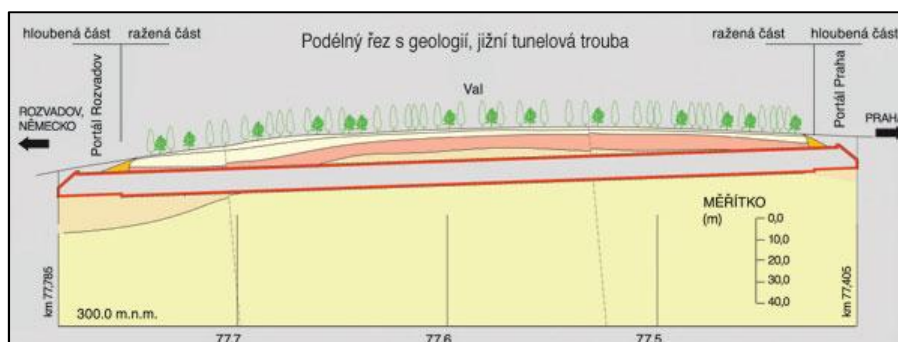
Podzemní stavbou obecně rozumíme stavební objekt obklopený ze všech stran zemním nebo horninovým prostředím, jehož užitkový prostor je trvale umístěn většinou svého objemu pod úrovní terénu (původního nebo upraveného).

Za účelem konkretizace řešené problematiky autor uvádí stručné rozdělení podzemních staveb. Obecně můžeme podzemní stavby rozdělit mnoha způsoby. Základní, a pro přehled dostačující, dělení podzemních staveb je dvojí - podle dispozice a podle způsobu provádění.

1.2.1. Dle dispozice

Podle dispozice dělíme podzemní stavby na:

- Liniové – převažuje délkový rozměr. Jsou to zejména tunely, štolý a šachty



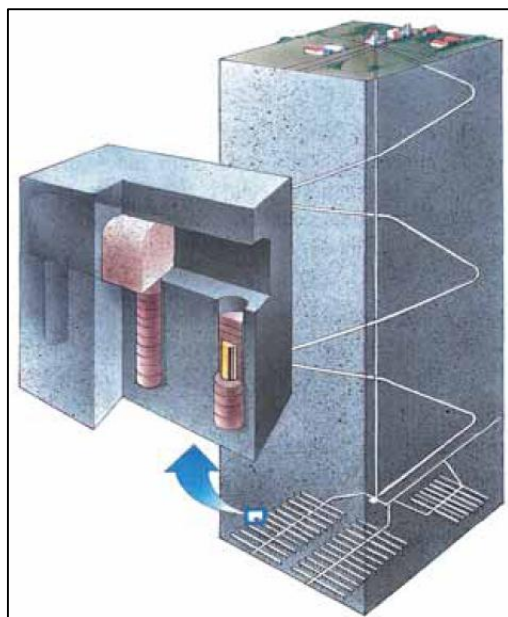
Obr. 1.1: Liniová podzemní stavba – dálniční tunel Valík, podélný řez s geologií [27]

- Plošné – převládá půdorysný rozměr nad výškou. Jedná se především o podzemní garáže, kryty, atp.



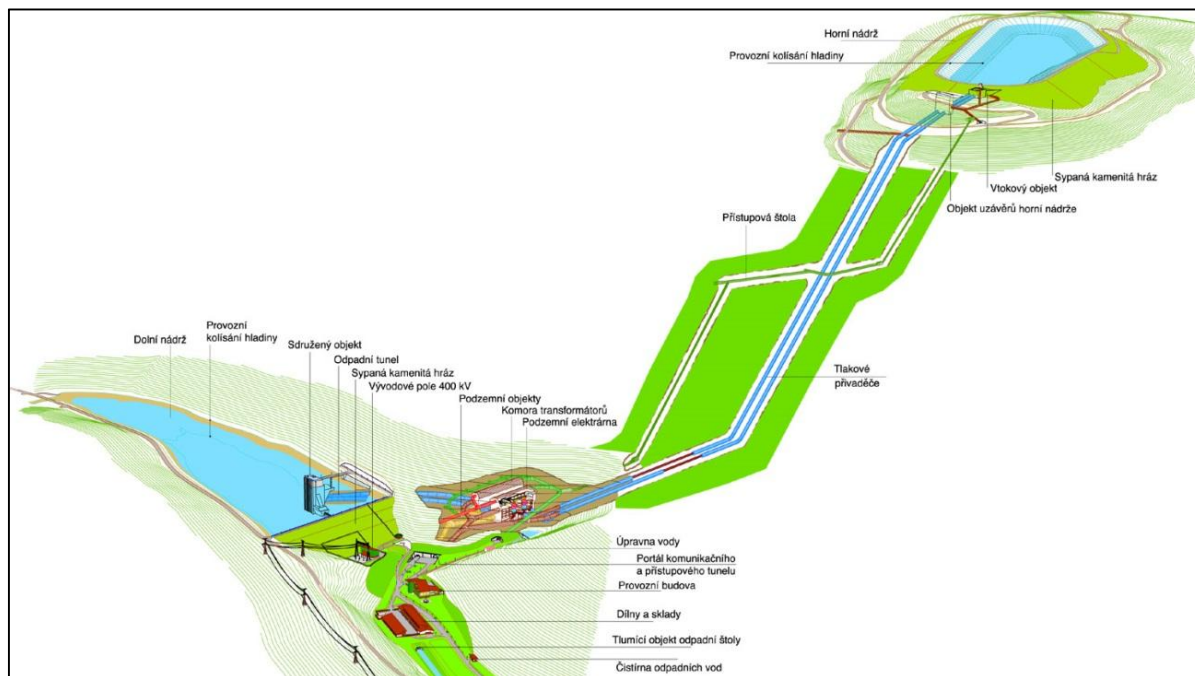
Obr. 1.2: Plošná podzemní stavba – podzemní garáže, řez, AZ Tower Brno [23]

- Halové – velká výška i půdorys. Jsou to zejména podzemní zásobníky, kaverny, atp.



Obr. 1.3: Halová podzemní stavba - koncepce podzemního úložiště radioaktivních odpadů [25]

- Kombinované – například podzemní prostory vodních elektráren, atp.



Obr. 1.4: Kombinovaná podzemní stavba – schéma přečerpávací vodní elektrárny Dlouhé stráně [30]

1.2.2. Podle způsobu provádění

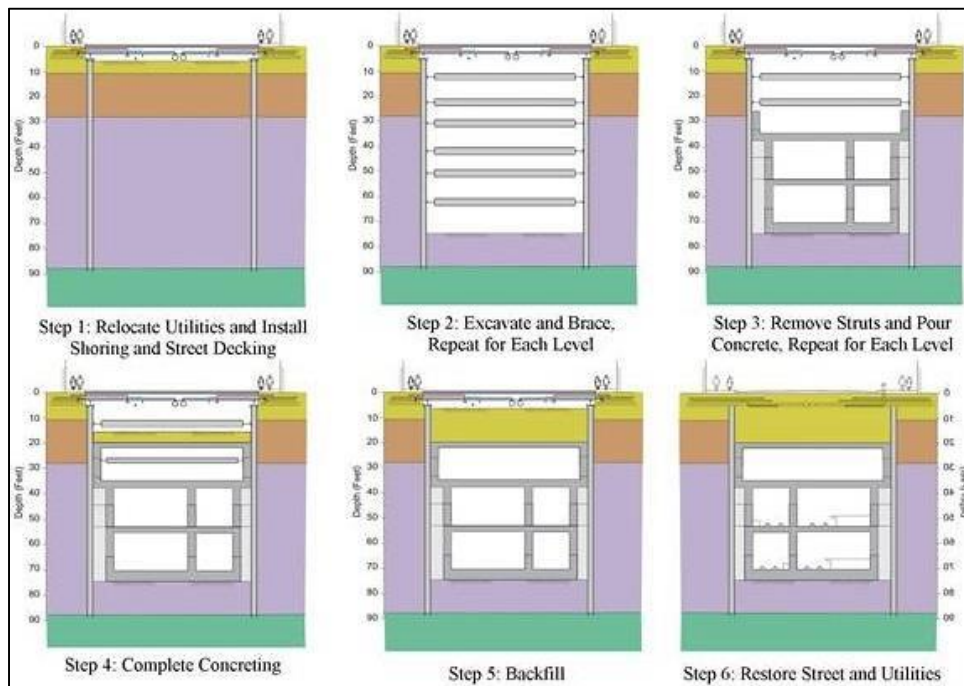
Podle způsobu provádění rozeznáváme podzemní stavby následujících typů:

- Ražené – celá výstavba probíhá v podzemí, kdy nedojde k narušení nadloží podzemní stavby. Obvykle jsou tyto stavby prováděny ve větších hloubkách pod terénem. Ražba může být prováděna buď konvenčním způsobem (např. Nová rakouská tunelovací metoda), nebo pomocí tunelovacích strojů.



Obr. 1.5: Ražená průzkumná štola v rámci inženýrskogeologického průzkumu pro Královopolské tunely v Brně

- Hloubené – podzemní stavba je realizována v otevřené jámě a později přesypána. Konstrukce pažení stavební jámy bývá často volena tak, aby byla součástí budoucí podzemní stavby (např. milánské stěny, atp.). Metoda provádění hloubených podzemních staveb se nazývá Cut and Cover.



Obr. 1.6: Princip způsobu provádění podzemní stavby metodou Cut and Cover [29]

- Kombinované – boční stěny tunelu se vyhloubí jako podzemní stěna, strop se vybuduje na terénu a hornina se ze vzniklého prostoru vytěží hornickým způsobem. Takto proveden byl tunel na silničním obchvatu Jihlavy (I/38) v roce 2003.
- Další – do této skupiny můžeme zařadit například protlaky, které se realizují nejčastěji při rekonstrukcích nebo výstavbách inženýrských sítí v intravilánu. Protlaky jsou použitelné výhradně v zeminách.

Předkládaná práce se zabývá problematikou geotechnického průzkumu a monitoringu (sledování) **liniových podzemních staveb ražených konvenčním způsobem** za použití Nové rakouské tunelovací metody, která vychází z obecných principů observační metody. Bude-li nadále v práci zmíněna podzemní stavba, tunel, ražba, atp., bude to vždy znamenat výše uvedený konkrétní případ.

Nová rakouská tunelovací metoda byla zvolena proto, že je nejpoužívanější tunelovací metodou v současné době v ČR i v zahraničí, ale také proto, že je metodou univerzálně použitelnou v jakémkoli geologickém prostředí.

Principy jak sledování během výstavby tak i geotechnického průzkumu předkládané pro konkrétní řešené případy lze samozřejmě vztáhnout i na jiné geotechnické stavby. Například sledování výstavby liniového podzemního díla raženého pomocí tunelovacího stroje (TM) nebo štítu může být dosti obdobné, jako monitoring výstavby tunelu raženého pomocí NATM. Bude se ovšem lišit v detailech specifických pro vybraný způsob ražby.

Pro monitoring platí stále stejné zásady jako pro průzkum či pro navrhování geotechnické konstrukce – v důsledku značné heterogenity horninového prostředí je nutné ke každé geotechnické konstrukci, byť principiálně totožné, přistupovat vždy individuálně. Zobecnit lze pouze hlavní principy.

1.3. Cíle dizertační práce

Cílem předkládané dizertační práce je pokusit se předložit návrh na optimalizaci geotechnického průzkumu a monitoringu při navrhování a provádění podzemních liniových staveb v městských aglomeracích.

Při zpracování práce se autor opíral o zkušenosti ze své sedmileté praxe. V rámci dosavadní profesní kariéry se autor zabývá zejména problematikou geotechnického průzkumu pro velké inženýrské stavby, geotechnického sledování podzemních staveb a sesuvů a stabilitních analýz zemních svahů a skalních stěn.

Pro zpracování práce mohl autor využít poznatků získaných z provedení celé řady geotechnických průzkumů, na kterých se podílel jako člen realizačního týmu (např. podrobný GTP pro rychlostní komunikaci R52 Pohořelice – státní hranice, doplňkový GTP pro D1 km 047, podrobný GTP pro raženou část VMO Žabovřeská v Brně, a další) a zejména jako člen realizačního týmu geotechnického monitoringu při ražbě Královopolských tunelů v Brně.

Významnou část své dosavadní profesní dráhy strávil autor v zahraničí. Jako geotechnik působil v rámci zpracování geotechnické části průzkumu pro obchvat Zenice v Bosně a Hercegovině, kde realizoval geotechnické výpočty stabilit zářezů a předběžný návrh přesypaného tunelu. Dále byl hlavním geotechnikem a terénním projektovým manažerem při provádění průzkumu a projektu pro přehradu Bawanur v iráckém Kurdistánu, kde realizoval podrobný geotechnický průzkum pro přehradu a geotechnické výpočty pro projekt navazujících zavlažovacích kanálů. Za tuto práci byl v roce 2013 oceněn Cenou profesora Zdeňka J. Bažanta udělovanou Českou geotechnickou společností ČSSI a katedrou geotechniky Fakulty stavební ČVUT v kategorii A za přínos k rozvoji oboru geotechniky.

1.4. Zásady zpracování práce

Za účelem dosažení požadovaných cílů dizertační práce byly použity následující postupy zpracování vstupních dat:

- shrnutí základních principů observační metody a Nové rakouské tunelovací metody,
- shrnutí současných standardně používaných metod a prvků geotechnického průzkumu,
- shrnutí základních principů geotechnického monitoringu,
- příklad úspěšně realizovaných průzkumů a monitoringů, vyhodnocení způsobů jejich provádění,

- vyhodnocení geotechnických dat získaných z polních zkoušek v rámci průzkumných prací a z měření prvků geotechnického monitoringu – zaměření zejména na komparaci dat získaných z měření různých prvků,
- doporučení na základě srovnání a konfrontace ohledně optimalizace geotechnického průzkumu a monitoringu pro podzemní stavby.

2. Geotechnický průzkum (GTP)

Úkolem geotechnického průzkumu je získat potřebné poznatky o inženýrskogeologických, hydrogeologických a hydrologických poměrech a o geotechnických vlastnostech horninového prostředí včetně fyzikálně mechanických vlastností horninového masívu, pro účely územního plánování, projektování a realizace staveb. Současně musí GTP poskytnout i údaje nezbytné k hodnocení geotechnických (a jiných) rizik spojených se stavbou tunelu. [X]

Je zřejmé, že rozsah a metodika geotechnického průzkumu pro liniové podzemní stavby musí být zcela odlišné od rozsahu a metodiky průzkumných prací pro stavby pozemní. Autor se nadále v práci bude věnovat pouze geotechnickému průzkumu pro podzemní stavby.

2.1. Základní principy GTP

Provádění prací geotechnického průzkumu vychází vždy z projektu průzkumných prací, který musí být zpracován v předstihu před samotnou realizací průzkumu.

Projekt průzkumných prací v sobě musí zahrnovat požadavky na množství a druh přímých průzkumných děl, rozsah a princip použití geofyzikálních metod, program vzorkování a laboratorních analýz, specifikace polních zkoušek, a další. Zhotovitel průzkumu musí být schopen na základě projektu průzkumných prací tento bezvadně realizovat a vyhodnotit (více o projektu GTP podkapitola 2.2).

Rozsah průzkumu se odvíjí od zvolené etapy průzkumných prací. V případě tunelů se doporučuje následující etapovitost:

- Rešerše a orientační průzkum – slouží zpravidla pro vypracování studií, obvykle s minimem přímých průzkumných děl, zpracován převážně rešeršním způsobem. Zahrnuje práce potřebné k prověření území, ve kterém se uvažuje se stavbou tunelu. Výsledkem je předběžné posouzení možností existence geotechnických rizik spojených s případnou výstavbou podzemního díla.
- Předběžný průzkum – obvykle slouží pro vypracování studie DUR. Jeho součástí jsou již přímá průzkumná díla, případně geofyzikální metody. Výsledkem by měly být spolehlivá identifikace geotechnických rizik a posouzení technické realizovatelnosti díla v konkrétním horninovém prostředí.
- Podrobný průzkum – zpravidla pro vypracování DSP. Z hlediska množství terénních prací je tato etapa nejrozsáhlejší, její součástí by měly být mimo základní odkryvné práce i polní zkoušky za účelem zjištění mechanických vlastností horninového masívu.

Jeho úkolem je zajistit co nejúplnější geotechnické informace umožňující předvídat spolupůsobení mezi horninovým prostředím, tunelovým ostěním a případný vliv na objekty zástavby v nadloží.

- Doplnkový průzkum - slouží pro doplnění informací získaných z předchozích etap průzkumných prací zejména za účelem vypracování RDS a DZS.
- Zvláštní etapou je průzkum pro rekonstrukce či opravy.

Jednotlivé výše popsané etapy průzkumných prací vycházejí ze znalostí získaných v rámci provádění etapy předchozí.

Dále se v literatuře a v platných normativních předpisech objevuje jako poslední etapa geotechnického průzkumu sledování během výstavby (monitoring). Dle našeho názoru je nutné monitoring chápat jako samostatný celek, který sice z výsledků geotechnického průzkumu vychází, současně však v sobě zahrnuje i další zkušenosti získané v průběhu projekčních a realizačních prací.

2.2. Projekt průzkumných prací

Projekt GTP musí kvantifikovat všechna potřebná průzkumná díla včetně jejich rozmístění, laboratorní i polní zkoušky, čas nutný k jeho provedení a druh a kvalitu výstupů. Současně by měl být projekt průzkumných prací zpracován tak, aby bylo možno po provedení GTP bezpečně identifikovat geotechnická rizika projektovaného podzemního díla. Pro každou etapu průzkumu by měl být zpracován zvláštní projekt. Autorem projektu GTP by měl být nejlépe zodpovědný projektant navrhovaného tunelu.

Na diagramu 2.1 jsou přehledně znázorněny doporučení ohledně obsahových náplní projektu GTP dle jednotlivých etap.

Součástí všech etap průzkumných prací jsou nepřímá a přímá průzkumná díla případně polní zkoušky. Tyto tzv. průzkumné metody budou podrobněji rozebrány v podkapitole č. 2.4 včetně doporučení pro návrh četnosti a hloubkového dosahu jednotlivých metod a zhodnocení jejich váhy a účinnosti z hlediska použití v rámci GTP pro podzemní stavby.

2.3. Specifika GTP pro podzemní stavby

Podzemní stavba se liší od běžné konstrukce zejména tím, že je celým svým objemem umístěna v horninovém prostředí. Tato skutečnost má samozřejmě zásadní vliv na kvantitativní i kvalitativní rozsah GTP. Je zřejmé, že z hlediska GTP se jedná o nejobtížnější úlohu.

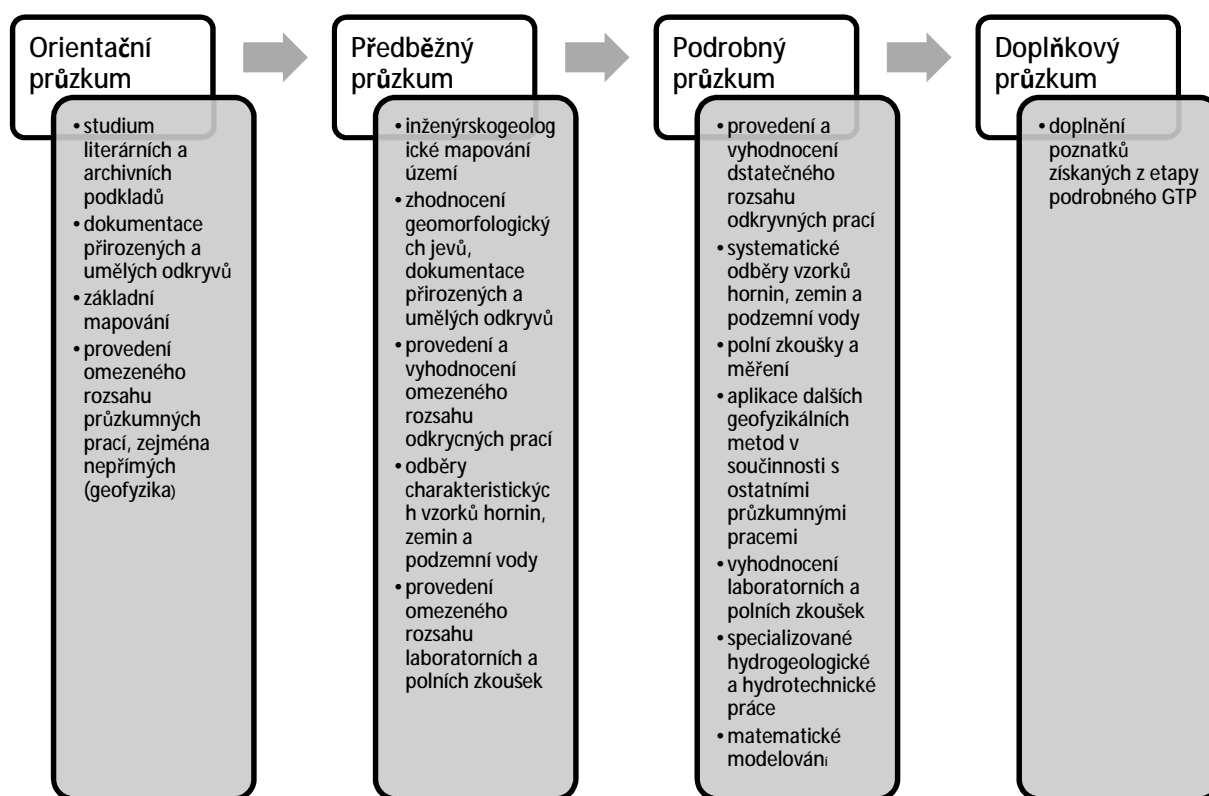
Oproti průzkumným pracím pro běžné inženýrské stavby má GTP pro podzemní stavby jistá specifika. Nejdůležitější z nich jsou shrnuta v následujících odstavcích.

2.3.1. Dimenzování ostění

Geotechnický průzkum pro podzemní liniové stavby musí získat primární data pro bezpečný návrh technologie ražby a současně i návrh jak primárního, tak sekundárního ostění tunelu.

Vyhodnocení GTP musí dát jednoznačné závěry pro:

- stanovení charakteristických a návrhových hodnot geotechnických vlastností horninového masívu,
- spolehlivé dimenzování primárního i sekundárního tunelového ostění včetně optimálního návrhu technologie jeho provádění,
- stanovení zemních a horninových tlaků na ostění a opěrné konstrukce (portály),
- matematický model horninového prostředí, umožňující předem stanovit očekávanou reakci horninového masívu na ražbu (předpověď poklesové kotliny, vliv ražby na povrchovou zástavbu, vliv realizace díla na změnu hydrogeologických poměrů),
- návrh technologie ražby včetně stanovení technologických charakteristik hornin a případný návrh tunelovacích strojů. [X]



Obr. 2.1: Diagram doporučení obsahové náplně projektu GTP (částečně vychází z [X])

2.3.2. Vliv výstavby tunelu na okolí

Realizací podzemního tunelového díla dochází k významné redistribuci napětí uvnitř horninového masívu, jehož důsledkem je vznik nezanedbatelných deformací v okolí výrubu, které, m. j., ovlivňují povrch území v oblasti nad tunelem. GTP proto musí poskytnout data pro:

- návrh zajištění (sanace) potencionálně dotčených objektů zástavby v nadloží tunelu,
- určení velikosti deformačních a seismických účinků vyvolaných výstavbou včetně ovlivnění místních geologických podmínek. [X]

Současně liniové dílo významně ovlivňuje režim proudění podzemní vody. Ve zjednodušené představě lze říci, že vodotěsná konstrukce tunelové trouby vytvoří v horninovém prostředí hráz a může dojít k radikální změně hydrogeologických podmínek i v širším okolí stavby. GTP by měl tyto skutečnosti brát v úvahu a měl by se oproti ostatním průzkumům soustředit mimo jiné na:

- zjištění hydrogeologických poměrů a předpoklad změn vodního režimu v průběhu ražeb a po dokončení díla (kolísání hladin podzemní vody, proudové tlaky, hydrostatické tlaky, pórové tlaky, atp.),
- předpověď velikosti přítoků podzemní vody do tunelu,
- odolnost materiálu tunelového ostění vůči agresivitě podzemní vody a horninového prostředí,
- řešení vlivu ražby a dokončení tunelu na změny hydrogeologických poměrů dotčeného území. [X]

2.3.3. Zatřídění dle tunelářských klasifikací

Hlavním specifikem tunelových staveb je zatřídění horninového prostředí podle tunelářských klasifikací. Tunelářské klasifikace horninového prostředí vznikly zejména za účelem stanovení základních požadavků na výztuž (ostění), ale i pro inženýrskou představu o kvalitě prostředí, ve kterém má být podzemní dílo budováno. V tomto odstavci bude uveden pouze výčet základních, u nás nejběžněji používaných a normativně předepsaných účelových klasifikačních systémů.

2.3.3.1. Klasifikace podle Protodjakonova

Kvalita horniny se určuje součinitelem f_p . Hodnota je v případě skalních hornin závislá pouze na petrografickém popisu a především pevnosti horniny v prostém tlaku σ_c .

- $f_p = \frac{\sigma_c}{10}$ - pro zdravé skalní horniny (2-1)

- $f_p = \frac{\sigma_c}{30} + \sqrt{\frac{\sigma_c}{3}}$ - pro slabé skalní horniny (2-2)

Hodnota součinitele f_p v případě jemnozrnných zemin je funkcí úhlu vnitřního tření φ , soudržnosti c a vertikálního napětí v hloubce, pro kterou se součinitel stanovuje σ_z .

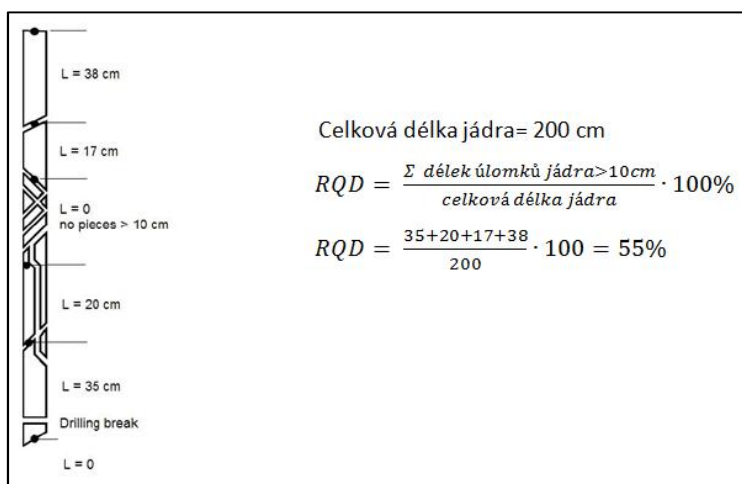
- $f_p = tg\varphi$ – pro zeminy nesoudržné (2-3)

- $f_p = \frac{tg\varphi+c}{\sigma_n}$ – pro zeminy soudržné (2-4)

Součinitel f_p se využívá k určení zatížení výztuže tunelu při klasickém tunelování v horninách, kde se vytvoří přirozená horninová klenba, jeho hodnota ovšem nezohledňuje rozpuštění masívu.

2.3.3.2. Index kvality hornin RQD

Určuje se z výnosu vrtného jádra získaného v rámci GTP. Minimální dovolený průměr vrtání pro určení RQD je 54,7 mm. Index vyjadřuje procentuální zastoupení úlomků horniny větších jak 10 cm v jednom běžném metru vrtného jádra.



Obr. 2.2: Ukázka určení RQD z vrtného jádra [19]

2.3.3.3. Klasifikace podle Bieniawského (RMR)

Za účelem této klasifikace je horninový masív nejdříve rozdělen na řadu prostorově omezených oblastí, které mají obdobné vlastnosti. Každá z oblastí je poté klasifikována zvlášť. Hranice jednotlivých oblastí korespondují s hlavními strukturálními rysy, jako jsou poruchy a změny typů horniny.

Hodnocení RMR je součtem následujících šesti klasifikačních parametrů:

- kvalita horniny podle pevnosti (tah, tlak),
- RQD,
- vzdálenost ploch nespojitosti,
- charakter diskontinuit,

- přítomnost podzemní vody – charakter zvodnění horninového masívu,
- orientace ploch nespojitosti v ose tunelu vztažená ke směru ražby.

Každému jednotlivému parametru je přisouzeno bodové ohodnocení. Na základě výsledné hodnoty klasifikujeme horninu do pěti tříd (I – V), kterým je přiřazen způsob ražení, doba stability výrubu a způsob zajištění tunelu (viz tabulka 2.I).

Tabulka 2.I: Klasifikace RMR [19]

Třída masivu	Výrub	Svorníky (prům. 20 mm, injektované)	Stříkaný beton	Ocelové prvky
RMR				
I	Plný profil, záběr 3 m	Obecně bez výztuže, lokálně svorníky		
100 - 81				
II	Plný profil, záběr 1 – 1,5 m, kompletní výztuž 20 m za čelbou	Lokálně svorníky v přístropí dl. 3 m, po 2,5 m místy se sítí	V případě potřeby 50 mm v přístropí	-
80 - 61				
III	Kalota a lávka, záběr 1,5 – 3 m, primární výztuž po každém záběru, kompletní výztuž 10 m za čelbou	Symetricky, dl. 4 m po 1,5 – 2 m v přístropí a na stěnách se sítí v přístropí	50 – 100 mm v přístropí, 30 mm na stěnách	-
60 – 41				
IV	Kalota a lávka, záběr 1,5 – 3 m, instalace výztuže současně s výrubem, kompletní výztuž 10 m za čelbou	Symetricky dl. 4 – 5 m po 1 – 1,5 m, přístropí a stěny se sítí	100 – 150 mm v přístropí, 100 mm na stěnách	Lehká až střední žebra po 1,5 m, v případě potřeby
40 – 21				
V	Členěný výrub, záběr 0,5 – 1,5 m, výztuž současně s výrubem, stříkaný beton co nejdříve po odstřelu	Symetricky, dl. 5 – 6 m, po 1 - 1,5 m, přístropí a stěny se sítí, svorníky ve dně	150 – 200 mm v přístropí, 150 mm na stěnách, 50 mm na čelbě	Střední až těžká žebra po 0,75 m s ocelovým pažením hnaným pažením v případě potřeby, uzavřené dno
<21				

2.3.3.4. Klasifikace podle Norského geotechnického institutu Q_B

Její použití je vhodné tam, kde byla provedena hojná dokumentace přirozených a umělých odkryvů v okolí budoucího tunelu, případně kde byly jako průzkumná díla realizovány šachtice. Hodnota Q_B je určena empirickým vzorcem (2-5):

$$Q_B = \frac{RQD \cdot J_r \cdot J_w}{J_n \cdot J_a \cdot SRF}, \quad (2-5)$$

Kde RQD = index kvality horniny, J_r = drsnost na plochách nespojitosti, J_w = zvodnění, J_n = počet soustav ploch nespojitostí, J_a = popis charakteru ploch nespojitosti nebo výplně puklin a SRF = redukční faktor napjatosti v masivu (Stress Reduction Factor) [19].

Velikost QB může nabývat hodnot 0,01 až 1000 a rozděluje horninový masív do devíti (A – J) kvalitativních tříd. Podle výsledné třídy lze ohodnotit kvalitu masivu pro návrh výstroje (parametry definitivní výztuže, bezpečnou vzdálenost nezajištěné části výrubu, ...). [X][19]

2.3.3.5. Klasifikace podle Tesaře QTS

Tato klasifikace vznikla v Praze v 70. letech minulého století účelově pro ražbu metra. Postupem doby byla dále zpřesňována i pro jiné než pražské geologické poměry. Je vhodná především pro skalní a poloskalní horniny. Klasifikace podle Tesaře je vhodná pro použití již ve stádiu předběžného průzkumu, kdy jsou ještě znalosti o horninovém prostředí malé a postupně se zpřesňují.

Kvalitativním znakem horniny je počet bodů QTS, zjištěný na základě tří parametrů (TS_A , TS_B , TS_C) a čtyř redukcí (α , β , γ , δ). Určení základních klasifikačních parametrů TS_A , TS_B a TS_C vychází z rozhodujících strukturních a texturních vlastností horniny:

- TS_A – je určován v závislosti na pevnosti horniny v prostém tlaku,
- TS_B – je určován na základě průměrné vzdálenosti ploch diskontinuit,
- TS_C – je určován podle rozvolnění masívu.

Základní počet klasifikačních bodů TS se snižuje redukcemi α , β , γ a δ při nepříznivém úklonu ploch diskontinuit vůči směru ražení, při snížení smykové pevnosti na plochách nespojitosti a při výskytu podzemní vody.

Základní vztahy pro stanovení hodnoty QTS jsou následující:

- $$TS = TS_A + TS_B + TS_C \quad (2-6)$$

- $$QTS = TS - \sum(\alpha \text{ nebo } \beta + \gamma \text{ nebo } \delta) \quad (2-7) [28]$$

2.3.4. Geotechnická rizika, aplikace observační metody a monitoring

Riziko lze definovat jako souběh dvou základních parametrů - pravděpodobnosti, že nastane nežádoucí jev a důsledku, který vznik tohoto nežádoucího jevu (pro toho, kdo je nositelem rizika) bude znamenat. V geotechnice definujeme riziko jako souběh pravděpodobnosti vzniku nežádoucí události a ekonomického důsledku vzniku této události pro stavbu tunelu. [X]

Možné nežádoucí události jsou všechny události v průběhu ražby, které GTP a projekt nepředpokládal s negativním dopadem na výstavbu. Jedná se například o výskyt kaveren, poddolování, mimořádných strukturních zlomů, porušených nebo oslabených zón, průvalů

vody do tunelu, výronů plynů, větší přítomnost hornin horší kvality než předpokládal projekt a GTP atp.

Podklady pro analýzu geotechnických rizik jsou jedním ze základních výstupů každé etapy GTP a jsou to zejména:

- vypracování pravděpodobných scénářů vzniku a průběhu nežádoucích událostí,
- odhad pravděpodobnosti, s jakou mohou nežádoucí události nastat,
- návrh opatření jak ke snížení pravděpodobnosti vzniku takových událostí, tak ke snížení jejich ekonomických důsledků – např. návrh způsobu, jak lze snižovat geotechnická rizika prostřednictvím změn projektové dokumentace, technologie ražby, způsobu zajištění výrubu, atp.

Výstupy GTP musí také obsahovat podklady pro vypracování projektové dokumentace monitoringu a aplikace observační metody. Těmito základními podklady jsou rozhodnutí o tom kde, co čím, jak často a s jakou spolehlivostí měřit a návrh definic varovných stavů a hodnot kritérií pro posuzování jejich dosažení.

Zhotovitel projektu GTP by měl současně brát velký zřetel na rozmístění průzkumných děl s ohledem na budoucí sledování během výstavby tunelu. Například pozorovací hydrogeologické vrty je vhodné rozmístit tak, aby byly použitelné jako prvky monitoringu během realizace i po dokončení díla.

2.3.5. *Materiál rubaniny*

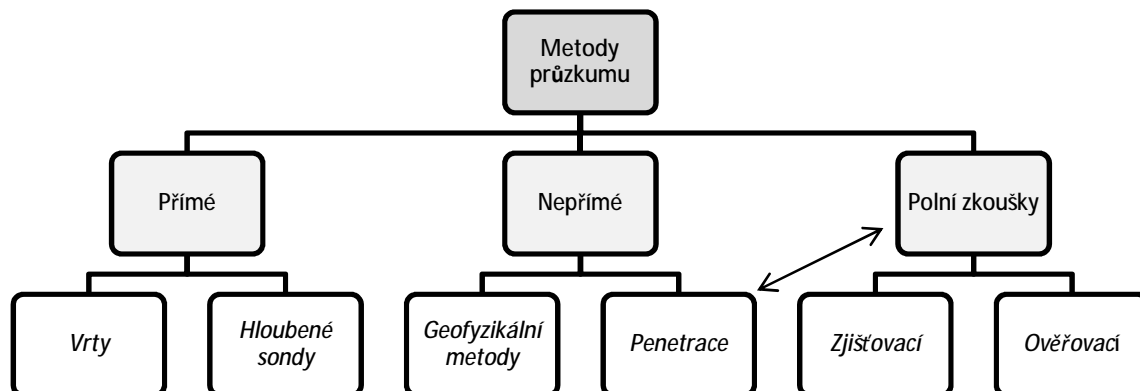
V rámci realizace podzemního díla je získáno značné množství rubaniny. Vzhledem k velkým objemům tohoto materiálu je vhodné tento posoudit pro další využití. Možnosti jeho využití, které připadají v úvahu, jsou použití do betonů, konstrukčních vrstev komunikací nebo násypů zemních těles.

Je vhodné rubaninu rozdělit do kvalitativních tříd s ohledem na způsob jejího použití a v rámci GTP dopředu stanovit objemy těženého materiálu v rámci jednotlivých tříd. Do podélného inženýrskogeologického profilu se vyznačí jednotlivé třídy rubaniny tak, aby bylo zřejmé, ve které fázi ražby bude ta která třída dostupná.

V rámci geotechnických vlastností je nejdůležitější určit vhodnost materiálu rubaniny pro použití jako stavebního materiálu – klasifikace hornin/zemin, rozpojitelnost, vhodnost do násypů, použitelnost jako kamene nebo kameniva pro různé typy stavebních konstrukcí a materiálů, mineralogicko – petrografický rozbor, obsah CaCO_3 , alkalická. Během ražby by měly být na základě odběru vzorků třídy materiálu určené v rámci GTP jak množstevně, tak i kvalitativně průběžně zpřesňovány.

2.4. Průzkumné metody

Průzkumnými metodami rozumíme způsoby realizace průzkumných děl. Průzkumné metody v sobě zahrnují jednotlivé prvky průzkumu, jako jsou vrty, geofyzikální metody či polní zkoušky. Přehledné rozdělení průzkumných metod je znázorněno na diagramu č. 2.3.



Obr. 2.3: Schéma rozdělení průzkumných metod

Ze schématu na obrázku 2.3 je zřejmé, že nelze v některých případech přesně vymezit hranice mezi jednotlivými prvky průzkumných metod. Například penetrační sondování lze považovat jak za nepřímou průzkumnou metodu, tak za polní zkoušku.

2.4.1. Rozmístění prvků geotechnického průzkumu, hloubkový dosah

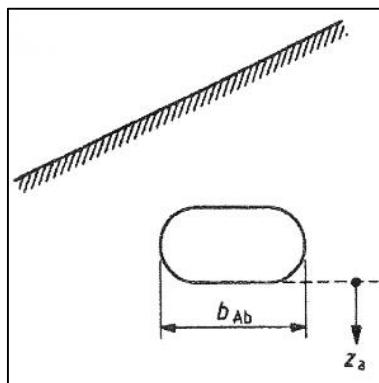
Prvky geotechnického průzkumu, ať už z metod přímých, nepřímých nebo polních zkoušek, musejí být plošně rozmístěny tak, aby nejpozději ve fázi podrobného průzkumu postihli všechna geologická prostředí v zájmové lokalitě a s určitým přijatelným rizikem bylo možno na základě provedených laboratorních analýz nebo polních zkoušek stanovit geotechnické vlastnosti všech zastižených geotechnických typů.

Hloubkový dosah sond musí být navržen tak, aby byly zastiženy všechny významné vrstvy horninového prostředí. Sondy se ukončí v takové hloubce pod počvou tunelu, kde se již neprojevují změny napjatosti horninového masívu vyvolané realizací tunelu.

Doporučení ohledně hloubky průzkumných sond vychází z [VIII]:

- $b_{ab} < z_a < 2,0 b_{ab}$ (vysvětlení viz obr 2.4); (2-8)

z_a = hloubka sondy pod počvou tunelu



Obr. 2.4: Schéma navrhování hloubky průzkumných sond dle [VIII]

Při navrhování hloubek vrtů a při jejich provádění je nutné brát v úvahu skutečnost, že na základě výsledků GTP může být niveleta trasy tunelu posunuta do větší hloubky. Současně musí odpovědný řešitel GTP vyhodnotit, zdali se průzkumné sondy nenalézají v místě geologické anomálie (poruchové pásmo, ojedinělý balvan, ...).

2.4.2. Přímé průzkumné metody

Pod pojmem přímé průzkumné metody rozumíme sondážní práce, které přímo ověří geologickou stavbu zájmového území. Dochází k získání horninového materiálu a inženýrský geolog je schopen horninu makroskopicky popsat. Geotechnické vlastnosti horninového materiálu jsou určovány na základě výsledků laboratorních zkoušek, které jsou prováděny na vzorcích odebraných přímo z průzkumných děl.

Hlavními prvky přímých průzkumných metod jsou **vrtý** a **hloubené sondy**. Hlavní výhodou přímých průzkumných metod je vizuální ověření geologické stavby zkoumaného území. Přímé metody nejsou nahraditelné, v rámci GTP pro podzemní stavby musí být použity vždy a tvoří převážnou část průzkumných terénních prací.

Nevýhodou takovýchto průzkumných metod je určování geotechnických vlastností z laboratorních analýz. Laboratorní zkoušky jsou prováděny na vzorcích zemin/hornin, které jsou vůči rozměrům horninového masívu velmi malé a i samotný odběr vzorků může nepříznivě ovlivnit výsledky laboratorních zkoušek. Proto bývají výsledky laboratorních zkoušek zatíženy chybou, jejíž velikost lze do jisté míry eliminovat odběrem velkého počtu vzorků a provedením velkého počtu analýz, což má ovšem za důsledek zvýšení ekonomických a časových nákladů na GTP.

2.4.2.1. Vrtý

Vrt je otvor válcovitého tvaru vyhloubený v horninovém prostředí vrtáním. Převládá délkový rozměr nad ostatními. Pro GTP je nejvýznamnější jádrové vrtání, kdy je vrt hlouben dutým vrtným nástrojem, ve kterém je zachyceno jádro, které je poté vyneseno na povrch. Toto jádro slouží ke geologické dokumentaci vrtu a k odběru vzorků zemin a hornin.



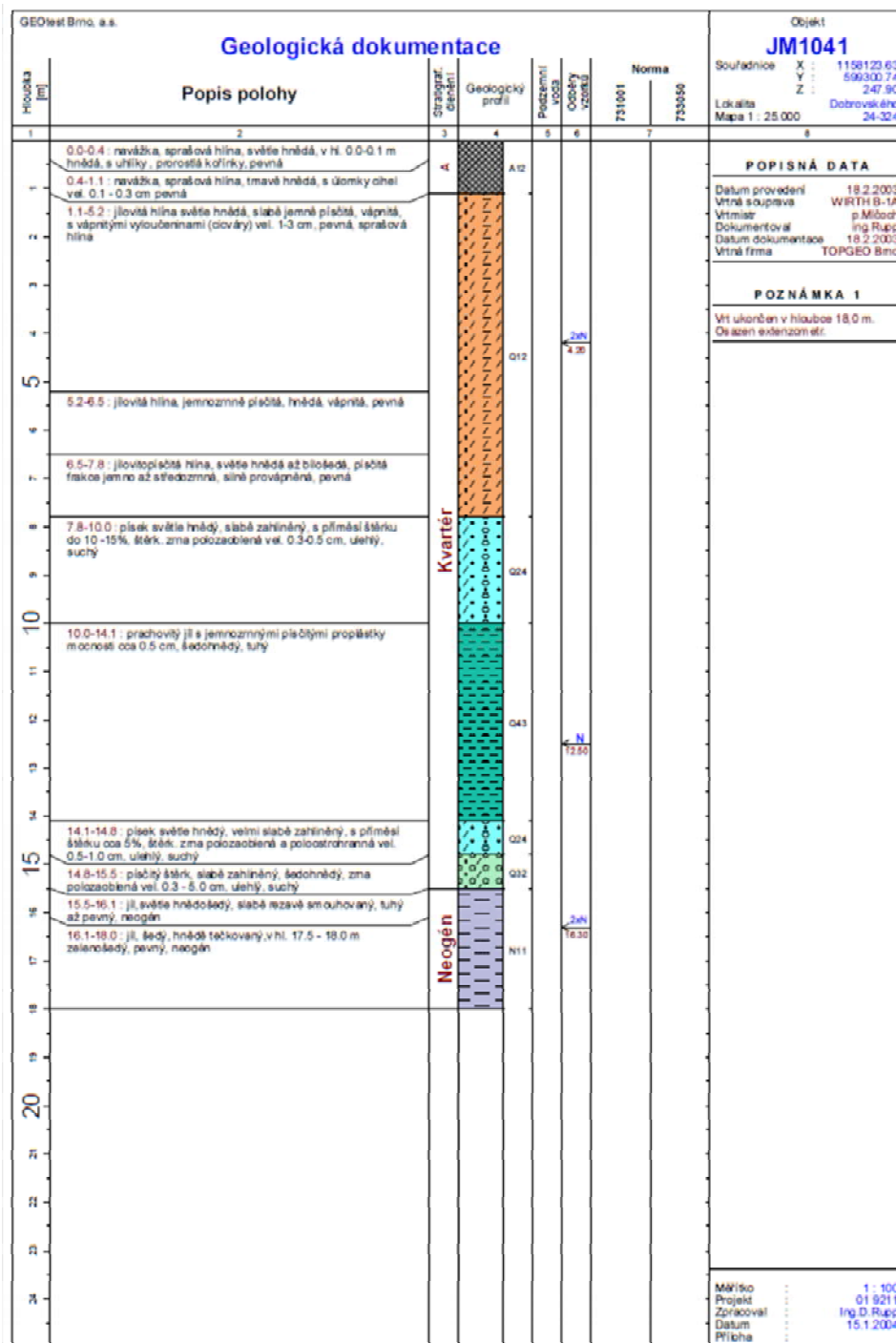
Obr. 2.5: GTP pro Královopolské tunely v Brně, realizace vrtných prací v prostředí zemin [17]

Vrty mohou být inženýrskogeologické nebo hydrogeologické. Inženýrskogeologické vrty slouží k získání dat o geologické stavbě horninového masívu a ke zjištění geotechnických vlastností zastižených zemin a hornin.



Obr. 2.6: GTP pro Královopolské tunely v Brně, ukázka vrtného jádra, vrt JM 1041 [17]

Úkolem hydrogeologických vrtů je zkoumat vlastnosti a chování podzemní vody (proudění, kolísání hladin, chemismus atp.) v zájmovém území. Vzhledem k tomu, že kolekce hydrogeologických dat je dlouhodobá záležitost, je nutné vrty zajistit proti destrukci trvalým pažením. Toto pažení musí zajistit účinnou součinnost mezi vrtem a horninovým prostředím, proto je opatřeno perforací.



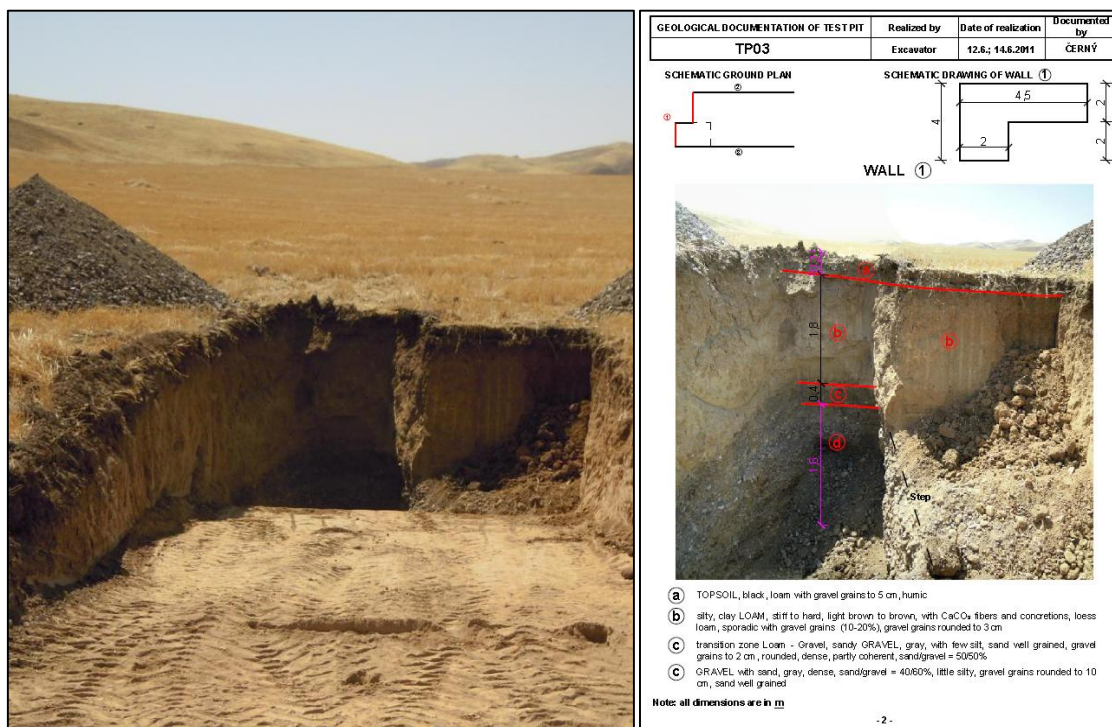
Obr. 2.7: GTP pro Královopolské tunely v Brně, geologická dokumentace vrtu JM 1041 [17]

Součástí vrtných prací je i odběr vzorků zemin/skalních hornin za účelem provedení laboratorních analýz. Plán vzorkování by měl být součástí projektu GTP. Odpovědný řešitel průzkumu musí reagovat na skutečnosti odhalené v průběhu vrtných prací (např. zastižení nepředpokládané geologické vrstvy v několika vrtech) a operativně přizpůsobovat vzorkování tak, aby bylo možno určit geotechnické vlastnosti všech zastižených významných geologických vrstev. Součástí vzorkování je i odběr vzorků podzemní vody za účelem stanovení její agresivity vůči stavebním konstrukcím.

Dále jsou vrty používány k provádění nepřímých průzkumných metod, zejména metod geofyzikálních, a různým polních zkoušek (např. presiometrická měření, SPT, atp.). Aby bylo možno výše uvedená měření korektně vyhodnotit, je nutné tyto vrty provádět stejným způsobem, jako by se jednalo o jádrové průzkumné vrty.

2.4.2.2. Hloubené sondy

Významným přímým průzkumným dílem jsou hloubené sondy. Do malých hloubek jsou v zeminách výhodnější než průzkumné vrty – jsou ekonomičtější a současně je možno geologicky zdokumentovat profil zeminy v přirozeném uložení, čímž se eliminují možné chyby vzniklé při vrtání. V tomto případě je obvykle nazýváme kopanými sondami.



Obr. 2.8: Kopaná sonda včetně ukázky geologické dokumentace [5]

V podzemním stavitelství bývá mnohdy výhodné realizovat **průzkumnou štolu**. Jedná se o podzemní dílo, které je obvykle provedeno v *profilu* projektovaného tunelu a vedeno ve

směru budoucího tunelu buď v celé délce navrhovaného díla, nebo pouze v jeho části. Průzkumná štola se razí zpravidla v etapě podrobného GTP a slouží k následujícím účelům:

- detailní ověření geologické skladby lokality, získané z předchozích etap průzkumných prací, přímo v místě budoucího podzemního díla,
- provedení polních velkorozměrových geotechnických zkoušek (zpravidla v rozrážkách) za účelem zpřesnění geotechnických vlastností a ověření deformačně - napjatostního stavu horninového masivu,
- optimalizace zajištění výrubu a technologie ražby přímo v profilu budoucího tunelu,
- získání důležitých dat z kontrolního sledování ražby, která lze použít pro opravu výpočtových modelů.

V případě průzkumné štoly se jedná o podzemní dílo a měly by zde být uplatněny principy observační metody, zejména by mělo být souběžně s ražbou prováděno geotechnické sledování – monitoring. Výsledky tohoto monitoringu mohou opět sloužit ke zpřesnění geotechnických informací o horninovém masivu získaných dalšími metodami GTP. Dále je vhodné umístit jednotlivé prvky monitoringu průzkumných štol tak, aby jich co nejvíce zůstalo zachováno pro další použití v průběhu ražby připravovaného tunelu. Dojde tím jak k úspoře financí, tak k zachování kontinuity sbíraných dat.



Obr. 2.9: Průzkumná štola, Královopolské tunely v Brně

2.4.3. *Nepřímé průzkumné metody*

Nepřímými průzkumnými metodami rozumíme takové způsoby zkoumání geologického prostředí, kdy horninu/zeminu nevytěžujeme, pouze na základě měření jiných fyzikálních veličin (např. rychlosti šíření seismických vln, odporu vůči vnikání penetračního hrotu, atp.) odvozujeme geotechnické vlastnosti, oslabená pásma, tektonické poruchy a především litologická rozhraní vrstev zkoumaného masívu.

Interpretace dat získaných z průzkumu pomocí nepřímých metod do hodnot v geotechnickém inženýrství používaných je velmi náročný úkol. Je nutné být při používání nepřímých průzkumných metod velice obezřetný a interpretovat jejich výsledky nejlépe v kombinaci s přímými průzkumnými díly.

Základní nepřímé průzkumné metody jsou metody **geofyzikální** a **penetrace**.

2.4.3.1. *Geofyzikální metody*

Geofyzika je věda, která studuje fyzikální pole, jak přirozená, tak umělá. Inženýrská geofyzika se zabývá průzkumem pro stavební díla, sleduje rozšíření a charakteristiky jednotlivých typů horninového prostředí v bezprostředním i širším okolí navrhované stavební konstrukce. Geofyzikální metody poskytují vždy základní informace o geologické stavbě zkoumaného území. Hlavními výhodami jsou:

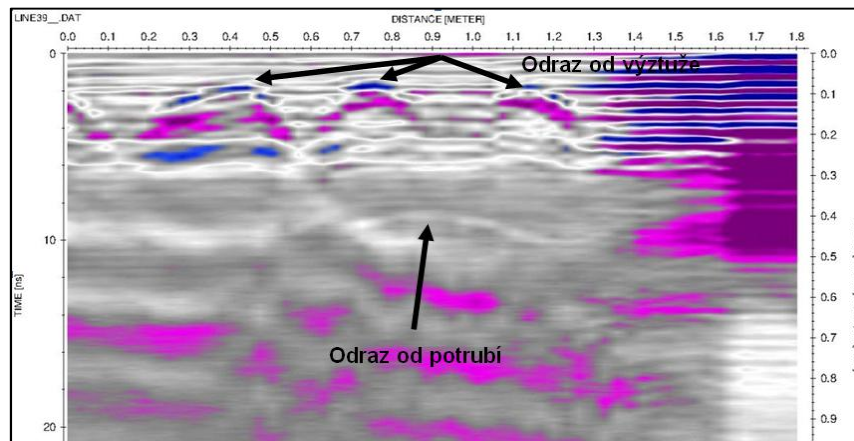
- získání spojitě informace o zkoumaném území,
- zkoumání velkých území či dlouhých linií,
- relativní rychlost provádění a vyhodnocení.

Největšími nevýhodami jsou zejména složitá interpretace naměřených dat a choulostivost měření na parazitní vlivy prostředí.

Geofyzikální průzkum v převážné většině předchází realizaci přímých průzkumných děl. Z hlediska etapovitosti průzkumných prací je geofyzikální metody vhodné nasadit v největším rozsahu v etapě předběžného průzkumu. Z naměřených dat získáme informace o zkoumaném geologickém prostředí, které umožní naplánovat rozmístění a směrové vedení přímých průzkumných děl v dalších etapách GTP. Informace, získané z výsledků geofyzikálního průzkumu, znamenají snížení finančních nároků na nákladné přímé průzkumné práce, umožňují realizaci průzkumných prací v nejvhodnějších místech a v co nejkratší době. Správná aplikace geofyzikálních metod vede ke zkvalitnění výsledků celého geotechnického průzkumu. V případě GTP pro podzemní stavby zabírají geofyzikální metody důležité postavení.

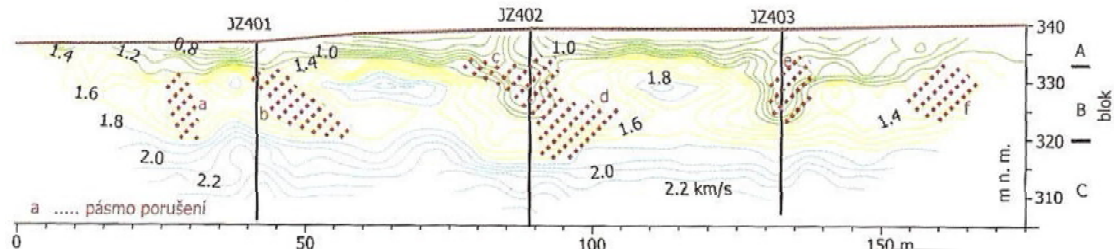
Geofyzikální metody můžeme jednoduše rozdělit do čtyř skupin, na metody geoelektrické, seismické, karotážní a ostatní.

Za **geoelektrické metody** lze zjednodušeně označit takové geofyzikální metody, které měří změnu elektromagnetického pole. Nejčastěji se měří měrný elektrický odpor prostředí či změna rychlosti šíření elektromagnetických vln. Geoelektrické metody jsou obzvláště výhodné pro studium litologické skladby geologického prostředí.



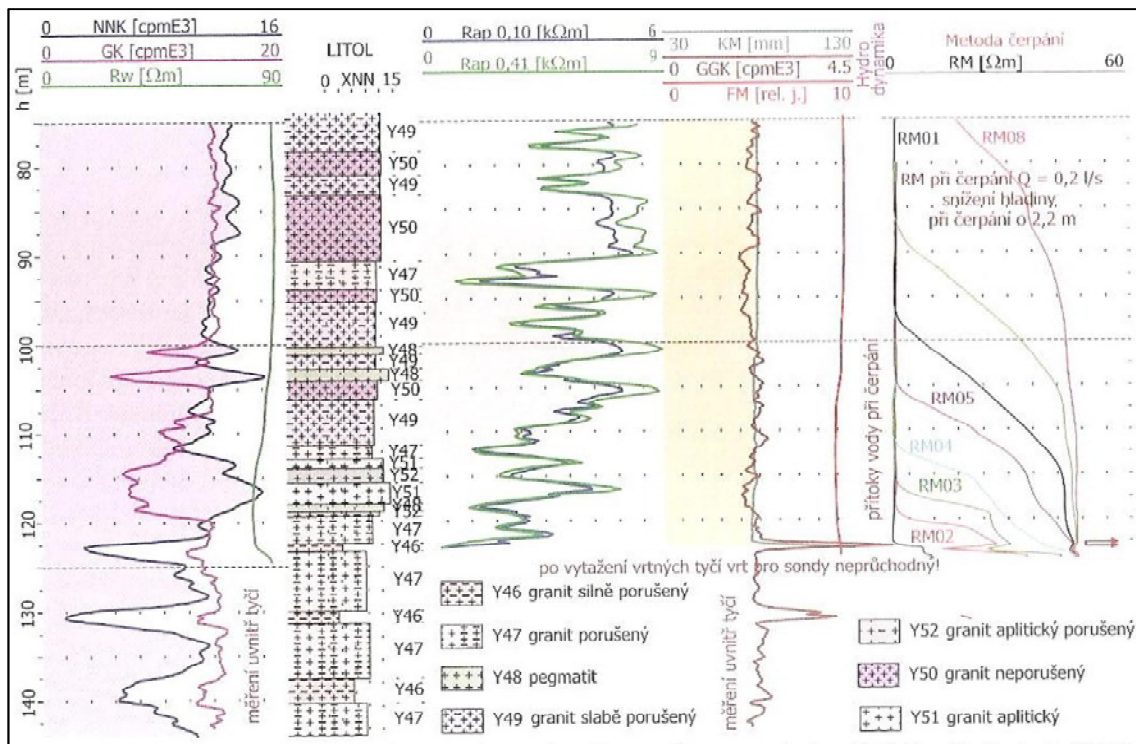
Obr. 2.10: Ukázka georadarového záznamu při detekci potrubních řadů v EDu [15]

Seismické metody jsou takové metody, které pracují s mechanickými vlnami, tzn., že se měří rychlost šíření mechanických vln v horninovém prostředí. Velikosti rychlostí šíření seismických vln jsou převážně funkcí fyzikálně – mechanického chování horninového masívu.



Obr. 2.11: Seismická tomografie mezi vrty [21]

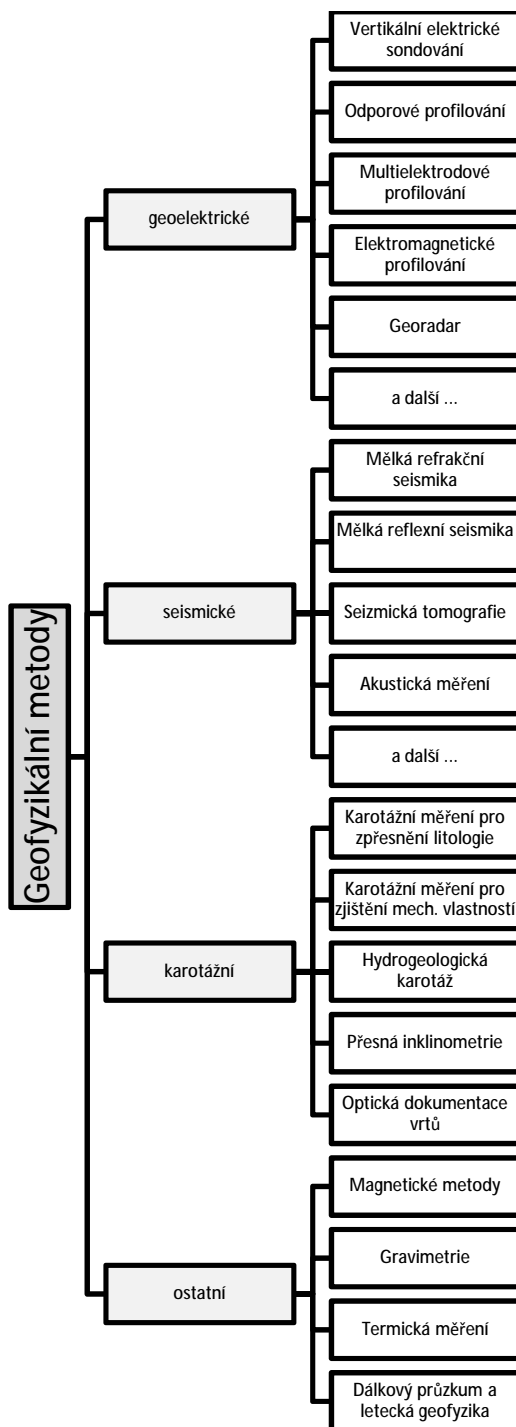
Karotáž je měření fyzikálních parametrů horninového prostředí, vrtné výstroje a kapalin vyplňujících vrt prostřednictvím přírodních i umělých fyzikálních polí. Používá se pro zjištění litologického profilu vrtu, technického stavu vrtu, **rizikové analýzy**, supervize, pro různé etapy sanačních prací, pro průzkum minerálních a termálních vod, vyhledávání zdrojů pitné vody a také karotáž hlubinných vrtů pro geotermální energii. Vyhodnocením naměřených dat lze určit porozitu, měrnou hmotnost, sycení vodou či uhlovodíky, hranice jílových a pískových obzorů, teplotní gradient a technické údaje o vrtu (průměr, trajektorii, ...).



Obr. 2.12: Komplexní karotážní měření – jaderné metody ve vrtných tyčích [21]

Dále existuje celá řada geofyzikálních metod, které pracují na principu měření změny magnetického pole země (magnetometrie), gravitačního pole země (gravimetrie) a tepelného pole (termometrie).

Geofyzikální metody můžeme rozdělit způsobem, který je přehledně znázorněn na schématu č. 2.13.



Obr. 2.13: Schéma rozdělení geofyzikálních metod

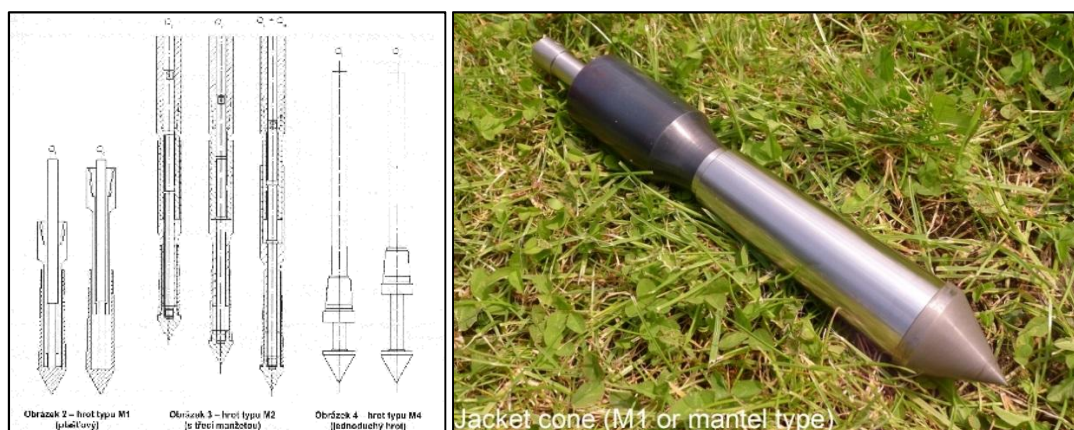
2.4.3.2. Penetrace

Penetrační metody jsou založeny na bezvýnosovém zkoušení základové půdy. Jedná se vždy o zatlačování, ať už dynamické nebo statické, normového hrotu do zemního prostředí za současného měření odporu prostředí proti tomuto vniku. Vzhledem ke způsobu provádění

těchto průzkumných sond je jejich použití vhodné pouze v případě zemin či nejvýše poloskálních hornin. Penetrační metody nelze jednoznačně zařadit mezi nepřímé průzkumné metody, jedná se současně i o polní zkoušky realizované za účelem zjištění geotechnických vlastností horninového masivu.

V této kapitole budou rozebrány pouze dva druhy penetračních metod (ze čtyř ve světě používaných), které jsou při použití s přímými průzkumnými metodami neocenitelným doplňkem při provádění GTP. Jedná se o statickou penetrační zkoušku (CPT) a dynamickou penetrační zkoušku (DP).

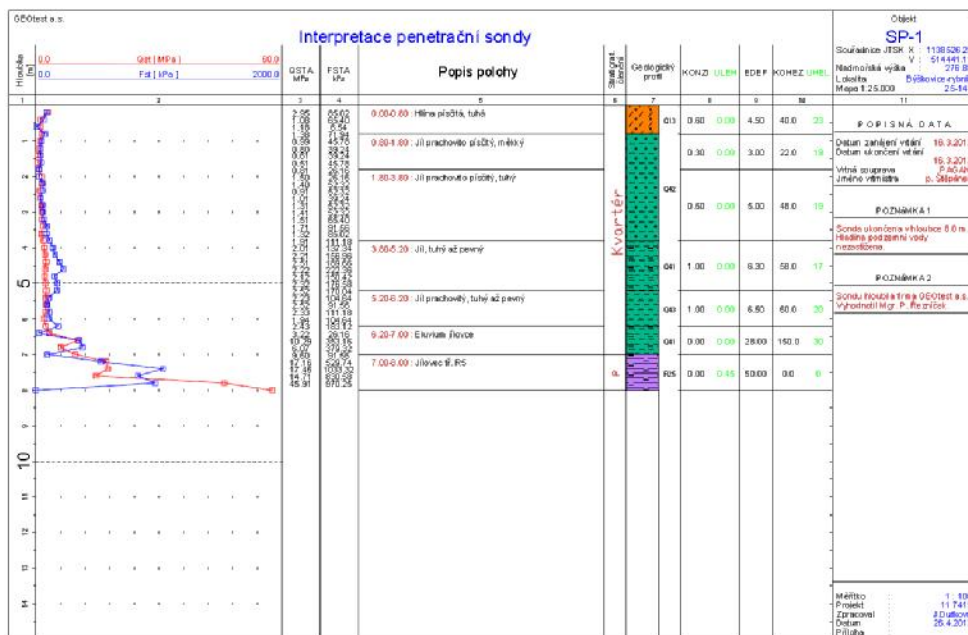
Princip **statické penetrační zkoušky** (CPT) spočívá jak v měření odporu horninového prostředí proti zatlačování normového hrotu, tak i měření lokálního tření na plášti. Zatlačování musí probíhat konstantní rychlostí.



Obr. 2.14: Schéma statického penetračního hrotu [IX]

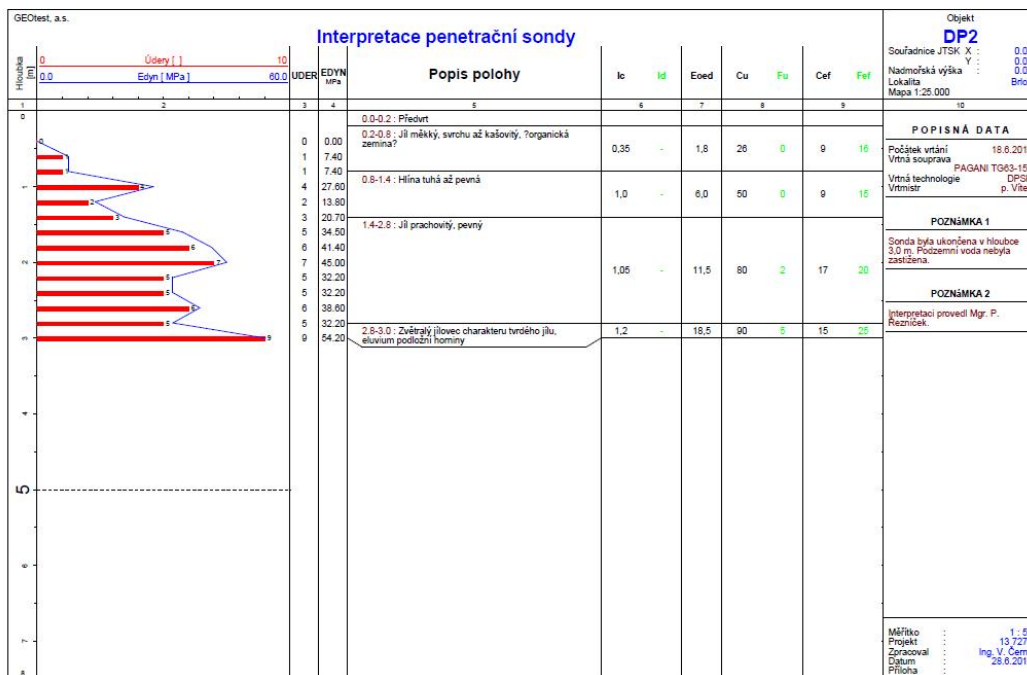


Obr. 2.15: Dálnice D2, km 29, provádění penetračních sond, souprava PAGANI TG150



Obr. 2.16: Vyhodnocení statické penetrační zkoušky [14]

Dynamické penetrační sondování (DP) je definováno jako zarážení hrotu pomocí beranu dané hmotnosti, který na soutyčí sondy dopadá z dané výšky. Dynamický penetrační odpor je definován jako počet úderů potřebných pro vnik penetroměru na určitou hloubku (např. počet úderů nutný pro zatlačení hrotu o deset centimetrů).



Obr. 2.17: Vyhodnocení dynamické penetrační zkoušky [13]

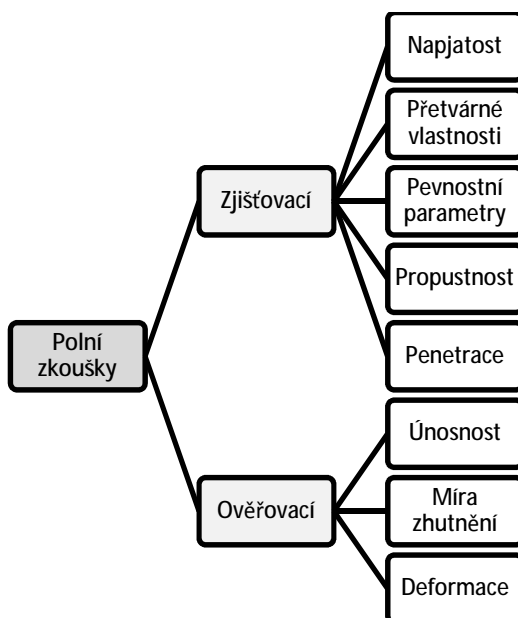
Penetrační sondování jako prvek GTP má své významné místo. Z hlediska geotechnického hodnocení je možné považovat penetrace za vhodnější než přímé průzkumné metody. Jedná se totiž ve své podstatě o polní zkoušku, kdy je horninový masív zkoušen do hloubky a je zachováno přirozené uložení všech zastižených litologických vrstev. Hodnoty geotechnických vlastností získané pomocí korelací interpretací penetračních sond bývají kvalitativně lepší než hodnoty získané z laboratorních zkoušek. Navíc je, podle v současné době platných evropských norem, možné přímo na základě výsledků penetrací navrhovat např. pilotové základy.

2.4.4. Polní zkoušky

Polní zkoušky jsou významnou průzkumnou metodou. Slouží k získání geotechnických informací o horninovém masívu, kdy je tento zkoušen jako celek, nikoli pouze laboratorně na vzorcích odebraných z lokálních míst, kde byla realizována přímá průzkumná díla. Geotechnické vlastnosti získané z výsledků terénních zkoušek nám dávají obraz o vlastnostech a chování zastižených zemín a hornin v přirozeném uložení.

V podzemním stavitelství hrají polní zkoušky významnou roli. GTP pro tunel jako stavbu, která se celým svým objemem nachází v horninovém prostředí, musí detailně prozkoumat deformačně napjatostní chování masívu v přirozeném uložení. Za tímto účelem je významně doporučeno realizovat polní zkoušky.

Terénní zkoušky můžeme jednoduše rozdělit způsobem, jenž je znázorněn na diagramu na obrázku 2.18.



Obr. 2.18: Rozdělení polních zkoušek

Pro účely této práce zde budou podrobněji rozebrány pouze terénní zkoušky **zjišťovací** významné pro podzemní stavitelství. Jejich výčet je přehledně zpracován v tabulce 2.II.

Tabulka 2.II: Zjišťovací polní zkoušky významné pro podzemní stavitelství

Zjišťovací terénní zkoušky	Napjatost	Měření konvergence výrubu
		Ploché lisy
		Vodní trhací tlakové zkoušky ve vrtech
		Odlehčování líce výrubu vrtem (štolou)
		Vodní tlaková trhací zkouška - „Hydrofrac“
	Přetvárné vlastnosti	Statické zatěžovací zkoušky (velkorozměrové)
		Zkoušky deformetrickými sondami ve vrtech (dilatometr, presiometr, ...)
		Zkoušky plochým lisem
	Pevnost	Smykové zkoušky (velkorozměrové)
	Propustnost	Vodní tlakové zkoušky
		Čerpací zkoušky
		Nálevové zkoušky
	Penetrace	Standardní penetrační zkouška (SPT)

2.4.4.1. Zkoušky za účelem zjištění napjatosti masívu

Zjišťování napětí v horském masívu je jednou ze základních podmínek úspěšného řešení řady geotechnických úloh a projektů podzemních staveb s předpokladem ovlivnění napěťovými stavy a projevy napětí v zemské kůře.

Výpočty napěťového pole, vycházející pouze z teorie pružnosti a svislého geostatického tlaku v určené hloubce, se mohou značně odlišovat co do velikosti i směru od reálného napěťového pole. Reálné napěťové pole může být ovlivněno konkrétní situací především v oblastech tektonicky porušených, na kontaktech různých geologických struktur apod. Znalost jejich skutečných hodnot je proto velmi důležitá při řešení různých úloh v oblasti podzemního stavitelství.

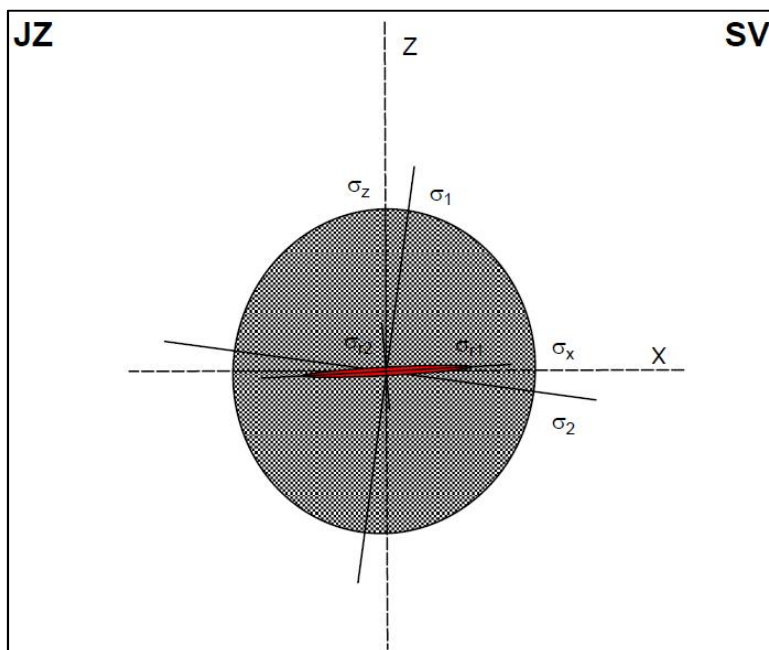
Dobrým způsobem, jak tuto napjatost vyšetřit je měření původní napjatosti v rozměrech výrubu. Příkladem terénní zkoušky realizované v nezajištěném výrubu je konvergenční metoda.

Konvergenční metoda je metodou odlehčovací, při níž se měří deformace masivu při postupném vytváření podzemního prostoru analyticky vyjádřitelného tvaru – nejlépe kruhového. Odlehčovací metody vyžadují znalost deformačních charakteristik masivu, které lze získat buď přímým měřením (polními, případně i laboratorními zkouškami) nebo výpočtem z okrajových podmínek při vyhodnocování měření.



Obr. 2.19: Průzkumné štoly Královopolských tunelů v Brně, měření konvergenčního profilu tyčovým konvergometrem [17]

Prakticky se měří změny rozměrů výrubu (svírání) v čase a v závislosti na postupu ražby. Měření obvykle probíhá ve dvou hlavních, na sobě vzájemně kolmých rovinách, v rovině kolmé na směr ražby budoucího tunelu a v rovině rovnoběžné s tímto směrem. Výstupem z konvergenčních měření je elipsa napjatosti, které přesně popisuje směr a velikost normálových napětí v dané hloubce v horninovém masívu. Jednoduchým výpočtem, odečtením napětí vyvolaných tíhou sloupce hornin s výškou danou vzdáleností od povrchu do středu podzemního výrubu, je možno také stanovit velikost a směr působení reziduálních napětí.



Obr. 2.20: Průzkumné štoly Královopolských tunelů v Brně, elipsa napjatosti, rozrážka R1, rovina svíslá rovnoběžná s osou štoly IIB [17]

Hlavní nevýhoda konvergenční metody spočívá v její velké finanční, časové a rovněž realizační náročnosti. Je v podstatě proveditelná jedině v případech, kdy je součástí GTP průzkumná štola, jejíž ekonomické náklady se pohybují v intervalu do desetiny z celkových nákladů na samotnou výstavbu podzemního díla. Proto jsou častěji za účelem vyšetření původní napjatosti masivu realizovány polní zkoušky ve vrtech a sondách prováděných z povrchu.

Další z metod stanovení napjatosti in situ, použitelných převážně ve skalních horninách a velmi omezeně v kvalitních zeminách, je metoda kontrolovaného hydraulického štěpení stěn vrtu - **hydrofracturing**. Tato metoda je jednou z metod umožňujících přímé měření napětí v oblastech dostupných pouze vrty. Dosah do masivu je závislý jen na manipulačních délkách spojovacího materiálu a charakteristikách vysokotlaké pumpy. Experimentální měření je vztaženo k větší části masivu, vzhledem k délkám sondy zabezpečující rozvoj trhliny v masivu se jedná o oblast s lineárními rozměry řádu decimetrů až prvních metrů.

Metoda byla v mechanice hornin rozvinuta pro měření v pevných kompaktních horninách schopných křehkého lomu. Ve vybraných místech je izolována pro měření vždy pouze jediná, buď přirozená, nebo uměle vytvořená trhlina. Měření napětí v horninovém masivu tímto způsobem je založeno na předpokladu, že v jistý okamžik experimentu se dostává do rovnováhy tlak média otevírající trhlinu a napětí v hornině, snažící se trhlinu uzavřít [Baumgartner, Rummel 1989]. Tento tlak se podle předpokladů rovná napětí, působícímu po normále k vytvořené rovině trhliny.

2.4.4.2. Zkoušky za účelem zjištění přetvárných vlastností horninového masívu

Hlavní přetvárnou fyzikální vlastností, nutnou ke znalosti chování horninového masívu pod zatížením (míněno i vytvoření otvoru výrubu), je deformabilita a modul pružnosti E . Jeho zjišťování pomocí polních zkoušek může probíhat, stejně jako v případě zkoušek napjatostních, buď ve vrtech nebo v podzemí či na povrchu masívu (velkorozměrové polní zkoušky).

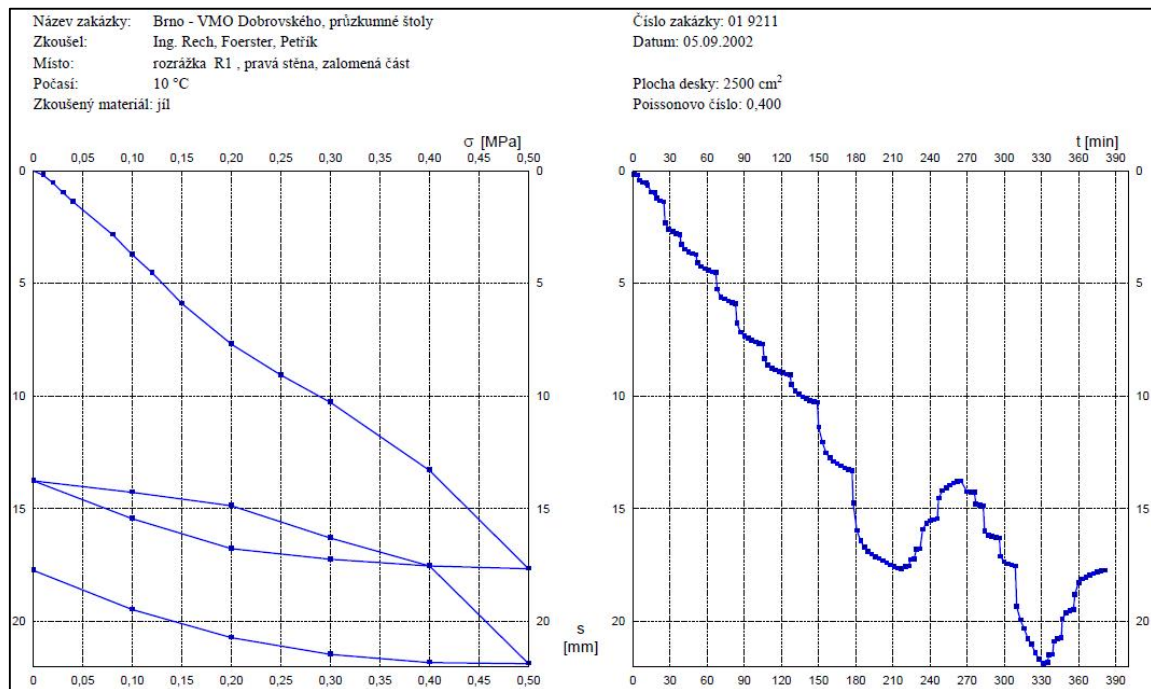
Z hlediska dosažení kvalitních výsledků a potřeby popsání horninového masívu jako celku jsou samozřejmě nejvýhodnější zatěžovací zkoušky velkorozměrové, nejlépe realizované v rozrážkách průzkumných štol. I v tomto případě ovšem narážíme na vysokou ekonomickou a časovou náročnost jejich provedení.

Zatěžovací zkoušky v rozrážkách jsou obvykle realizovány pomocí tuhé ocelové desky známé plochy, hydraulických lisů a měřidel deformací. Ocelová deska se usadí na upravený povrch zkoušené horniny a hydraulickými lisami, rozepřenými do protilehlé stěny (vodorovná zatěžovací zkouška) nebo přístropí (svislá zatěžovací zkouška), je stupňovitě vyvozován tlak potřebný k dosažení předvolených velikostí napětí na tuhé desce. V průběhu zatěžovací zkoušky jsou měřeny deformace desky.



Obr. 2.21: Průzkumné štoly Královopolských tunelů v Brně, sestava polní zatěžovací zkoušky v rozrážce [17]

Pro korektní určení deformability masívu je nutné provádět odečet deformací jak při vzestupné větvi zatěžovací zkoušky (nárůst napětí), tak i při sestupné větvi (pokles deformací zpět na nulovou hodnotu). Tento cyklus je vhodné dvakrát zopakovat.



Obr. 2.22: Průzkumné štoly Královopolských tunelů v Brně, průběh zatěžovací zkoušky v rozrážce [17]

Ekonomicky efektivněji vycházejí polní zkoušky pro zjištění přetvárných vlastností horninového masívu prováděné ve vrtech. Nejběžněji používanými jsou presiometrická zkouška a zkouška plochými lisami.

Při **presiometrické zkoušce** je speciální sonda zapouštěna do vrtu daného průměru do projektem předepsané úrovně a působením regulovaného tlaku v sondě je v radiálním směru vyvozováno zatížení stěny vrtu. Při měření jsou na volumetrické trubici na ovládacím panelu odečítány změny objemu kapaliny v měřicí buňce sondy při jednotlivých stupních tlaku v sondě. Takto je postupováno až do požadovaného zatížení stěny vrtu nebo do vyčerpání maximálního objemu měřicí buňky sondy.



Obr. 2.23: GTP pro projekt obchvatu Zenice, BiH, realizace presiometrické zkoušky v trase budoucího tunelu,

Presiometrickou zkouškou zjištěné hodnoty jsou prezentovány graficky v závislosti *zatížení [MPa] / objem [cm³] vody v měřící buňce*. Pro zvolený rozsah napětí dp je vypočtena hodnota presiometrického modulu přetvárnosti E_d ze vztahu (2-9):

- $$E_d = K \cdot \frac{dp}{dV} \quad (2-9)$$

kde dp = přírůstek napětí, vyvozaného na stěnu vrtu [MPa]

dV = přírůstek objemu v měřící buňce sondy [cm³]

K = dimenzionální koeficient [cm³] určený vztahem (2-10):

- $$K = 2 \cdot (1 + \mu) \cdot (V_m + V_0) \quad (2-10)$$

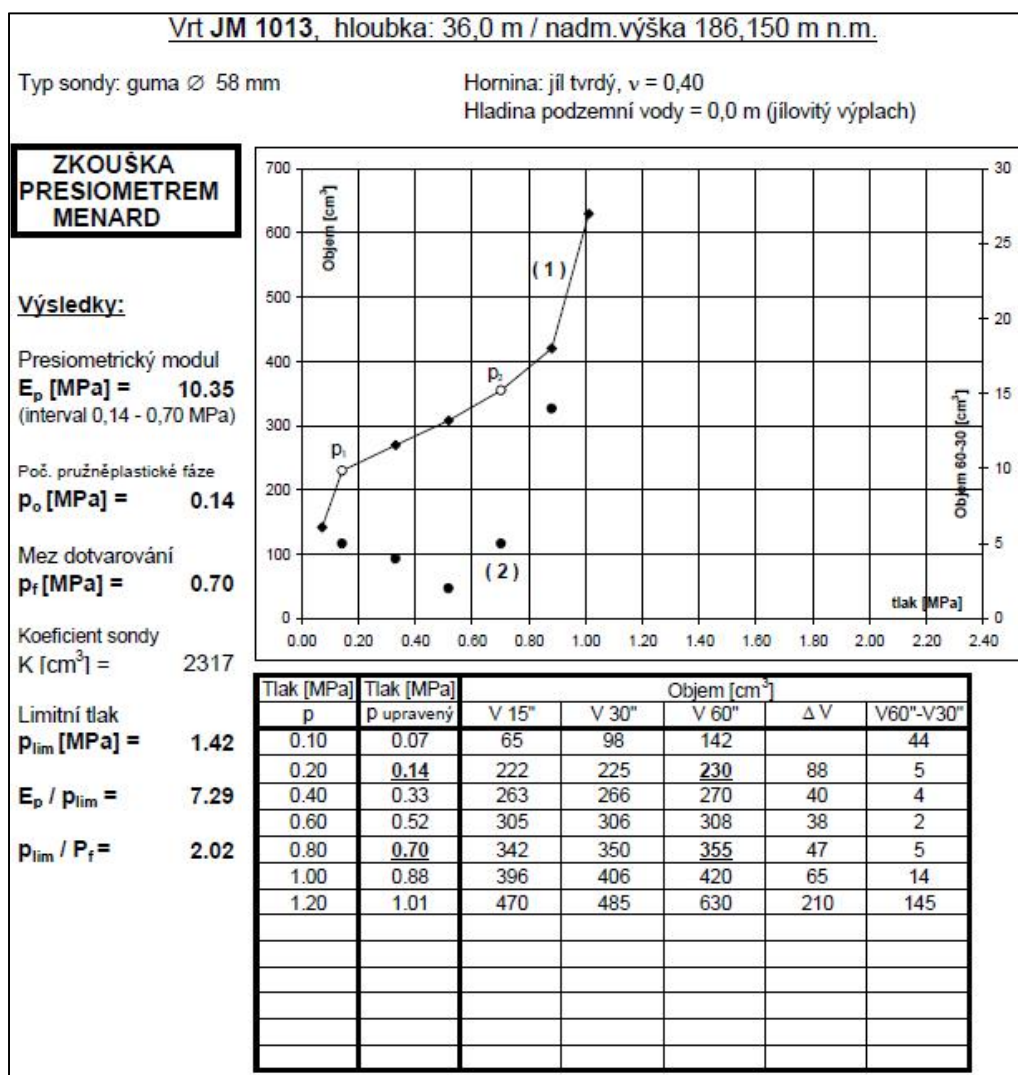
kde m = Poissonovo číslo [-]

V_m = aritmetický průměr objemu měřící buňky na počátku a na konci výpočtem uvažované fáze zkoušky [cm³]

V_0 = základní objem měřící buňky při nulovém tlaku [cm³]

Dalším zjišťovaným parametrem je limitní tlak p_{lim} , jehož hodnota odpovídá napětí potřebnému k definitivnímu porušení stěny vrtu. Jelikož většinou není možné tohoto tlaku dosáhnout z důvodu překročení maximálního možného objemu měřící buňky, může být tato hodnota určována extrapolací.

Pro výpočet presiometrických parametrů se používají hodnoty kontaktního napětí, opravené o vliv tuhosti pláště sondy a tlakového působení vodního sloupce v propojovací trubici mezi sondou a volumetrem, i o vliv hladiny podzemní vody ve vrtu.



Obr. 2.23: Průběh presiometrické zkoušky [17]

Zkouška **plochým lisem DMT** (pro zeminy) se provádí zatlačováním ocelové sondy opatřené břitem a tenkou ocelovou membránou svisle do zeminového prostředí. Zkouška se skládá z měření tlaku, když membrána je v rovině ostří a právě se začíná pohybovat a dále, když posun do zeminy ve středu membrány dosáhne 1,1 mm. Zkouška se provádí ve zvolených hloubkách nebo semi - spojitým způsobem. Výsledky DMT zkoušek lze použít pro získání informací o úložných poměrech zemin, stavu napjatosti in situ, přetvárných vlastnostech geologického prostředí a smykové pevnosti.

2.4.4.3. Zkoušky za účelem zjištění pevnostních charakteristik horninového masívu

Nejpoužívanějšími typy polních zkoušek pro zjištění pevnostních charakteristik (c a φ) horninového masívu jsou polní smykové zkoušky. Ty mohou být prováděny v horninách i zeminách, v rozrážkách či v místě budoucích portálů na povrchu.

Pro provedení zkoušky je nutné vytvořit ze zkoušené horniny zkušební těleso, pokud možno pravidelných rozměrů (viz obr. 2.24).



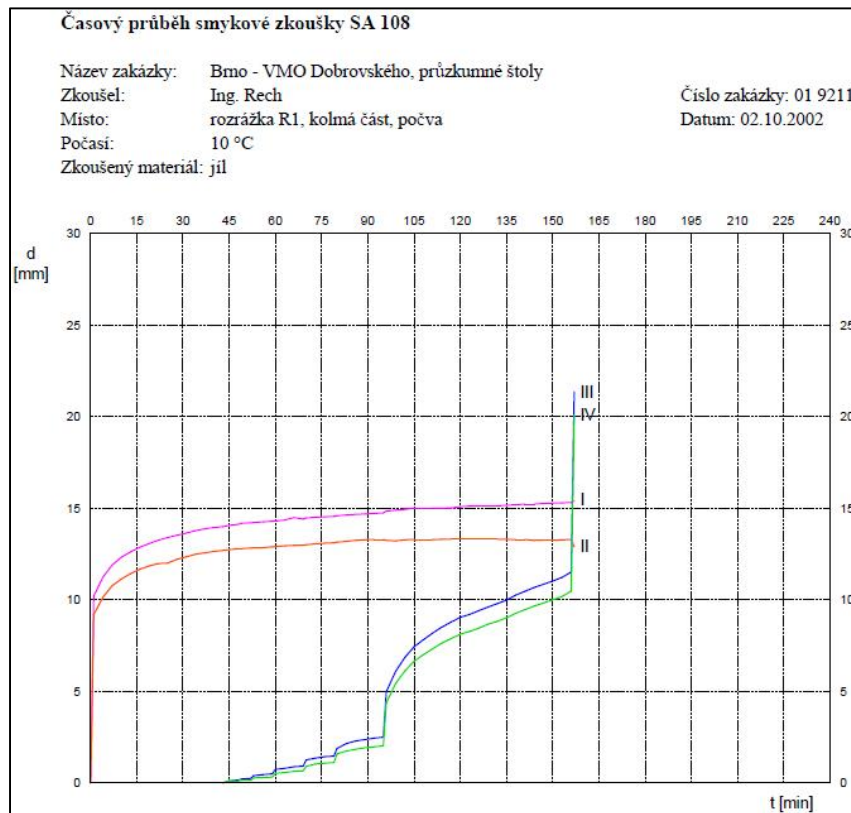
Obr. 2.24: VMO Žabovřeská Brno, příprava zkušebních bloků pro smykovou zkoušku [18]

Tyto bloky jsou poté zatěžovány smykovou silou za působení normálové síly až do destrukce (usmyknutí).



Obr. 2.25: VMO Žabovřeská Brno, provádění smykových zkoušek

Během zkoušky jsou odečítány posuny jednotlivých bloků. Závislost deformací na čase je vynesena graficky a jsou stanoveny meze kluzu, vrcholová a reziduální pevnost horninového bloku, potažmo masivu.



Obr. 2.26: Časový průběh smykové zkoušky [17]

Pevnostní charakteristiky jednotlivých litologických vrstev geologického prostředí lze zjistit například i statickou penetrací **CPT**, dynamickou penetrací **DP** nebo plochým lisem **DMT**. Tyto zkoušky jsou ovšem realizovatelné pouze v zeminách.

Opět je nutné upozornit, že polní velkorozměrové smykové zkoušky jsou finančně poměrně náročné. Doporučuje se ovšem jejich provedení v portálových oblastech na/při povrchu terénu, čímž odpadne nutnost zhotovení průzkumné štoly a rozrážek jako významného ekonomického faktoru GTP. Autor doporučuje vždy, kdy je to jen trochu možné, smykové zkoušky při povrchu terénu realizovat. Jejich výsledky jsou pro návrh podzemního díla značné.

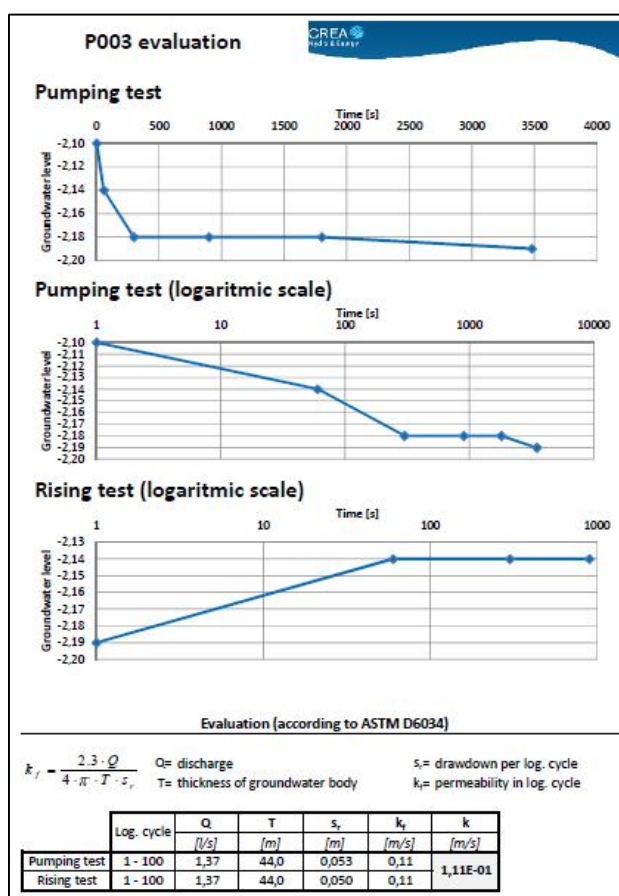
2.4.4.4. Zkoušky za účelem zjištění propustnosti horninového masívu

Tyto zkoušky jsou vhodné pro určení přítoků podzemní vody do výrubu a účinků proudění podzemní vody na primární a sekundární ostění dokončeného tunelu. Jejich rozsah, např. vůči rozsahu nutnému pro vodní stavby, bývá ovšem omezený.

Jedná se o zkoušky prováděné ve vrtech, nejpoužívanější jsou čerpací a nálevové zkoušky, méně obvyklé pro podzemní stavby jsou vodní tlakové zkoušky.

Čerpací zkoušky probíhají ve vystrojených vrtech, kdy se měří snížení hladiny podzemní vody (HPV) během čerpání v čase a následně nastoupání HPV po vypnutí čerpadla.

Nálevové zkoušky jsou opakem čerpacích zkoušek. Do vystrojeného vrtu se nalévá voda a měří se její ztráta v čase.



Obr. 2.27: Průběh čerpací zkoušky a vyhodnocení dle ASTM D6034 [5]

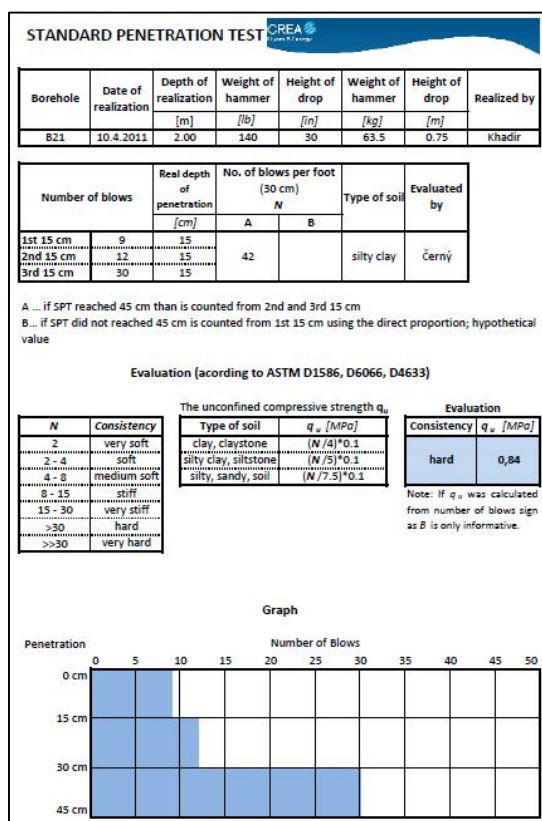
Vodní tlakové zkoušky jsou prováděny za účelem zjištění propustnosti horninového masívu zejména v podzákladí hrází přehrad. Tlakem vody se v utěsněné etáži vrtu simuluje tlak vody v budoucí projektované nádrži a vyhodnocují se případné úniky vody způsobené např. podtékáním hráze puklinami, póry a kavernami horniny.

2.4.4.5. Penetrace

V tomto odstavci bude věnována pozornost, v ČR ne příliš obvyklé polní zkoušce, standardní penetraci SPT. Ostatní, běžně používané penetrační zkoušky, byly zmíněny v podkapitole 2.4.3.2.

Standardní penetrační zkouška (Standard Penetration Test – **SPT**) je polní zkouška, která se provádí ve vrtu v průběhu jádrového vrtání. Je určena zejména pro hrubozrnné zeminy, dobrých výsledků je dosaženo i v případě použití pro jemnozrnné zeminy, eluvia skalních hornin a slabé skalní horniny. Slouží ke zjištění mechanických vlastností zastižených hornin definovaných odporem na hrotu q_u , který se určí z počtu úderů N nutných pro zaražení normovaného hrotu o 30 cm pomocí beranu hmotnosti 63,5 kg, který padá z výšky 76 cm.

Prakticky se provádí odečet počtu úderu po 3x15 cm, kdy prvních 15 cm se nebere do vyhodnocení v úvahu, z důvodu možného rozvolnění horniny v důsledku jádrového vrtání. Zkouška se realizuje přímo v jádrovém vrtu ve zvolené hloubce po vytěžení vrtného jádra. Normovaný hrot, který je používán pro SPT, může být opatřen mechanismem pro odběr porušených vzorků pro laboratorní analýzy.



Obr. 2.28: Průběh a vyhodnocení SPT dle platných ASTM [5]

Velkou výhodou SPT je její časová i technologická nenáročnost. Na základě získaných údajů můžeme usuzovat zejména na ulehlost nesoudržných zemin, na konzistenci jemnozrnných zemin v přirozeném uložení i odvozeně na pevnost, příp. únosnost zkoušených hornin.

Tato metoda, byť je velmi jednoduchá, se v ČR téměř nepoužívá, což autor považuje za velký nedostatek a doporučuje znovu oživit standardní penetrační zkoušku jako velmi jednoduchou a rychlou polní zkoušku s kvalitními výsledky.

2.4.4.6. Polní zkoušky ověřovací

Pro úplnost je nutné, alespoň velmi okrajově, se zmínit o polních zkouškách ověřovacích. Ty slouží zejména k ověření projektem požadovaných parametrů zemin a hornin přímo na stavbě. Jedná se zejména o zkoušky zaměřené na ověření:

- únosnosti a přetvárných vlastností zkoušeného materiálu – statické a dynamické zatěžovací zkoušky, penetrace, atp.,
- míry zhutnění – zkoušky membránovým objemoměrem, odběr neporušených vzorků zeminy, atp.



Obr. 2.29: Rosice, provádění statické zatěžovací zkoušky deskou

2.5. Zvláštnosti GTP v případě užití průzkumné štoly, požadavky na výsledky

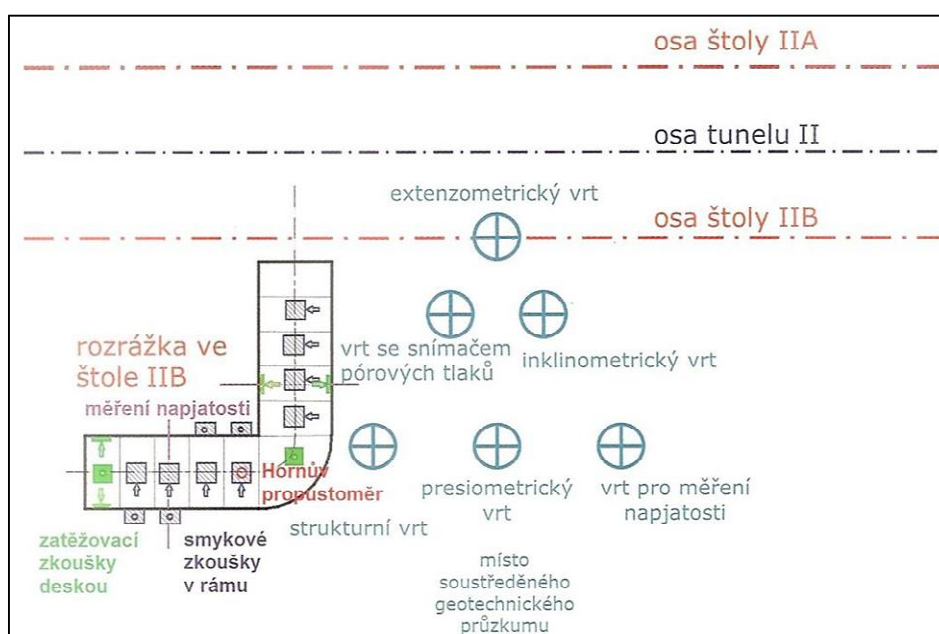
Při provádění GTP pro liniová díla, či velké inženýrské stavby, bývají zastiženy různé geotechnické podmínky. Je to dáno značnou heterogenitou geologického prostředí na větším území stavbou zasaženém. Pro inženýrské účely je nutné rozdělit zájmové území na kvazihomogenní celky s přibližně stejnými geotechnickými vlastnostmi, tzv. geotechnické typy (G-typy).

Ražba štoly jako průzkumného díla je jedním z nejlepších způsobů GTP. Průzkumná štola je sama o sobě podzemním dílem, navíc přímo v daných geotechnických podmínkách. Během její realizace je možno odzkoušet technologii ražby a vyztužení, délku jednotlivých záběrů, optimalizovat čas pro osazení primární a sekundární výztuže, budou ověřeny nečekané změny v geologickém prostředí a předejde se tak vzniku mimořádných událostí.

Mimořádně výhodné je realizovat v průzkumné štolě řadu velkorozměrových polních zkoušek, které dají projektantovi dobrou znalost chování horninového masívu. Součástí ražby štol musí vždy být také geotechnický monitoring, který odhalí případné nesrovnalosti v chování komplexu ostění/masiv a umožní tak opět optimalizovat návrh tunelu.

Pro každý kvazihomogenní celek je výhodné vytvořit místo tzv. soustředěného průzkumu. V tomto místě by měla být soustředěna průzkumná díla realizovaná s povrchu, polní zkoušky realizované ve vrtech, rozrážky z průzkumné štol provedené za účelem realizace velkorozměrových polních zkoušek a také prvky geotechnického monitoringu.

Příklad vytvoření místa soustředěného průzkumu je patrný z obrázku 2.30.



Obr. 2.30: Místo soustředěného průzkumu při GTP pro Královopolské tunely v Brně [20]

Průzkumná štola je většinou ražena přímo v místě budoucího profilu tunelu. Je více než vhodné umístit prvky geotechnického sledování ražby štol tak, aby byly použitelné i jako součást monitoringu výstavby projektovaného tunelu. Bude tak zachována kontinuita jednotlivých měření za současné kvalitnější interpretace nasbíraných dat a ušetří se finanční náklady.

Požadavky na výsledky GTP pro podzemní stavby se příliš neliší od požadavků pro ostatní složité inženýrské konstrukce. V textu závěrečné zprávy (ZZ) musí být shrnuty všechny použité metody GTP, jejich metodika a jednotlivé prvky. Součástí ZZ musí být vyhodnocení geotechnických vlastností jednotlivých geotechnických typů, které vznikly na základě zhodnocení výsledků provedených laboratorních a polních zkoušek. V případě realizace monitoringu průzkumné štol musí být předávané geotechnické vlastnosti zastižených hornin v souladu se skutečně sledovaným chováním zkoumaného masívu.

3. Navrhování geotechnických konstrukcí, observační metoda

Při navrhování geotechnických konstrukcí platí princip mezních stavů – rozlišujeme mezní stavy únosnosti, použitelnosti a trvanlivosti (definováno v [IV]). Geotechnické konstrukce mají být navrženy tak, aby vyhověly mezním stavům v krátkodobých i dlouhodobých návrhových situacích. Mezní stavy se mají ověřit jedním nebo kombinací následujících způsobů:

- užitím výpočtu,
- přijetím předběžných opatření,
- experimentálními modely a zatěžovacími zkouškami,
- observační metodou.

V následujících podkapitolách budou stručně popsány výše uvedené způsoby návrhu geotechnické konstrukce podle [VII], větší důraz bude kladen na návrh s použitím observační metody.

3.1. Návrh geotechnických konstrukcí užitím výpočtu

Podle [VII] je postup návrhu geotechnické konstrukce výpočtem poměrně složitý, ovšem zohledňuje v sobě většinu možných rizik vzniku dosazení mezních stavů. Není relevantní pro účely této práce zde celý návrhový postup uvádět, budou zde pouze uvedeny jeho základní principy.

V rámci návrhu výpočtem se pracuje s následujícími veličinami:

- zatížení, kterými mohou být buď vložena břemena, nebo vložena přemístění (např. z pohybu základové půdy),
- vlastnosti zemin, hornin a jiných materiálů,
- geometrické údaje,
- mezní hodnoty deformací (šířek trhlin, apod.),
- výpočetní modely.

Pro splnění základních požadavků návrhu je znalost základových poměrů, která vychází z výsledků provedeného geotechnického průzkumu, mnohem důležitější než přesnost výpočetních modelů a součinitelů. Výpočetní model musí popisovat předpokládané chování základové půdy pro jednotlivé mezní stavy a může být analytický, semi-empirický a numerický.

Do výpočtu vstupují návrhové hodnoty, které se získají úpravou charakteristických hodnot pomocí opravných součinitelů γ .

3.2. Návrh geotechnických konstrukcí přijetím předběžných opatření

V návrhových situacích, pro které výpočetní modely neexistují nebo nejsou nutné, se lze vyvarovat mezním stavům použitím předběžných opatření. Návrhové situace mají zahrnovat a zohledňovat celou řadu faktorů, jež mohou ovlivnit stabilitu nebo přetvoření konstrukce. Jsou to zejména:

- zatížení, jejich kombinace a zatěžovací případy,
- obecná vhodnost základové půdy, na které je konstrukce umístěna, vzhledem k celkové stabilitě a pohybum základové půdy,
- dispozice a klasifikace různých zón zeminy, horniny a prvků konstrukce, které se uplatní v jakémkoli výpočetním modelu,
- geologické faktory – sklon podložních vrstev, poruchy, pukliny a trhliny horninového masívu, možná nestabilita horninových bloků, atp.,
- hornické práce, kaverny nebo jiné podzemní prostory,
- prostředí, uvnitř kterého je vypracován návrh – vliv chemické koroze, zvětvávání, promrzání, dlouhodobého vysoušení, změn hladiny podzemní vody, atp.,
- zemětřesení
- zemní pohyby zapříčiněné dolováním, atp.

Předběžná opatření zahrnují konvenční a obecně konzervativní pravidla návrhu. Pozornost musí být věnována specifikaci a kontrole materiálů, řemeslné dovednosti a ochranným a údržbovým postupům.

Návrh přijetím předběžných opatření se může použít tam, kde srovnatelná zkušenost činí návrhové výpočty zbytečnými. Za srovnatelnou zkušenost se považuje dokumentovaná nebo jinak jasně stanovená informace o základové půdě, která se uvažuje v návrhu, zahrnující stejný typ zeminy nebo horniny a u které se předpokládá podobné geotechnické chování. Za zvláště relevantní se považuje místně získaná informace.

Tento způsob návrhu je možné také použít v případě zabezpečení trvanlivosti proti účinkům mrazu a chemického nebo biologického napadení, pro které nejsou přímé výpočty obecně vhodné.

3.3. Návrh geotechnických konstrukcí pomocí experimentálních modelů a zatěžovacích zkoušek

Je doporučeno, aby tento způsob návrhu geotechnické konstrukce sloužil především jako doplněk k ostatním možným způsobům zmíněným na začátku kapitoly 4. V případě, že se používají výsledky zatěžovacích zkoušek nebo zkoušek na velkých nebo malých modelech k ověření návrhu, musí se zohlednit následující faktory:

- rozdíly v základových poměrech mezi zkouškou a skutečnou konstrukcí,
- vliv času, zvláště je-li trvání zkoušky mnohem kratší než trvání skutečné konstrukce,

- vliv měřítko, především jsou-li použity malé modely. Vlivy úrovně napětí se musí uvažovat společně s vlivy velikosti částic.

Zkoušky se mají provádět na vzorku skutečné konstrukce nebo v měřítku 1:1 nebo na menších modelech.

3.4. Návrh geotechnických konstrukcí pomocí observační metody

V případě, že je předpověď geotechnického chování obtížná, může být vhodné použít postup zvaný **observační metoda**, ve kterém je návrh ověřován během výstavby. Před zahájením výstavby je ovšem nutné splnit následující předpoklady:

- musí se stanovit přijatelné meze chování (např. předběžným výpočtem, atp.),
- musí se odhadnout rozsah možného chování a musí se prokázat přijatelná pravděpodobnost, že skutečné chování bude v přijatelných mezích,
- musí se navrhnout plán monitoringu, který odhalí, zda skutečné chování leží uvnitř přijatelných mezí. To musí jasně monitoring v brzkém stadiu objasnit a v krátkých intervalech umožnit sled dodatečných opatření, která umožní úspěšně odstranit nahodilé skutečnosti,
- pro analýzu výsledků ve vztahu k možnému vývoji systému musí být dostatečně rychlá odezva v přístrojích a postupech,
- jestliže monitoring objevil chování mimo přijatelné meze. musí se navrhnout plán opatření, která mohou být přijata.

Jako nástroj k ověřování předpokladů během výstavby slouží monitoring. Jeho výsledky se musí vyhodnotit v příslušných stádiích a plánovaná opatření se musí aktivovat, jestliže jsou přestoupeny meze chování. Monitorovací zařízení se musí buď nahradit, nebo rozšířit, jestliže nedává důvěryhodné údaje nebo údaje v dostatečné kvantitě.

Plán monitoringu musí být podle [VII] také součástí „Zprávy o geotechnickém návrhu“ (tj. ekvivalent geotechnického projektu, pozn. autora). Ve vztahu k dohledu a monitoringu má zpráva o geotechnickém návrhu obsahovat:

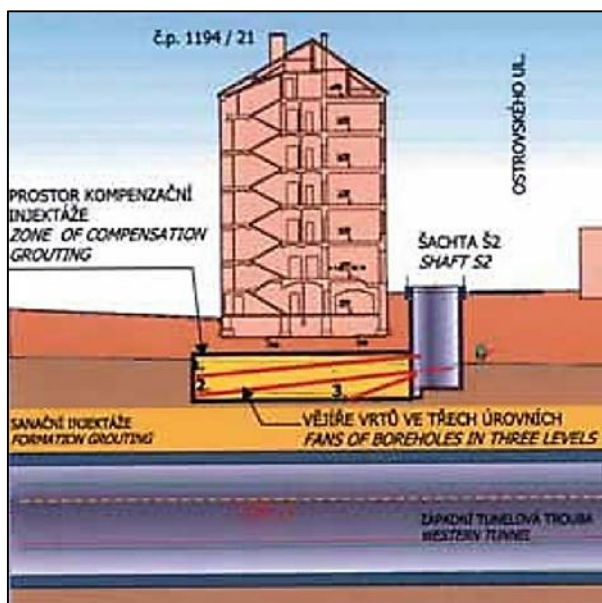
- účel každého souboru pozorování a měření,
- části konstrukce, které se budou monitorovat a místa ve kterých se budou provádět pozorování,
- četnost měření (čtení, pozorování ...),
- způsoby vyhodnocení výsledků,
- předpokládaný rozsah mezních hodnot výsledků,
- časový úsek, ve kterém bude pokračovat monitoring po dokončení výstavby.

Je zřejmé, že monitoring jako nedílná součást observační metody, ale i jako kontrolní nástroj v případě jakéhokoli způsobu návrhu geotechnické konstrukce, je pevně zakotven v platných evropských a českých normativních předpisech. Moderním i tradičním metodám

geotechnického monitoringu zaměřeného na podzemní stavby se podrobně věnuje kapitola č. 5.

Geotechnická konstrukce je za použití observační metody navrhována tak, že po realizaci výpočtů a konvenčního postupu návrhu (projekt) je během výstavby tento základní návrh ověřován složitou soustavou měření a sledování – monitoringem. **Výsledky monitoringu musí aktivně vstupovat zpět do projektu, který musí být na jejich základě upravován a zpřesňován.** Tak Dochází v případě složitých geotechnických návrhů (složitá konstrukce, složité geologické poměry, ...) k optimalizaci původního projektu a k významnému zvýšení bezpečnosti a hospodárnosti návrhu.

Jedním z příkladů použití observační metody je kompenzační injektáž. Kompenzační injektáž se používá tam, kde došlo k poklesům terénu nebo základové půdy pod objekty a tudíž k jejich nerovnoměrné deformaci. Jejím principem je realizace sítě injekčních vrtů pod deformací poškozený objekt a následné injektáže za určitého tlaku tak, aby došlo ke zpětnému zvednutí objektu do původní polohy – kompenzaci celkových či nerovnoměrných deformací. Jde o observační metodu, protože přímé tlaky injektážní směsi a postup injektování v jednotlivých vrtech a etážích se důsledně řídí podle výsledků zvedání povrchu terénu nebo podle zvedaných konstrukčních prvků.



Obr. 3.1: Kompenzační injektáž v poklesové kotlině tunelu Mrázovka v Praze [d]

Na základních principech observační metody jsou postaveny metody moderního konvenčního tunelování, zejména v ČR nejčastěji používaná Nová rakouská tunelovací metoda (NATM). Podrobněji se NATM zabývá následující kapitola č. 4.

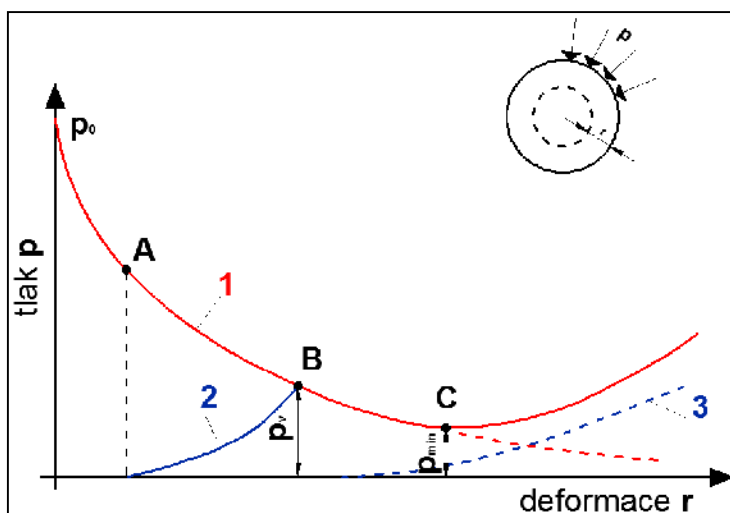
4. Nová rakouská tunelovací metoda (NATM)

Aplikací některých základních principů observační metody do praxe je Nová rakouská tunelovací metoda (NATM). Tato metoda byla definována v roce 1963 Rabcewiczem a je v současné době nejpoužívanější tunelovací metodou u nás (popř. tzv. s přihlédnutím k zásadám NATM). Její masivní rozvoj, jak v ČR, tak po celém světě je dán zejména jejím univerzálním použitím v podstatě v jakémkoli horninovém prostředí a současně také její relativní jednoduchostí. Díky své přizpůsobivosti je vhodná i pro tunely ražené ve vysoce nehomogenním prostředí, kdy se geologická stavba území po délce stavby výrazně mění.

4.1. Princip NATM

Základní myšlenka NATM vychází z využití horninového masívu jako hlavního nosného prvku. Nejdříve se provede výrub, který se po nějaký čas (předem určený a během výstavby optimalizovaný) nechá volně nezajištěný. Poté se instaluje primární poddajné ostění, které zabrání porušení a rozvolnění horniny v okolí výrubu a uvede síly v jeho okolí do rovnováhy. Definitivní ostění je realizováno teprve ve chvíli, kdy dojde k ustálení napěťo-deformačního stavu, může jít o časový odstup i několika měsíců.

Princip popsaný výše graficky znázorňuje tzv. Fenner – Pacherova křivka (obr. 4.1), která popisuje průběh reakce horninového masívu v závislosti na narůstající deformaci provedeného výrubu.



Obr. 4.1: Fenner – Pacherova křivka pro bod na vrcholu výrubu

Na obrázku 5.1 znázorňuje křivka 1 průběh reakce horninového masívu na otevření výrubu. Než dojde k instalaci primární výztuže - bod A – proběhne určitá část deformací a dojde ke snížení horninového tlaku. Po zabudování primárního ostění dochází k jeho aktivaci (křivka 2), deformace výrubu narůstají, zároveň narůstá tlak na ostění (odpor vůči zvyšujícím se pretvořením) až dojde k vytvoření rovnovážného stavu – bod B. Pokud by bylo ostění

instalováno příliš pozdě (křivka 3) nedošlo by k vytvoření rovnovážného stavu a beze změn jeho průřezu (zesílení, atp.) hrozí kolaps celého systému.

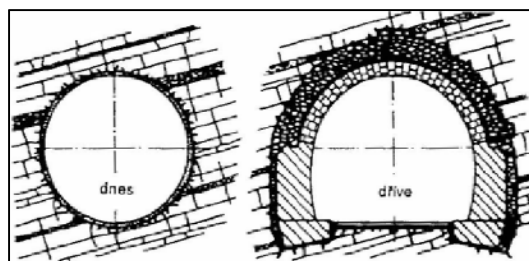
Je zřejmé, že pro optimální návrh a spolupůsobení systému ostění – horninový masív je nutné znát dokonale chování a vlastnosti geologického prostředí. V tuto chvíli jsou používané metody současného GTP nedostačující a nastupuje propracovaný systém sledování (monitoringu) během výstavby.

Nová rakouská tunelovací metoda je ve své podstatě metodou čistě observační. Na základě výsledků GTP je sestaven předběžný návrh primárního ostění a způsobu ražby. Průběh stavby je široce monitorován a ze získaných dat je operativně upravován původní návrh. V důsledku toho by mělo dojít ke značným úsporám, materiálu, času a především financí.

4.2. Zásady NATM

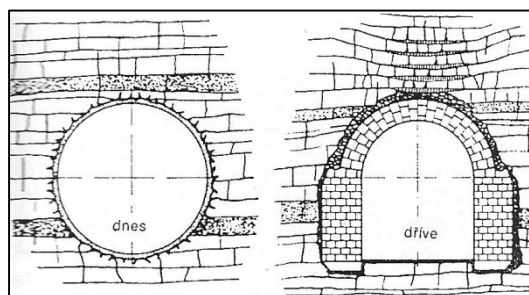
NATM není tunelovací metodou ve smyslu, že by předepisovala přesně stavební postupy (např. schéma výlomu, postup výstroje, atp.). Jedná se o koncepci stavby tunelu, kdy se postup výstavby drží určitých, vědecky zjištěných a prakticky vyzkoušených principů. Tyto principy byly formulovány do 22 zásad:

1. Podstatnou nosnou částí tunelu je okolní hornina.



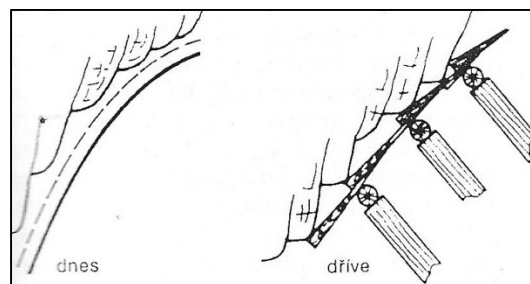
Obr. 4.2: První zásada NATM [22]

2. Zachování původní pevnosti horniny.
3. Zabránění uvolnění horniny.



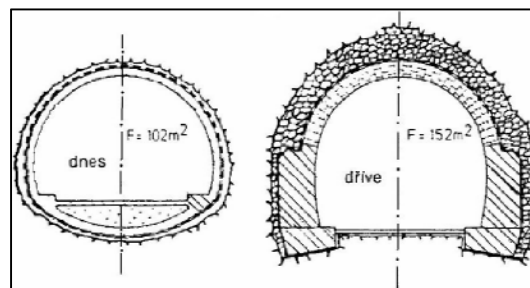
Obr. 4.3: Třetí zásada NATM [22]

4. Zabránit jedno a dvojosým stavům napjatosti.
5. Usměrnění deformací horniny tak, aby došlo k aktivaci horninové klenby za současného co možná nejmenšího uvolnění horniny.
6. Včasné provedení primárního ostění.
7. Správné odhadnutí specifického časového faktoru horniny.
8. Pro odhad časového faktoru slouží zkoušky v laboratoři a zejména in-situ, měření deformací v tunelu.
9. Zajištění výrubu musí být plošné, nejlépe pomocí stříkaného betonu.



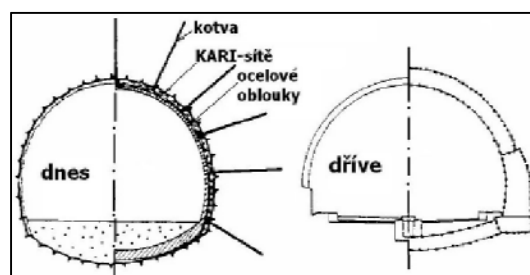
Obr. 4.4: Devátá zásada NATM [22]

10. Primární ostění má mít tvar skořepiny a být poddajné v ohybu. Tnkostěnné primární i sekundární ostění.



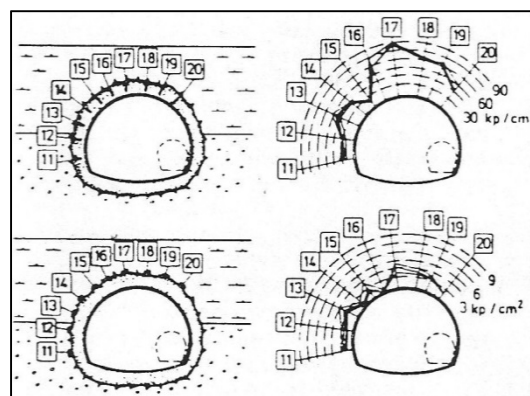
Obr. 4.5: Desátá zásada NATM [22]

11. Pokud je nutné zesílit primární ostění, neprovádí se to jeho zesílením, ale za pomoci výztužných sítí, ocelových oblouků nebo svorníků.



Obr. 4.6: Jedenáctá zásada NATM [22]

12. Prostředky a časy na vybudování prvotních ostění se určují na základě měření deformací horniny.
13. Tunel se staticky posuzuje jako trouba složená z nosného prstence horniny a primárního, resp. sekundárního ostění.
14. Aby tunel působil jako trouba, je nutné zachovat ostění uzavřené.
15. Doba uzavření prstence ostění určuje chování horniny.
16. Nejprůzračnější je ražba plným profilem.
17. Pro bezpečnost ražby je rozhodující provozní metoda, tj. délka záběru, doba provádění ostění, atp.
18. Aby se zabránilo koncentracím napětí, mají být vyloučeny z profilu tunelu rohy. Přednost se dává zaobleným tvarům.
19. Při provádění primárního a sekundárního ostění je nutné zajistit přenos sil z primáru na sekundár.
20. Celá soustava hornina plus skořepina má být v zásadě stabilizována již pomocí primárního ostění. Sekundární ostění se buduje pouze pro zvýšení bezpečnosti, má být však schopno plnit celkovou nosnou funkci (např. v případě působení agresivní podzemní vody na primární ostění a jeho degradace). Na kotvy lze pohlížet jako na trvalou součást systému jen tehdy, jsou – li ochráněny proti korozi.
21. Pro kontrolu a dimenzování celé konstrukce slouží jednak měření napětí v betonu, jednak napětí ve styku mezi skořepinou a horninou, ale také měření pohybů, prováděných během výstavby.



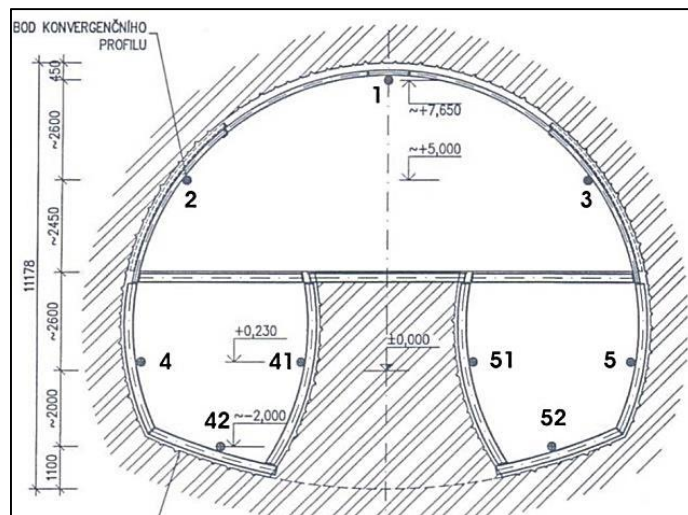
Obr. 4.7: Jednadvacátá zásada NATM [22]

22. Hydrodynamický tlak v hornině a statický tlak podzemní vody na ostění se uvolní pomocí drenáže.

4.3. Sledování během výstavby

Z výše uvedených zásad a základních mechanických principů NATM, jakožto ze základních principů observační metody vyplývá, že nedílnou součástí ražby realizované podle zásad

NATM, je propracovaný systém monitoringu, který vychází z projektového řešení a navazuje na výsledky geotechnického průřezu.

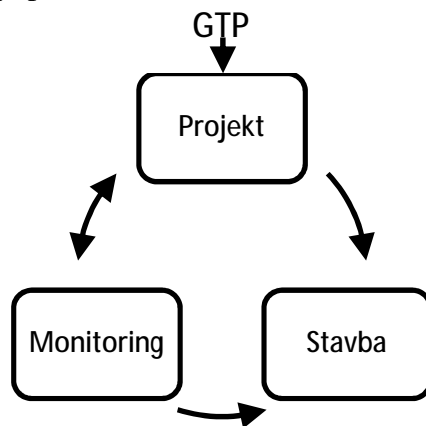


Obr. 4.8: Královopolský tunel v Brně, průřez tunelovou troubou raženou dle zásad NATM včetně umístění bodů konvergenčního měření [16]

Hlavním účelem monitoringu je sledovat chování tunelového ostění a horninového masívu, porovnávat je s předpoklady návrhu tunelové konstrukce a zavčas upozornit realizační tým na významné odchylky v jejich chování od předpokladů stanovených projektem. Principy, požadavky, systém a jednotlivé prvky monitoringu budou popsány v následující kapitole.

5. Geotechnický monitoring

Jak již bylo zmíněno v kapitolách 3 a 4 musí být projekt monitoringu vždy nedílnou součástí projektové dokumentace stavby. Kontrolní sledování má za úkol především ověřit projektem stavby předpokládané chování navrhované podzemní konstrukce a její vliv na okolí (deformace a napětí obezdívky, poklesová kotlina, deformace objektů na povrchu, atp.).

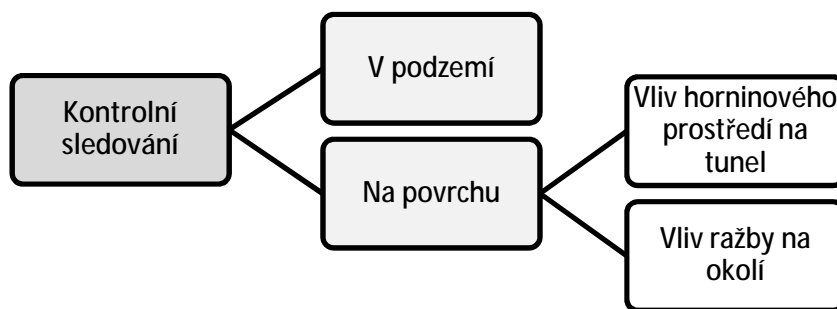


Obr. 5.1: Schéma principu monitoringu

V obecné rovině by měl být monitoring součástí každé geotechnické konstrukce, v praxi se většinou omezuje pouze na složitější a rozsáhlejší geotechnické stavby (např. zajištění sesuvného území, podzemní stavby, náročné hráze ...).

V ojedinělých případech podzemních staveb lze rozsah monitoringu omezit. Jedná se však pouze o specifické případy podzemních děl navrhovaných s velkou bezpečností a v mimořádně kvalitním horninovém prostředí.

Monitoring v případě tunelových staveb můžeme rozdělit na sledování v podzemí a na povrchu. Účelem sledování v podzemí je monitoring ražby a konstrukce ostění tunelu. Sledování na povrchu je možná dále rozčlenit na sledování geologického prostředí za účelem zjištění vlivu horninového prostředí na ražbu a konstrukci tunelu a na sledování okolí za účelem zjištění míry jeho ovlivnění v důsledku realizace podzemního díla. Schematicky je znázorněno na následujícím diagramu.



Obr. 5.2: Rozdělení monitoringu

Kontrolní sledování se neomezuje pouze na dobu výstavby podzemního díla. Je známo, že přetváření a disipace napětí v horninovém prostředí je proces reologický. Z toho důvodu je nutné, aby byl monitoring správně rozdělen v čase. Většinu prvků monitoringu je nutno zabudovat a zahájit jejich měření v dostatečném předstihu před samotnou realizací nebo v závislosti na postupu ražby, kdy horninové prostředí není ovlivněno ražbou podzemního díla (tzv. nultá měření). Po dokončení stavby je nutné v měřeních, byť v menším počtu, pokračovat, zejména z důvodu ověření chování geologického masívu předpokládaného v geotechnickém návrhu.

5.1. Projekt geotechnického monitoringu, varovné stavy,

Projekt monitoringu musí být součástí projektu stavby nejpozději ve fázi realizační dokumentace stavby (RDS). Ve vztahu k dohledu a monitoringu má zpráva o geotechnickém návrhu obsahovat:

- účel každého souboru pozorování a měření,
- části konstrukce, které se budou monitorovat a místa ve kterých se budou provádět pozorování,
- četnost měření (čtení, pozorování ...),

- způsoby vyhodnocení výsledků,
- předpokládaný rozsah mezních hodnot výsledků,
- časový úsek, ve kterém bude pokračovat monitoring po dokončení výstavby. [VII]

Základním požadavkem geotechnického kontrolního sledování je potvrdit případné dosažení (v praxi „nedosažení“) varovných stavů. Varovným stavem se rozumí změna chování systému horninové prostředí – stavební konstrukce, jejímž důsledkem je nutnost přijetí určitých opatření k zajištění bezpečnosti provádění a provozování podzemní konstrukce. Varovné stavy jsou kvantitativně definovány v projektu geotechnického monitoringu kritériem varovného stavu, což jsou předem stanovené hodnoty sledovaných fyzikálních veličin (např. rychlost nárůstu či velikost deformace bodů konvergenčních profilů atp.). Kritérium varovného stavu bývá obvykle označováno jako veličina A .

Dosažení varovného stavu je podnětem pro přijetí určitých, projektem předem připravených, opatření. Tato opatření jsou nástrojem pro udržení chování sledovaného systému v přijatelných mezích a pro odvrácení důsledku vzniku nežádoucích jevů během výstavby. Spočívají v úpravě provádění vlastního monitoringu (zvýšená četnost měření, atp.), úpravě RDS stavby a úpravě technologie provádění.

Stupněm varovného stavu rozumíme určitý stav systému horninový masiv x konstrukce, který má vztah ke stanovenému cíli monitoringu a je spojen s určitým opatřením. Čím vyšší je stupeň varovného stavu, tím vyšší je podstupované riziko. Doporučuje se stanovit maximálně pět úrovní stupňů varovných stavů:

- Stav vysoké míry bezpečnosti – ražba je velmi konzervativní, je možné přijmout opatření k úsporám v projektu a postup výstavby zrychlit. Měřené hodnoty jsou podstatně nižší než hodnota A , podstupovaná rizika jsou zanedbatelná.
- Stav přípustných změn - definuje přijatelné chování systému horninový masiv – konstrukce, kdy není nutno přijímat žádná opatření. Hodnoty měřených veličin nepřekročí hodnotu A , ale jsou vyšší než v případě stavu vysoké míry bezpečnosti.
- Stav mezní přijatelnosti – je klíčovým varovným stavem. Velikost hodnoty A se pohybuje na hranici, případně mírně za hranicí projektem očekávaných hodnot. Přijímají se opatření směřující k ověření správnosti či k úpravě projektem zvolených geotechnických modelů a parametrů geotechnických vstupních hodnot. V rámci monitoringu se zvyšuje četnost měření a rychlost zpracování a předávání získaných dat.
- Kritický stav – aktuální stav sledovaného systému odpovídající nepřijatelné úrovni rizik a bez přijetí mimořádných opatření v technologii výstavby, případně úpravy RDS stavby by mohlo dojít ke vzniku nežádoucích jevů, v krajním případě ke vzniku mimořádné události. Hodnoty sledovaných veličin výrazně překračují hodnotu A .
- Havarijní stav – sledované veličiny A začaly progresivně růst, případně již došlo ke vzniku mimořádné situace. Systému konstrukce – hornina bezprostředně hrozí náhlá

ztráta celkové stability. Za tohoto stavu se postupuje již podle schváleného havarijního plánu.

5.2. Prvky geotechnického monitoringu

Prvek monitoringu, je obdobně jako v případě GTP, základním nástrojem pro sběr dat geotechnického sledování. Jejich rozdělení odpovídá schématu na obr. 5.2 a podrobně je uvedeno v následující tabulce 5.I.

Tabulka 5.I: Rozdělení prvků monitoringu

Geotechnický monitoring	V podzemí	Prvek monitoringu		A	B
			Geologický sled ražby		■
		Konvergenční měření		■	
		Měření napětí na ostění		■	
		Měření teploty		■	
	Na povrchu	Ve vrtech	Extenzometry		■
Inklinometry				■	
Klouzavé deformetry				■	
Hydromonitoring			■	■	
			Měření deformací na povrchu	■	■
		Pasportizace objektů nadzemní zástavby	■		

A ... Zaměřeno na sledování objektů na povrchu, B ... zaměřeno na sledování systému konstrukce – horninový masiv.

5.2.1. Prvky monitoringu v podzemí

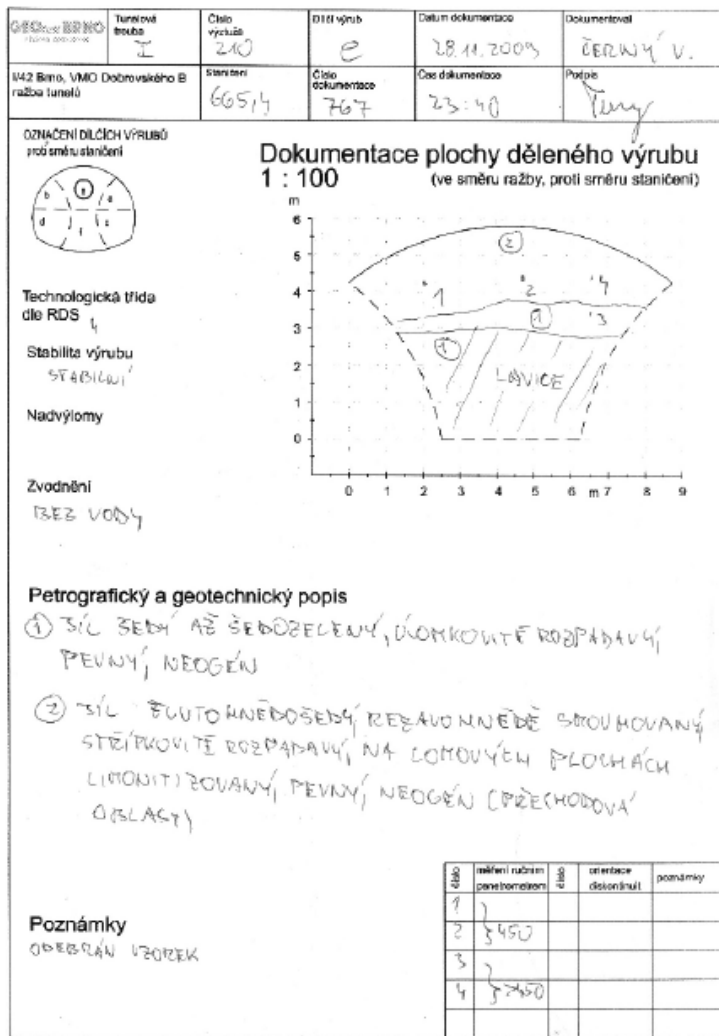
Kontrolní sledování výstavby v podzemí se děje při samotné ražbě tunelu a je zaměřeno na kontrolu stavu systému konstrukce – horninový masiv. Prvky jsou nasazovány v průběhu realizace podzemního díla.

5.2.1.1. Geologický sled ražby

Geologický sled ražby probíhá formou geologických dokumentací čelby výrubu. Slouží k ověření předpokladů geotechnického průzkumu o geologické skladbě zájmového území. Často bývá doplněn odběrem kontrolních vzorků zemin, příp. hornin.

Geolog či geotechnik, který sled provádí, zaznamená zjištěné skutečnosti o dokumentovaném masivu do předem připraveného formuláře a pořídí fotodokumentaci. Četnost provádění dokumentace čelby závisí na požadavcích projektu a odvíjí se zejména od složitosti

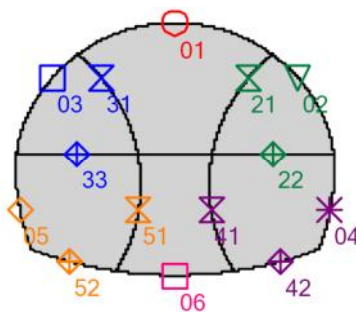
geologických poměrů. Geolog/geotechnik je také povinován do dokumentace uvést případné přítoky podzemní vody, nadvýlomy a další relevantní zjištěné skutečnosti.



Obr. 5.3: Královopolské tunely v Brně, geologická dokumentace čelby [16]

5.2.1.2. Konvergenční měření

Měření deformací v systému ostění – hornina uvnitř uvolněného profilu se nazývá konvergenční měření. Ve štolách malého příčného průřezu bývá obvykle realizováno pomocí konvergenčního pásma, tyčových či strunových konvergometrů, v tunelech velkých příčných rozměrů se v současnosti děje za pomoci geodetických měření. V obou případech je nutné do ostění (primárního i sekundárního) či do horniny stabilizovat body.



Obr. 5.4: Schéma rozmístění konvergenčních bodů v členěném výrubu [16]

V případě měření pomocí konvergenčního pásma (tyče či struny) se k těmto bodům pásmo fixuje a měří se vzájemné vzdálenosti jednotlivých bodů. Přesnost měření se pohybuje okolo 0,01 mm.



Obr. 5.5: Královopolské tunely v Brně, průzkumné štoly, měření konvergencí v malém výrubu pomocí konvergenčního pásma (zdroj: GEOTest, a.s.)

V případě použití geodetických metod při měření konvergencí jsou stabilizované body opatřeny odraznými terčíky, tzv. zrcátky a pomocí totální stanice se měří prostorový pohyb

každého bodu. Konvergenční geodetická měření nedosahují takových přesností, jako měření pomocí pásma.

5.2.1.3. Měření napětí v/na ostění a měření teploty

Měření napětí v/na ostění a měření teploty je důležitou informací pro ověření účinků horninového masívu na ostění a chování vestavěné konstrukce. K přímému ověření horninového tlaku na primární ostění slouží tlakové podušky umístěné za rub ostění před jeho instalací. Doporučuje se umístit měřící podušky v podobném schématu jako body konvergenčních profilů.

Dále je možné umístit tlakové podušky přímo do betonu primárního ostění, kdy se měří napětí uvnitř ostění. Jejich umístění musí vyhovovat požadavku na vykreslení průběhu napětí po obvodu ostění. Osazení tlakové podušky musí být provedeno způsobem, který zajistí její dokonalou interakci s betonem ostění.

Nepřímo je možno ověřit průběh napětí umístěním strunových tenzometrů přímo do betonu ostění. Prakticky jde o měření poměrných deformací jednotlivých tenzometrů, které se, za předpokladu znalosti modulu pružnosti ostění (nutno zjistit laboratorně), převádějí na poměrné deformace ostění.



Obr. 5.6: *Královopolské tunely v Brně, strunový tenzometr nachystaný v armatuře sekundárního ostění před betonáží*

Měří-li se napětí na sekundárním ostění, je nutné brát v potaz, že účinky horninového masívu jsou v tomto případě dlouhodobé. Tomu musí být přizpůsobena i doba měření.

Pro eliminaci chyb je nutné vždy, když se provádí měření napětí na ostění, měřit také teplotu. Ta se musí měřit pokaždé, když může ovlivnit jiná měření. Vždy je nutno měřit hydratační teplo vzniklé při tuhnutí betonu monolitického sekundárního ostění.

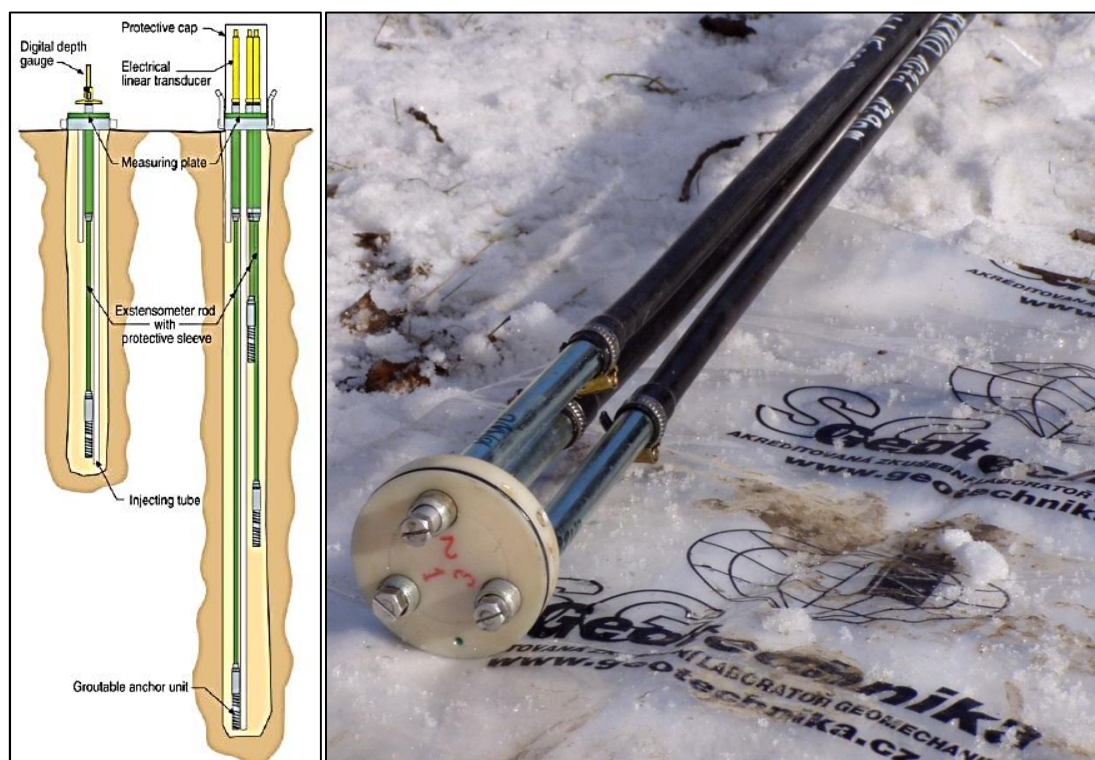
5.2.2. Prvky monitoringu na povrchu

Povrchová měření jsou oproti měření v podzemí rozsáhlejší a studují zejména vliv účinků ražby na horninový masív a objekty inženýrské vybavenosti a pozemní zástavby v přímém nadloží i v blízkém okolí tunelu. Měření přímých účinků ražby na horninový masív se provádí pomocí instrumentovaných vrtů, měření účinků na povrch území se realizuje za pomoci geodetických metod. Instalace všech prvků monitoringu pro měření z povrchu a jejich nultá (kalibrační) měření musí být realizována v dostatečném předstihu před samotnou ražbou tunelu, aby nedošlo k negativnímu ovlivnění výsledků.

5.2.2.1 Extenzometrická měření

Extenzometrická měření slouží k měření absolutních posunů horninového masívu v horninovém prostředí ve směru vrtu. Extenzometrické vrty se umísťují do prostoru nad výrub tunelu a zjišťují svislé deformace masívu způsobené ražbou.

Do vrtu se osazují tyčové extenzometry zakotvené v třech až pěti úrovních. Po zapuštění se extenzometr zalije jílocementovou zálivkou a kořen se ve sledované úrovni zakotví do okolního prostředí. Zhlaví musí být fixováno v ústí vrtu, kde je chráněno proti poškození a znečištění. Pro zjištění absolutních deformací musí být zhlaví opatřeno geodetickou značkou pro nivelační měření. Zhlaví je spojeno s kořenem sklolaminátovou tyčí vedenou v ochranné trubce, která umožňuje volný podélný pohyb této tyče.



Obr. 5.7: Schéma extenzometru [c]; tyčový extenzometr (zdroj: GEOTest, a.s.)

Ve stejném časovém okamžiku s měřením extenzometrů je s povrchu určena nadmořská výška nivelační značky zhlaví na povrchu terénu metodou geometrické nivelace.

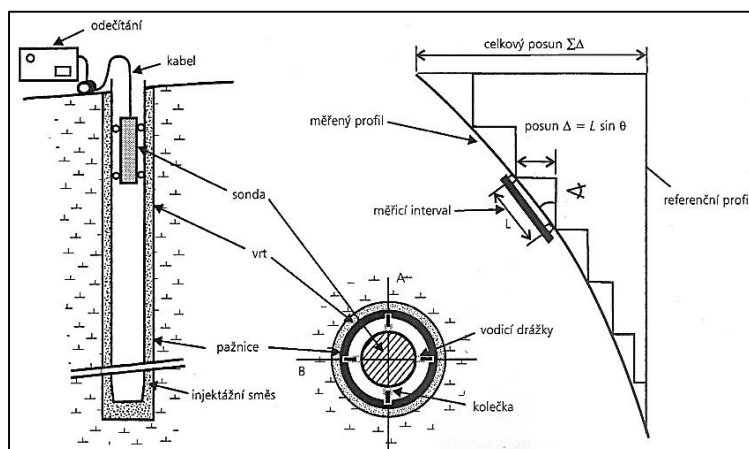
5.2.2.2 Inklinometrická měření

Inklinometrické měření ve vrtech slouží k identifikaci horizontálních deformací horninového masívu v okolí tunelu v důsledku účinků ražby. Vrtky jsou vybaveny speciální inklinometrickou pažnicí vybavenou dvěma dvojicemi navzájem kolmých drážek (roviny drážek procházejí osou vrtu) umožňujících co do orientace jednoznačně definovaný a reprodukovatelný pohyb měřicí sondy ve vrtu. V případě správné instalace inklinometrických pažnic musí být vodotěsné.



Obr. 5.8: Sada pro inklinometrická měření [c]; zapouštění sondy do vrtu

Inklinometrická měření jsou realizována pomocí speciální dvousenzorové sondy zapouštěné do vrtu ve 4, resp. 2 polohách, která současně a nezávisle oběma senzory snímá úklon v navzájem kolmých směrech. Takto realizované měření umožňuje jednak sledovat stabilitu parametrů měřicí aparatury, jednak následně umožňuje eliminovat případné hrubé chyby měření způsobené např. nečistotami usazenými v drážkách pažnice.

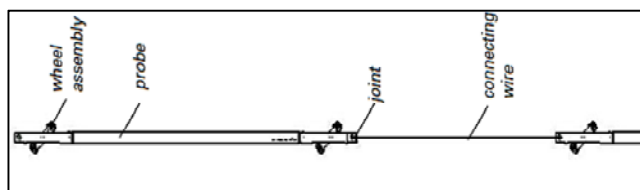


Obr. 5.9: Princip inklinometrie [26]

Veškerá měření inklinometrů musí být vztažena buď ke dnu vrtu, nebo k jeho ústí. Jednotlivé odečty jsou převedeny na posuny v požadovaných směrech (většinou ve směru osy a kolmo k ose tunelu) pro příslušné hloubkové úrovně.

Výsledkem inklinometrických měření jsou křivky deformací vrtu v požadovaných směrech včetně určení vektoru pohybu.

Progresivním postupem v inklinometrii je použití tzv. In-place inklinometrů. Jedná se o inklinometrické sondy, které jsou trvale zabudovány ve vrtech a umožňují kontinuální sběr dat doplněný například o jejich dálkový přenos.



Obr. 5.10: Princip In – place inklinometrické sondy [c]

5.2.2.3 Klouzávé deformetry

Klouzávé deformetry spojuje extenzometrická a inklinometrická měření dohromady. V jednom vrtu, který je osazen speciálními pažnicemi je možno současně velmi přesně měřit horizontální i vertikální deformace. V kombinaci s geodetickým zaměřením zhlaví vrtu nám dává absolutní vektor deformace v jednotlivých měřených hloubkových úrovních.

5.2.2.4 Hydromonitoring

Úkolem hydromonitoringu je sledovat vzájemný vliv objektu tunelu a podzemní vody v horninovém masivu. Měří se zejména množství podzemní vody, její proudění a kvalita podzemní vody.

Pro hydromonitoring je nutné rozmístit monitorovací sondy v širším území, doporučeno je využít ke sběru dat i stávajících objektů, jako jsou například studny.

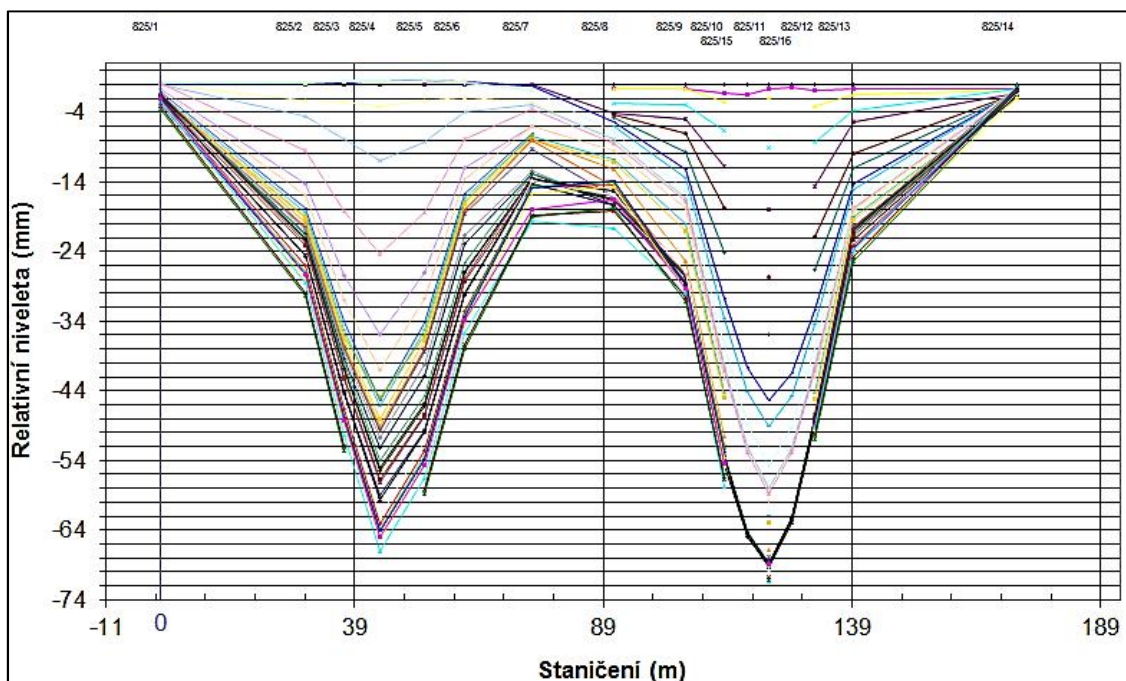
Proudění a kvantita podzemní vody se realizují v hydrogeologických vystrojených pozorovacích vrtech sledováním kolísání hladiny podzemní vody v čase. Pro zvýšení kvality měřených dat je vhodné osadit do hydrogeologických vrtů zařízení pro odečet výšky hladiny podzemní vody s kontinuálním záznamem.

Kvalita podzemní vody se sleduje na základě odběru vzorků a jejich laboratorních analýz. Sledovanými hodnotami jsou zejména rozpuštěné látky v důsledku vyplavování cementu z obzdívky tunelu případně další znečištění vlivem stavby.

5.2.2.5 Měření deformací na povrchu

V důsledku realizace podzemního díla dochází k postupnému propagování deformací na povrch, vzniká tzv. poklesová kotlina. Rychlost tohoto procesu závisí na mnoha faktorech, jako jsou geologická skladba území, hloubka výrubu pod povrchem, velikost a tvar výrubu atp. Povrchová měření jsou zaměřena na měření poklesu terénu a případných poklesů objektů zejména v oblasti poklesové kotliny.

Měření terénu probíhá především za použití nivelačních geodetických metod. Předem jsou v projektu předpokládané oblasti poklesové kotliny stabilizovány nivelační značky, které se v průběhu výstavby i po ní zaměřují s dodržováním zásad nivelace. Měřické body se osazují do profilů orientovaných podélně a příčně k ose tunelu.



Obr. 5.11: Královopolské tunely v Brně, průběh deformací terénu v příčném řezu 825 [16]

V případě, že se na povrchu nacházejí objekty zástavby, musí být na všech objektech prováděna přesná nivelace. Na vybraných objektech také probíhá měření náklonů buď pomocí zabudovaných, nebo přenosných náklonoměrů.

5.2.2.6 Sledování objektů nadzemní zástavby

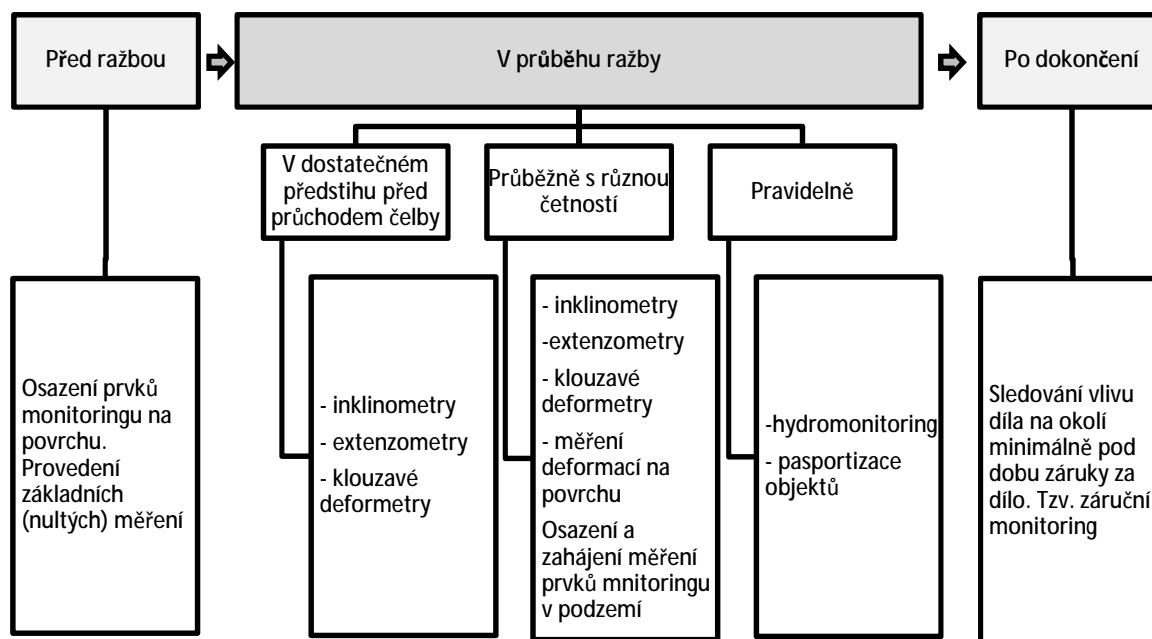
V rámci sledování změn sstavebně technického stavu objektů v důsledku účinků ražby tunelu se měří vznik a vývoj trhlin ve zdivu případně jakékoli další relevantní informace o objektu. Sledování probíhá v pravidelných intervalech v průběhu ražby formou prohlídek. Prohlídky objektů jsou důležitou součástí monitoringu, pomáhá chránit investora před uplatňováním neodpovídajících ekonomických nároků na uvedení objektů do původního stavu.



Obr. 5.12: Královopolské tunely v Brně, sledování změn stavu objektu (zdroj: GEOTest, a.s.)

5.3. Časový plán monitoringu

Pro správné fungování geotechnického sledování je důležité časové rozfázování jednotlivých pracovních úkonů. Jsou prvky monitoringu, které musí být instalovány v dostatečném předstihu před zahájením ražby, aby jejich měřením byla získána relevantní data, zatímco jiné je možné osadit a začít měřit až v průběhu ražby. Pro přehlednost byl zpracován diagram časového plánu monitoringu, který je uveden níže na obr. 5.13.



Obr. 5.13: Časový plán monitoringu

Vývoj deformací, redistribuce napětí, změny vázané na podzemní vodu, tyto i další jevy, ke kterým dochází v důsledku realizace podzemní stavby, bývají časově velmi náročné. Velká část změn v geologickém prostředí neproběhne za dobu realizace díla. Je nutné plánovat, již ve fázi projektu geotechnického sledování, dobu podstatně delší, než je pouze doba výstavby.

Z řady závažných důvodů je obvyklá i realizace tzv. záručního monitoringu, tj. geotechnického sledování, které je prováděno po dokončení díla po dobu trvání jeho záruky. Nutné je ovšem, aby si investor uvědomil, že ani tato doba nemusí znamenat ukončení vývoje sledovaných relevantních změn v chování horninového masívu. Záruční monitoring by tedy měl ve svém závěru stanovit doporučení o četnosti a trvání dalších měření. Doba trvání dodatečného monitoringu musí být určena na základě predikce vývoje sledovaných relevantních veličin (deformace, napětí ...).

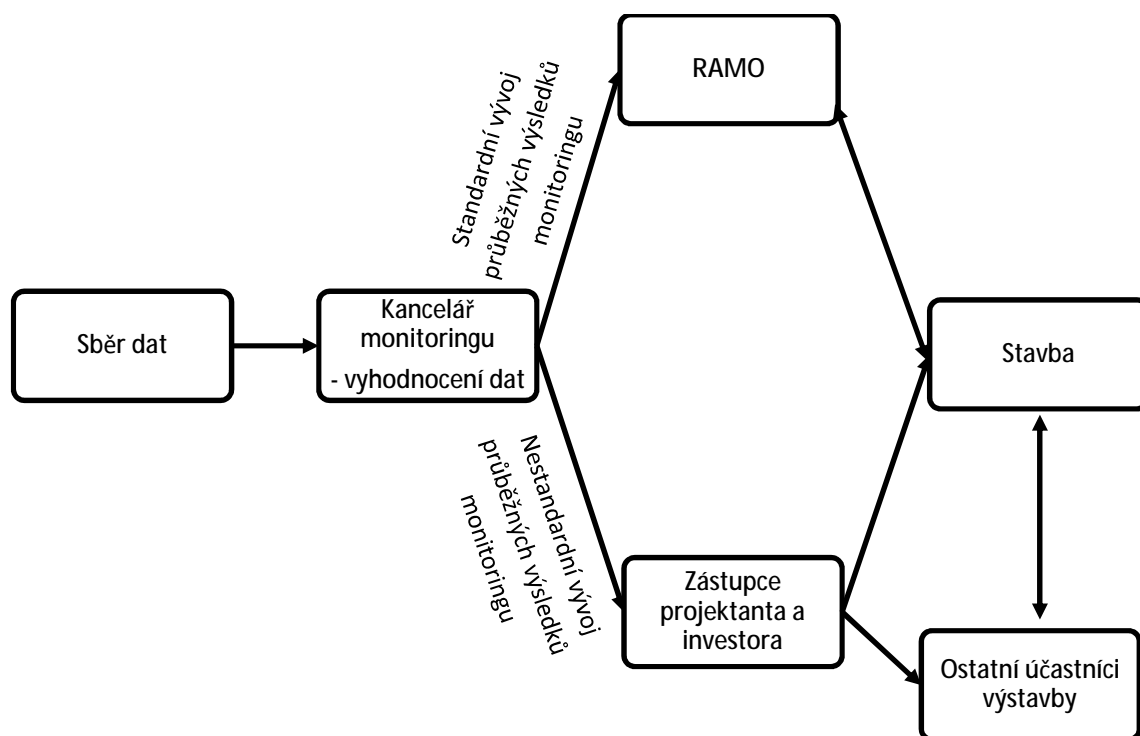
5.4. Prezentace výsledků monitoringu

Práce v rámci geotechnického sledování v průběhu výstavby tunelu jsou časově i objemově velmi náročné. Většinou je obvyklé, že se na nich podílí sdružení více firem. Aby byla prezentace výsledků monitoringu jednoznačná, je stanoven jeden odpovědný orgán za celý monitoring. Ten se nazývá *Kancelář monitoringu* a je zodpovědný za sběr dat, jejich vyhodnocení a včasnou prezentaci výsledků monitoringu dotčeným účastníkům výstavby, ideálně co nejbližše reálnému času.

Účastníky výstavby se rozumí především zástupci projektanta, investora, zhotovitele (případně sdružení zhotovitelů stavby), zhotovitele GTP, kanceláře monitoringu a případně nezávislí experti. Je výhodné stanovit kontrolní orgán, který bude prezentovat výsledky monitoringu všem účastníkům výstavby. Pro tento kontrolní orgán se vžilo označení RAMO = RAda MOonitoringu.

RAMO zasedá v předem stanovených termínech a na základě průběžných výsledků monitoringu přijímá opatření pro předcházení dosažení varovného stavu mezní přijatelnosti. Přijatá opatření se většinou týkají úpravy technologického postupu ražby.

V případě nepříznivého vývoje průběžných výsledků monitoringu je vedoucí kanceláře monitoringu povinen o těchto skutečnostech informovat minimálně zástupce investora a projektanta, kteří buď svolají mimořádné zasedání RAMO, nebo přijmou opatření, o kterých informují ostatní účastníky výstavby. Princip fungování systémů předávání výsledků geotechnického monitoringu je schematicky znázorněn na obr. 5.14.



Obr. 5.14: Schéma prezentace výsledků monitoringu v průběhu výstavby

Po ukončení monitoringu v průběhu výstavby musí být zhotovitelem geotechnického monitoringu zpracována závěrečná zpráva, která shrnuje všechna provedená měření a jejich výsledky. Současně tvoří soubor vstupních dat pro zhotovitele záručního monitoringu.

6. Případová studie

Autor předkládané dizertační práce se v praxi podílel jako řešitel na řadě geotechnických průzkumů a monitoringu. Jako stěžejní pro vypracování předkládané dizertační práce vyhodnotil data nasbíraná v rámci následujících akcí:

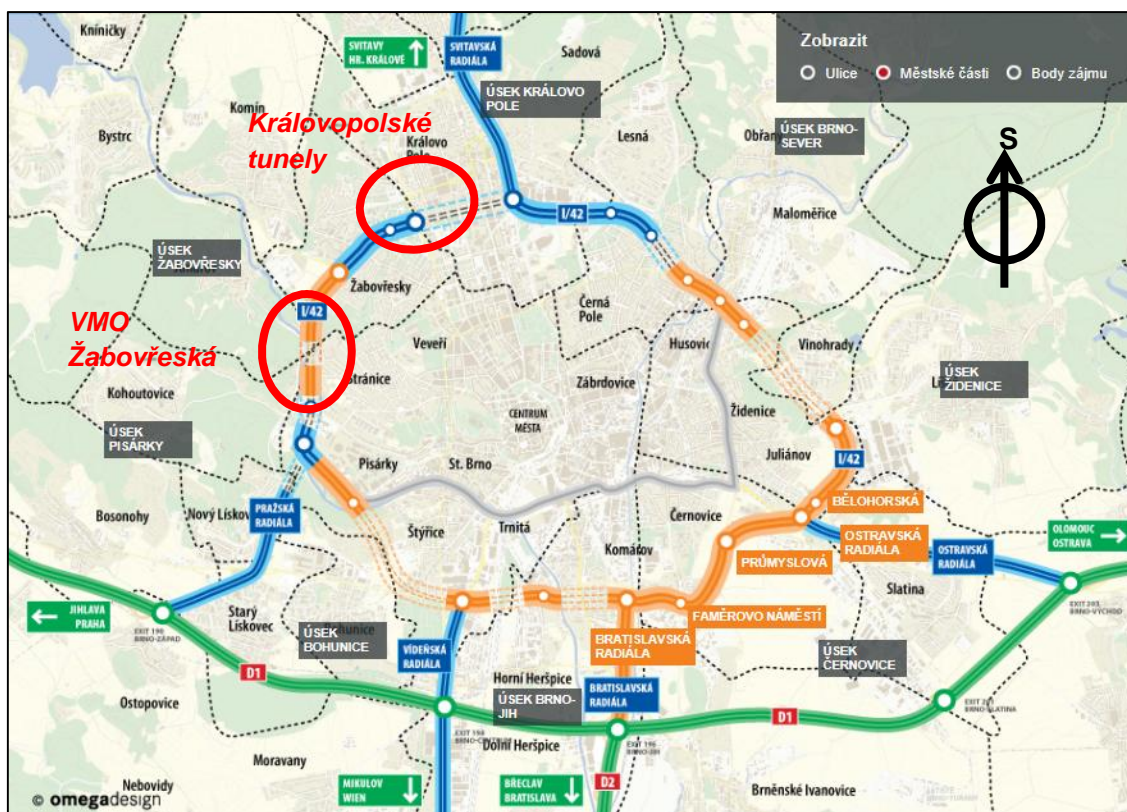
- Geotechnický průzkum pro Královopolské tunely v Brně. [17]
- Geotechnický průzkum pro tramvajový tunel jako součást VMO Žabovřeská. [18]
- Geotechnický monitoring z výstavby Královopolských tunelů v Brně. [16]

Tato kapitola se zabývá případovou studií konkrétně provedených geotechnických průzkumů a monitoringu, jejichž systémy budou v závěru práce autorem zhodnoceny a bude doporučena jejich vzájemná optimalizace.

6.1. Geotechnický průzkum

Za účelem zhodnocení geotechnického průzkumu budou použita dat ze dvou staveb – z GTP pro Královopolské tunely v Brně [17] a z GTP pro tramvajový tunel v rámci VMO Žabovřeská v Brně [18]. Dle etapovitosti průzkumu se v obou případech jedná o etapu

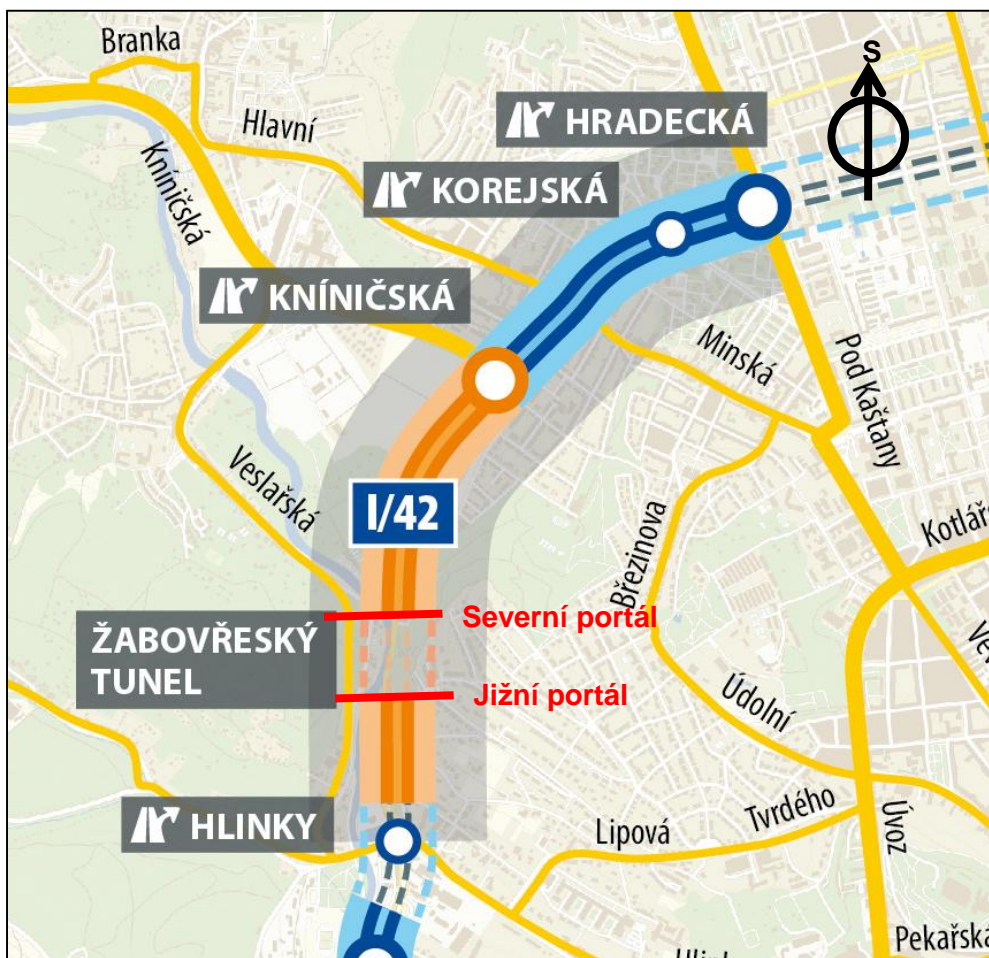
podrobného geotechnického průzkumu. Průzkumné práce byly provedeny na základě projektů GTP předaných zhotoviteli prací investorem, tzn., projekty GTP byly vyhotoveny jiným orgánem než zhotovitelem GTP. Obě stavby jsou součástí budovaného Velkého Městského Okruhu (VMO) města Brna, viz obr. 6.1.



Obr. 6.1: Plán VMO Brno [b]

6.1.1. Geotechnický průzkum pro tramvajový tunel v rámci VMO Žabovřeská v Brně

Náplní průzkumu bylo vyšetřit a stanovit základní inženýrskogeologické, hydrogeologické a geotechnické charakteristiky pro realizaci stavebního záměru rozšíření komunikace I/42 VMO Žabovřeská v prostoru od MUK Hlinky směrem na Žabovřesky do prostoru Žabovřeských luk. Procesem EIA byla vybrána pro projekční řešení VMO Žabovřeská I varianta 1a. Varianta rozčleňuje trasu na dva úseky, a to na úsek 1, cca km 2,0 – 3,0, předpokládající vedení VMO na úrovni terénu s tramvají v tunelu pod Wilsonovým lesem a ekologickým mostem propojujícím Wilsonův les se Žabovřeskými loukami a dále na úsek 2, cca km 3,0 – 3,8 s vedením trasy VMO na terénu s rozšířením na dělený čtyřpruh a s doplněním dnešní mimoúrovňové křižovatky VMO – Kníničská radiála.



Obr. 6.2: VMO Žabovřeská [b]

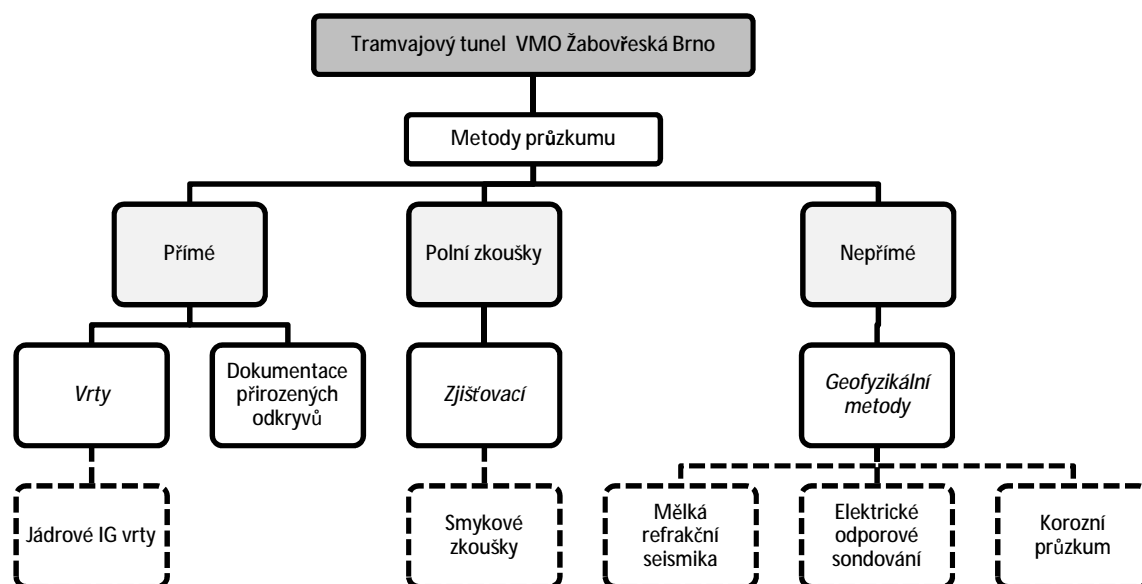
Celková délka řešené tunelové trasy činí podle projektu 520 m (staničení trasy tramvajové tratě km 0,940 – 1,460). Úsek, kde bude trasa ražena má délku cca 370m (staničení tramvajové trasy cca km 0,955 – 1,325). Zbylé části trasy (cca 135 m u severního a 15 m u jižního portálu) budou budovány jako hloubené a následně přesypané.

Svah je budován skalními horninami **brněnského masívu**. Podle jeho rajonizace se jedná o centrální část metabazitové zóny, v níž vystupuje poměrně rozsáhlá křemenná leokotonalita typu Jundrov (křemenného dioritu) s doprovodem žilných i efuzivních hornin (porfyrity, metadiabasy). Výše ve svahu, ve vzdálenosti 100 - 150 m od současné trasy, probíhá styk křemenných dioritů s metadiabasy (metadiabasová subzóna) ve směru cca S – J. Stykové pásmo je petrograficky velmi heterogenní a silně tektonicky porušené. Oblast ve spodní části svahu, budovaná převažujícími křemennými dioritami s pořízeným žilným doprovodem, má tektonické porušení nižší intenzity.

Kvartérní pokryv tvoří v oblasti svahu nespojitě vyvinutá souvrství suťových (deluviálních) sedimentů. V oblastech portálů jsou vyvinuty suťové kužely u paty stěn, které mohou být jak přirozeného původu (osypy ze skalních stěn), tak i pozůstatky staré lomové činnosti.

Hydrogeologické poměry charakterizuje průlinová propustnost ve zcela zvětralých oblastech horninového masívu. V hlubších částech masívu je propustnost puklinová. Vydatnost puklinových zvodní je ve velmi malé intenzitě, jak z důvodu sevření puklin, tak i pro odkanalizování zastavěné oblasti nad hranou svahu. Podzemní voda závisí zejména na srážkové dotaci.

Z metod GTP byly použity přímé, nepřímé i polní zkoušky, přehledně je systém průzkumu zachycen na schématu na obr. 6.3.



Obr. 6.3: Schéma GTP pro tramvajový tunel, VMO Žabovřeská Brno

6.1.1.1. Jádrové vrty

Všechny vrty realizované v rámci GTP pro tramvajový tunel byly provedeny jako inženýrskogeologické, jádrové. Celkem bylo pro průzkum tunelové trasy odvrtno 12 vrtů o úhrnné metrži 168,9 m. Dva vrty byly situovány v ražené trase (J239 a J240), ostatní vrty byly provedeny v hloubených úsecích. Jeden vrt byl proveden ve svahu nad oblastí budoucího přesýpaného tunelu.

Vrt J240 byl proveden jako horizontální v oblasti jižního portálu ve směru projektovaného raženého tunelu. Jeho délka byla 35,0 bm. Na obrázku 6.4 je souprava Lumesa na vrtu J240.



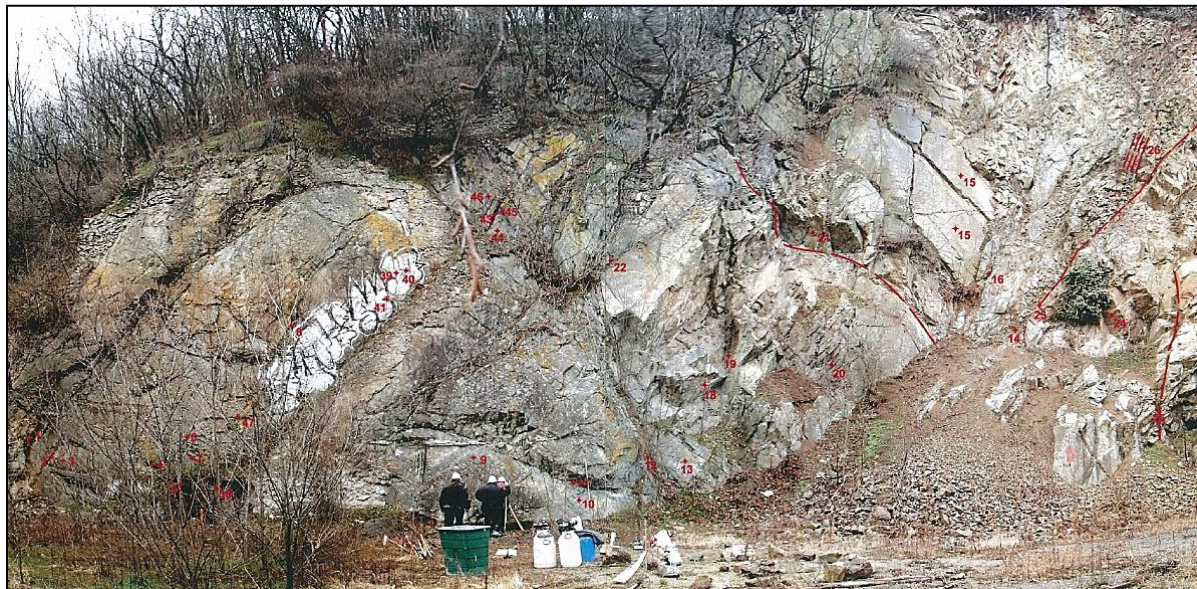
Obr. 6.4: VMO Žabovřeská Brno, realizace horizontálního vrtu J240 [18]

Terén lokality byl pro realizaci jádrových vrtů v prostoru povrchu nad plánovaným tunelem téměř nepřístupný. Většina vrtných prací byla soustředěna proto do příportálových oblastí, průzkum horninového masívu v prostoru ražené části tunelu byl realizován převážně za pomoci nepřímých průzkumných metod (geofyzikálních metod).

Vrtné práce byly samozřejmě doplněny rozsáhlým souborem laboratorních analýz zaměřených zejména na klasifikaci horninového masívu podle tunelářských klasifikací, zatřídění zastižených zemin a hornin podle v té době (r. 2008) platných normativních předpisů a na zjištění mechanických vlastností odebraných vzorků zemin a hornin.

6.1.1.2. Dokumentace přirozených odkryvů

Odkryté výchozy skalní stěny, především v prostoru před jižním portálem, byly geologicky zdokumentovány. Makroskopicky bylo posouzeno petrografické složení masívu, stav jeho narušení zvětrávacími procesy a zejména byly sledovány diskontinuity v horninovém masívu – jejich typ, průběžnost, tvar, habitus styčných ploch, rozevření a charakter eventuelní výplně. Dále byla změřena jejich orientace – směr sklonu (azimut) a sklon. Hlavní směry diskontinuit byly vyhodnoceny v tektonogramech.



Obr. 6.5: VMO Žabovřeská Brno, geotechnická dokumentace skalní stěny, foto jižního portálu s vyznačením měřených diskontinuit [18]

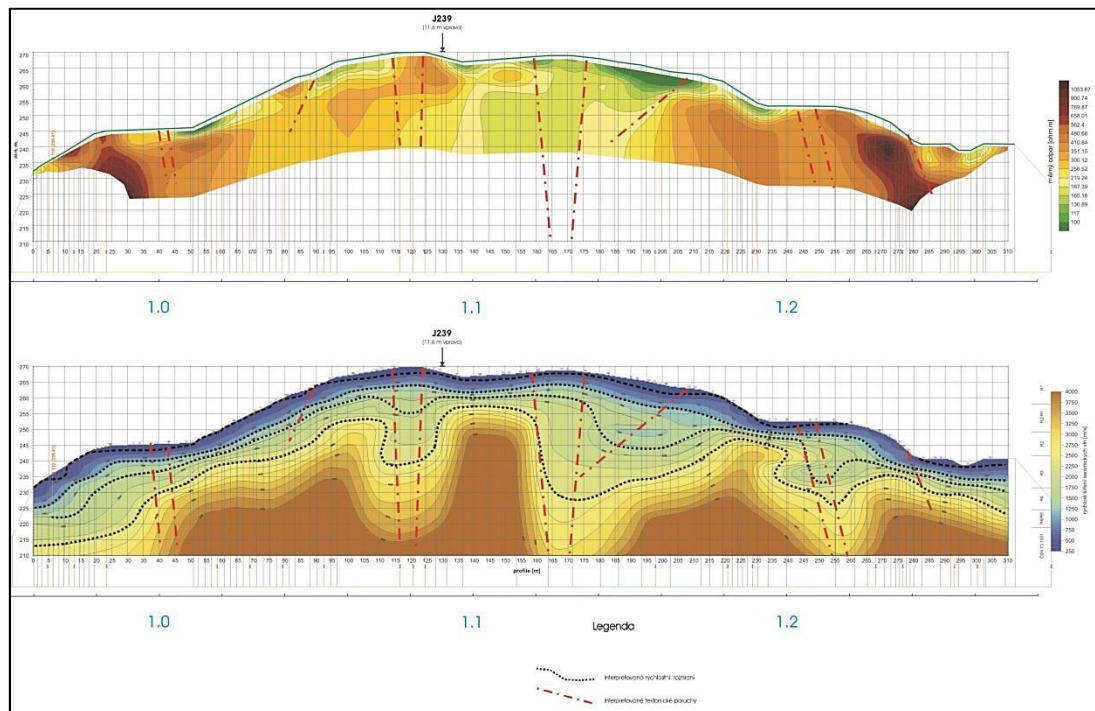
6.1.1.3. Geofyzikální metody

Cílem geofyzikálních měření zde bylo především vysledování změn geomechanických a geotechnických, vlastností geologického prostředí do zájmové hloubky cca 40 - 60 m s navázáním na údaje z vrtaných sond, jejichž síť je s ohledem na členitý a těžko přístupný terén pro vrtací soupravu řídká (střední část tunelu). Úkolem geofyziky bylo především vymapování porušených a zvětraných partií v nadloží i niveletě tunelu.

Ke geofyzikálnímu průzkumu byl na základě charakteristiky očekávaných typů prostředí lišících se navzájem svými fyzikálními vlastnostmi (měrný elektrický odpor, elastické parametry prostředí) zvolen následující komplex geofyzikálních metod:

- seismická metoda ve variantě mělké refrakční seismiky,
- geoelektrická metoda ve variantě multielektrodevého odporového sondování,
- korozní průzkum v příportálových oblastech.

Výsledkem interpretace použitých geofyzikálních metod v korelaci s realizovanými přímými průzkumnými díly byla zejména identifikace hlavních (větších) poruch v oblasti ražené části tunelu a mocnosti kvarterních pokryvů v oblasti nad tunelem. Výsledky nedosáhly očekávané přesnosti a podrobnosti. Toto bylo pravděpodobně způsobeno nesprávnou volbou multielektrodevého odporového sondování. Tato metoda by mohla podle zkušenosti v obdobných geologických podmínkách s výhodou nahrazena georadarem.



Obr. 6.6: VMO Žabovřeská Brno, odporové a seismické řezy [18]

6.1.1.4. Polní zkoušky

V oblasti jižního – pisáreckého portálu byly provedeny polní zkoušky mechaniky hornin pro stanovení geotechnických parametrů skalního masivu. Zkoušky byly uspořádány tak, aby bylo možno stanovit především pevnostní charakteristiky (vrcholovou smykovou pevnost, reziduální smykovou pevnost, mez kluzu) v předem určené rovině a informativně i deformační vlastnosti horninového masivu – moduly přetvárnosti. Vzhledem k tomu, že zde nebyla možnost tyto zkoušky realizovat v žádném podzemním průzkumném díle, bylo nutno zkoušky provádět na povrchu a jejich metodiku upravit. Pro tyto smykové zkoušky bylo vybráno místo v prostoru jižního portálu nacházejícího se v místě bývalého lomu. Zkoušky byly uspořádány tak, aby byla zjištěna smyková pevnost ve strmé rovině (ve sklonu cca 75°), tj. rovnoběžné s lícem staré lomové stěny v místě zkoušek.

Informace o geotechnických vlastnostech horninového masivu získané z výsledků provedených polních zkoušek ocenil projektant (Amberg Engineering Brno, a.s.) jako nejrelevantnější, proto budou dále podrobněji rozebřány. Autor předkládané práce se podílel na jejich realizaci i vyhodnocení.

Polní smykové zkoušky byly uskutečněny na 4 blocích (S1 až S4) rozměrů 500x500x300 mm namáhaných různou kombinací normálových a tangenciálních sil až do usmyknutí v předem určené rovině. Bloky byly připravené vytvořením obvodových rýh postupným obvrtáváním do hloubky cca 220 mm, do nichž se vsadily ocelové rámy a volný prostor mezi rámem a horninou se vyplnil betonovou směsí. Betonem se rovněž opatřily čelní plochy bloků ve

vrstvě cca 80 mm. Pro zajištění bloků proti odloučení od masivu v průběhu průzkumných prací sloužily krátké kotvy dl. 1000 mm osazené do krátké rýhy hluboké 500 mm umístěné ve středu každého bloku s hlavami tvořenými podložkou a matkou skrytými ve zmíněné 80 mm mocné vrstvě betonu. Pro osazení rámu se hornina v okolí bloků odstranila do hloubky 220 – 250 mm.

Pro vnesení normálních sil na povrch bloků bylo potřeba dále připravit 5 tyčových kotev dl. 3 500 mm s kořeny dlouhými 2 000 mm lepeným epoxidovou pryskyřicí a s volnými délkami 1 500 mm vyčnívajícími ze skalní stěny (viz. obr. 6.7), na které se při zkouškách připevnil nosník sestavený ze dvou U-profilů přivařených příložkami.



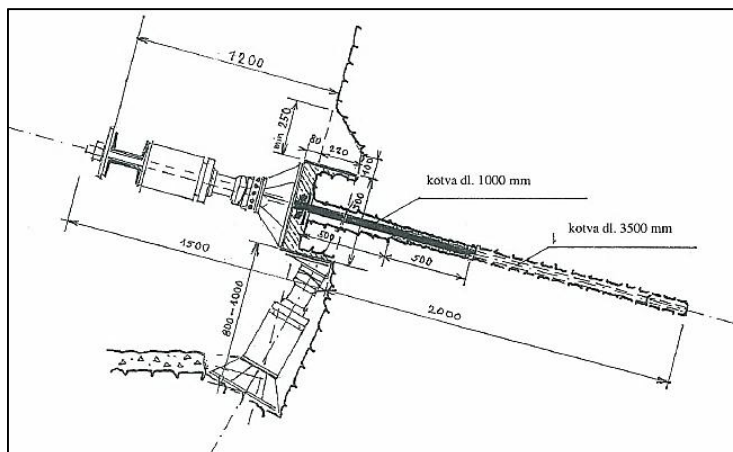
Obr. 6.7: VMO Žabovřeská Brno, bloky smykových zkoušek ve stěně bývalého lomu, jižní portál [18]

Pro vyvození tangenciální síly byla pod každým blokem upravena plocha v počvě lomu, která však byla tvořena různorodým materiálem a jak se později ukázalo, neumožňovala vnést předpokládané největší tangenciální zatížení.

Síly byly při zkouškách vyvozovány hydraulickými zvedáky nosnosti 50 t uloženými na lešení připraveném pro tento účel. Normálová síla se na bloky přenášela přes válečkové ložisko umožňující příčný pohyb bloku při jeho smýkání.

Vnášené síly byly měřeny tenzometrickými dynamometry. Deformace vlastního bloku a normálové a tangenciální posuny bloků, byly sledovány číselníkovými úchylkoměry uchycenými speciálními držáky na samostatné konstrukci nezávislé na zatěžovacích

kolonách. Sestava smykové zkoušky je schematicky znázorněna na obr. 6.8 a je patrná rovněž z fotografie na obr. 6.9.



Obr. 6.8: VMO Žabovřeská Brno, vzorový příčný řez blokem smykové zkoušky [18]

Tyto smykové zkoušky proběhly v době od 2. do 18. dubna 2008. Nejprve byla vnesena normálová síla na plánovanou hodnotu a po ustálení deformací se přistoupilo ke stupňovitému přitěžování tangenciální silou. Na každém zatěžovacím stupni se udržovalo konstantní zatížení až do ustálení, za což byl považován stav, kdy přírůstek deformace v časovém intervalu 3 minut nepřesáhl 0,025 mm. Zatěžování tangenciální silou pokračovalo až do usmyknutí bloku, což se projevilo nemožností ustálení deformace. Poslední fáze zkoušek bylo uzavření ventilů hydraulických soustav a ponecháno k samovolnému poklesu tlaků normálové a tangenciální síly v důsledku posunu bloků za současného sledování jejich časového průběhu. Po zkouškách byly odloučené bloky ze stěny odstraněny a smykové plochy zdokumentovány, současně se skutečnými velikostmi ploch usmyknutí.



Obr. 6.9: VMO Žabovřeská Brno, sestava polní smykové zkoušky S3 [18]

Z průběhu smykových zkoušek pak byly vyhodnoceny mez kluzu z ohybu křivek závislosti posunu bloků na vneseném tangenciálním zatížení, vrcholová pevnost z nejvyššího dosaženého smykového napětí tangenciální silou při odpovídající normálové síle a reziduální pevnost extrapolací průběhu časové závislosti poklesu napětí po uzavření ventilů hydraulických soustav.

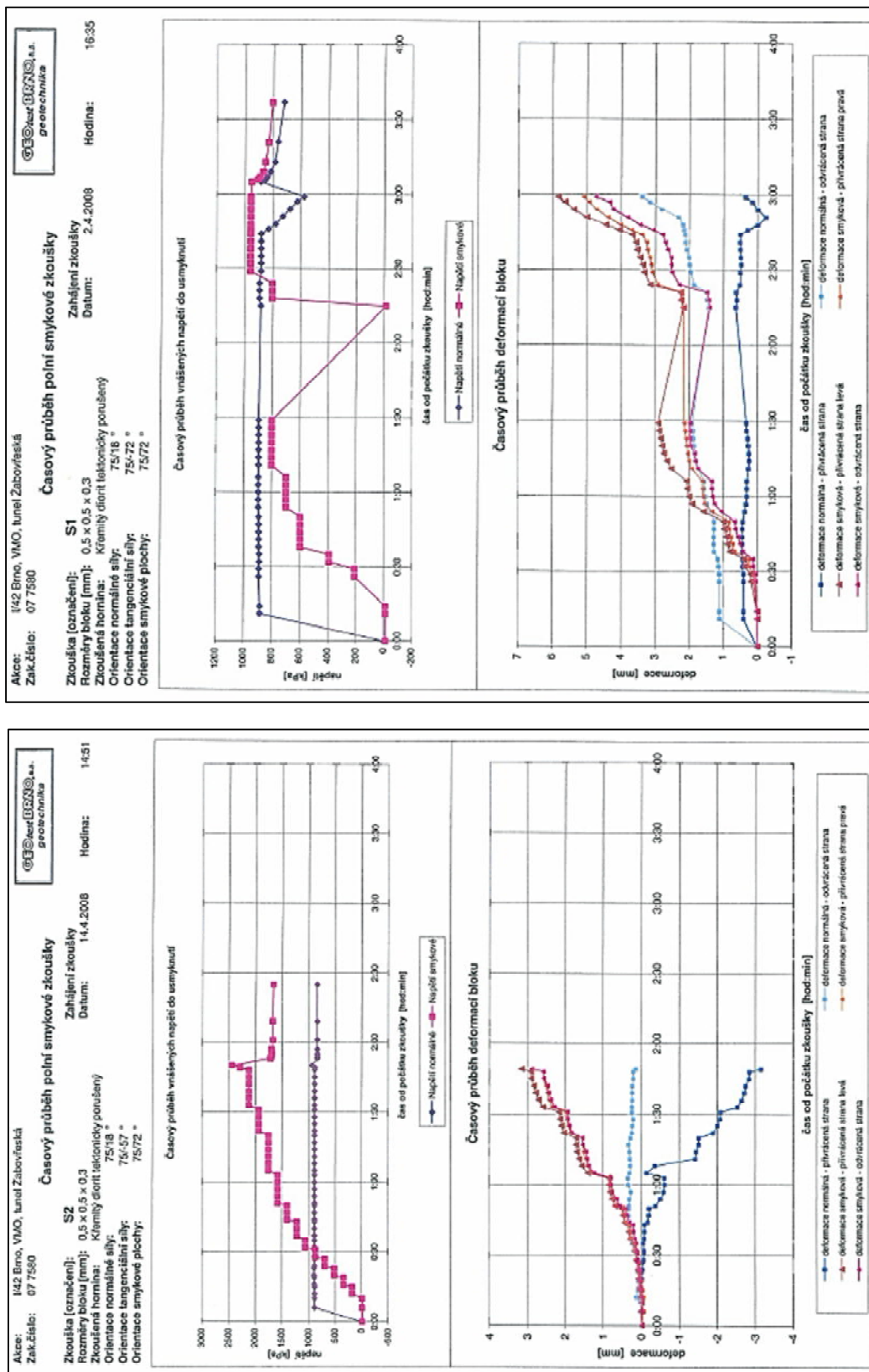
Průběh zkoušek je patrný z následujících obrázků č. 6.11 – 6.15. Při zkouškách se ukázala určitá nehomogenita horninového masivu, což se projevilo enormním zvýšením smykové pevnosti jedné zkoušky (zkoušky S2) oproti výsledkům zkoušek ostatních tří bloků. V grafu jsou proto vykresleny pevnostní čáry jednak z výsledků všech zkoušek (přerušovaně), jednak s vyloučením výsledků zmíněné zkoušky S2 reprezentující zcela zdravou horninu, zatímco ostatní horninu narušenou zvětváváním.

Z průběhu přitěžování normální silou (před započítáním vnášení tangenciálního zatížení) bylo možno vyhodnotit i moduly přetvárnosti horninového masivu. Vypočtené hodnoty jsou uvedeny na obrázcích č. 6.14 a 6.16. Vyčíslené hodnoty modulů přetvárnosti ukazují spíše na nehomogenní charakter horninového masivu.

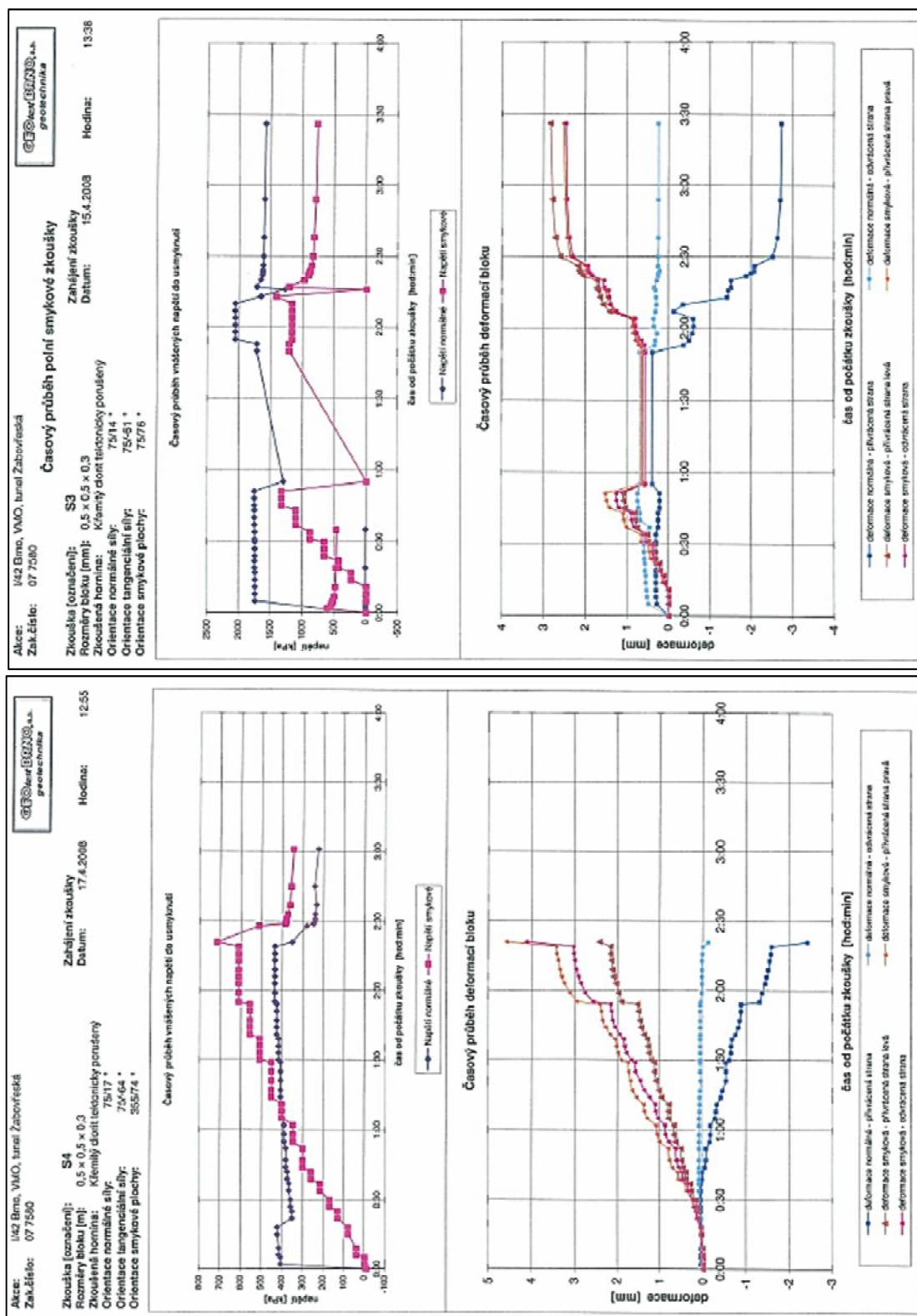
Po usmyknutí bloků byly bloky ze stěny odstraněny a smykové plochy zdokumentovány. Fotografická dokumentace bloků S1 a S2 je pro ukázkou na obrázku č. 6.10.



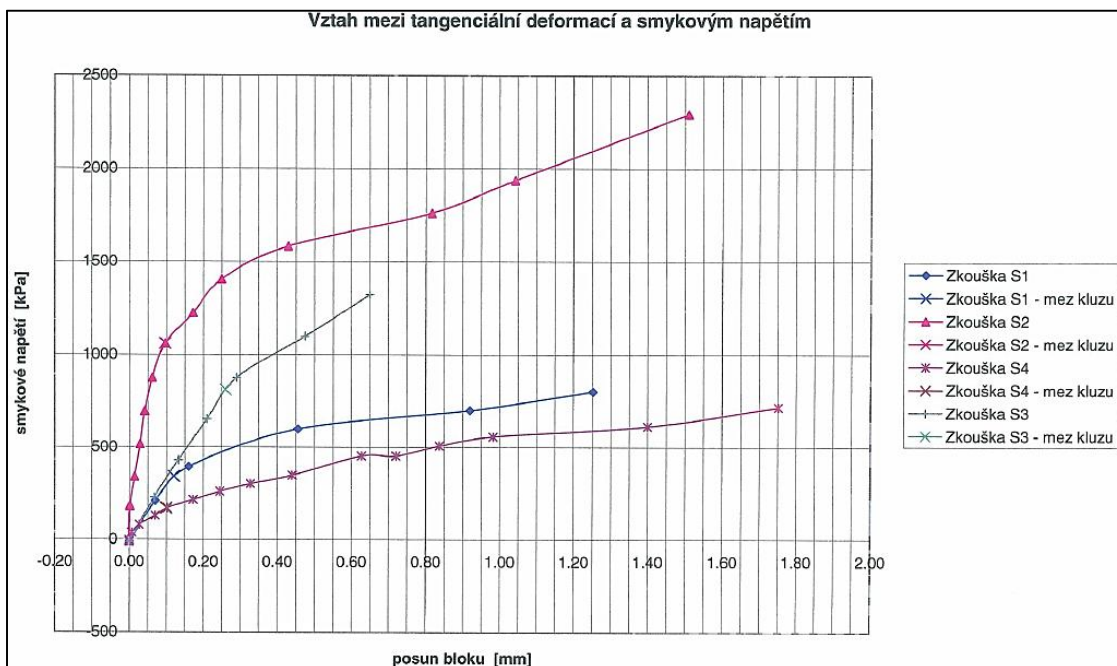
Obr. 6.10: Fotodokumentace usmyknutých bloků S1 a S2 [18]



Obr. 6.11: VMO Žabovřeská Brno, časový průběh zkoušky S1 a S2 [18]



Obr. 6.12: VMO Žabovřeská Brno, časový průběh zkoušky S3 a S4 [18]



Obr. 6.13: VMO Žabovřeská Brno, závislost mezi tangenciální deformací a smykovým napětím [18]

Akce: I/42 Brno, VMO, tunel Žabovřeská
 Zak.číslo: 07 7580

GEOTEST BRNO a.s.
geotechnika

Vyhodnocení série smykových zkoušek

Zkouška	mez kluzu		vrcholová pevnost		reziduální pevnost	
	σ_y kPa	τ_y kPa	σ_p kPa	τ_p kPa	σ_r kPa	τ_r kPa
S1	889	340	578	958	704	813
S2	891	1061	928	2403	839	1667
S3	1743	810	1655	(1411)	1577	(766)
S3A			3	602	3	461
S4	358	169	352	717	203	327

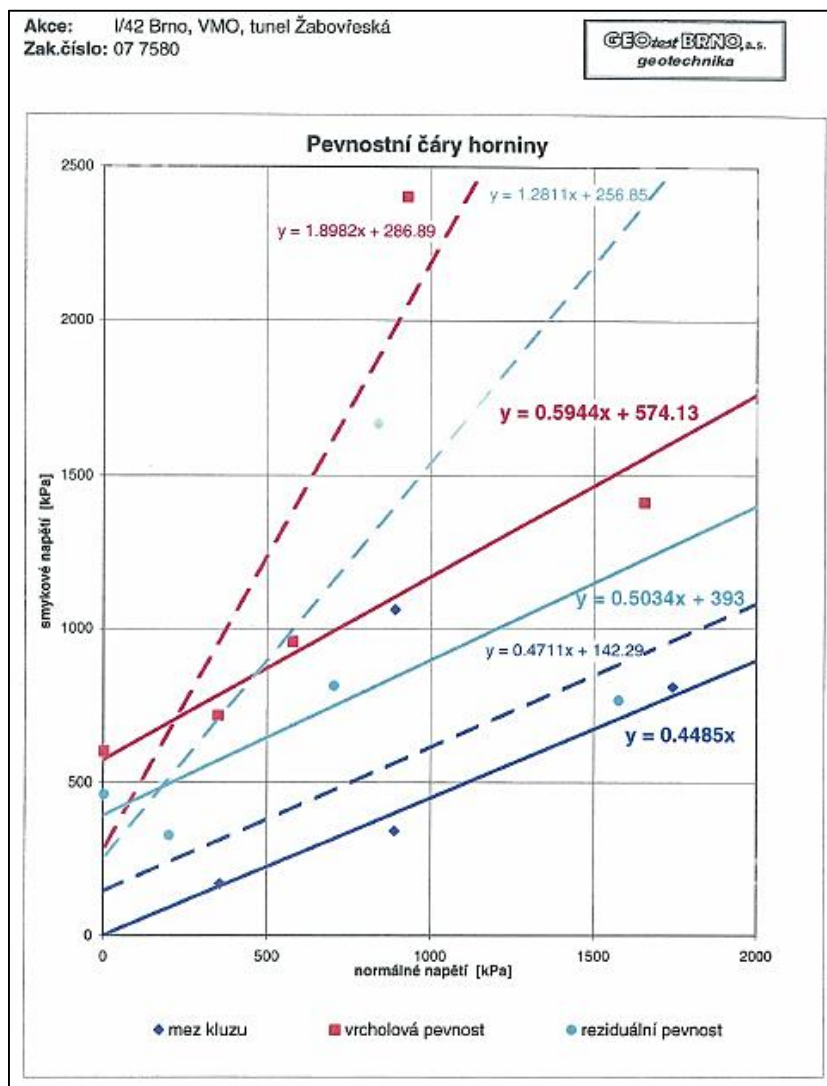
Parametry pevnostních čar (celkové vyhodnocení):

Mez kluzu $\tau_{0y} = 142$ kPa $\varphi_y = 24.16^\circ$
 Vrcholová pevnost $\tau_{0p} = 574$ kPa $\varphi_p = 30.73^\circ$
 Reziduální pevnost $\tau_{0r} = 393$ kPa $\varphi_r = 26.72^\circ$

Parametry pevnostních čar (porušená hornina):

Mez kluzu $\tau_{0y} = 0$ kPa $\varphi_y = 25.23^\circ$
 Vrcholová pevnost $\tau_{0p} = 287$ kPa $\varphi_p = 62.22^\circ$
 Reziduální pevnost $\tau_{0r} = 259$ kPa $\varphi_r = 52.03^\circ$

Obr. 6.14: VMO Žabovřeská Brno, vyhodnocení smykových zkoušek [18]



Obr. 6.15: VMO Žabovřeská Brno, pevnostní čáry horniny [18]

Akce: I/42 Brno, VMO, tunel Žabovřeská
 Zak.číslo: 07 7580

GEOtest BRNO, a.s.
 geotechnika

Vyhodnocení modulů přetvárnosti ze smykových zkoušek

Zatěžovaná plocha: 0,5 m × 0,5 m
 Poissonovo číslo: 0.25

Zkouška	Síla	zatlačení	modul přetvárnosti
	kN	mm	MPa
S1	166.42	0.74	371
S2	200.13	0.02	16 511
S3	300.19	0.41	1 208
S4	75.53	0.03	4 154

Obr. 6.16: VMO Žabovřeská Brno, moduly přetvárnosti [18]

6.1.1.5. *Zhodnocení GTP pro tramvajový tunel VMO Žabovřeská v Brně*

Z předcházejících odstavců je zřejmé, že v rámci GTP pro tramvajový tunel úseku VMO Žabovřeská v Brně byly provedeny vrtné a geofyzikální práce, geotechnická dokumentace přirozených odkryvů a skalních výchozů a polní smykové zkoušky.

Z hlediska geologické skladby zkoumané lokality byly získány detailní podklady v oblasti jižního portálu ražené části tunelu a v přesypaných částech projektovaného podzemního díla. Horninový masiv v prostoru ražené části byl pro nepřístupnost zkoumán zejména geofyzikálními metodami, do prostoru budoucího tunelu byla provedena pouze dvě přímá průzkumná díla, konkrétně jádrové vrty. Geofyzikální metody poskytují pouze povšechnou informaci o litologické skladbě a hlavních poruchových pásmech v masívu. Podle zkušeností autora navíc není metoda elektrického odporového sondování vhodná do těchto konkrétních geologických podmínek a její výsledky jsou značně diskutabilní.

Z hlediska určení geotechnických vlastností horninového masívu byly zcela jistě nejpřínosnější polní smykové zkoušky. Jejich výsledky nelze nahradit žádným souborem laboratorních zkoušek, i když finální geotechnické vlastnosti použité pro návrh podzemního díla by měly být souhrnem zhodnocení realizovaných polních i laboratorních zkoušek.

Z hlediska ekonomického tvoří náklady na dosud realizovaný GTP 0,2% z celkových předpokládaných finančních nákladů stavby. Toto srovnání je ovšem pouze orientační, dosud není zpracována RDS/ZDS a je diskutabilní, zda nebude zpracovatel projektové dokumentace požadovat provedení doplňkového GTP.

Celkově lze provedený podrobný průzkum zhodnotit jako dostatečný pro ZDS/RDS zejména v oblastech jižního portálu a přesypaných částí. Zcela chybí průzkum v oblasti severního portálu. Stavba by měla být s určitostí ražena podle zásad či s přihlédnutím k zásadám NATM. Nedostatečnost dat získaných v oblasti ražené části tunelu a severního portálu lze zcela nahradit vhodnou aplikací observačních postupů. Nutný je kvalitní a propracovaný projekt geotechnického monitoringu během výstavby. Rozmístění a volba druhu jednotlivých prvků monitoringu by měla projektantovi díla osvětlit chybějící informace z GTP. V rámci monitoringu se investorovi doporučuje zajistit kvalitní a včasný sběr a přenos dat k projektantovi, čímž dojde k významnému snížení geotechnických rizik stavby. Doplňkový průzkum před zahájením výstavby není podle autora předkládané práce nutný.

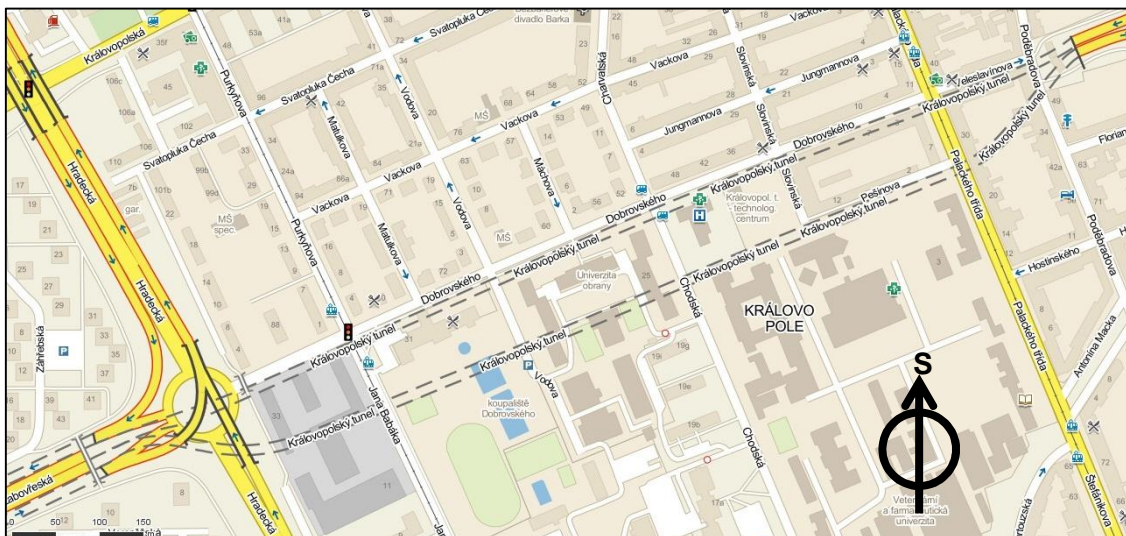
6.1.2. *Geotechnický průzkum pro Královopolské tunely v Brně*

Geotechnický průzkum byl proveden v letech 2001 - 2003 za účelem získání podkladů pro vypracování projektu stavby silničního tunelu, jež bude součástí Velkého městského okruhu (VMO). Tunel spojuje městské části Žabovřesky a Královo Pole. Sestává ze dvou tunelových trub, z nichž severní (Tunel I) určená pro směr z Králova pole do Žabovřesk je vedena v téměř přímém směru pod ulicemi Veleslavínova a Dobrovského, jižní pro opačný směr

(Tunel II) pod areály ústředny Telecomu, koupaliště Dobrák, Vojenské akademie, pod objekty Veterinární a farmaceutické univerzity Brno, pod ulicemi Pešinovou a pod obytnými domy. Obě tunelové trouby příčně přetínají Hradeckou třídu, ulice Jana Babáka, Vodovu, Chodskou a Slovinskou, dále Palackého třídu a Poděbradovu ulici, přičemž ulice Jana Babáka a třída Palackého jsou významně zatíženy tramvajovým provozem.

Tunelová trouba I má délku 1237 m, z čehož 1019 m připadá na část raženou a 218 m na část hloubenou a tunelová trouba Dobrovského II je délky 1258 m, z níž 1060 m je ražených a zbývajících 198 m hloubených. Obě tunelové trouby jsou navrženy jako jednosměrné, paralelní, s mezilehlým horninovým pilířem. Jejich konstrukce je dvouplášťová s mezilehlou izolací. Výrubový profil tunelu činí cca 130 m², základní šířka jízdních pruhů v tunelu je 3,5 m, světlá podjezdná výška 4,5 m, světlá šířka mezi obrubníky 8,5 m. Primární ostění má tloušťku 350 mm (11,95 m³/bm), sekundární ostění dosahuje minimální tloušťky 500 mm (32,53 m³/bm).

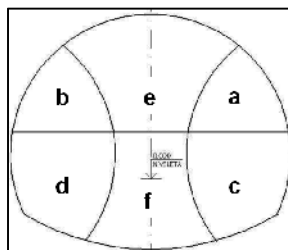
Nadloží obou tunelů je nízké a pohybuje se v rozmezí cca 6 až 21 m. Největšího nadloží 20,5 m dosahuje tunelová trouba II pod objekty Vojenské akademie, tj. v prostoru mezi ulicemi Chodská a Vodova, zatímco tunelová trouba I v téže úrovni dosáhne maxima pouhých 18,50 m. Umístění tunelového díla v městské zástavbě je patrné z přehledné situace zájmového území na obr. 6.17.



Obr. 6.17: Přehledná situace Královopolských tunelů [a]

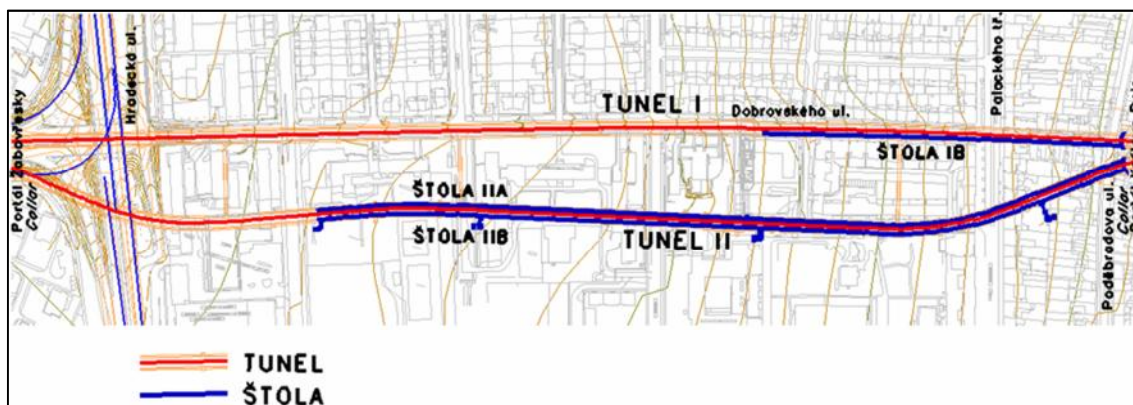
Jako základní průzkumná díla určil zadavatel tři průzkumné štoly o celkové délce 2027 m, jež měly vzhledem k navrhované technologii provádění ražených částí tunelu členěným výrubem určenou polohu a tvar tak, aby mohly být součástí budoucího tunelového díla. Z toho důvodu a vzhledem k jejich umístění v patách klenby tunelových trub jejich příčný profil měl tvar gotické klenby výšky 5 m a největší šířky (v počvě) 5 m. Portály průzkumných štol byly umístěny v místech portálů ražených částí obou tunelových trub v Králově Poli na území mezi

ulicemi Poděbradova a Košinova. V prostoru tunelové trouby Dobrovského I zadavatel požadoval vyražení jedné štoly délky 365 m umístěné na vnitřní straně tunelové soustavy (označené IB), v prostoru tunelové trouby Dobrovského II dvě štoly IIA a IIB délky 831 m. Štoly byly následně pojmenovány jmény a to štola IB Lenka, IIA Helena, IIB Jiřina.



Obr. 6.18: Královopolské tunely v Brně, členění výrubu, pohled ve směru ražby [1]

Základním požadavkem zadavatele na geotechnický průzkum bylo stanovení geotechnických parametrů masivu, v němž bude tunelové dílo raženo v pásu dosahujícím půdorysné šířky 30 m na vnější stranu od osy každé tunelové trouby a do hloubky 60 m od povrchu vzhledem k dosahu interakčních účinků tunelové stavby s tunelovým prostředím. Přitom program průzkumných prací měl být uzpůsoben tak, aby poskytl dostatečné geotechnické podklady pro zpracování dokumentace pro stavební povolení i dokumentace pro zadání stavby. Zadavatel dále požadoval zřízení monitorovacího systému pro stanovení vlivu provádění průzkumných štol na okolní prostředí, který měl být koncipován tak, aby byl využitelný i pro následnou stavbu tunelu. V zadávacích podmínkách geotechnického průzkumu bylo i sestavení fyzikálního modelu pro ověření předpokladu skutečného chování horninového masivu v interakci s tunelovým dílem.



Obr. 6.19: Schematická situace Královopolských tunelů s vyznačením provedených průzkumných štol [12]

Z hlediska regionální geologie náleží zájmové území do oblasti rozšíření mořského neogénu karpatské předhlubně, který zde dosahuje mocnosti několika stovek metrů. Sedimenty transgredují přímo na skalní horniny brněnského masívu.

Zájmové území bylo v recentu – **antropogénu** poznamenáno výraznou urbanizací, která se odráží zejména v úpravách tvárnosti terénu. Značná část je zastavěna, převažující část volných ploch je pokryta navážkami. Navážky mají ponejvíce charakter směsi hlíny s kolísajícím podílem úlomků stavebních materiálů (cihly, dřevo, beton a pod.). Vrstva navážek dosahuje mocnosti nejčastěji kolem 1 m, jen ojediněle více. Výjimku tvoří oblast v okolí západních portálů budoucích tunelů, kde probíhaly rozsáhlé zemní práce spojené s výstavbou přemostění ulice Žabovřeské.

Přirozený **kvartérní** pokryv povrchu terénu představují spraše a sprašové hlíny, ukládané eolickou činností během pleistocénu. Mají nejčastěji světle šedohnědou, žlutohnědou až světle hnědou barvu, místy se v nich vyskytují i několika decimetrové polohy tmavohnědé (zpravidla jílovitější), představující fosilní půdní horizonty. Zemina je charakteristická značnou porozitou a snadnou rozsypavostí, vápnitost se často projevuje hustým bílým žilkováním a výskytem vápnitých konkrací – cicvárů.

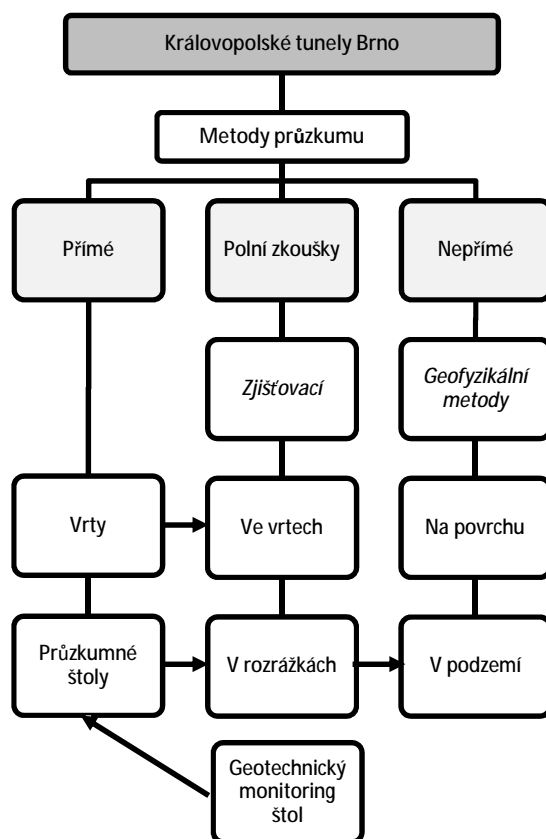
Jílovité hlíny a jíly v podloží spraší mají zpravidla smíšenou eolicko-deluviální genezi. Jedná se o srážkovými vodami přeplavený materiál starší generace sprašových pokryvů a zvětralin neogénních jílu. Takto vzniklé splachové sedimenty se vyznačují obsahem zvětralých, zaoblených úlomků cicvárů, místy příměsí drobných štěrkových zrněk a lokálně zvýšenou písčitostí. Zeminy převážně tmavších odstínů hnědé barvy, často rezavě a šedě smouhované, dosahují mocností zpravidla několika dm, zřídka až několika m. Vyskytují se prakticky v celé délce svahu, sklánějícího se zvolna do úvalu Ponávky.

Spodní část fluviální akumulace je zastupována štěrkopísčitymi sedimenty velmi často hlinitými či zajílovanými. Převažuje v nich štěrková frakce, písčité polohy jsou zde méně rozšířeny a reprezentují lokální podmínky sedimentace někdejších vodních toků. Štěrkopísčité uloženiny mají nesouvislé rozšíření na bázi kvartéru v celém zájmovém území, občasně jsou zastupovány i jílovitou zeminou s obsahem hrubější štěrkové frakce. Dosahují mocností nejčastěji několika dm, v korytě Ponávky až kolem 3 m.

Podloží kvartéru tvoří v celém zájmovém území **neogénní** (miocénní) hornina spodnobadenského stáří. Jedná se o vápnitý, značně prachovitý jíl s převahou smíšeně vrstevného illitu/smektitu v jílové frakci. Čerstvá hornina má nazelenale šedou barvu, v přípovrchové zóně, několik metrů mocné, bývá intenzivně zbarvena žlutohnědě či rezavohnědě. Skvrnitost, popř. smouhování jílu vzniká následkem pronikání limoniticky zbarvených roztoků systémem trhlinek v navětralém a tektonicky porušeném horninovém prostředí. V této přípovrchové zóně se velmi často vyskytují i vápnité vyloučeniny ve formě výplní puklin či konkrací, v průměru do několika cm. Hluběji byla zastížena zóna s výskytem krystalů sádrovce. Ten tvoří v drobných krystalcích výplně puklin, místy však, díky své značné krystalizační síle, až několik cm velké krystaly. Zóny s vápnitými konkracemi a sádrovcovými krystaly se nepřekrývají, tvoří hloubkově oddělená patra. Častý je výskyt schránek organizmů, většinou v úlomcích.

Z **hydrogeologického** hlediska mají pro oběh a akumulaci podzemní vody největší význam štěrkopísčité sedimenty spodního souvrství údolní nivy, které jsou velmi dobře průlinově propustné. Koeficient filtrace těchto hornin se pohybuje v řádech 10^{-4} až 10^{-3} ms^{-1} . Svrchní souvrství povodňových hlín již z hydrogeologického hlediska nemá takový význam jako bazální souvrství, povodňové hlíny (jílovité hlíny) jsou omezeně průlinově propustné s průměrným koeficientem filtrace v řádu 10^{-6} až 10^{-7} ms^{-1} . Lze je rovněž označit za hydrogeologický poloizolátor. Neogenní sedimenty představují pro nadložní kvartérní sedimenty nepropustné podloží. Pokud ovšem dojde ke vzniku drenážního prvku, chovají se sedimenty jako pevné horniny a vlivem rozevírání původně sevřených puklin nastane pohyb podzemní vody do tohoto drenážního prvku.

V rámci GTP byly použity všechny dříve definované metody. Nejrozsáhlejší část představovaly průzkumné štoly, které byly ovšem doplněny systémem dalších přímých i nepřímých metod. Schéma použitých průzkumných metod a systému průzkumu je znázorněno na obrázku č. 6.20.



Obr. 6.20: Schéma systému geotechnického průzkumu Královopolských tunelů v Brně

6.1.2.1 Vrtné práce, penetrační sondování

Hlavní náplní inženýrskogeologických prací prováděných z povrchu zájmového území byl soubor průzkumných sond vyhloubených v linii budoucích tunelových trub I a II.

V rámci podrobného inženýrskogeologického průzkumu bylo vyhloubeno celkem 22 jádrových vrtů, z toho 8 v místě Královopolského portálu a 14 v linii projektovaných tunelových trub. Z celkového počtu 22 průzkumných inženýrskogeologických vrtů bylo 9 ks vystrojeno za účelem provádění hydrogeologických pozorování a měření.

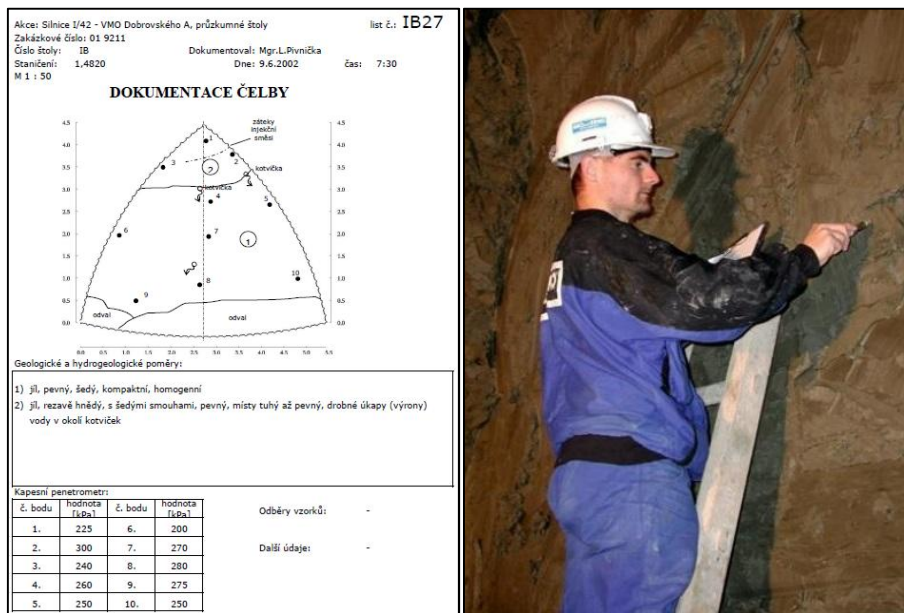
Vrtné jádro bylo ukládáno do dokumentačních vzorkovnic a na místě dokumentováno geologem. Z vrtů byly průběžně odebírány porušené, neporušené a technologické vzorky zastižených zemin. Z vystrojených vrtů byly rovněž odebrány vzorky vody pro stanovení její případné agresivity na stavební konstrukce.

Úvodní partie geologického profilu tunelové trouby I byly zpřesněny 5 sondami dynamické penetrace středně těžkou soupravou PAGANI TG 63/100.

6.1.2.2 Průzkumné štoly

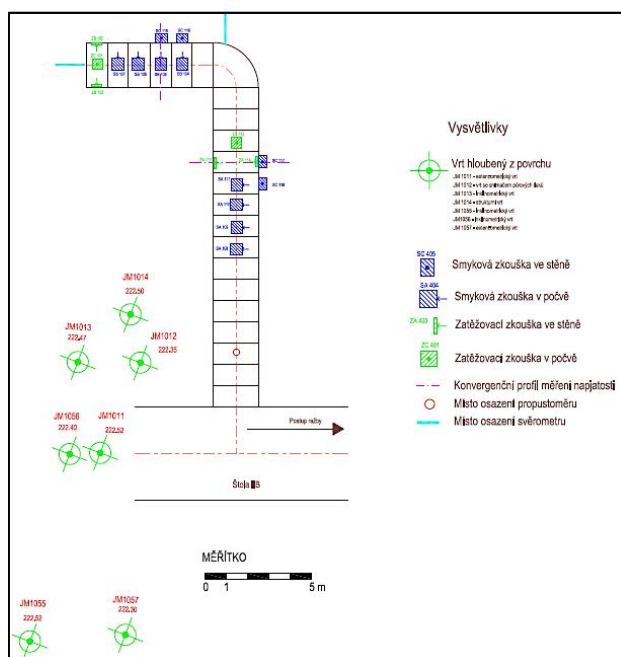
Pro zjištění charakteru horninového masivu a vyzkoušení nejvhodnější technologie ražby projektovaných tunelů byly realizovány 3 průzkumné štoly, jež byly následně zamýšleny co součástí členěného výrubu při ražbě budoucího tunelu. V prostoru tunelu I byla vyražena štola délky 365,688 m označená IB, v prostoru tunelu II štola IIA délky 831,774 m a IIB délky 831,574 m. Lokalizace štol je patrná z obrázků 6.18 a 6.19. Ražba štol byla podřízena geotechnickému průzkumu horninového prostředí, proto byl volen takový způsob ražby, aby docházelo pouze k minimálnímu technologickému narušení horninového masivu v okolí výrubů.

Během ražby štol byla čelba výrubu dokumentována a prováděla se její fotodokumentace. Při dokumentaci byl sledován typ zastižených hornin, jejich úložné a tektonické poměry, případné vývěry vody a jiné geologické fenomény, odpor hornin proti vniku trnu se orientačně měřil kapesním penetrometrem. Dokumentace probíhala kontinuálně v závislosti na postupu ražby. V úvodních partiích štol v prostředí, kdy ražba procházela rozhraním mezi kvartérními sedimenty a terciérním podložím, byl zdokumentován každý jednotlivý postup, tj. po 1,0 m. Po zahloubení štol do prostředí neogenních sedimentů se čelba dokumentovala 1× denně tj. po 2,0 až 4,0 m v závislosti na rychlosti postupu. Při dokumentaci byly v pravidelných intervalech odebírány neporušené vzorky neogenních jíílů s různou orientací. Vzorky byly v laboratořích mechaniky zemin podrobeny indexovým, fyzikálním a mechanickým zkouškám.



Obr. 6.21: Geologická dokumentace výrubu [17]

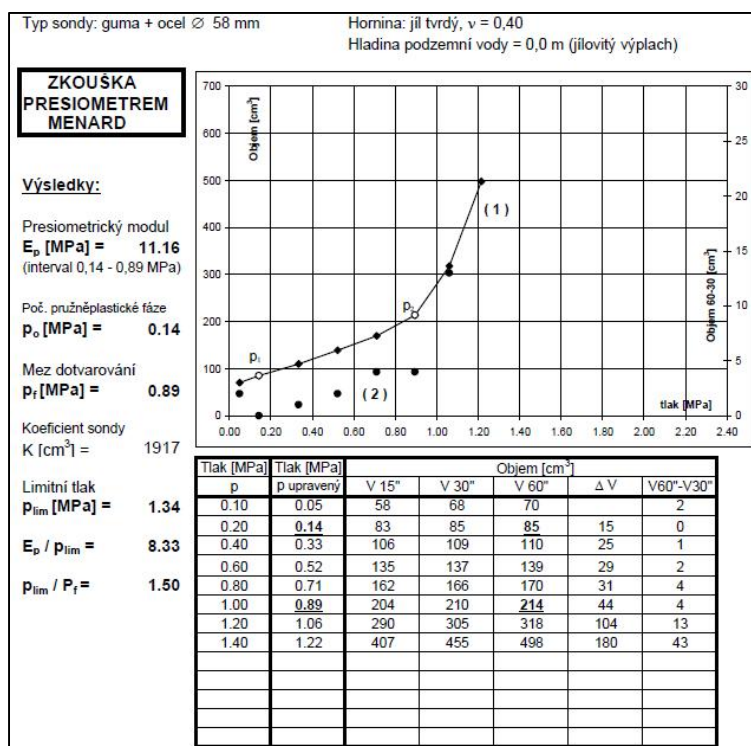
Ze štolý IIB byly vyraženy 4 zkušební rozrážky R1 až R4, půdorysně zalomené pro umístění speciálních polních geotechnických zkoušek. Rozrážky byly umístěny tak, aby současně umožnily vytvoření míst soustředěného průzkumu. V těchto místech byla realizována celá řada polních zkoušek s povrchu ve vrtech i v podzemí a současně zde byly umístěny hlavní prvky geotechnického monitoringu ražby štol (viz geotechnický monitoring štol, kapitola č. 6.1.2.5).



Obr. 6.22: Schéma místa soustředěného průzkumu, rozrážka R1 [17]

6.1.2.3 Polní zkoušky

Polní zkoušky byly situovány jak ve vrtech s povrchu, tak v podzemí v rozrážkách. Ve všech místech soustředěného průzkumu byly měřeny **presiomrické** moduly ve vrtech. Pro tuto metodu byla vybrána místa inklinometrických vrtů, které byly po ukončení presiomrických měření převrtány a osazeny inklinometrickou pažnicí. Měření probíhalo v 10 hloubkových úrovních v každém vrtu. Vzdálenost mezi jednotlivými intervaly měření byla 2,0 m. Celkově bylo ve čtyřech vrtech (v každém hníždě po 1 vrtu) provedeno 40 zkoušek presiomrem Ménard typ GA Ø 58 mm. Na obrázku 6.23 je ukázka vyhodnocení presiomrického měření ve vrtu JM1023.



Obr. 6.23: Vyhodnocení presiomrického měření, vrt JM1023, hloubka 29,0 m pod terénem [17]

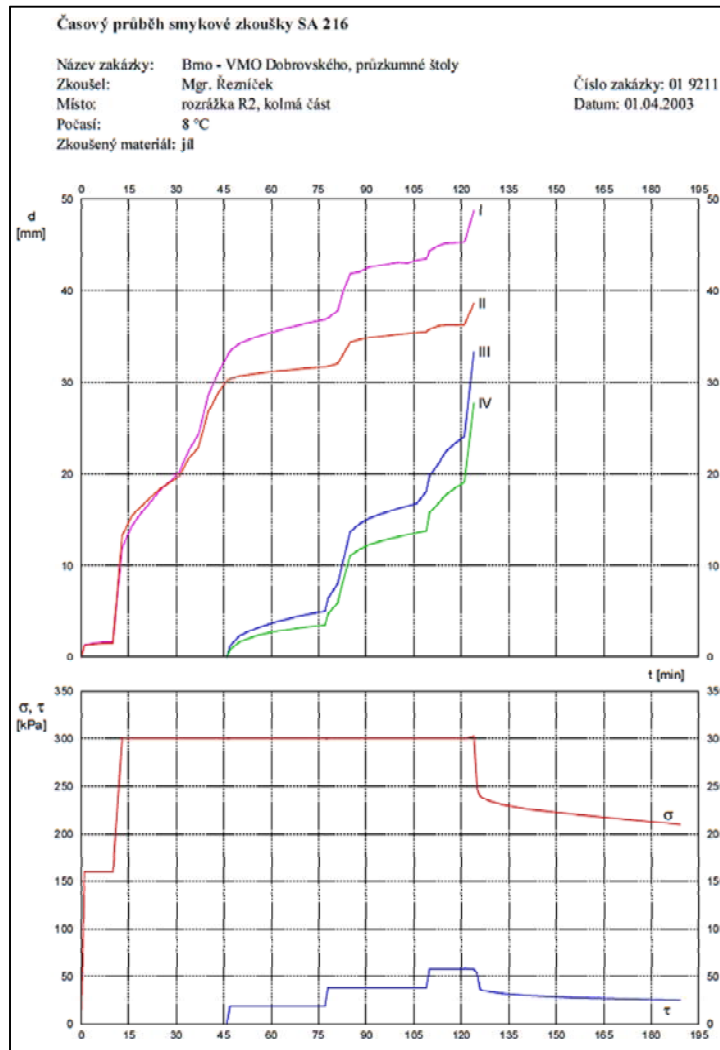
Dále byly v místech soustředěného průzkumu realizovány zkoušky za účelem měření napjatosti horninového masivu metodou hydraulického štěpení tzv. **Hydrofrac**. Metoda byla použita pouze ve třech vrtech hloubky 40,0 m v 5 hloubkových úrovních, a to v místech soustředěného průzkumu 1 – 3. Pro měření napětí hydraulickým porušováním vrtu bylo použito zařízení HYDROFRAC-PERFRAC. Sonda má obrysový průměr 54 mm a používá se do vrtů o průměru 60 mm. Maximální dosažitelný tlak aplikačního média (vody) může být až 45 MPa.



Obr. 6.24: Realizace polní zkoušky typu Hydrofrac [17]

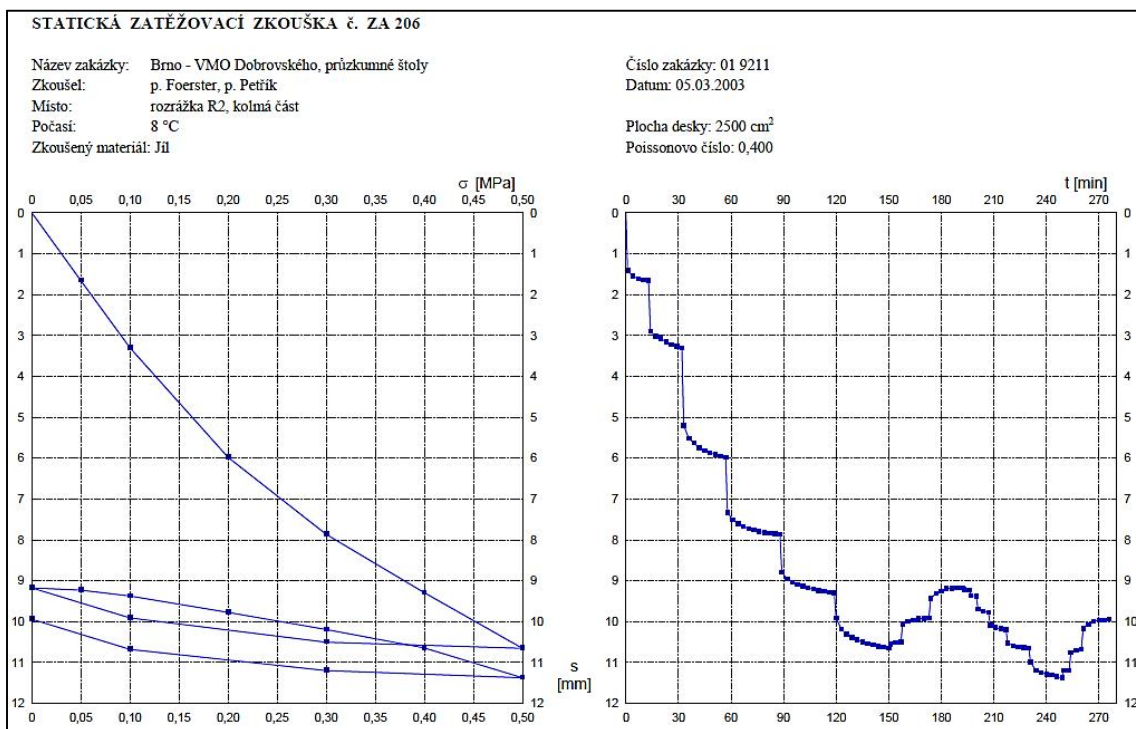
Polní zkoušky provedené v **podzemí** byly realizovány ve 4 rozrážkách. Podle projektu geotechnického průzkumu, upraveného na základě rozhodnutí v rámci kontrolních dnů během ražby průzkumných štol, byly vyraženy zalomené rozrážky s částí kolmou na osu štoly IIB délky 15,0 m a zalomenou částí délky 5,0 m. Počva rozrážek byla zvýšena o 0,5 m oproti počvě směrné chodby. Ražen byl kruhový profil \varnothing 1 800 - 2 000 mm.

Ve zkušebních rozrážkách byly realizovány polní velkorozměrové zkoušky mechaniky hornin, a to zatěžovací a smykové zkoušky a dále byla měřena původní napjatost masívu. Zkoušky byly navrženy ve třech navzájem kolmých směrech - svislém směru, vodorovných směrech - rovnoběžným s osou štoly IIB a kolmým na ní. Projekt počítal s 12 smykovými zkouškami v každé rozrážce a 6 bloky zatěžovacích zkoušek. Zkoušky proběhly podle projektu, pouze v rozrážce R3 nebylo možno uskutečnit úplnou sérii smykových zkoušek pro intenzivní tektonické poškození masívu jílu znemožňujícího do značné míry zhotovení zkušebních bloků. Celkem bylo aplikováno zatížení na 46 bloků smykových zkoušek a 24 bloků zkoušek zatěžovacích. V místě zkoušek byly souběžně odebrány neporušené vzorky jílu k srovnávacím laboratorním vyhodnocením pevnostních charakteristik.



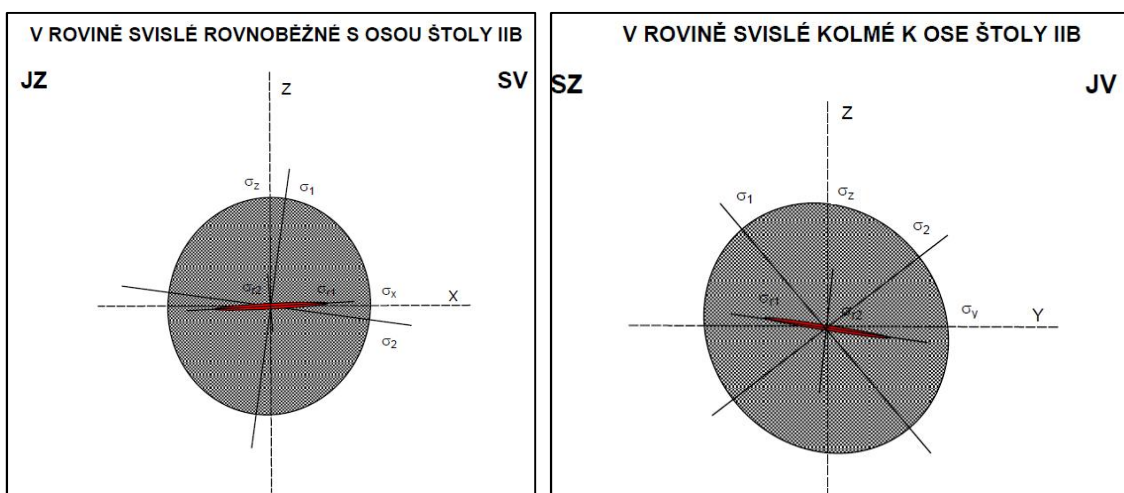
Obr. 6.25: Časový průběh smykové zkoušky, rozrážka R2 [17]





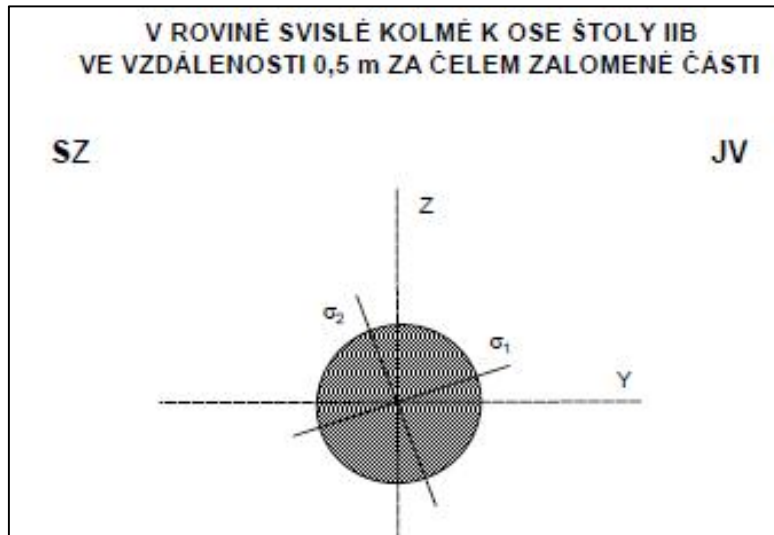
Obr. 6.26: Průběh statické zatěžovací zkoušky, rozrážka R2 [17]

Během ražby kruhového profilu rozrážky byly do výrubu osazeny skupiny 8 bodů tvořící konvergenční profil. Pomocí měření vzájemné polohy těchto bodů použitím tyčového extenzometru byla vyhodnocována konvergence nezajištěného výrubu, což umožnilo odvození napjatosti neogenního masivu „in situ“. V každé rozrážce byly osazeny 2 konvergenční profily, a to jeden v její kolmé části a jeden v její zalomené části.



Obr. 6.27: Elipsy napjatosti v prostoru rozrážky R1 stanovené z výsledků konvergenčních měření [17]

Jako pokusná metoda měření primární napjatosti v horninovém masivu byla vyzkoušena rovněž metoda měření pomocí tyčového svěrometru. Měřidlo bylo osazeno v každé rozrážce ve dvou směrech, a to vždy na konci kolmé a zalomené části rozrážky.



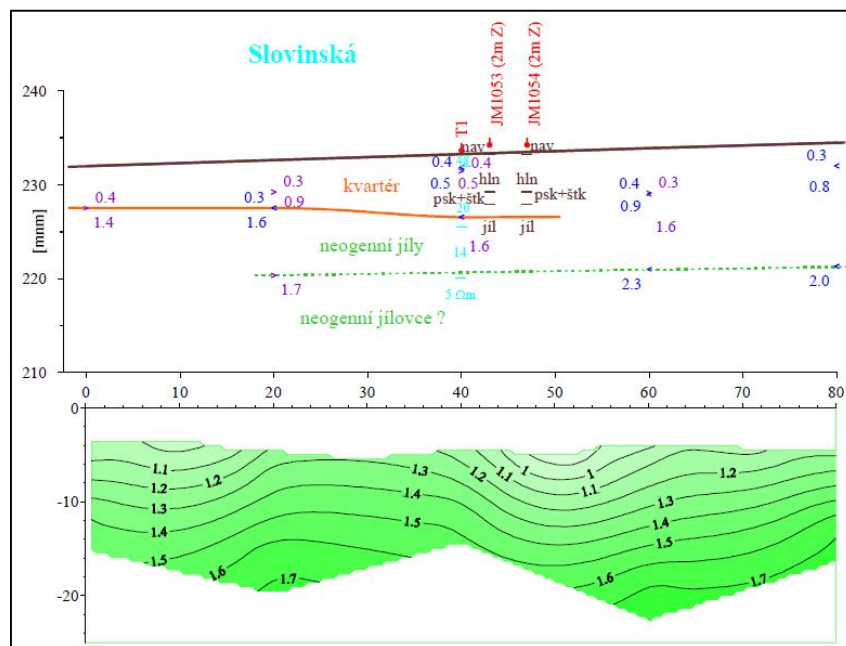
Obr. 6.28: Elipsa napjatosti v prostoru rozrážky R1 stanovená z výsledků měření svěrometrem [17]

Pro zjištění propustnosti masivu neogenních jílu in situ byl ve všech rozrážkách umístěn propustoměr, na kterém byla sledována propustnost jílu závislosti na čase.

6.1.2.4 Geofyzikální metody

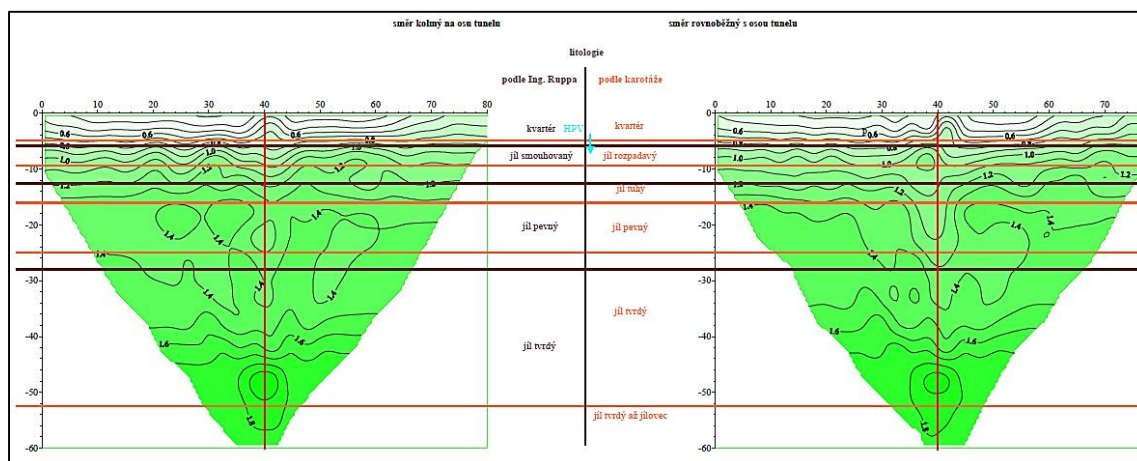
Součástí inženýrskogeologického průzkumu prostoru linie budoucích tunelů I a II byla série geofyzikálních prací. Geofyzikální měření byla prováděna s povrchu, ve vrtech a v podzemí. Z povrchu území se uskutečnila následující měření:

- vertikální elektrické sondování (VES) nad tunelovou troubou I,
- vertikální elektrické sondování (VES) nad tunelovou troubou II,
- mělká refrakční seismika (MRS),
- měření korozivity a bludných proudů.



Obr. 6.29: Výsledky geofyzikálních měření metodou mělké refrakční seismiky, ulice Slovácká [17]

V místech soustředěného průzkumu byly vyhloubeny 4 strukturní vrty JM1014, JM1024, JM1034 a JM1044 do hloubky 60,0 m pod terén. Vrtly sloužily jednak pro inženýrskogeologickou dokumentaci geologického prostředí a pro zjištění kvality masivu neogenních jílu do úrovně možného účinku ražby tunelů, jednak pro následná měření. Ve vrtech proběhla karotážní měření a následně seismická tomografie vrt – povrch.



Obr. 6.30: Seismická tomografie ve vrtu J1024 [17]

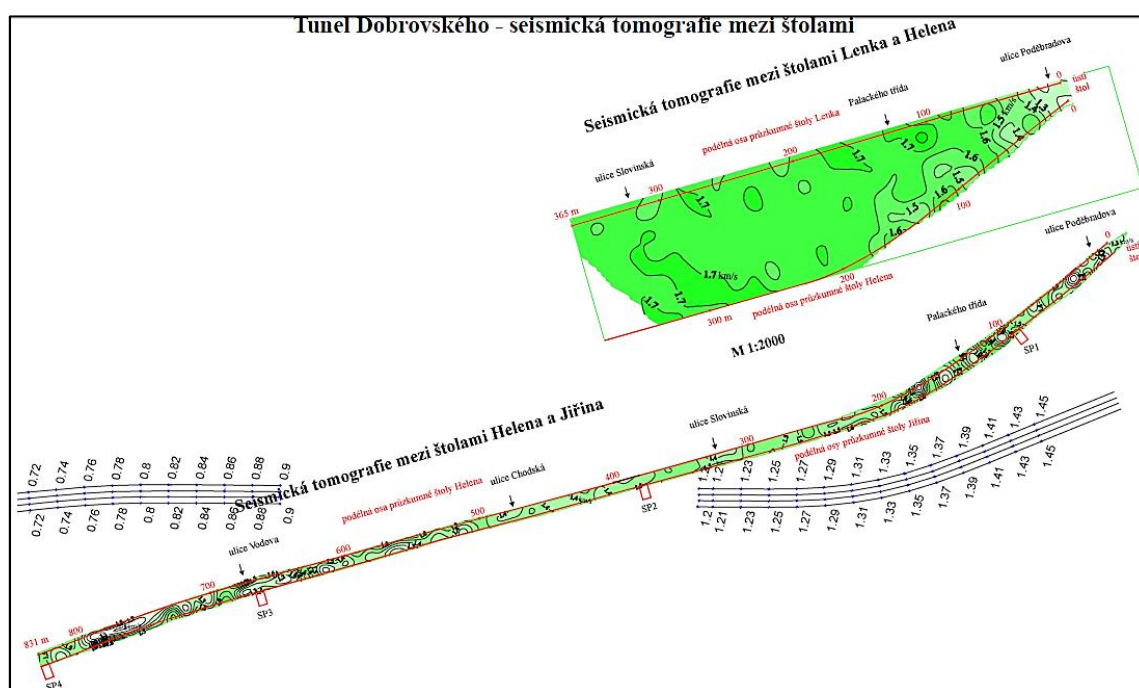
Geofyzikální práce prováděné v podzemí byly následující:

- seismická dokumentace štol IB, IIA a IIB,

- seismická tomografie štola – štola,
- anizotropie horninového masívu,
- stanovení Poissonova čísla v masívu,
- korozní měření.

Průzkumné štoly IB a IIB byly dokumentovány seismickým měřením. Seismické měření proběhlo na počvě štoly a bylo aplikováno ve formě mělké refrakční seismiky. Při měření byly geofony vzdáleny 5 m a „body vzruchu“ 25 m. Jednotlivé hodnocené úseky byly dlouhé 50 m a měly 50 % překryv.

Tomografické měření a jeho zpracování proběhlo jednak mezi štolami IIA – IB, jednak mezi štolami IIA – IIB. Metodiky měření i zpracování vycházely z konkrétní geometrie měření. V prvním případě byly vzdálenost zdrojů seismického vlnění 5 m a vzdálenost snímačů také 5 m. Ve druhém případě byly vzdálenosti zdrojů 5 m, respektive 6 m a vzdálenost snímačů 3 m.



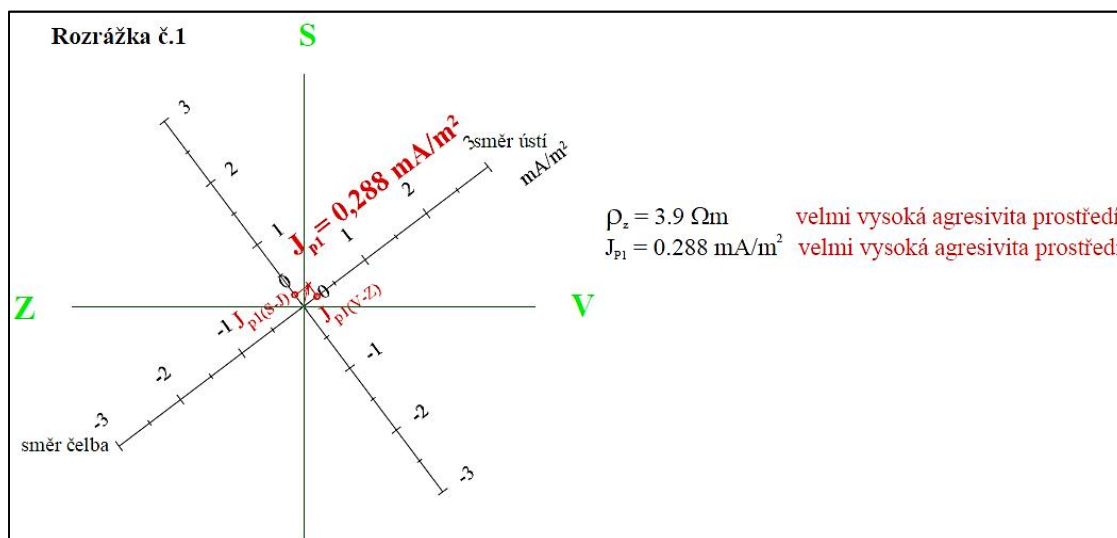
Obr. 6.31: Seismická tomografie mezi štolami [17]

Anizotropie horninového masívu byla určována měřením v hlavní štole a rozrážkách v místech soustředěného průzkumu. Tato měření byla navíc doplněna o anizotropii masívu určenou ze seismické tomografie vrt – povrch. Tímto způsobem bylo získáno více údajů a bylo možné lépe posoudit horninový masív jako celek.

Poissonovo číslo masívu bylo určováno v místech soustředěného průzkumu. Poissonovo číslo bylo určováno pomocí porovnání rychlostí šíření příčných a podélných seismických vln.

Podélné seismické vlny byly buzeny podobným způsobem, jako je tomu u mělké refrakční seismiky, tj. úderem kladiva do počvy štoly.

Korozní měření proběhlo v prostorách soustředěného geotechnického průzkumu SP1, SP2, SP3 a SP4. Potenciálová měření probíhala na každém bodě ve dvou směrech – ve štolu a kolmo na štolu v rozrážce. Vzdálenost měřených bodů v každém směru dosahovala 10 m. Vzhledem k tomu, že stěny všech průzkumných štol jsou bezprostředně po zapažení vyražených prostor zastříkány betonem, byly body odporových měření situovány do prostoru rozrážek.



Obr. 6.32: Výsledky korozního měření v rozrážkách [17]

6.1.2.5 Geotechnický monitoring ražby štol

Vzhledem ke skutečnosti, že průzkumné štoly jsou reálným podzemním dílem, bylo součástí jejich ražby geotechnické sledování. Prvky monitoringu byly navrženy do míst soustředěného průzkumu. V úseku tunelu I se jednalo o dvě hnízda s dvojicí monitorovacích vrtů. V každém byl jeden vrt osazený inklinometrickou pažnicí a jeden vrt opatřen trojicí extenzometrických kotev. Měřené parametry sloužily jednak jako podklad pro následné práce na projekci tunelové stavby a jednak jako prostředek ke sledování stability výrubu a deformací povrchu dotčeného území během ražby pro komparaci výpočtového modelu a skutečnosti.

V trase tunelu II byla provedena čtyři místa s pěticemi vrtů půdorysně v blízkosti projektovaných průzkumných rozrážek provedených z průzkumné štoly IIB.

Celkem bylo tedy na lokalitě provedeno 6 extenzometrických vrtů, vždy ve skupině s vrtem inklinometrickým. V každém vrtu byly umístěny 3 horizontální úrovně extenzometrických kotev. Situování vrtů bylo vždy do osy štoly a jejich hloubka byla odvislá od úrovně vrcholu

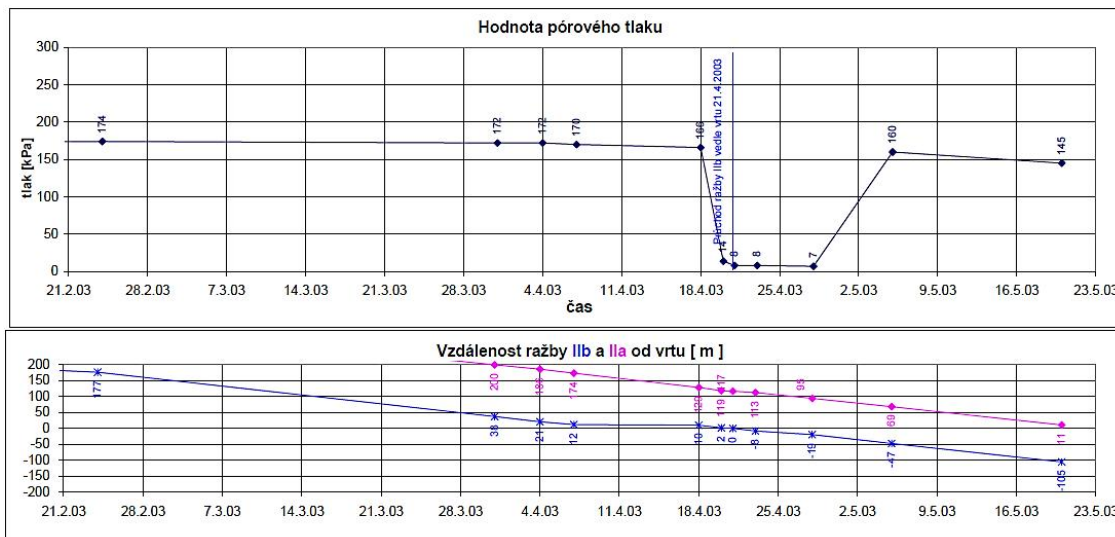
výrubu štoly v daném místě. Úroveň dna vrtu se pohybovala cca 1,0 m nad horním záklenkem štoly.



Obr. 6.33: Zhlaví extenzometru a ukázka měření [17]

Podle projektu monitorovacích prací bylo na lokalitě vystrojeno 6 inklinometrických vrtů. Situování vrtů vycházelo z polohy ostění budoucích tunelových trub a nachází se ve vzdálenosti cca 1,5 m od jejich ostění.

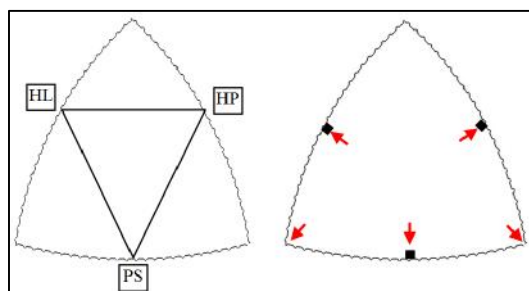
Ve skupině monitorovacích vrtů byly rovněž vyhloubeny vrty, které byly osazeny měřidlem pórových tlaků. Měřidla byla osazena v počtu 4 kusů v místech soustředěného průzkumu v prostoru ražby štol IIA a IIB. Osazení snímače bylo provedeno do úrovně počvy štoly IIB.



Obr. 6.34: Vyhodnocení měření pórových tlaků, vrt JM1032 [17]

Součástí monitoringu povrchu území bylo sledování poklesové kotliny vyvolané ražbou průzkumných štol. Ve vybraných místech byly vytyčeny příčné profily sestávající se ze stabilizovaných bodů, na kterých byly geodeticky měřeny pohyby v závislosti na postupu ražby. Během ražby průzkumných štol vznikl také požadavek na geodetické sledování tramvajových kolejí na ul. Palackého.

Ve štolách (tzn. v podzemí) byly osazeny trojice bodů konvergenčních profilů, jejichž měření se sledovala deformace ostění štol. Vedle míst měření konvergencí daných projektem byly osazeny další profily, které sledovaly stabilitu ostění v problematických místech ražby. Konvergenční profil měl trojúhelníkový tvar s dvojicí bodů osazených ve stěně a s bodem osazeným ve středu počvy - viz obr. 6.35.



Obr. 6.35: Schéma umístění bodů měřených konvergenčního profilu a nivelačních bodů v konvergenčním profilu [17]

Měření na jednotlivých profilech probíhalo v intervalech odvislých od postupu ražby a oproti režimu měření uvedeného v projektu geotechnického monitoringu byla další měření přidávána s ohledem na trend ustalování deformací a zachycení všech činností ovlivňujících chování ostění štol, např. průchod sousední štoly.

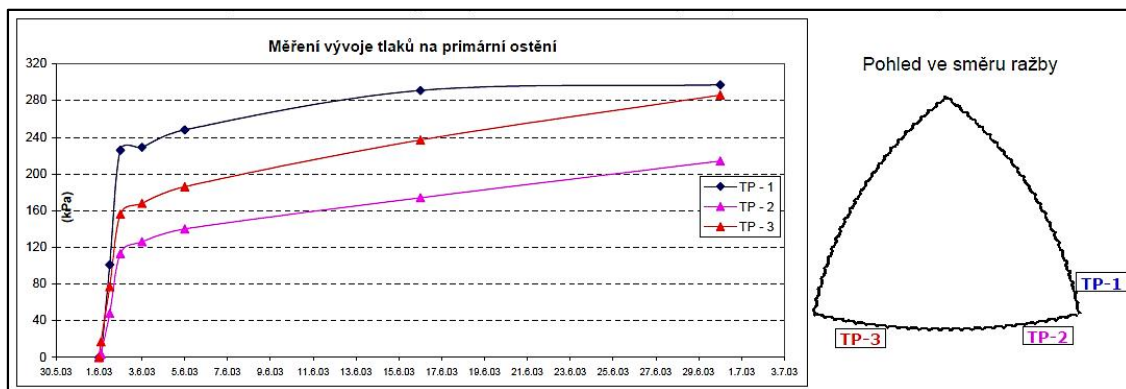
Součástí měření na konvergenčních profilech byla geodetická nivelace osazených bodů. Na každém profilu bylo měřeno 5 bodů. Společně s body pro měření konvergence byly měřeny i paty prahů spodního dílu výztuže. Tím byla sledována deformace a zvedání počvy.

Mimo nivelační měření pěti bodů konvergenčních profilů vznikl během razících prací požadavek na hustší síť nivelačních profilů v celé délce štol a zejména v úsecích podchodu zástavby na ulici Palackého. K tomuto účelu byla použita vytyčovací síť geodetických profilů sloužících ke směrovému a výškovému vedení trasy podzemního díla. Měření dvou bodů těchto profilů osazených na výztuži ve stěnách štol bylo doplněno o měření bodu ve středu počvy. Zároveň probíhalo měření pat prahů výztuže obdobně jako v případě nivelace konvergenčních profilů. Poloha měřených bodů je obdobná jako v případě nivelačních měření konvergenčních profilů a je patrná z obrázku 6.35.

Pro sledování vnějšího zatížení primární obezdívky bylo použito plochých tlakoměrných hydraulických buněk, tzv. tlakových podušek. Měření bylo realizováno ve štolě IIB. Celkem bylo osazeno 8 těchto podušek ve třech profilech. Podušky byly osazeny do sdružených profilů společně s konvergenčními body.



Obr. 6.36: Osazení tlakové podušky v ostění [17]



Obr. 6.37: Měření vývoje tlaku na primární ostění, štola IIB, profil v km 0,688 [17]

Většina prvků monitoringu na povrchu, osazená a používaná během ražby štol, byla využita také v rámci provádění geotechnického sledování výstavby tunelu, kterému bude věnovaná samostatná kapitola 6.2. Proto byl monitoring průzkumných štol zmíněn pouze okrajově a informativně.

6.1.2.6 Zhodnocení GTP pro Královopolské tunely v Brně

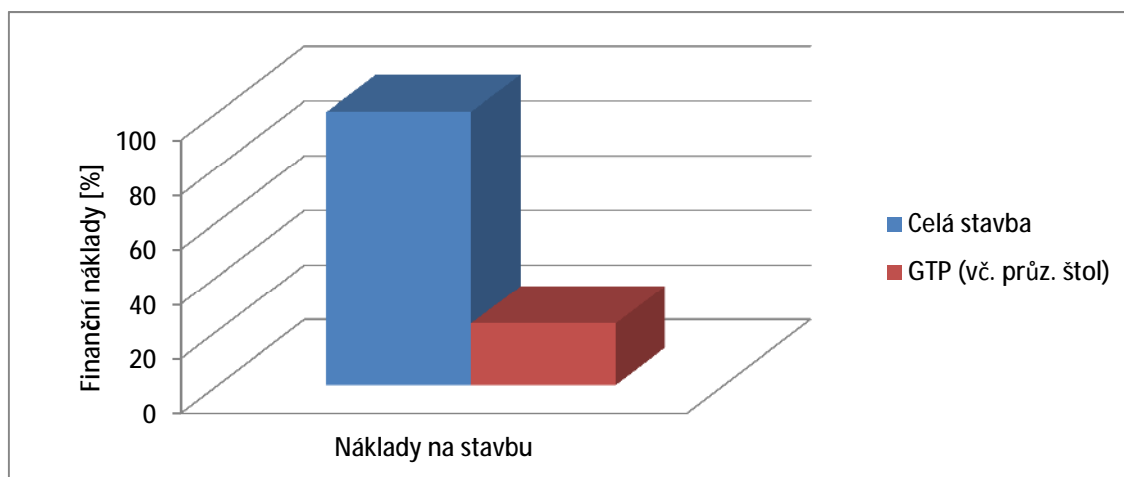
Výše popsany geotechnický průzkum pro Královopolské tunely byl velmi rozsáhlý. Největší objem prací, jak finanční tak fyzický, zaujímala ražba průzkumných štol a s tím související geotechnické sledování včetně provedených polních zkoušek. Vzhledem k obsáhlosti hodnoceného GTP budu jeho přínosy a nedostatky přehledně shrnuty v tabulce 6. I.

Z průzkumu vyplývající geologická prozkoumanost zájmového území je na vysoké úrovni. Ražené průzkumné štoly postihly značnou část zkoumaného území a míra rizika vstupující do návrhu a realizace stavby spojená s faktory geologickými je tudíž minimální.

Údaje o geotechnických vlastnostech horninového prostředí získané syntézou výsledků provedených polních a laboratorních zkoušek jsou proto kvalitativně nadstandardní. Kromě víceméně běžných vlastností byla pro projektanta stanovena i míra překonsolidace masivu

neogenních jíílů. Předané geotechnické vlastnosti zastižených zemin a hornin umožňují velmi bezpečný návrh konstrukce ostění tunelu.

Geotechnický průzkum pro Královopolské tunely v Brně byl pojat značně maximalisticky. Tato skutečnost samozřejmě měla zásadní vliv i na ekonomiku celého průzkumu. Následující graf na obrázku č. 6.38 ukazuje procentuální zhodnocení finančních nákladů na GTP vůči nákladům na celou stavbu (nejedná se o odhad, stavba je již dokončena, pozn. autora).



Obr. 6.38: Porovnání finančních nákladů na stavbu a GTP v rámci Královopolských tunelů v Brně

Celkové hodnocení provedeného geotechnického průzkumu současně s korelací kvality získaných výstupů vůči ekonomickému zatížení je přehledně zpracováno v následující tabulce č. 6.I.

Celkově lze geotechnický průzkum pro Královopolské tunely zhodnotit jako nadstandardní. Získané geotechnicko-geologické informace byly svoji kvalitou i množstvím více než dostačující. Z hlediska finančních nákladů tvořil geotechnický průzkum cca $\frac{1}{4}$ z celkových nákladů stavby. Opět, stejně jako v případě předcházejícího hodnoceného průzkumu pro tramvajový tunel, byly podklady získané z GTP pro návrh tunelu dostačující.

Kriticky je ovšem nutno se podívat na průzkumné štoly. Geotechnická rizika, vyplývající z ražby tunelu v městské zástavbě, s nízkým nadložím a v prostředí překonsolidovaných neogenních jíílů, jsou mimořádně vysoká. Z důvodu jejich eliminace přistoupil projektant, resp. Investor správně k ražbě průzkumných štol. Pro dostatečnost geotechnických informací nutných pro projekt ražby s přihlédnutím k zásadám NATM by ovšem zřejmě dostačovala jedna štola s rozrážkami pro realizaci polních zkoušek (v tomto případě štola IIB). Další dvě štoly neposkytly žádné další zásadnější informace a jejich finanční náklady jsou naprosto neodpovídající získaným informacím. V etapě přípravy GTP měl být kladen mnohem větší

důraz na geotechnické sledování během výstavby budoucího tunelu, ze kterého mohly být potřebné doplňkové informace o horninovém masívu získány.

Tabulka 6.I: Zhodnocení GTP pro Královopolské tunely v Brně

Metody průzkumu			Prozkoumanost						Ekonom. hledisko		
			Geolog. skl.			Geotech. vl.					
			A	B	C	A	B	C	D	E	F
Přímé	Vrty, sondy	Jádrové vrty		■			■			■	
		Penetrace		■				■			■
	Štoly	IB			■		■		■		
		IIA			■		■		■		
		IIB			■			■			■
Nepřímé	Geofyzika	Na povrchu		■		■				■	
		Ve vrtech		■		■				■	
		V podzemí		■		■			■		
Polní zkoušky	Povrch	Pressiometr						■			■
		Hydrofrac						■			■
	Podzemí	Smyk. zk.						■		■	
		Zatěž. zk.						■		■	
		Napjatost						■		■	
Moni toring	Povrch					■			■		
	Podzemí					■			■		

Vysvětlivky k tabulce; Odborná kritéria: A – nedostatečná informace, B – dobrá informace, C – nadstandardní informace. Ekonomická kritéria (hodnotí se kvalita získaných informací vůči finančním nákladům na jejich získání): D – ekonomicky nevýhodné, E – standardní, F – ekonomicky výhodné.

Ražba štol v sobě přinesla další nepředpokládaná rizika. Nepředpokládalo se, že výstavba tunelu se oproti provedení průzkumných štol o tolik pozdrží (časová prodleva mezi dokončením štol a zahájením ražby tunelu byla 5 let). Tato skutečnost společně s faktem, že byly realizovány tři štoly, měla za následek výraznější projevy deformací v nadloží tunelu, než bylo předpokládáno a s tím spojené vyšší finanční nároky na jejich odstranění.

Na druhou stranu je nutno konstatovat, že vyražením štol současně došlo k vyražení části budoucího profilu tunelu a tudíž k úspoře nákladů v rámci výstavby. Diskutabilní ovšem je, jak vysoká tato úspora byla. Projektant nakonec podle výsledků GTP zvolil poněkud jiný systém vyztužování primárního ostění, než byl prováděn v rámci ražeb průzkumných štol. Již vyražené štoly tak musely být znovu přeráženy a finanční úspora tak ani neodpovídala množství vyrubaného materiálu ze štol.

Z předchozího vyplývá, že GTP pro Královopolské tunely byl, zejména z důvodu ražby tří průzkumných štol, značně naddimenzovaný. Pro získání relevantních informací postačovala realizace jedné průzkumné štoly včetně polních zkoušek v podzemí, v kombinaci s hustší sítí povrchových průzkumných děl doplněných systémem polních zkoušek prováděných ve vrtech. Sofistikovanější a citlivější přístup k přípravě projektu GTP tak mohl ušetřit značné finanční náklady.

6.2. Geotechnický monitoring

Pro potřeby této práce budou zhodnoceny systém a výsledky geotechnického monitoringu výstavby Královopolských tunelů v Brně [14], kde bylo geotechnické sledování obsahem i formou značně rozsáhlé. Proto považuje autor data získaná z této stavby za dostatečná pro účely předložené práce. Situace řešené stavby je patrná z obrázků 6.1 a 6.17. Tunel byl součástí výstavby části velkého městského okruhu města Brna, konkrétně se jednalo o silnici I/42 Brno, VMO, Dobrovského B. Ražba tunelu probíhala od ledna 2008 do dubna 2010, geotechnický monitoring byl prováděn od října 2006 do června 2011 (dosud pak probíhá záruční monitoring). V časovém období před výstavbou tunelu se jednalo převážně o tzv. záruční monitoring průzkumných štol.

Královopolské tunely byly raženy v duchu observační metody s přihlédnutím k zásadám Nové rakouské tunelovací metody (NATM). Úkolem geotechnického sledování - monitoringu během výstavby bylo poskytování informací o reakci horninového masivu na ražbu tunelu a o interakci horniny se stavbou tak, aby mohla být provedena bezpečně a co nejúspěšněji, při dodržení technicko-kvalitativních požadavků investora. Vedle sledu bezprostřední reakce spolupůsobícího horninového masivu na instalaci ostění raženého tunelu byl monitorován i vliv na objekty povrchové zástavby. Dalším výstupem prací bylo kontinuální získávání aktuálních poznatků o skutečných geologických a hydrogeologických poměrech v místech ražby obou tunelových trub a tunelových spojek a hodnocení případných odlišností oproti předpokladům projektu. Bezprostředně vyhodnocené výsledky monitoringu umožňovaly případnou operativní realizaci změn v postupu ražby a výztuži výrubů podle skutečně zastížených geologických poměrů na čelbách tunelu.

Komplexní geotechnická měření dále umožňovala ověření správnosti vstupních dat do výpočetních schémat pro dimenzování tunelových ostění a pro celkové posouzení správnosti použitého geomechanického modelu.

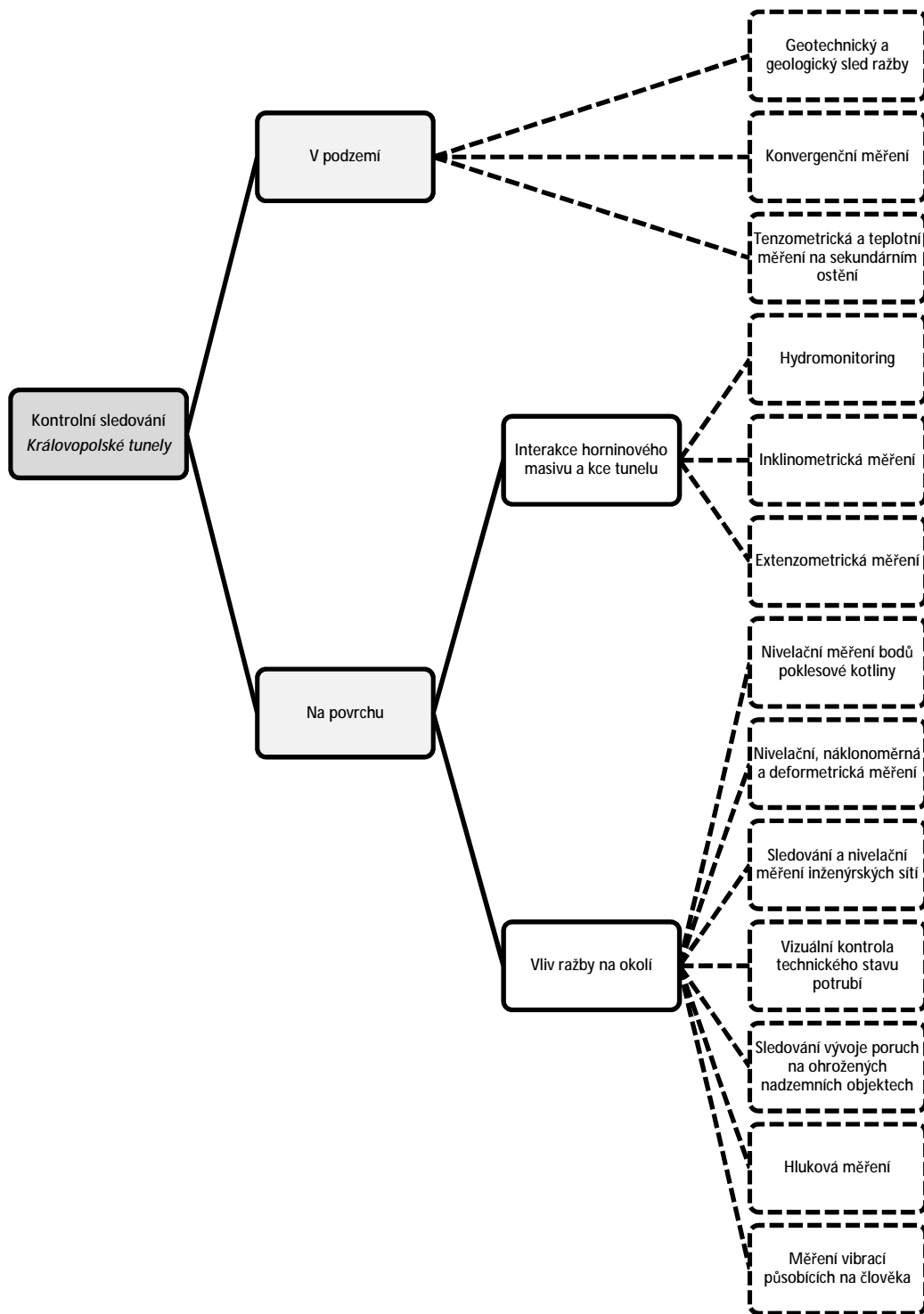
Základní údaje o stavbě jsou uvedeny v předcházející kapitole 6.1.2. Ražba tunelových trub probíhala z provizorního portálu Královo Pole proti směru staničení. V tunelu TI byla pak uskutečněna krátká protiražba z provizorního portálu Žabovřesky na délku cca 28 m. Výstavba probíhala s přihlédnutím k zásadám NATM v členěném výrubu o šesti dílčích výrubech A až F s plochami v rozmezí 14 až 25 m², s okamžitým uzavíráním každého dílčího

výrubu po každém kroku délky 1 m a následným vybouráním vnitřních výztuh (schéma výrubu je patrné z obrázku č. 6.18).

Stavbě předcházela podrobný geotechnický průzkum, v rámci kterého byly vyraženy tři průzkumné štoly s cílem zjistit geotechnické podmínky horninového prostředí v trase tunelů. Podrobné informace o geotechnickém průzkumu stejně jako stručné geologické poměry trasy jsou součástí předcházející kapitoly 6.1.2. V předcházející kapitole 6.1.2 je také rozebrán monitoring ražby průzkumných štol, který byl součástí dříve provedeného GTP.

Mimo geotechnického sledování ražby tunelu, kterému je tato kapitola věnována, probíhal také monitoring souvisejících staveb, tj. mimoúrovňových křížovatek, hloubených částí tunelu atp.

Schéma použitého systému monitoringu je na následujícím obrázku 6.39.



Obr. 6.39: Schéma systému geotechnického monitoringu při ražbě Královopolských tunelů v Brně

6.2.1. Varovné stavy, rada monitoringu

Pro potřeby vyhodnocování monitoringu stavby tunelu byly projektem DZS a poté i RDS (autor – Amberg Engineering Brno, a.s.) vymezeny výchozí parametry varovných stavů, na základě kterých byla přijímána příslušná opatření z hlediska postupu výstavby a průběhu monitoringu. Kritéria varovných stavů byla stanovena pro podzemí, tj. pro primární ostění ražených úseků tunelů a tunelových spojek, sekundární ostění ražených úseků vč. ostění hloubených úseků a dále pro povrchovou zástavbu a inženýrské sítě.

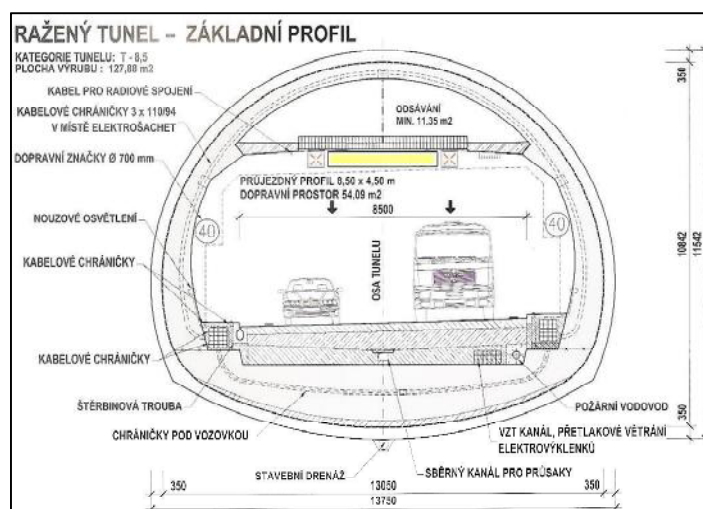
Celkem byly stanoveny čtyři varovné stavy, které byly nazvány odlišně od zaběhnutých zvyklostí, vycházejících ze současných platných předpisů [VI]. Konkrétně byly definovány následující varovné stavy:

- **stav prvních dodatečných příznaků** – jedná se ekvivalent stavu přípustných změn,
- **stav zvýšené ostražitosti** – jedná se ekvivalent stavu mezní přijatelnosti,
- **stav předkritický** – jedná se o ekvivalent kritického stavu,
- **mezní kritický stav** – jedná se o ekvivalent havarijního stavu.

V případě primárního ostění ražených úseků tunelů a tunelových spojek byl brán jako nejzávažnější ukazatel zejména vývoj deformací a vývoj jejich rychlostí. Z hlediska stability a únosnosti ostění pak lokální poškození betonu a nosných ocelových prvků.

V případě sekundárního ostění ražených úseků a ostění hloubených úseků byl brán jako nejzávažnější ukazatel vývoj deformací a vývoj jejich rychlostí. Z hlediska stability a únosnosti ostění pak lokální poškození betonu ostění.

Pro povrchovou zástavbu a inženýrské sítě byly hlavními ukazateli poklesy měřených bodů, celkový sklon poklesové křivky a související příznaky (vznik poruch).



Obr. 6.40: Charakteristický příčný řez tunelem, Královopolské tunely v Brně [20]

Hodnoty varovných stavů a jejich vývoj v čase byly v návaznosti na stavební činnost určujícím parametrem pro řízení rizik při výstavbě tunelu. Kancelář monitoringu pravidelně vyhodnocovala veškeré varovné stavy a podle předem stanovených postupů informovala o jejich změnách a vydávala podněty pro nezbytná opatření. Evidence varovných stavů jak na objektech nadzemní zástavby, tak i v podzemí byla prováděna přehledně, tabelárně a pravidelně s ní byli seznamováni všichni účastníci výstavby. Změřené hodnoty deformací a jejich velikost ve vztahu k definovaným varovným stavům byly předmětem diskuze v rámci jednání Rady monitoringu a příslušná opatření byla přijímána jako výsledek těchto jednání.

Jako poradní orgán správce stavby byla pro potřeby hodnocení výsledků monitoringu Královopolských tunelů ustanovena Rada monitoringu (RAMO). V této radě byli zastoupeni:

- vedoucí kanceláře monitoringu (člen týmu provádějícího monitoring)
- zástupce investora (poradce či nezávislý expert/i)
- hlavní inženýr stavby tunelu (správce stavby, investor)
- hlavní geotechnik (člen týmu provádějícího monitoring)
- hlavní geolog (člen týmu provádějícího monitoring)
- autorský dozor (projektant DSP/DZS)
- projektant – zhotovitel RDS
- vedoucí pracovník zhotovitele tunelu či jeho přímý subdodavatel (výkonný zhotovitel tunelu – hloubená část, ražená část)
- případní nestálí členové RAMO podle aktuálních potřeb na základě výzvy členů stálých.

Na pravidelném zasedání RAMO probíhalo komplexní hodnocení průběhu výstavby tunelu ve vztahu k bezpečnosti a ekonomice výstavby, zejména vůči varovným stavům na povrchu a v podzemí. RAMO vydávalo doporučení týkající se mimo jiné i provádění monitoringu. Po schválení správcem stavby a investorem byla tato doporučení operativně realizována.

Sběr naměřených hodnot, jejich centrální evidence a archivace byly uskutečňovány v **kanceláři monitoringu**, který řídil její vedoucí, případně jeho zástupce. Kancelář monitoringu zodpovídala za koordinaci měření, jejich vyhodnocení a vypracování podkladů pro jednání RAMO. Byly prováděny návrhy týdenních (měsíčních) měření a příprava pro jejich hodnocení. Posuzovány byly veškeré hodnoty ve vztahu ke kritériím varovných stavů a zajišťována vzájemná komunikace o výsledcích měření mezi účastníky výstavby tunelu. Veškeré výsledky měření a dílčí závěry monitoringu byly operativně a nepřetržitě sdíleny prostřednictvím databázového systému BARAB (© Arcadis CZ, a.s.), který byl zpřístupněn všem zainteresovaným osobám. Zde byl k dispozici projekt monitoringu (RDS), situace a umístění monitorovacích prvků, archivní i aktuální výsledky všech měření monitoringu, zápisy RAMO. U vybraných měření (např. úniků plynu), bylo překročení hodnoty varovného stavu hlášeno pomocí SMS zprávy zodpovědným osobám stavby.

Výsledky měření byly po změření a návratu do kanceláře ukládány do primární databáze v denním režimu, hodnoceny do formy grafických výstupů včetně ukládání do výstupní databáze (při nekritických stavech v rozmezí max. do 6 – 48 hod. podle povahy měření uvedené v RDS). Průběžně byly upravovány plány měření monitoringu ohledem na výsledky měření.

Týdenní hodnocení výsledků měření byla zpracovávána pro účely porad RAMO nebo pro kontrolní dny. Kancelář monitoringu prováděla hodnocení výsledků všech měření za uplynulé období a návrh eventuálních úprav programu měření na následující období.

Měsíční hodnocení výsledků měření byla prováděna formou periodických zpráv, které stručně rekapitulovaly rozsah a četnost jednotlivých měření, stručně shrnují jejich výsledky a závěry z pravidelných hodnocení výsledků měření včetně stručného popisu průběhu stavebních prací z pohledu geotechnického monitoringu. Celkem tak bylo vypracováno 42 měsíčních zpráv.

6.2.2. *Geotechnický monitoring v podzemí*

Měření prvků monitoringu v podzemí mělo za úkol potvrdit předpoklady GTP co se týče geologické skladby v prostoru ražené části tunelu a dále zajistit dostatečné informace o fungování systému horninový masiv – konstrukce ostění tunelu.

Geologický a geotechnický sled ražby

Geologický a geotechnický sled ražby byl zdrojem pro rozhodování hlavního geologa, zda jsou odlišnosti skutečného od předpokládaného stavu. Jeho hlavním úkolem bylo denně poskytovat důležité informace o kvalitě horniny z hlediska tunelování prostřednictvím geologické dokumentace čeleb a zatřídování horniny do technologických tříd.

Sled ražby tunelu probíhal po celou dobu jeho realizace. Náplní byla dokumentace dílčích výrubů obou tunelových trub a též tunelových propojek a technologické štoly. Původně projektovaná dokumentace všech postupových kroků byla, podle komplexního hodnocení dílčích výrubů v průběhu výstavby, modifikována, a to tak, že při ražbě tunelů I a II z portálu Královo Pole a při protiražbě z portálu Žabovřesky byly dokumentovány všechny ražené horní dílčí výruby (tj. výruby s označením *a*, *b* a *e*). Spodní výruby označené *d* a *c* byly dokumentovány jedenkrát denně tj. v intervalu 4 až 6 m. Výruby označené *f* dokumentovány nebyly. Tato změna byla vyvolána zastiženou relativně monotónní stavbou neogenního masívu a též příznivými geotechnickými podmínkami na většině ražených úseků.

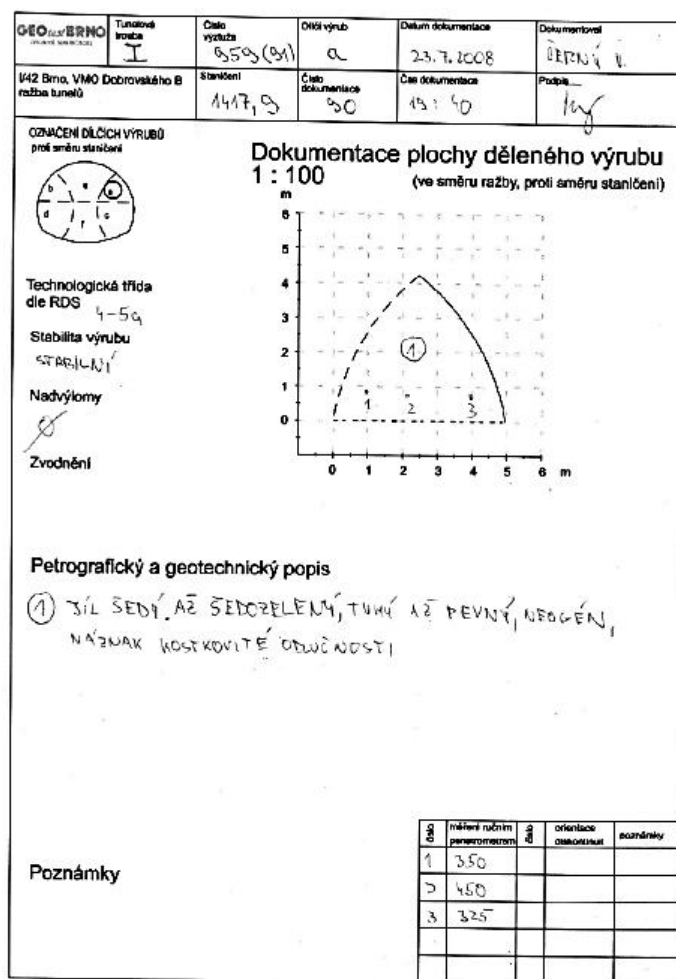
Při geologické dokumentaci čeleb byly do připraveného do formuláře zaznamenávány všechny okolnosti ve vztahu k horninovému prostředí, které měly podstatný vliv na provádění ražby (zatřídění horniny podle technologických tříd, náhlé změny geologie, zastižené plochy nespojitosti, vlastnosti horninové substance).

Primární dokumentace čelby dílčího výrubu zaznamenala:

- litologická a stratigrafická rozhraní
- oblasti porušeného jílového masívu (střípkovitý rozpad), oblasti výrazného pevnostního oslabení masívu v profilu čelby (výrazně odlišná konzistence na části čelby),
- místa měření kapesním penetrometrem
- zvodnění, přítoky podzemní vody

Obsahem textové části geologické dokumentace čelby byly následující údaje:

- petrografický popis zemin a stratigrafie, litostratigrafická rozhraní
- charakter odlučnosti jílu (bloková, úlomkovitá, drobně úlomkovitá až střípkovitá)
- přítoky podzemní vody (soustředěnost, vydatnost)
- hodnoty získané měřením kapesním penetrometrem
- dokumentace odebraných vzorků
- fotodokumentace

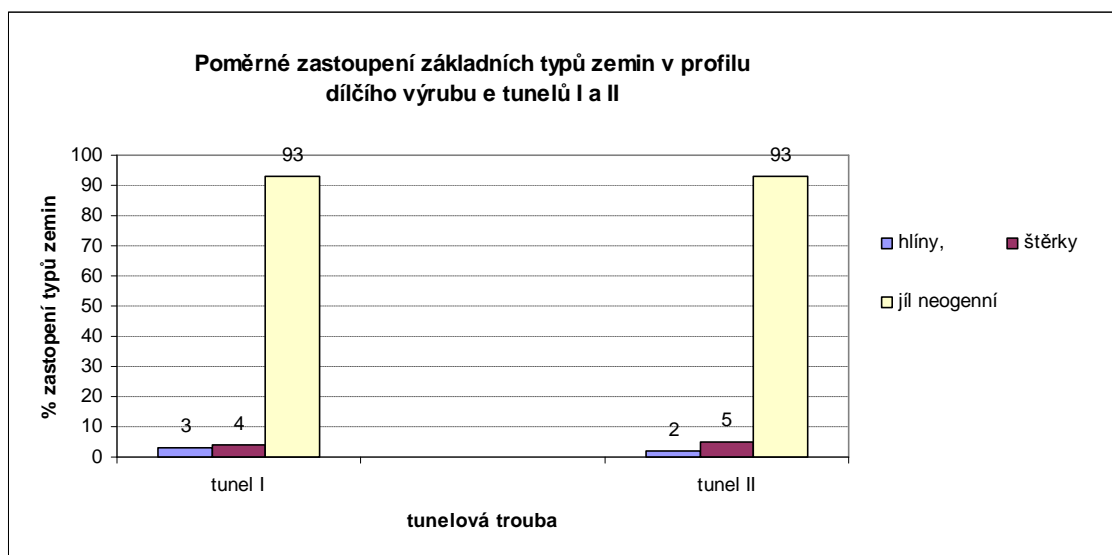


Obr. 6.41: Geologická dokumentace čelby [16]

Z technologických údajů geologové přebírali od správce stavby (nebo jím pověřené osoby) údaje o skutečné technologii ražeb. Byly předávány skutečnosti (vč. časových údajů), které mohly mít vliv na výsledky měření, zejména:

- velikost a tvar příčného profilu raženého podzemního díla,
- délka záběru,
- typ výztuže,
- zvláštní opatření přijatá dodavatelem stavby při ražbě,
- mimořádné události při ražbě (průvaly, soustředěné tlaky, nadvýlomy, apod.).

Při geologickém sledu byly zaznamenány poznatky z realizace MKP deštníků, vrtů mimo obrys výrubu a dalších vrtných prací pro využití k hodnocení kvality zastiženého horninového masívu pro další postup ražby.



Obr. 6.42: Poměrné zastoupení základních typů zemín v profilu dílčího výrubu e, Královopolské tunely [16]

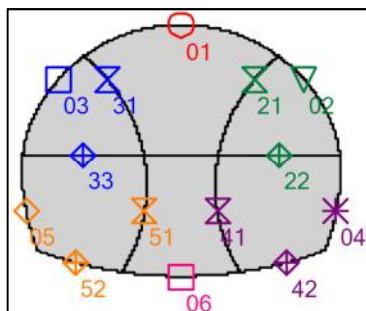
6.2.2.1 Konvergenční (KVG) měření na primárním ostění tunelů

Konvergenční měření na primárním ostění probíhala na ostění hlavních trub tunelu I a II a na ostění propojek TS1, TS2, TS3 a TS4. Další část kapitoly bude věnována pouze konvergenčním měřením na primárním ostění obou tunelových trub.

Osazeny byly veškeré konvergenční profily požadované realizačním projektem monitoringu, nad rámec pak byly osazeny další profily doporučení RAMO z důvodu ověření změny technologie ražby, změny geologie, nebo při jiných anomáliích projektu (např. měření při provádění zpevňující a těsnící chemické injektáže za primárním ostěním průzkumných štol v

úvodním úseku ražeb od královopolského portálu). Celkem bylo osazeno 52 konvergenčních profilů v tunelu I a 59 v tunelu II v prům. vzdálenosti 17 m.

Rozmístění konvergenčních bodů v rámci konvergenčního profilu, dle projektu monitoringu, je patrné z obrázku 6.43. Oproti projektu však byl v průběhu výstavby na základě doporučení RAMO snížen počet sledovaných bodů na protiklenbách jednotlivých dílčích výrubů. Oproti požadavku sledování pohybu (ověření zvedání protikleneb) KVG bodů na zajištěném dnu výrubů „a, b, c, d, f“ byl sledován pouze bod v ose tunelu ve výrubu „f“ (bod 06 podle obrázku 6.43), a to po uzavření celého primárního ostění. Standardní konvergenční profily byly 10-ti bodové. Body 1 až 6 byly po obvodu tunelu (bod 1 – vrchlík, 6 – protiklenba, 2 a 4 - levý bok ve směru ražby, 3 a 5 - pravý bok ve směru ražby). Body 21, 41, 31 a 51 byly body dočasně osazené na vnitřním žebro primárního ostění (21 a 41 - levé žebro, 31 a 51 - pravé žebro).



Obr. 6.43: Rozmístění KVG bodů na tunelu, pohled ve směru staničení (proti směru ražby)
[16]

Fixace měřených bodů byla prováděna navařením ochranných ocelových objímek (objímka s čepem pro osazení odrazného terče KVG bodu) na výztužné rámy primárního ostění. Měření na bodech na plášti ostění (01 až 06) probíhalo od osazení bodu až do jeho likvidace v době výstavby sekundárního ostění, vnitřní žebra (21, 31, 41 a 51) byla měřena do doby jejich vybourání, tzn. jen pouze krátce po výrubu kaloty „e“. Nejprve byly osazovány body výrubů „b“ a „a“ (03, 31 a 02, 21). Body 02 a 03 vykazovaly prakticky shodné chování jako body 21 a 31 (body na vnitřních žebrech) a vzhledem k tomu, že jejich deformace byly cca dvojnásobné či vyšší oproti ostatním měřeným bodům, rozhodovaly zpravidla i o zatřídění do varovných stavů. Při průchodu spodních výrubů „d“ a „c“ již hodnota deformací horního výrubu dosahovala cca poloviny celkové hodnoty. V době uzavření celého profilu tunelu (výrub „f“) dosahovaly deformace zpravidla cca 80% konečných hodnot.

Četnost měření probíhala podle projektu monitoringu s případnými úpravami intervalů na základě vývoje měřených hodnot. Průměrný počet měření přesáhl počet měření předpokládaný projektem monitoringu, především z důvodu pomalejšího postupu ražeb, než stanovila DZS a z důvodu přidavných měření při provádění zpevňující a těsnící chemické injektáže zvodnělých štěrkopískových vrstev z prostoru průzkumných štol.

Výstupy měření byly prezentovány nejdéle do 6 hodin od provedení měření, a to jak ve formě grafické, tak tabelární, prostřednictvím databázového systému BARAB. V tabelární podobě byla dostupná informace o změně polohy každého měřeného bodu ve třech různých směrech – směru podélném (rovnoběžném s osou tunelu), ve směru příčném (vodorovném, kolmém na osu tunelu) a ve směru svislém (sedání). Graficky byl prezentován časový průběh deformace následujících složek: příčná deformace, svislý směr, vektor prostorových změn (vektorový součet svislé a příčné deformace) a normála (složka deformace kolmá k ostění). Pro všechny KVG profily byl dostupný vektorový diagram deformací. Součástí grafů časového průběhu deformace byl i graf postupu ražeb vztahovaný k místu KVG profilu.



Obr. 6.44: Ukázka grafického zpracování konvergenčních měření, tunel II, KVG II/495 [16]

Vyhodnocení měření prováděla pravidelně kancelář monitoringu a hlavní geotechnik stavby. Souhrnné vyhodnocení bylo prezentováno v rámci pravidelných jednání RAMO. Výsledky byly hodnoceny ve všech možných souvislostech se stavebními postupy a dalšími měřenými veličinami. Vyhodnocována byla především celková hodnota deformací, její časový průběh a tím i zatřídění v rámci varovných stavů.

Deformační průběh na typickém profilu lze zjednodušeně charakterizovat jako přibližně lineární do doby průchodu kaloty, poté se nárůst deformací zpomaloval, nejprve mírně a po uzavření ostění ve dně výrazněji. Prakticky plné ustálení nastalo přibližně jeden měsíc po uzavření dna (pozn.: ustálení sedání na povrchu trvalo řádově déle) a to maximálně v mezích varovného stavu přípustných změn, bez nutnosti dalších dodatečných opatření pro omezení deformace.

KVG měření na primárním ostění **splnila** hlavní očekávání. Měřením se ověřila dobrá shoda výpočtových modelů se skutečně zjištěnými deformacemi. Díky KVG měření byla průběžně kontrolována nejen bezpečnost, ale i ekonomičnost návrhu primárního ostění (**dosážené deformace byly většinou bezpečně pod hranicí předkritického varovného stavu, zároveň však často ve stavu mezní přijatelnosti**). KVG měření bylo vhodně použito i v duchu zásad NATM při optimalizaci postupu ražeb. Na základě výsledků KVG měření byl upravován postup přerážení primárního ostění štol a upraven byl také krok postupů ražeb jednotlivých dílčích výrubů (tzn. záběr výrubu „c“ a „d“ mohl být prodloužen na dva metry, záběr výrubu „f“ až na čtyři metry). Společně s dalšími prvky monitoringu přispěla konvergenční měření k minimalizaci dopadu ražeb na nadloží při současném zachování přijatelné rychlosti postupu výstavby tunelu.

Velmi obdobným způsobem probíhalo konvergenční měření i na sekundárním ostění obou tunelových trub (a v rámci záručního monitoringu probíhá v omezené míře doposud). Měřením se ověřilo chování sekundárního ostění, ověřeno bylo chování horní klenby ražených tunelů a obou typů mezistropů. V případě mezistropů tunelu II došlo na základě měření k úpravě technologie ukládání desky mezistropu. Díky měření byla také včas učiněna opatření pro zachování minimálního průjezdného profilu tunelu II i při deformacích mezistropu přesahujících násobně předpoklady statického výpočtu.

V ražené části tunelu II se předpokládá, že dlouhodobějším měřením by mělo být ověřeno ustálení deformací na mezistropech, které vykázaly jiné než předpokládané chování konstrukce. Na obou ražených částech by mělo měření probíhat v nižší četnosti (optimálně např. 1 x za 6 měsíců) po dobu 5 let (délka záruční doby na vybudované konstrukce) tak, aby podalo informace o chování horní klenby při postupném přejímání horninových tlaků.

6.2.2.2 Tenzometrická a teplotní měření v sekundárním ostění tunelu

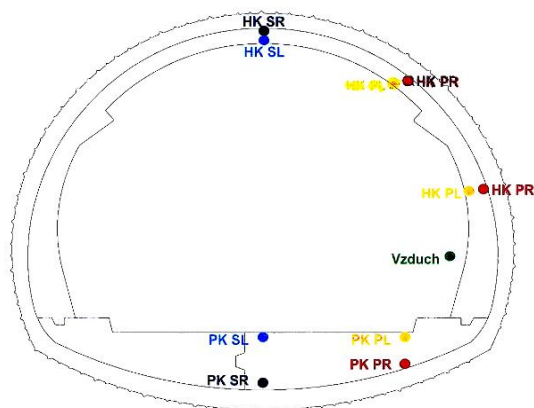
Na doporučení projektanta bylo rozhodnuto o dodatečném doplnění komplexního monitorovacího systému o profily umožňující průběžné sledování průběhu teploty a mechanického napětí během procesu tuhnutí betonu sekundárního ostění. Pro tato měření byly vybrány celkem 4 profily v každé tunelové troubě.

Toto měření nebylo ve vypracovaném a schváleném projektu monitoringu definováno, jeho realizaci projednala a doporučila rada monitoringu. Měření na definitivní obezdívce byla navržena tak, aby doplnila potřebné informace o stavu napjatosti sekundární obezdívky a jejím zatížení teplotním spádem.

Vzhledem k místním podmínkám instalace a umístění čidel byla zvolena technologie „strunový tenzometr“ (dále VW). Zvolený model čidla je určen k instalaci přímo v betonu k měření mechanického napětí v pilotách, základech, přehradách, ostění tunelů apod. Vybraná a instalovaná čidla zároveň obsahují termistor a mohou tak současně měřit vývoj hydratačního

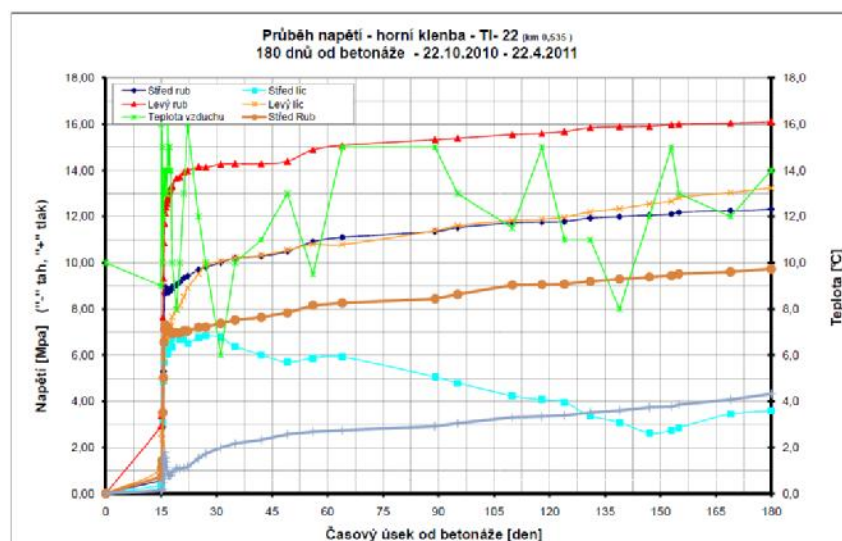
tepla v betonu a vývoj teploty po vyzrání betonu. Tato čidla se umísťují před zahájením betonáže na připravenou armaturu.

Podle požadavku projektanta byl každý profil osazen 4 ks VW tenzometrů v protiklenbě, 4 ks VW tenzometrů v klenbě a 1 ks citlivého teploměru v klenbě vyvedeného vně ostění tunelu a umožňujícího měření teploty vzduchu v přístropí tunelu.



Obr. 6.45: Schéma rozmístění tenzometrů a snímačů teplot – Tunel I, pas 22, pohled ve směru staničení [16]

Časový režim měření byl určen projektantem: původní několikahodinový interval měření bezprostředně po betonáži, který umožnil sledovat proces vývoje hydratačního tepla byl postupně (po několika dnech) prodlužován (v závislosti na aktuálním průběhu tuhnutí betonu). Výsledky měření teploty a mechanického napětí byly zpracovány do formy grafů a prezentovány na portálu BARAB a jednání RAMO.



Obr. 6.46: Průběh napětí a teploty, horní klenba – Tunel I, pas 22, 180 dnů od betonáže [16]

Sledování teplotního spádu ukazuje, že rozdíl teplot na rubu a líci sekundárního ostění monitorovaných bloků je do 4 až 5°C. Měření napětí vykazuje, že je sekundární ostění u bloků betonovaných později je zatím zatížené vlastní tíhou a postupně přebírá zatížení od okolního prostředí. Dlouhodobý trend tedy naznačuje pozvolný nárůst zatížení v čase. Pro ověření účinků působení okolního prostředí na sekundární ostění je nutné periodicky odečítat a vyhodnocovat další měření.

Nutno poznamenat, že sběr dat, získaných z tenzometrických a teplotních měření na sekundárním ostění tunelu, je poznamenán častými výpadky snímací techniky. Sběrné zařízení ADK neplní svoji předpokládanou funkci a je značně poruchové i proto je nutné získaná data brát s rezervou.

6.2.3. *Geotechnický monitoring na povrchu – interakce horninového masívu a konstrukce tunelu*

Tato metoda monitoringu v sobě zahrnuje měření prvků monitoringu prováděná z povrchu terénu za účelem zjištění chování horninového masívu v důsledku ovlivnění výstavbou a provozováním liniového podzemního díla. V rámci výstavby Královopolských tunelů v Brně byl za tímto účelem realizován hydromonitoring a inklinometrická a extenzometrická měření. Podrobně o jednotlivých prvcích monitoringu interakce konstrukce tunelu a horninového masívu pojednávají následující podkapitoly.

6.2.3.1 *Hydromonitoring*

Hydrogeologický monitoring ražby Královopolských tunelů byl zahájen v říjnu 2007 a navazoval na dřívější práce realizované v rámci úvodního GTP a etapy průzkumných štol. Zahrnoval režimní sledování pohybu hladiny podzemní vody podle projektu v monitorovací síti tvořené hydrogeologickými vrty a domovními studnami. V rámci sledu byly také řešeny problémy s podzemní vodou při vlastní realizaci a jejím vlivem na okolí (např. výrazné poklesy a nástupy hladiny, porucha vodovodu, likvidace a nová realizace vrtů).

Hydrogeologický monitoring probíhal v geologickém prostředí, které je stručně popsáno v kapitole 6.1.2.

Režimní sledování pohybu hladiny podzemní vody probíhalo podle projektu 1 x měsíčně v hydrogeologických vrtech, 1 x za dva měsíce v domovních studních). V případě nutnosti (např. při sledování úniku vody z poškozeného potrubí) bylo měřeno i v rozmezí dnů. Vybrané hydrogeologické vrty v definovaných hydrogeologických oblastech byly osazeny přístroji s kontinuálním záznamem hladiny podzemní vody s intervalem záznamu 10 min.

Významnou část hydrogeologického monitoringu zahrnovaly odběry a následné analýzy vzorků podzemní a odpadní vody. Analýzy byly provedeny v rozsahu úplného fyzikálně-

chemického rozboru, dále byly analyzovány vybrané chlorované uhlovodíky [CIU - hlavně na dichlorethen (DCE), trichlorethen (TCE), tetrachlorethen (PCE)] a byla provedena stanovení potřebná z hlediska kvality vypouštěné odpadní vody. Odběry vody probíhaly náběrem, pro stanovení odpadní vody náběrem i odčerpáním. Voda z vrtů byla analyzována dvakrát do roka (léto – zima; poté z klimatických důvodů přesunuto na jaro - podzim). Voda ze studní byla analyzována před zahájením stavby (podzim 2007) a před koncem řádného monitoringu (jaro 2011). Odpadní voda byla sledována podle projektu nebo podle požadavků objednatele.

Kvantitativní monitoring byl zaměřen na sledování kolísání hladiny podzemní vody v hydrogeologických objektech. Pro tento účel bylo získávání dat dané především měřením elektrokontaktním hladinoměrem pro vrty bez dataloggerů a domovní studny. Z vrtů osazených přístroji s kontinuálním záznamem hladiny byla nejdříve stahována data v intervalu 1 x za měsíc, později 1 x za 14 dní. Získaná data byla graficky zpracovávána a interpretována v průběžných zprávách a ve zprávách pro potřeby RAMO. Pro archivaci a následnou kontrolu byla všechna data zálohována na portálu BARAB. Obdobným způsobem bylo postupováno i při monitoringu kvality vody. Laboratorní protokoly byly primárně hodnoceny, anomálie nebo jiná závažná zjištění komentována v měsíčních zprávách. Skenované protokoly jsou rovněž uloženy na BARABu.

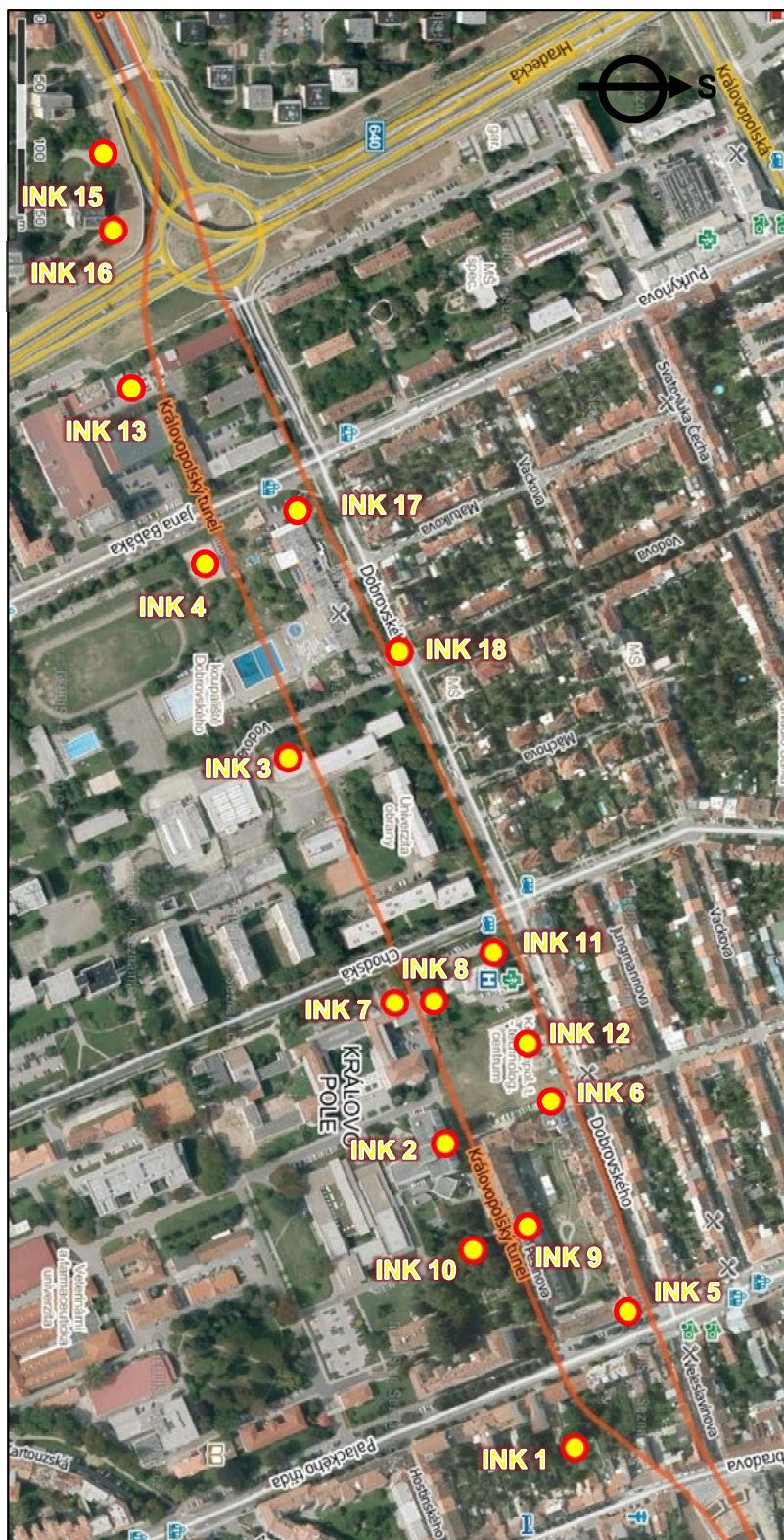
Ražená část tunelu byla realizována v neogenních jílech, ve kterých se podzemní voda vyskytovala pouze v izolovaných zvodních v polohách neogenních písků. Tento typ zvodnění je charakteristický velmi omezenou výměnou vody, prakticky bez proudění. Ražbou tunelu došlo k částečnému rozvolnění predisponovaných ploch a částečnému odvodnění stávajících hydrogeologických kolektorů. Z hlediska hydrogeologického režimu v oblasti to nemá prakticky dopad – k proudění podzemní vody zde nedochází. **Hydrogeologické poměry ve fluvialních sedimentech v nadloží nebyly ražbou ovlivněny.**

V ražené části tunelu došlo k ovlivnění hydrogeologických poměrů pouze v oblasti kontaktu ražené a hloubené části tunelu v oblasti Královopolského portálu.

6.2.3.2 *Inklinometrická měření*

Inklinometrická měření byla prováděna celkem na 34 inklinometrických vrtech, z toho 18 (vrty INK 1 až INK 18) byly v trase ražené části tunelů, ostatní byly v hloubených částech nebo sloužili pro sledování vývoje deformací podzemních stěn technologického centra.

Poloha jednotlivých vrtů je zaznačena schematicky na obrázku 6.47. Jejich hloubka se pohybovala od 17,5 m do 50,5 m. Vrty jsou vystrojeny speciální inklinometrickou pažnicí vybavenou dvěma dvojicemi navzájem kolmých drážek (roviny drážek procházejí osou vrtu) umožňujících co do orientace jednoznačně definovaný a reprodukovatelný pohyb měřicí sondy ve vrtu. Inklinometrická měření byla realizována dvousenzorovou (biaksiální) servo-inklinometrickou sondou.



Obr. 6.47: Orientační rozmístění inklinometrických vrtů v rámci ražené části Královopolských tunelů v Brně (zdroj podkladu: [a])

Metodika měření: v rámci jednotlivých souborů měření (tj. k jednotlivým datům měření) byl každý jednotlivý vrt proměřen nezávisle ve 4, resp. 2 polohách, a to současně a nezávisle s oběma senzory snímajícími úklon v navzájem kolmých směrech. Takto realizované měření umožňuje jednak sledovat stabilitu parametrů měřicí aparatury, jednak tak lze bezprostředně eliminovat případné hrubé chyby měření způsobené např. nečistotami usazenými v drážkách pažnice (i když je čistota drážek před zahájením každého měření zkontrolována, resp. obnovena průchodem „čisticí“ sondy, nelze přítomnost usazenin zcela vyloučit).

Měření byla uskutečněna s krokem 0,5 m, reprodukovatelnost polohy byla zajištěna koincidencí značek na kabelu se zarážkou na vrátku. Měření bylo prováděno v módu ručního spouštění aparatury. Tento způsob měření zajistil přesnost každého jednotlivého odečtu s chybou nepřevyšující 0,02 mm.

Inklinometrická měření byla uskutečňována v období leden 2008 až červen 2011, časový harmonogram byl určen projektem monitoringu, podle postupu výstavby však byl upravován. Měření stále omezeně pokračují v režimu záručního monitoringu.

Výsledky jsou prezentovány dvěma způsoby:

- ve formě složek deformace (měření v rovině A, měření v rovině B kolmé na rovinu A, velikost vektoru) pro jednotlivá data měření,
- ve vektorovém zobrazení.

Obecné zhodnocení výsledků inklinometrických a dalších měření v závislosti na použitelnost v rámci monitoringu podzemních staveb je uvedeno v následující kapitole č. 7, kde jsou také popsány provedená srovnání inklinometrických měření s dalšími typy provedených měření v rámci výstavby Královopolských tunelů v Brně. Grafické znázornění průběhu deformací vybraných inklinometrických sond v závislosti na průchodu ražby dílčích výrubů je součástí přílohy č. 1.

6.2.3.3 *Extenzometrická měření*

V rámci sledování výstavby Královopolských tunelů bylo osazeno celkem 5 nových extenzometrických vrtů. Vrty osazené extenzometrickými kotvami byly situovány s povrchu území v rovnoměrných vzdálenostech v celé délce obou tunelových trub. Vrty byly umístěny buďto nad půdorysem tunelové trouby, nebo ve vzdálenosti od min.1,5 po max.5,0 metrů od vnějšího obrysu výrubu.

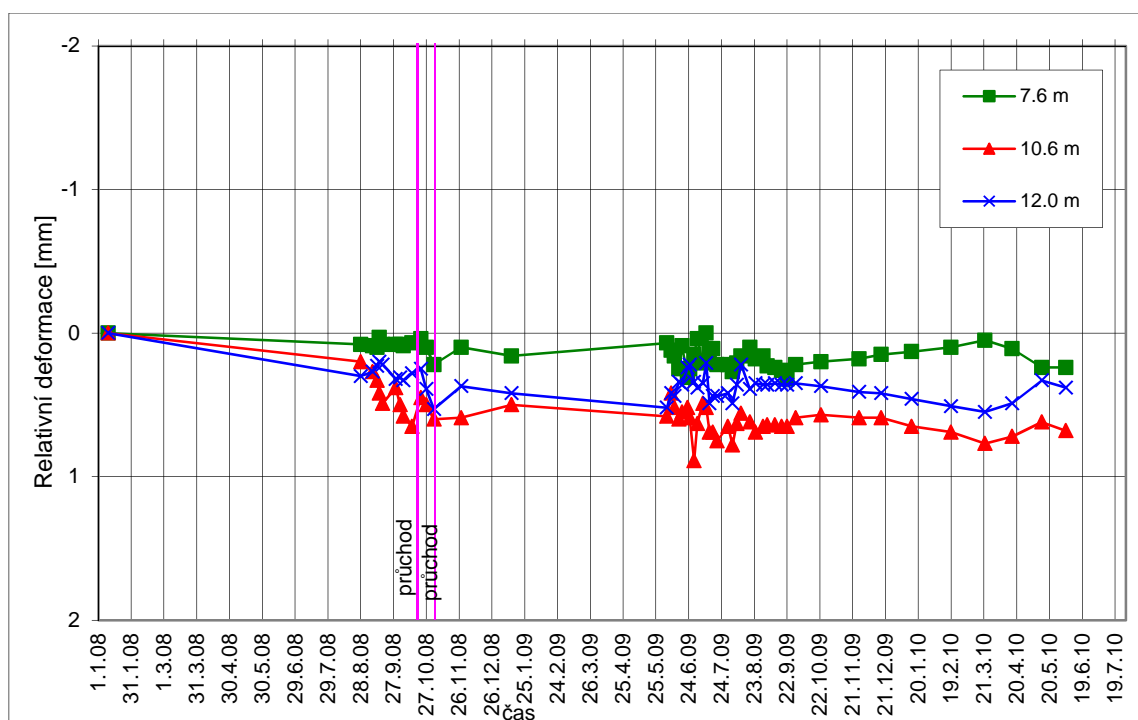
Extenzometrická měření slouží k měření absolutních posunů horninového masívu v horninovém prostředí podél vrtů. Byly zjišťovány svislé deformace v okolí výrubu. K extenzometrickým měřením pro sledování relativních posunů kořenu extenzometru vůči jeho zhlaví byly použity tyčové extenzometry z tepelně inertních materiálů.

Tyčové extenzometry byly ve sružených profilech osazeny do svislých monitorovacích vrtů vrtaných s povrchu terénu o průměru 150 mm. Po zapuštění se extenzometr zacementoval jílocementovou zálivkou a kořen se ve sledované úrovni zakotvil do okolního horninového prostředí. Zhlaví extenzometru je fixováno v ústí vrtu, kde je chráněno proti poškození a znečištění. Pro zjištění absolutních deformací bylo zhlaví opatřeno geodetickou značkou pro nivelační měření. Zhlaví je spojeno s kořenem sklolaminátovou tyčí vedenou v ochranné trubce, která umožňuje volný podélný pohyb tyče.

Ve stejném časovém okamžiku s měřením extenzometrů byla s povrchu určena nadmořská výška zhlaví na povrchu terénu metodou geometrické nivelace. Přesnost odečtu jednotlivých zhlaví extenzometrů je 0,05 mm. Přesnost měření velikosti deformace se udává $\pm 0,1$ mm.

Časový režim měření byl stanoven v takové četnosti, aby byl měřením ověřen plynulý vývoj svislých deformací těsně před přiblížením prvního výrubu, v období průchodu ražeb pod vrtem i následovně dlouhodobé ustalování tlaků a deformací.

Výsledky měření byly interpretovány jako časový vývoj poklesu na povrchu terénu a v jednotlivých sledovaných hloubkách.



Obr. 6.48: Relativní deformace kotev extenzometru I/1 s vyloučením deformace terénu [16]

Obdobně jako v případě inklinometrických měření jsou v následující kapitole č. 7 vyhodnocena vybraná extenzometrická měření v korelaci s konvergenčními měřeními.

Časový průběh deformací vybraných extenzometrických sond v závislosti na průchodu ražby dílčích výrubů je graficky znázorněn v příloze č. 1.

6.2.4. Geotechnický monitoring na povrchu – vliv ražby na okolí

Významná část prvků geotechnického monitoringu je zaměřena na sledování vlivu ražby tunelu na okolí. Tím je především míněno sledování vývoje poklesové kotliny a vlivu ražby na okolní objekty pozemní a inženýrské výstavby.

6.2.4.1 Nivelační měření bodů poklesové kotliny

Nivelační měření sloužilo ke sledování vývoje poklesových kotlin tunelů z hlediska času i prostoru a poskytovalo tedy základní informací pro pochopení i předvídání všech dalších průvodních jevů sledovaných na povrchu území dotčeného ražbou tunelů. Ke sledování výškových posunů sloužil systém pozorovacích bodů, které byly stabilizovány na terénu v profilech vedených napříč poklesovým kotlinám obou tunelů. Výškové body byly navrženy tak, aby byla zajištěná jejich maximální nezávislost na změnách klimatických podmínek během roku. Výjimečně byly některé body fixované pouze na povrchu (zpevněné plochy nad spleť kabelových vedení apod.) nebo jako dočasné body. Poloha profilů i jednotlivých bodů respektovala požadavky na podchycení celé předpokládané poklesové kotliny tunelů a na využití co možná největšího počtu stávajících bodů použitých pro stejný účel při ražbě štol.

Měření na těchto bodech byla prováděna s dodržováním zásad pro přesnou nivelaci. Měření byla připojena na výškový bod státní nivelace a síť pomocných pevných bodů po celém obvodu lokality umístěných na budovy s dostatečnou rezervou mimo dosah vlivů stavební činnosti. Výše popsaná metodika měření zaručuje přesnost $\pm 0,3$ mm na 1 km geodetického pořadu.

Byl navržen a realizován soubor 15 profilů o 12 až 15 bodech, celkem 211 bodů. Z nich bylo 152 bodů nově zřízených, ostatní byly zřízeny a použity již pro monitorování ražby štol s dalším využitím. U nově zřizovaných bodů respektovalo jejich skutečné umístění i polohu pozemních i nadzemních vedení inženýrských sítí, zeleň apod. a i podmínky ze strany vlastníka dotčeného pozemku. V průběhu akce byly některé body opravovány nebo v případě opravy reinstalovány, s operativním navázáním měření na předchozí posloupnost.

Měřické body byly pro jasnou a snadnou identifikaci označeny číslem profilu (přibližné staničení tunelů v metrech) a pořadovým číslem bodu v tomto profilu.

Rozsah (četnost) měření vycházel z projektu monitoringu, zohledňoval však rozdílný postup ražby každého z tunelů, což bylo umožněno pracovním rozdělením každého profilu na část příslušející k tunelu I, resp. II. Základním intervalem periodických měření byl v průměru jeden měsíc po celou dobu stavby, resp. po dobu vývoje deformací. První – „nulté“ – měření proběhlo na každém profilu v době, kdy byla čelba (resp. rozšiřování průřezu) minimálně 100

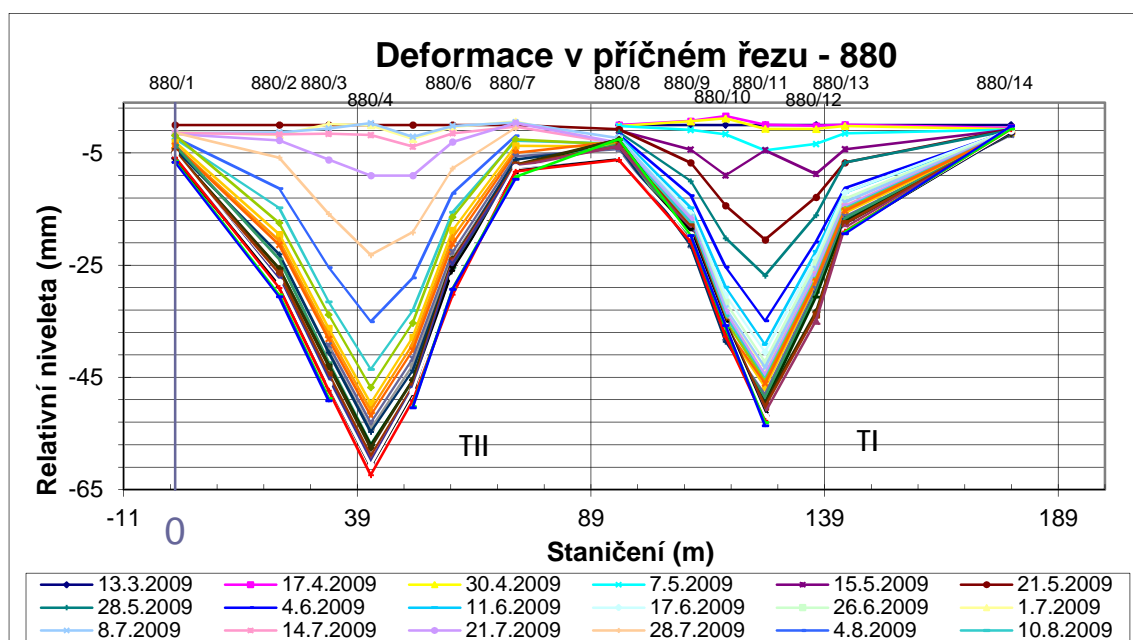
m před tímto profilem. Další měření bylo provedeno při vzdálenosti 50 m před čelbou (na základě zkušeností později změněno na odstup 20 m). Poté byl interval měření zahuštěn na týdenní po dobu, než byl celý uzavřený průřez minimálně 50 m za měřeným profilem, následně dvoutýdenní interval po dobu dvou měsíců a pokračoval standardní interval 1 x měsíčně a po zbudování definitivní obezdívky tunelu v daném úseku už j1 x kvartálně. Intervaly měření byly operativně upravovány v závislosti na vývoji deformací a dalších okolnostech (např. ražba technologických spojek, rozdílný postup ražby obou tunelů apod.).

Výsledky měření byly zpracovány jednak graficky (časový průběh změn nivelety bodů, vývoj příčného řezu), jednak tabelárně. Základním parametrem byla relativní niveleta bodu (t.j. změna od nivelety určené při prvním – „nulovém“ - měření).

U bodů převzatých z monitoringu průzkumných štol probíhalo vyhodnocení ve dvou režimech:

- kumulativní - v souboru dat bylo ponecháno původní „nulové“ měření i výběr charakteristických měření provedených v rámci ražby a provozování štol,
- diferenciální – bodům byl přiřazen nový nulový stav (konečné měření před výstavbou vlastních tunelů).

Kumulativní vyhodnocení umožňovalo sledování celkové deformace povrchu od průzkumných štol a vlastních tunelů, diferenciální vyhodnocení umožnilo zhodnocení vlivů samotné ražby tunelů.



Pozn: Znaménková konvence: - značí pokles bodu oproti nulovému měření, + značí zdvih bodu.

Obr. 6.49: Průběh poklesové kotliny v příčném řezu km 880, Královopolský tunel [16]

Je třeba upozornit na skutečnost, že u některých měřených řezů, profilů v oblasti mezi královopolskými portály a technologickým centrem je vývoj v čase ovlivněn i dalšími vlivy (tryskové a kompenzační injektáže, realizace mikropilotových dešťníků) a nevyjadřuje tedy jen vliv samotného výrubu. Dále je třeba vzít v úvahu, že některé body byly v průběhu sledování odstraněny vlivem stavební činnosti a jejich obnova již nebyla možná. Proto poslední naměřené údaje často nejsou konečnou informací o doznívání poklesů těchto bodů.

6.2.4.2 Nivelační, náklonoměrná a deformetrická měření

Pro sledování nadzemních objektů, u nichž lze předpokládat (nebo nelze vyloučit) možnost jejich negativního ovlivnění ze strany stavby tunelů, byla uplatněna kombinace tří nezávislých měření, která v součinnosti s ostatními činnostmi prováděnými v rámci geotechnického monitoringu (zejména prohlídky objektů) poskytovala objemný soubor informací o chování (tvarových změnách, vývoji poruch atd.) objektů v průběhu provádění i doznívání ražby tunelů.

Uplatněná metodika nivelačního, náklonoměrného a deformetrického měření splňuje veškeré nároky na požadovaný monitoring co se týče přesnosti, spolehlivosti a vypovídací schopnosti o chování objektů. Data poskytovaná tímto souborem měření byla kanceláří monitoringu dále využívána zejména pro dopočet sklonů mezi jednotlivými body daného objektu z hodnot nivelet a pro zařazení objektů do varovných stavů.

Celkem bylo sledováno 126 objektů, a to včetně devíti objektů, které byly přidány doporučením RAMO nad rámec navržených objektů v projektu geotechnického monitoringu. U všech 126 objektů nebyla použita kombinace uvedených tří způsobů sledování (nivelační + deformetrické + náklonoměrné měření), ale bylo dopředu určeno, který způsob bude na daném konkrétním objektu realizován.

Nivelační měření slouží ke zjištění výškových posunů pozorovacích bodů, které jsou stabilizovány na sledovaných objektech. Pozorovací body - speciální měřicí čepy - se instalují na vytipovaných místech objektů tak, aby byly pevně spojeny s nosnou konstrukcí. Jejich poloha byla zvolena tak, aby výsledky měření poskytly maximální možnou informaci o prostorovém chování objektu. Respektují tedy velikost objektu, jeho dispozici a případné členění dilatačními spárami, konstrukční provedení i polohu vůči předpokládaným poklesovým kotlinám obou tunelů a také i postoje vlastníků nemovitosti. Body byly stabilizovány do spodní vnější části obvodového zdiva, v ojedinělých případech, kdy byla měřená místa obtížně přístupná, byly hřebové značky nahrazeny stupnicemi s čárovým kódem (stacionární náhrada nivelačních latí).

Rozsah (četnost) měření vycházel z projektu monitoringu, avšak zohledňoval rozdílný postup ražby každého z tunelů i další dodatečné požadavky. Na objektech ovlivňovaných pouze jedním z tunelů byl režim měření nastaven podle postupu ražby příslušné tunelové trouby. U objektů mezilehlých se však měření zpočátku překrývala (dvojitý harmonogram). Bylo snahou

zhotovitele měření celkový rozsah této činnosti i přesto nenavyšovat. Základním intervalem periodických měření byl v průměru jeden měsíc po celou dobu stavby, resp. po dobu vývoje deformací. Režim měření byl vázán na postup ražby tunelů, stejně jako v případě měření nivelačních bodů poklesové kotliny (viz předchozí podkapitola 6.2.4.1).

Vyhodnocení bylo prováděno obdobným způsobem jako v případě měření bodů poklesové kotliny. Tento způsob je také popsán v předcházející podkapitole 6.2.4.1.

Výsledky nivelačních měření poskytovaly přímou a přesnou informaci o výškových změnách sledovaných objektů a jejich časovém vývoji nejen ve vztahu k postupu ražby, ale i k dalším prováděným stavebním činnostem (vlivy realizace mikropilotových deštníků, tryskových nebo kompenzačních injektáží apod.). Hodnoty poklesů dobře korespondovaly s výsledky dalších monitorovacích metod uplatňovaných na nadzemních objektech. Při porovnání s poklesy terénu si reakce větších budov ponechává určitá specifika ve fázi čelního i bočního rozšiřování poklesové kotliny - v závislosti na tuhosti konstrukce startuje pokles přilehlých bodů s určitým zpožděním oproti deformacím terénu a první poklesy přilehlých bodů bývají provázány mírným zdvihem odlehlých bodů. S příčným rozšiřováním kotliny tyto odlišnosti postupně mizí. Oproti příčným řezům vedeným v terénu je na výsledcích sledování objektů patrný vývoj v závislosti nejen na postupu hranice poklesové kotliny v příčném směru, ale i ve směru osy tunelů.

Je třeba vzít v úvahu, že některé body byly v průběhu sledování odstraněny vlivem stavební činnosti a jejich obnova již nebyla možná. Proto poslední naměřené údaje zde nejsou konečnou informací o doznívání poklesů těchto bodů.

Měření **náklonů** slouží ke zjištění změn sklonu sledované stavební konstrukce. Pro měření sklonu posloužily přenosné klinometry, které se přikládají na měřicí body - masivní kovové přípravky opatřené dosedacími plochami. Ty jsou buď kolmé ke sledované konstrukci, nebo souběžné s nimi. Jejich poloha byla zvolena tak, aby výsledky měření poskytl maximální možnou informaci o prostorovém chování objektu. Respektují tedy velikost, dispozici, konstrukční provedení i polohu objektu vůči předpokládaným poklesovým kotlinám obou tunelů. Až na výjimky jsou náklonoměry orientovány ve směru kolmo a podélně k osám tunelů.

Současně s měřením náklonu je měřena i povrchová teplota zdiva pro eliminaci vlivu teplotní roztažnosti. Výše popsaná sestava umožňuje měření náklonů stavebních konstrukcí s úhlovým rozlišením 0,01 mm na 1m výšky konstrukce a v rozsahu ± 100 mm/m ($\pm 5^\circ$).

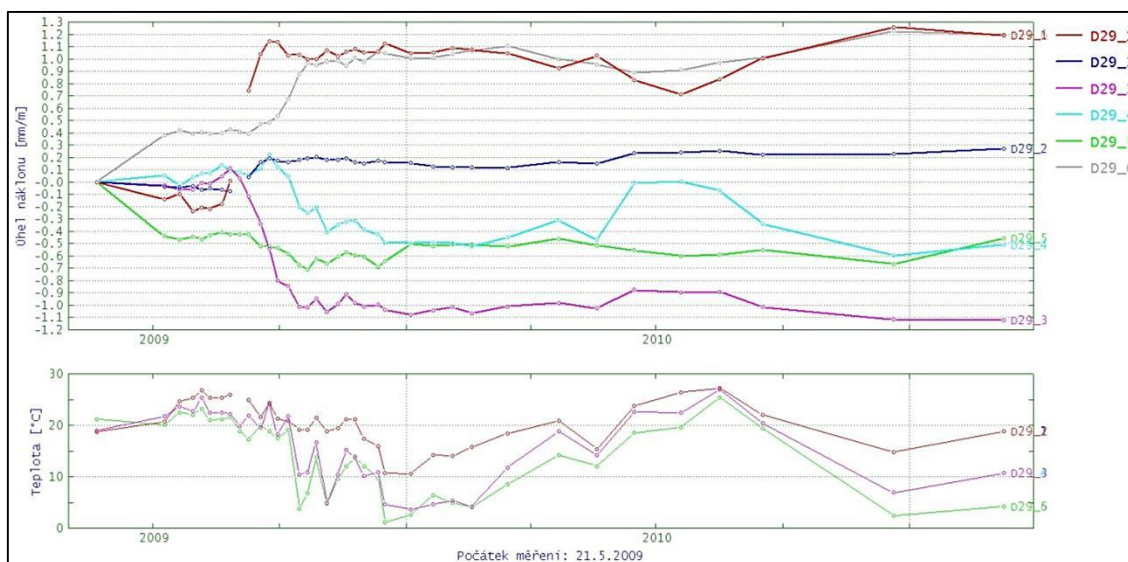
Pro četnost měření platí v plném rozsahu to, co již bylo popsáno v předchozím odstavci k nivelačnímu měření objektů.

Výsledky těchto měření poskytovaly velice přesnou a přímou informaci o změnách sklonu sledovaných konstrukcí vyvolaných nerovnoměrným poklesem objektu a jejich

časovém vývoji zejména ve vztahu k postupu ražby. Data byla kanceláří monitoringu dále využívána pro zařazení objektů do varovných stavů.

Z časových grafů je zřejmé postupné a víceméně nevratné naklonění budovy v příčném směru k ose tunelů, podélně osazené náklonoměry indikují nejprve naklání vstříc blížícímu se čelu kotliny a poté se navrácí zpět prakticky k výchozí poloze.

Zatímco tato přímá měření vypovídají o skutečném chování konstrukčního prvku, na němž je měřický bod osazen, a nemusí tudíž vypovídat o objektu jako celku, náklony dopočítávané z nivelací jsou hodnoty pouze teoretické, podávající spíše orientační informaci o celku bez ohledu na deformace jednotlivých konstrukčních prvků. Z toho důvodu se obě tyto hodnoty nemusí nutně shodovat.



Pozn.: Znaménková konvence: směr naklání bodu oproti nulovému měření vyjádřený znaménkem + nebo - je zřejmý z poznámky v záhlaví časového grafu ve vazbě na světové strany, přičemž se zjednodušeně předpokládá směr ulice Dobrovského východ - západ

Obr. 6.50: Měření náklonů, objekt Dobrovského 29 (koupaliště) [16]

Deformetrická měření slouží ke sledování změn v rozevření stávajících významných trhlin prostřednictvím měření vzdáleností dvou pevných bodů fixovaných ke sledované konstrukci po obou stranách trhliny.

Byl navržen a realizován soubor 185 nově sledovaných bodů umístěných podle doporučení z provedených pasportizací objektů nebo z průběžných prohlídek při realizaci tunelů, současně bylo od počátku sledování využito dalších 117 stávajících bodů z předchozího sledování průzkumných štol.

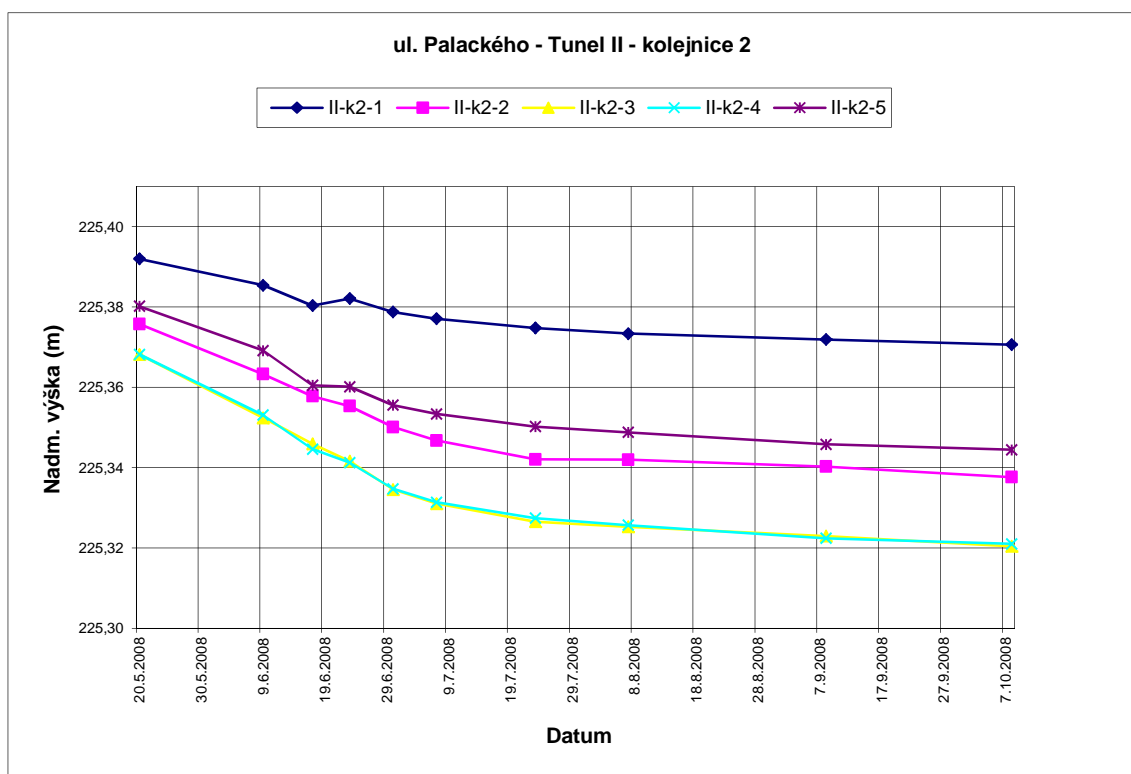
Krátkodobě byla touto metodou sledována i trhlina na kontaktu ostění tunelu I a podzemní stěny technologického centra.

Pro četnost měření platí v plném rozsahu to, co již bylo popsáno v předchozím odstavci k nivelačnímu měření objektů.

Z porovnání výsledků je zřejmé, že zatímco poklesy i naklánění objektů jsou nezbytnými projevy vývoje poklesové kotliny, ke vzniku nebo negativnímu rozvoji trhlin v konstrukcích nutně docházet nemusí a výrazně se zde uplatňuje tuhost objektu, jeho konstrukční uspořádání, míra předchozího vyčerpání deformační odolnosti apod. Proto má toto měření spíše doplňkový charakter.

V místech křížení ražených tubusů TI a TII s tramvajovou tratí byl na povrchu prováděn monitoring poklesů tramvajových kolejí. Jedná se o křížení ulice Dobrovského s Palackého třídou a křížení ulice Dobrovského s ulicí Jana Babáka. Měření bylo časově koordinováno podle aktuálního postupu ražby jednotlivých částí tubusů, tak aby pokrylo dobu před příchodem čel, jejich průchod a období po průchodu s dozníváním výškových pohybů.

Monitoring byl prováděn metodou přesné nivelace na předem rozměřených a vyznačených místech na jednotlivých kolejnicích (5 bodů na každé kolejnici). Tyto body pokrývaly šířku celého tunelového tubusu a nejbližší okolí. Celkově tak bylo monitorováno 40 bodů na 8 tramvajových kolejnicích.



Obr. 6.51: Měření poklesů tramvajových kolejí [16]

6.2.4.3 Sledování vývoje poruch na ohrožených nadzemních objektech

Sledování bylo realizováno jak pro nadzemní objekty přímo v poklesové kotlině, tak pro nadzemní objekty občanské výstavby v těsné blízkosti poklesové kotliny, v blízkosti obou portálů a v blízkosti objízdné trasy v průběhu výstavby.

Četnost prohlídek jednotlivých sledovaných objektů byla nastavena podle daných kritérií v realizačním projektu monitoringu. Základní interval činil jednu prohlídku měsíčně pro objekty v poklesové kotlině. U objektů mimo poklesovou kotlinu byly prováděny prohlídky v základním intervalu 1× ročně. V době průchodu ražby jednotlivých tunelových trub pod půdorysem objektu a v období bezprostředně následujícím byl tento základní interval na základě doporučení RAMO upraven na týdenní, resp. čtrnáctidenní režim. Další mimořádné prohlídky byly provedeny na základě výzvy investora. Jednalo se o objekty, u kterých byly hlášeny jejich vlastníky či správci jakékoliv poruchy, které by mohly mít souvislost s ražbou tunelů. Dále se mohlo jednat o ověření sporných nebo neočekávaných výsledků předchozích měření anebo ověření mimořádně zjištěných poruch budov.

Na základě výsledků nivelačních, náklonoměrných a deformetrických měření (viz předcházející podkapitola 6.2.4.2) byl při dosažení předem stanovených hodnot deformací sledovaný objekt zařazen do příslušné třídy varovných stavů. Dosažení kritéria, na základě něhož byl příslušný objekt zařazen do nepříznivějšího varovného stavu, bylo vždy ohlášeno investorovi a následně projednáno při nejbližším zasedání RAMO.

Výsledky všech prohlídek byly zpracovány ve formě protokolů, které byly následně zveřejňovány v informačním systému BARAB. Kopie protokolů byly na základě dohody předávány vlastníkům dotčených nemovitostí O všech významnějších skutečnostech (tzn. výraznějším rozvoji poruch a požadavcích majitelů na opravy) byly informováni odpovědní zástupci investora a zhotovitele. Rovněž byly tyto skutečnosti za příslušné období projednány na nejbližším zasedání RAMO. Řada poruch a požadavků vlastníků dotčených objektů byla bezodkladně řešena provizorními opravami, které prováděla skupina pracovníků zhotovitele stavby přímo k tomuto účelu zřízená.

Sledování a nivelační měření inženýrských sítí, vizuální kontrola technického stavu potrubí, hluková měření, měření vibrací působících na člověka

Nivelační měření slouží ke zjištění výškových posunů pozorovacích bodů, které jsou umístěny na vytypovaných povrchových znacích inženýrských sítí procházejících přes poklesovou kotlinu v zóně ohrožení. Umožnily sledování poklesů těchto nejvíce zranitelných inženýrských sítí v kontextu s postupem realizace tunelů a vývojem poklesové kotliny. Metodika měření je shodná s nivelačními měřeními popsány již v podkapitolách 6.2.4.1 a 6.2.4.2. Navíc se spolu s měřením prováděla i vizuální prohlídka přístupných částí sledovaného vedení.

Pro uvedené měření bylo zvoleno 50 ks šachet a armatur na hlavních kanalizačních a vodovodních řadech a kabelovodech.

Základním intervalem periodických měření byl v průměru jeden měsíc po dobu ražby tunelů v rozmezí polohy čelby resp. počátku rozšiřování průzkumných štol 50 m před a 100 m za sledovanou šachtou, tj. cca tři měsíční měření a kontrola stavu. Dále byl interval měření a sledování kvartální – min. tři další měření a kontrola stavu. První „nulté“ měření a zaznamenání stavu proběhlo na každém bodu (šachtě) v době, kdy byla čelba (resp. začátek rozšiřování profilu) minimálně 100 m před tímto bodem.

Výsledky těchto měření poskytovaly přímou a přesnou informaci o výškových změnách sledovaných objektů a jejich časovém vývoji nejen ve vztahu k postupu ražby, ale i k dalším prováděným stavebním činnostem. Hodnoty poklesů podle očekávání dobře korespondovaly s výsledky měření poklesu terénu v závislosti na odlehlosti sledovaných šachet od os tunelů.

Vizuální kontrola sloužila ke zjištění a zdokumentování technického stavu potrubí hlavních kanalizačních řadů vedených podélně nebo příčně v území dotčeném poklesy od ražby tunelů v zóně ohrožení. Kontroly byly prováděny vizuálně vstupem provádějícího pracovníka do šachet kanalizačních řadů a odtud prohlídkou přilehlých úseků zaústěných potrubí – vzhledem k tomu, že všechna potrubí jsou neprůlezná, omezovala se prohlídka stok na kontrolu pohledem z šachet. Podrobnější videodokumentace celých kanalizačních řadů byla zajišťována u specializovaných firem mimo rámec geotechnického monitoringu. Zjištěný stav (deformace, vady a poruchy konstrukcí, funkční nedostatky apod.) byl zaznamenán do protokolu a zdokumentován.

První kontrola šachty a přilehlých kanalizačních potrubí byla ve shodě s projektem monitoringu provedena po částečném uklidnění procesu poklesů a deformací, a to cca 5 měsíců po průchodu čelby.

Pouze v ojedinělých případech byla shledána souvislost stavu kanalizace se stavbou (lokální porušení šachet od injektážních prací, funkční poruchy vlivem změny podélného sklonu kanalizace napříč kotlinou), ostatní nálezy prohlídek souvisejí s opotřebením a životností konstrukcí.

Na základě několika akustických měření uskutečněných při ražbě průzkumných štol se nepředpokládalo zatížení nadzemní zástavby ražbou tunelů a **měření hluku** byla proto zpočátku orientována pouze na monitorování vlivů ostatních s ražbou souvisejících činností zhotovitele na povrchu a při portálech podzemních staveb.

Noční práce v tunelech, zejména pak činnosti spojené s bouráním částí provizorní obezdívky, si však vyžádaly některá další měření kontrolující podpovrchové práce v tunelech.

V dokumentaci RDS byly stanoveny kritické oblasti a místa, kde se počítalo s měřením hluku ve venkovním chráněném prostoru staveb. V průběhu výstavby byl podle aktuální situace soubor stanovišť rozšiřován, v některých případech bylo prováděno i měření ve vnitřním chráněném prostoru staveb, výjimečně i v noční době.

Četnost hlukových měření během výstavby byla plánována v průměru jedenkrát za kvartál až jedenkrát za půl roku – celkem 22 měření na každém stanovišti pro celou dobu výstavby. Skutečný režim i četnost měření na konkrétních stanovištích byl přizpůsoben aktuální situaci podle typu a délky prováděných stavebních prací, v reakci na stížnosti obyvatel apod.

Výsledky měření byly od začátku zpracovávány v podobě přehledného protokolu pro každé stanoviště a každé měření a takto prezentovány na RAMO.

Pokud výsledky provedených měření ukazovaly překročení hygienických limitů, byla tato situace buď zdůvodněna (činnosti a technologie nezbytné a nenahraditelné, krátkodobé apod.) nebo bylo doporučeno dlouhodobější opatření ke snížení hlukové zátěže (protihluková stěna podél ul. Slovinské, výměny oken, vyloučení některých činností v noční době apod.).

Jelikož se brzy po zahájení ražeb tunelů začaly objevovat stížnosti na hluk i **seismické účinky (vibrace)**, šířící se z podzemních děl do obytných budov a narušujících tak zejména dobu nočního klidu (ražba tunelů probíhala ve dvousměnném provozu), bylo po doporučení RAMO rozšířeno seismické měření i na tuto problematiku.

První takto provedená měření (spojená s měřením vibrací ve vnitřním prostředí) byla cílena do budov, resp. bytů, odkud přicházely stížnosti. Na základě již prvních naměřených hodnot bylo rozhodnuto, že činnosti provázené zvýšenou hlučností a vznikem technické seismicity nebudou v nočních hodinách prováděny. Jednalo se prakticky výhradně o činnosti spojené s vybouráváním mezilehlých příček provizorní obezdívky mezi jednotlivými dílčími výrubu nebo s doplňováním ocelové výztuže do stávající obezdívky průzkumných štol. V průběhu ražeb prováděcí firmy přešly od užívání vibračních bouracích strojů k používání strojových hydraulických nůžek k rozpojování betonu i ocelových výztuh, čímž se situace výrazně zklidnila, a to i pro denní dobu.

Další měření mohla být prováděna již pouze v denní době při realizaci zmíněných bouracích prací. Proto již prakticky nedocházelo ke konfliktům s obyvateli blízkých budov, a hygienické limity byly dodrženy.

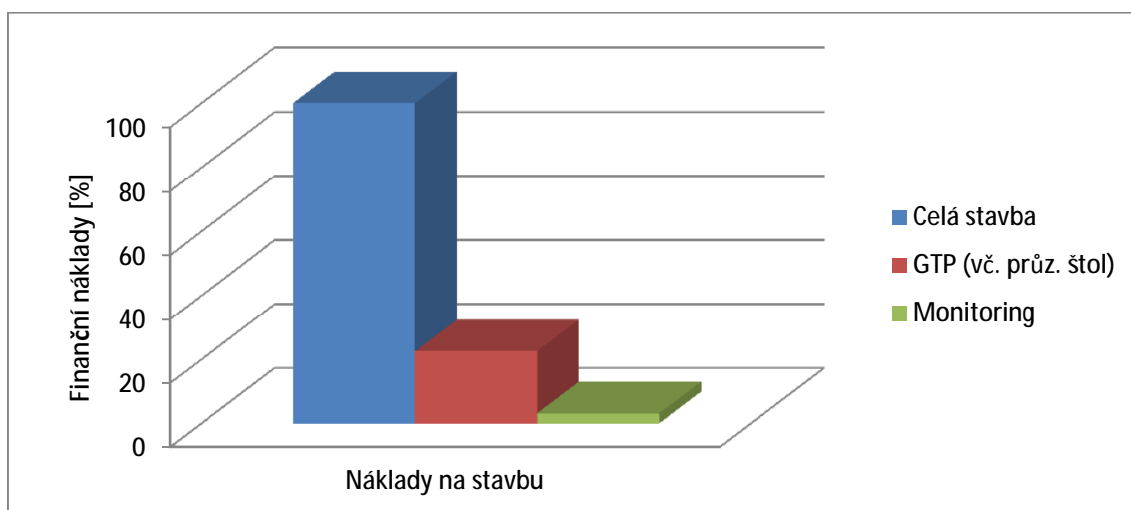
6.2.4.4 Zhodnocení geotechnického monitoringu ražby Královopolských tunelů v Brně

Problematika geotechnického monitoringu v rámci ražby Královopolských tunelů je značně obsáhlá. Byly realizovány celé skupiny měření, jejichž jednotlivé výsledky byly sofistikovaně zpracovány. Celkově lze konstatovat, že systém monitoringu nebyl optimalizován na rozsah

provedeného GTP. Realizované geotechnické sledování výstavby bylo provedeno v rozsahu, který by odpovídal zredukovanému GTP, jak je uvedeno v kapitole 6.1.2.6.

Na obranu rozsáhlosti geotechnického sledování je však nutno říci, že tunel byl ražen v problematických geologických podmínkách neogenních jíílů v husté městské zástavbě a s nízkým nadložím. Většina měření geotechnického monitoringu byla orientovaná na sledování objektů v nadloží tunelu. Není vyloučeno, že některá měření byla, s odstupem času, prováděna zbytečně. Nicméně oprávněné obavy investora i projektanta, vztažené k účinkům ražby na povrchovou zástavbu, může i tato sledování ospravedlnit. Není předmětem této práce vyvracet nebo zdůvodňovat rozsah sledování objektů v nadloží tunelu. Optimalizace průzkumu a monitoringu je vázána na relevantnost a rentabilitu získaných dat vůči geotechnickému návrhu konstrukce a jejímu stavebně – inženýrskému provedení.

Diskutabilní je použití některých prvků geotechnického monitoringu v korelaci s kvalitou a důležitostí získaných dat. Touto problematikou se podrobně zabývá následující kapitola č. 7. Závěry a doporučení ohledně optimalizace geotechnického průzkumu a monitoringu jsou shrnuty v závěrečné kapitole č. 8.



Obr. 6.52: Porovnání finančních nákladů na stavbu, GTP a monitoring v rámci Královopolských tunelů v Brně

7. Progresivní vyhodnocení naměřených dat, srovnání s předpoklady výpočtu

V této kapitole bude předložen progresivní způsob vzájemného porovnání dat získaných z měření vybraných prvků monitoringu. Jeho účelem je zejména ukázat ne příliš účelné měření konkrétních vybraných prvků monitoringu. Na základě vyhodnocených dat bude následovat doporučení ohledně úpravy počtu, případně typu, monitorovacích prvků. Současně budou vybraná měření podrobena korelaci s předpoklady geotechnického návrhu konstrukce.

7.1. Geotechnický výpočet

Geotechnický výpočet a návrh konstrukce ražené části tunelu byl realizován akciovou společností Amberg Engineering Brno, a to v letech 2001 – 2007. Výpočet byl proveden ve dvou etapách. Nejdříve byl realizován statický návrh ostění průzkumných štol, který byl později rozšířen o návrh ostění obou tunelů a to ve stupni projektové dokumentace pro stavební povolení (DSP). Pro návrh ostění tunelu v DSP byl použit výpočetní program FLAC, který pracuje na principu metody sítí. Použití tohoto programu není v ČR standardní, proto investor doporučil zhotoviteli statického výpočtu tento uskutečnit v programu, jehož výstupy budou pro oponenty návrhu srozumitelnější. Proto byl ve fázi RDS proveden návazně geotechnický výpočet v softwaru PLAXIS 2D, verze 8.4, který též pracuje na principu metody konečných prvků, ovšem jeho výstupy jsou mnohem srozumitelnější a vizuálně přijatelnější. Odpovědnými řešiteli geotechnických výpočtů byly Ing. J. Pechman (FLAC) a Ing. L. Kosík (PLAXIS).

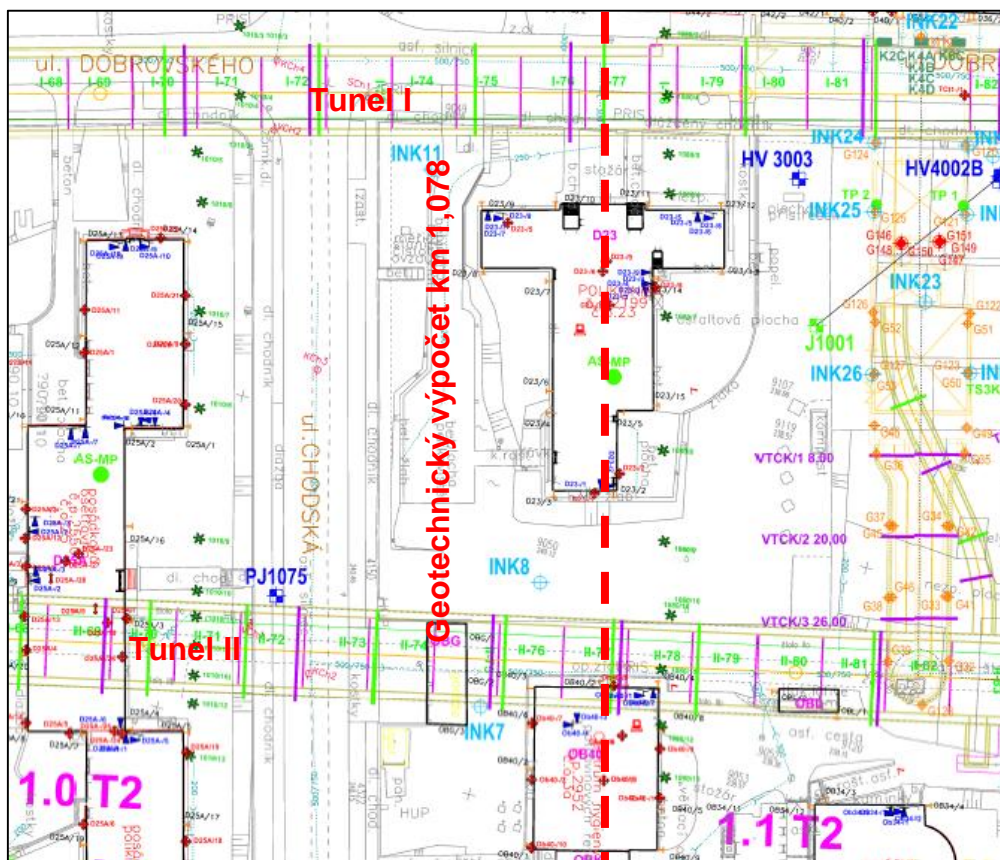
Pro účely této práce je použit geotechnický model zpracovaný v říjnu 2007 Ing. Kosíkem (Amberg Engineering Brno, a.s.) v programu PLAXIS. Jako reprezentativní byl vybrán řez v km 1,078 v základním profilu tunelu. Schematická situace umístění řezu je na obrázku č. 7.1.

7.1.1. Principy geotechnického výpočtu

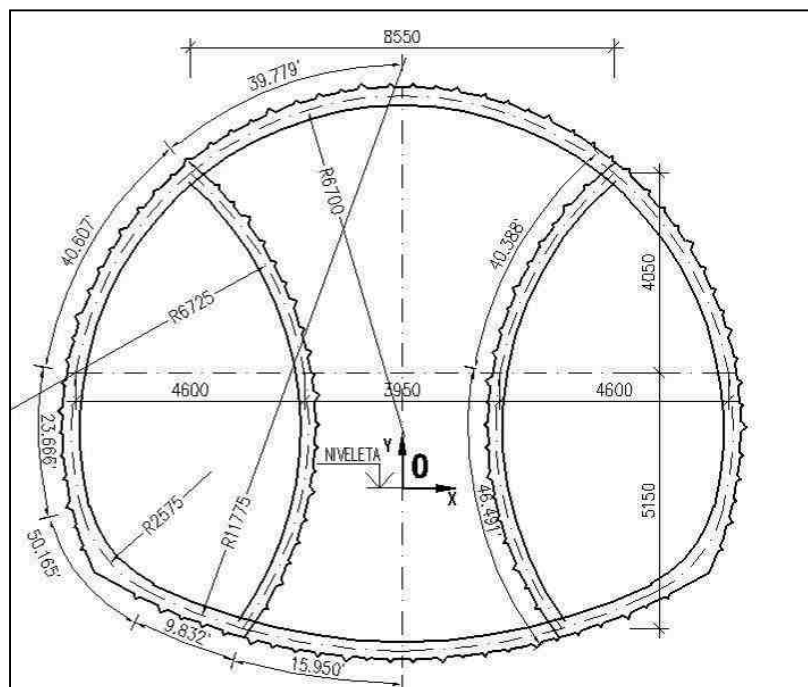
Prezentován je geotechnický výpočet primárního ostění v km 1,078 v základním profilu tunelu. V rámci zjednodušení byl vybrán model ostění tunelu I, kde nebyly vyraženy průzkumné štoly. Součinitel bočního tlaku byl v modelu uvažován hodnotou $K_0=1,0$.

Primární ostění je v matematickém modelu řešeno jako prutová konstrukce, geometrické parametry ostění jsou vykresleny na obrázku 7.2.

Ostění je navrženo ze stříkaného betonu SB 25 /typ II/J2, tj. stříkaný beton s konstrukční funkcí pevnostní třídy C20/25 s oborem nárůstu pevnosti J2. Pro vyztužení ostění budou použity svařované sítě jakosti SZ f 6,0x6,0 – 100x100. Délka stykování přesahem je stanovena 300 mm. Minimální krytí KARi sítě je 30 mm v líci konstrukce a 20 mm na rubu (směrem do horniny).



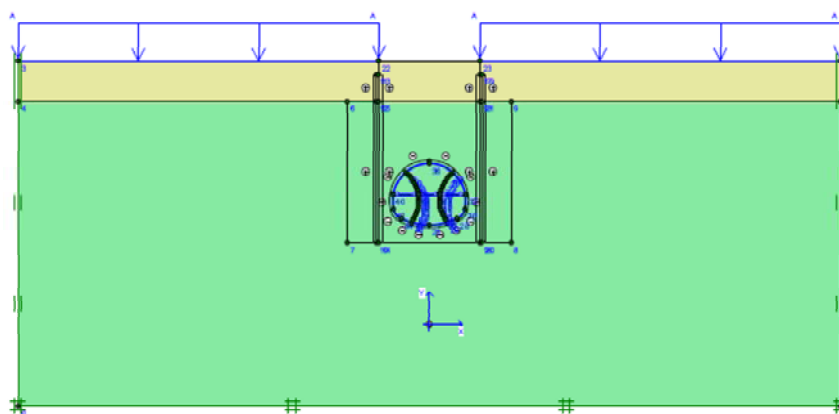
Obr. 7.1: Schematická situace umístění řezu geotechnického výpočtu [16]



Obr. 7.2: Geometrie primárního ostění [1]

Ocelovou tuhou výztuž primárního ostění tvoří po celé trase ražby válcované profily HEB 200 a HEB 240. Všechny ocelové spoje jsou vybaveny kotevními deskami. Jako spojovací prostředek slouží 4 VP šrouby M27. Výztužné oblouky z válcovaných nosníků HEB 200, HEB 240 jsou navrženy z oceli třídy Fe360.

Způsob primárního vyztužení výrubu je závislý na technologickém postupu výstavby členěným výrubem. Celková tloušťka primárního ostění uvažovaná ve statickém výpočtu je 350 mm.



Obr. 7.3: Geometrie výpočtového modelu [1]

Tuhost primárního ostění v závislosti na čase (ve dnech od zabudování výztuže) je shrnuta v následující tabulce 7.I.

Tabulka 7.I: Tuhost primárního ostění (převzato z [1])

no.	Identification	EA	EI	w	v
		[kN/m]	[kNm ² /m]	[kN/m/m]	[-]
1	A_350_01	4,038E6	38490,00	8,75	0,15
2	A_350_05	5,954E6	58320,00	8,75	0,15
3	A_350_06	6,106E6	59890,00	8,75	0,15
4	A_350_10	6,475E6	63690,00	8,75	0,15
5	A_350_11	6,535E6	64310,00	8,75	0,15
6	A_350_15	6,715E6	66160,00	8,75	0,15
7	A_350_16	6,749E6	66510,00	8,75	0,15
8	A_350_20	6,861E6	67660,00	8,75	0,15
9	A_350_21	6,884E6	67900,00	8,75	0,15
10	A_350_28	7,009E6	69180,00	8,75	0,15
11	B_300_01	3,653E6	30730,00	7,50	0,15
12	B_300_05	5,295E6	43770,00	7,50	0,15
13	B_300_06	5,426E6	44790,00	7,50	0,15
14	B_300_10	5,742E6	47240,00	7,50	0,15
15	B_300_11	5,794E6	47650,00	7,50	0,15
16	B_300_15	5,948E6	48840,00	7,50	0,15
17	B_300_16	5,977E6	49070,00	7,50	0,15
18	B_300_20	6,073E6	49810,00	7,50	0,15
19	B_300_21	6,092E6	49960,00	7,50	0,15
20	B_300_28	6,199E6	50790,00	7,50	0,15
21	C_240	2,226E6	23650,00	0,83	0,00

Ve vyšetřovaném profilu v nadloží tunelu dominují spraše a sprašové hlíny - prachovité a jílovité hlíny s převážně nízkým podílem jemnozrnné a střednozrnné klastické příměsi. Podle

klasifikace ČSN 73 1001 (neplatná, v současné době tuto klasifikaci převzala norma ČSN 73 6133) náleží tyto zeminy převážně do tříd F6 CI, CL. Geotechnické vlastnosti spraší a sprašových hlín v prostoru ražených částí mohou mít vliv pouze na velikost a tvar poklesové kotliny vznikající v důsledku ražení podzemních výrubů.

Tabulka 7.II: Geotechnické vlastnosti pokryvných útvarů (převzato z [1])

V následující tabulce jsou shrnuty vlastnosti zadané při výpočtu: Mohr-Coulomb Type		Kvarterní pokryv Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	17,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	18,00
k_x	[m/day]	1,000
k_y	[m/day]	1,000
e_{init}	[-]	1,000
c_k	[-]	1E15
E_{def}	[kN/m ²]	10000,000
ν	[-]	0,400
G_{ref}	[kN/m ²]	3571,429
E_{oed}	[kN/m ²]	21428,571
c_{ref}	[kN/m ²]	10,00
ϕ	[°]	28,00
ψ	[°]	0,00

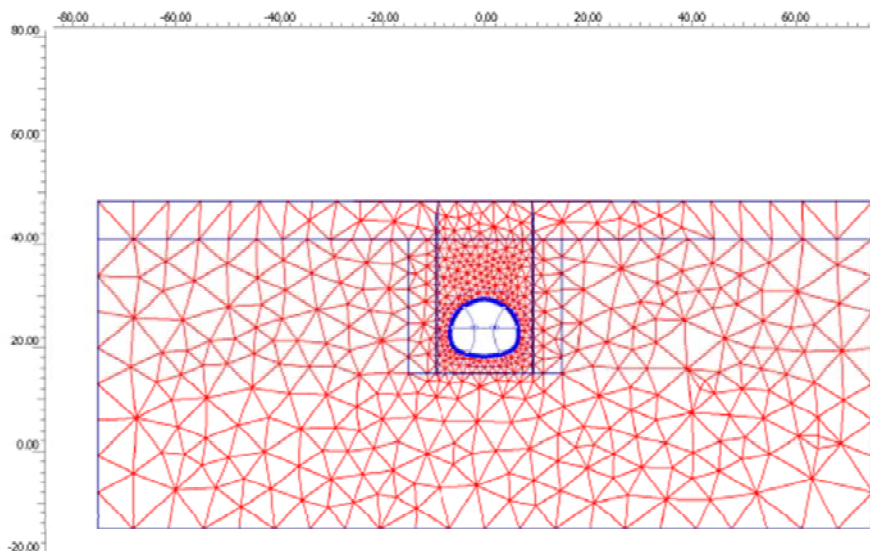
Horninový masiv je v hlubších polohách představován neogenními jíly, které byly modelovány Hardening-Soil konstitutivním modelem s vlastnostmi uvedenými v tabulce 7.III.

Pro výpočet primární napjatosti napětí byl uvažován součinitel bočního tlaku K_0 třemi hodnotami $K_0=0,8$; 1,0 a 1,20. Je tak zohledněn vliv reziduálních napětí a jejich variace v délce tunelu. Níže uvedené výsledky výpočtů jsou uvedeny pro $K_0=1,00$.

Tabulka 7.III: Geotechnické vlastnosti neogenních jíků (převzato z [1])

Hardening Soil		Jíl_HS
Type		UnDrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	17,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	18,60
k_x	[m/day]	0,0001
k_y	[m/day]	0,0001
e_{init}	[-]	0,50
e_{min}	[-]	0,00
e_{max}	[-]	999,00
c_k	[-]	1E15
$E_{\text{sg}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	6000,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	5000,00
power (m)	[-]	1,00
c_{ref}	[kN/m ²]	21,00
ϕ	[°]	19,00
ψ	[°]	0,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	24000,00
$\nu_{\text{ur}}^{(\text{nu})}$	[-]	0,200
p^{ref}	[kN/m ²]	100,00
$c_{\text{increment}}$	[kN/m ²]	0,00
Y_{ref}	[m]	37,50
R_t	[-]	0,90
$T_{\text{str.}}$	[kN/m ²]	0,00
R_{inter}	[-]	1,00
δ_{inter}	[m]	0,00

Výpočet je proveden jako geometricky nelineární – UPDATED MESH. Výpočet vnitřních sil pro posouzení únosnosti je proveden s redukovanými (výpočtovými) vstupními parametry prvků primárního ostění. Výpočet deformací je proveden separátně s neredukovanými hodnotami vstupních (normovými) parametrů prvků primárního ostění. Tento postup odpovídá použití součinitele zatížení při posuzování I. MS a při posuzování II. MS součinitel není zahrnut.



Obr. 7.4: Síť konečných prvků [1]

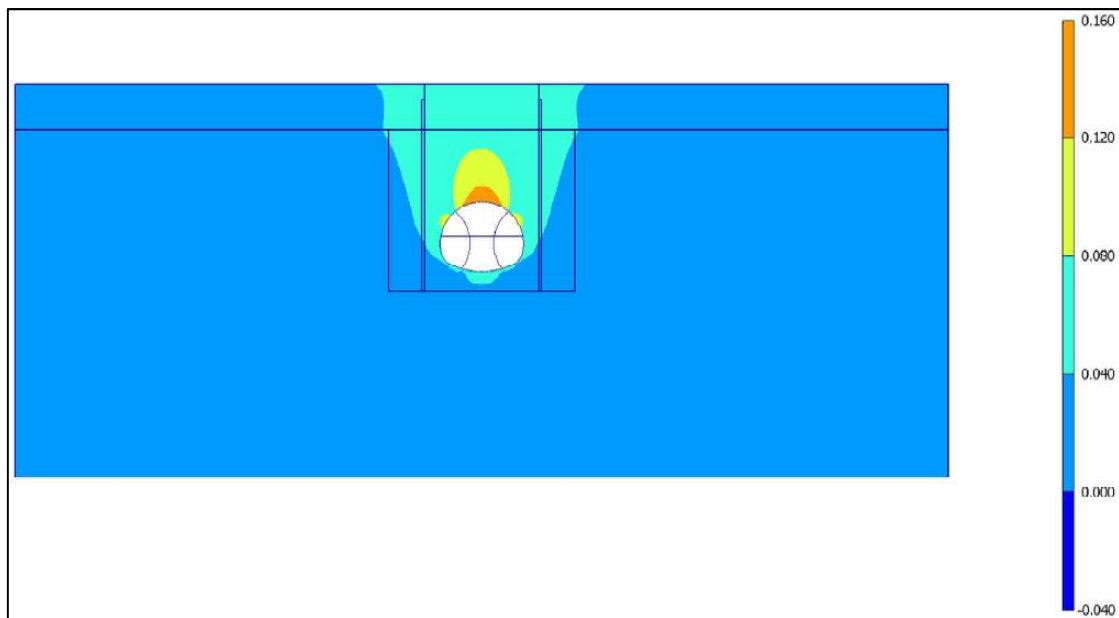
7.1.2. Výsledky geotechnického výpočtu, tunel I, km 1,078

Není účelem této práce interpretovat kompletní výsledky provedeného statického výpočtu. Výsledky budou uvedeny pouze pro vybrané fáze výpočtu. Výpočet byl realizován v několika fázích, které simulovaly průběh výstavby tunelu a časový vliv konstrukce primárního ostění na deformace horninového masívu v jeho okolí. Jednotlivé výpočtové fáze jsou schematicky naznačeny v tabulce č. 7.IV. V tabulce chybí fáze 13, která simuluje stav jeden rok od zabudování ostění (který ovšem nikdy nenastane).

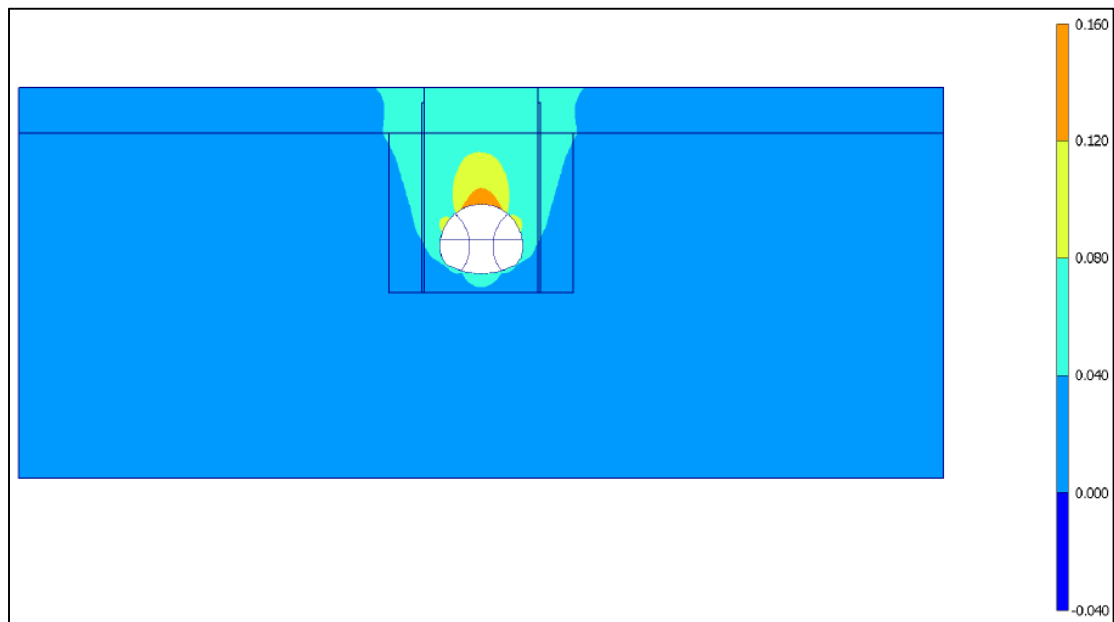
Pro srovnání s naměřenými hodnotami deformací, je důležitá fáze, kdy je již celý tunel vyražen a vyztužen primárním ostěním – fáze 11 a 12. Na následujících obrázcích jsou uvedeny získané deformace z matematického modelu horninového masívu v okolí výrubu 11 a 12 a deformace primárního ostění pro fázi 12. Hodnoty deformací na obrázcích 7.5 a 7.6 jsou v metrech.

Tabulka 7.IV: Fáze výpočtu (převzato z [1])

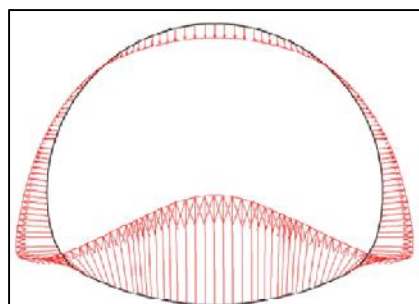
Fáze	Čas [dny]	Výrub	Popis	Díli výrub	Stáří ostění						
1	0		KONZOLIDACE MASIVU	1	-	7	11		OSTĚNÍ V 4	1	11 dní
				2	-					2	6 dní
				3	-					3	6 dní
				4	-					4	1 dní
				5	-					5	-
				6	-					6	-
2	0		VÝRUB 1	1	0 dní	8	15		VÝRUB 5	1	15 dní
				2	-					2	10 dní
				3	-					3	10 dní
				4	-					4	5 dní
				5	-					5	0 dní
				6	-					6	-
3	1		OSTĚNÍ V 1	1	1 den	9	16		OSTĚNÍ V 5	1	16 dní
				2	-					2	11 dní
				3	-					3	11 dní
				4	-					4	6 dní
				5	-					5	1 dní
				6	-					6	-
4	5		VÝRUB 2, 3	1	5 dní	10	20		VÝRUB V 6, ODSTRANĚNÍ STRANĚNÍ HORNÍCH ZEBER	1	20 dní
				2	0 dní					2	15 dní
				3	0 dní					3	15 dní
				4	-					4	10 dní
				5	-					5	5 dní
				6	-					6	0 dní
5	6		OSTĚNÍ V 2, 3	1	6 dní	11	21		ODSTRANĚNÍ DOLNÍCH ZEBER A ROZPER	1	21 dní
				2	1 den					2	16 dní
				3	1 den					3	16 dní
				4	-					4	11 dní
				5	-					5	6 dní
				6	-					6	1 den
6	10		VÝRUB 4	1	10 dní	12	48			1	28 dní
				2	5 dní					2	28 dní
				3	5 dní					3	28 dní
				4	0 den					4	28 dní
				5	-					5	28 dní
				6	-					6	28 dní



Obr. 7.5: Totální deformace, fáze 11 [1]

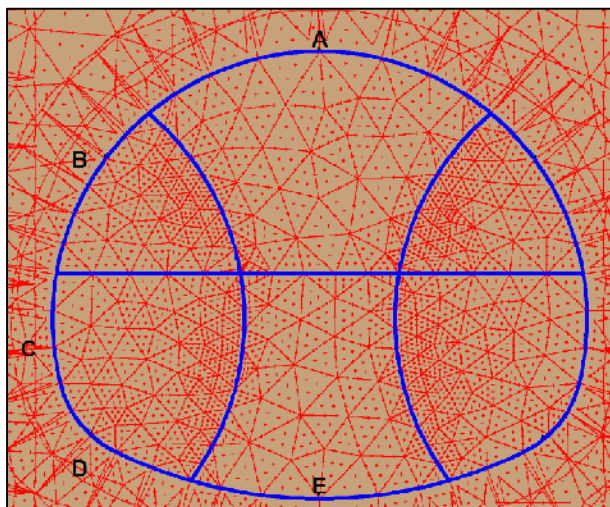


Obr. 7.6: Totální deformace, fáze 12 [1]



Obr. 7.7: Průběh totálních deformací na primárním ostění, fáze 13, $U_{tot,max} = 38,62 \text{ mm}$ [1]

Z výsledků realizovaného matematického modelu byly stanoveny předpokládané hodnoty deformací konvergenčních bodů ostění. Jejich umístění (obrázek č. 7.8) a předpokládané maximální a minimální hodnoty jsou přehledně zpracovány v tabulce č. 7.V.



Obr. 7.8: Umístění konvergenčních bodů v profilu, předpoklad dle projektu [1]

Tabulka 7.V: Deformace konvergenčních bodů ostění, tunel I (převzato z [1])

Bod	Po zkompletování ostění			1 rok po zkompletování		
	U	U _x	U _y	U	U _x	U _y
A	26	0	26	31	0	31
B	79	43	66	78	42	66
C	39	28	27	25	-13	28
D	36	32	17	25	21	14
E	15	0	15	54	0	54

Pozn.: znaménková konvence: + deformace dovnitř tunelu, - deformace ven z tunelu.

Výpočet na stejném principu s obdobnými výsledky byl proveden také na tunelu II v profilu km 1,070. Pro úplnost uvádíme pouze tabulku s maximálními a minimálními předpokládanými hodnotami deformací konvergenčních bodů profilu (tabulka č. 7.VI).

Tabulka 7.VI: Deformace konvergenčních bodů ostění, tunel II (převzato z [1])

Bod	Po zkompletování ostění			1 rok po zkompletování		
	U	U _x	U _y	U	U _x	U _y
A	-	0	-	-	0	-
B	66	38	54	67	39	55
C	30	29	8	20	19	6
D	30	29	8	15	10	11
E	14	0	14	51	0	51

Pozn.: znaménková konvence: + deformace dovnitř tunelu, - deformace ven z tunelu.

7.2. Srovnání dat vybraných měření

V rámci vypracování dizertační práce bylo provedeno porovnání získaných dat vybraných měření prvků monitoringu Královopolských tunelů v Brně za účelem názorného dokázání jejich účinnosti a rentability.

Porovnána byla konvergenční měření ve vybraných profilech s výsledky extenzometrických a inklinometrických měření. Aby byla naměřená data srovnatelná, museli být vybrány takové konvergenční profily, v jejichž těsné blízkosti (či přímo v profilu) se nacházejí inklinometrické a extenzometrické vrty. Vybrané porovnávané prvky jsou přehledně shrnuty v následující tabulce č. 7.VII.

Tabulka 7.VII: Srovnávané prvky monitoringu

Tunel I			Tunel II		
Konvergenční profil	Inklino	Extenzo	Konvergenční profil	Inklino	Extenzo
KVG TI/816	18		KVG TII/634		EXTII/6
KVG TI/1360		EXTI/1	KVG TII/1055	7	
			KVG TII/1250	9	
				10	

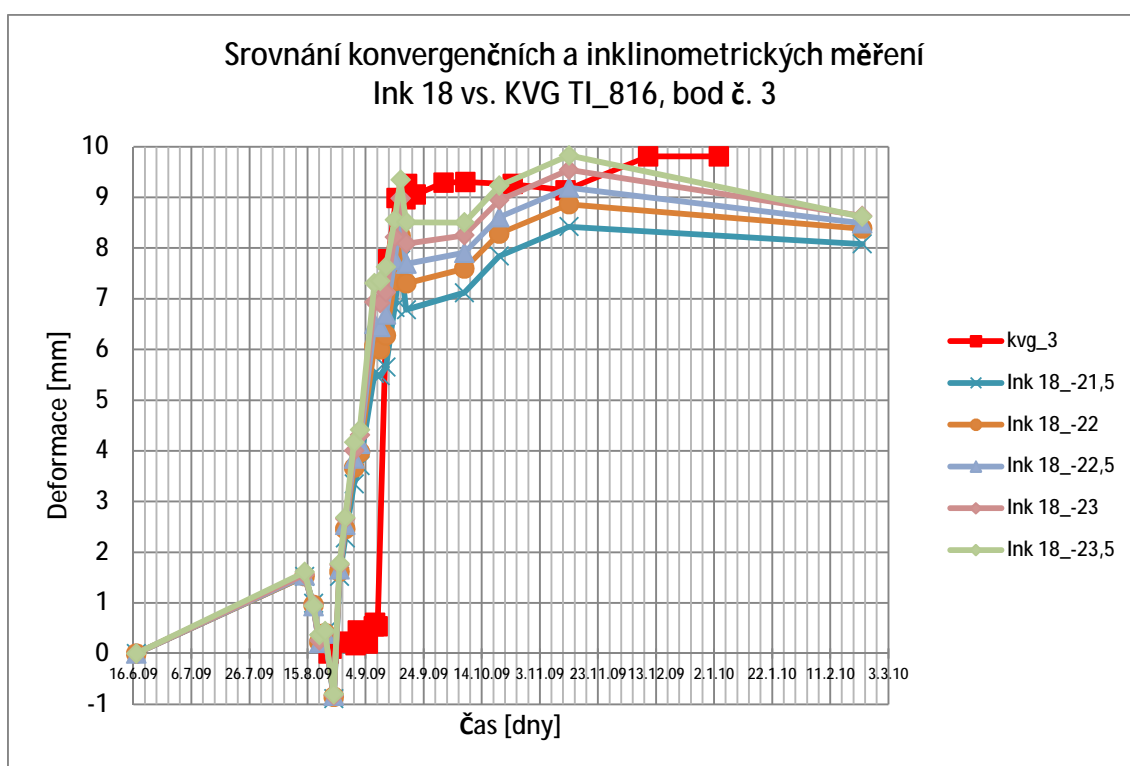
U všech vybraných extenzometrických a inklinometrických vrtů byly pro přehlednost zpracovány časové diagramy průchodu jednotlivých čeleb místem prvku. Tyto časové snímky jsou součástí přílohy č. 1. Před samotným časovým snímkem je umístěn náčrt polohy vybraného prvku vůči profilu tunelu (řez) a výřez situace s umístěním prvku. Časové diagramy jsou zpracovány po dnech, kdy byl ten konkrétní prvek měřen a jsou vždy doplněny grafem vývoje měřených deformací. Z časových snímků je tak patrné, v jaké vzdálenosti čelby dílčího výrubu od prvku monitoringu tento reaguje projevem deformací.

7.2.1. Srovnání konvergenčních a inklinometrických měření

Princip konvergenčních i inklinometrických měření je popsán v kapitole č. 5, způsob provádění těchto měření na konkrétní stavbě Královopolských tunelů je pak uveden v kapitole č. 6. Porovnání získaných hodnot z těchto dvou měření proběhlo vždy pro dva konkrétní body konvergenčního výrubu. Buď se jednalo o bod 2 a 4, nebo 3 a 5, dle toho, kde se inklinometrický vrt vůči profilu tunelu nacházel. Z dat monitoringu Královopolských tunelů není zřejmé, v jaké hloubce pod povrchem se ten daný bod konvergenčního profilu nachází. Proto deformace konvergenčních bodů porovnávány s deformacemi inklinometrické pažnice v několika hloubkách.

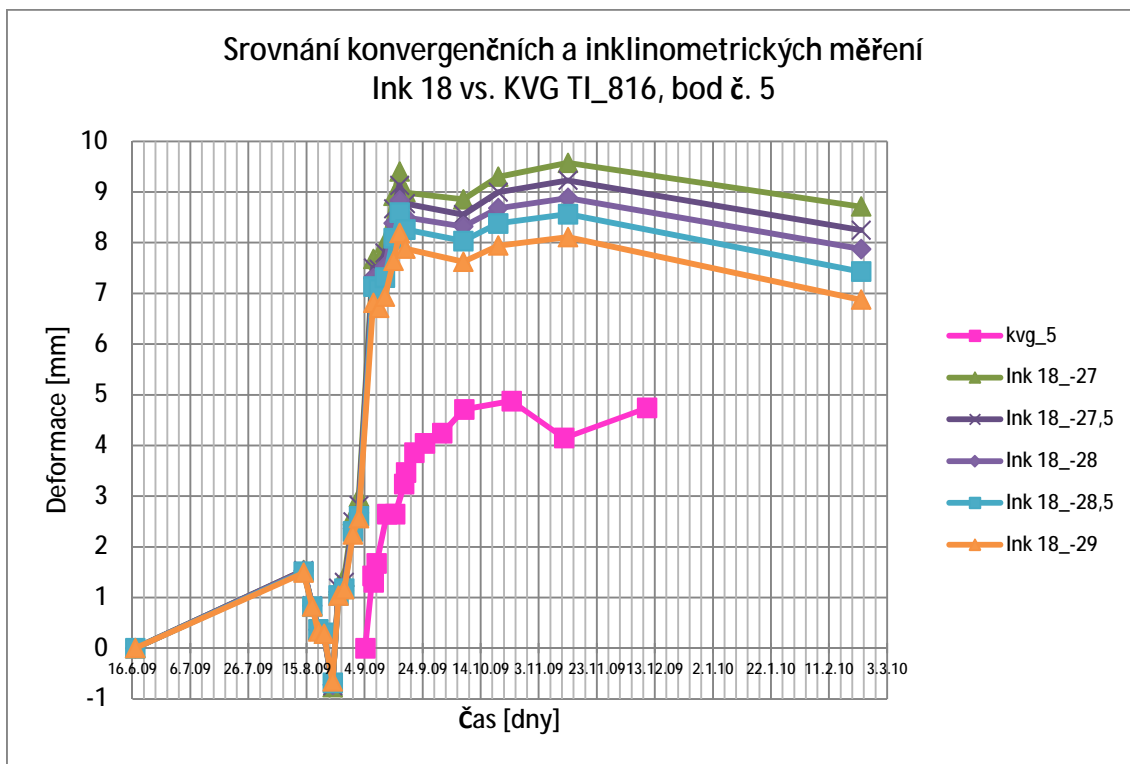
Srovnávány v tomto případě byly hodnoty vodorovných deformací vztažené kolmo k ose tunelu. Kladné znaménko znamená, že deformace se propagovala směrem do tunelu, záporná směrem opačným.

Porovnání je provedeno graficky a je součástí přílohy č. 3. Pro ukázkou výsledků a jejich názorné interpretace jsou na obrázcích 7.9 a 7.10 uvedeny grafy srovnání deformací získaných z měření vrtu INK 18 a KVG TI/816. Tento profil byl vybrán z vyhodnocovaného souboru jako reprezentativní. Všechny vyhodnocované vrty měly principiálně shodný průběh. Pod oběma, v následujícím textu uvedenými, grafy bude uvedena slovně interpretace vynesných hodnot zobecněná pro všechny řešené případy.



Obr. 7.9: Srovnání inklinometrických a konvergenčních měření, INK18 (hloubky 21,5 až 23,5 m pod terénem) a KVG TI/816, bod č. 3

Na obrázku 7.9 je vidět průběh deformací inklinometrické pažnice ve vrtu INK 18 v hloubkách 21,5 – 23,5 m pod terénem v korelaci s průběhem vodorovné deformace bodu č. 3 konvergenčního profilu TI/816. Z grafu je zřejmé, že tvar křivky průběhu deformací inklinometru a konvergenčního bodu je v podstatě shodný. Dokonce i velikost naměřených hodnot se příliš neliší, rozptýl se pohybuje v rozmezí jen cca 1 mm.



Obr. 7.10: Srovnání inklinometrických a konvergenčních měření, INK18 (hloubky 27,0 až 29,0 m pod terénem) a KVG TI/816, bod č. 5

Obrázek č. 7.10 ukazuje srovnání totožných prvků monitoringu ale pro konvergenční bod č. 5, čemuž odpovídá hloubka inklinometrických měření 20,7 – 29,0 m pod terénem. Z grafu je patrné, že tvar křivky vodorovných posunů inklinometrické pažnice a konvergenčního bodu je přibližně totožný, pouze dosažené hodnoty deformací jsou již značně rozdílné (v rozmezí okolo 4 mm). Tento jev lze vysvětlit způsobem namáhání ostění, kdy v úrovni konvergenčního bodu 5 se začíná vektor deformací otáčet směrem ven z tunelu (princiálně patrné z obrázku č. 7.7). Proto je tvar křivky průběhu vodorovných deformací přibližně totožný, zatímco velikosti deformací rozdílné.

Z grafů je také zřejmé, že maximální hodnoty deformací stanovené projektem a uvedené v tabulce 7.V pro body B a C (případně D) po zkompletování ostění i v čase jeden rok po jeho zabudování nebyly provedenými měřeními dosaženy. V tabulce 7.VIII jsou uvedeny maximální dosažené hodnoty vodorovných deformací srovnávaných prvků monitoringu s hodnotami předpokládanými z geotechnického modelu. Pro porovnání je vybrán vždy nejbližší řešený rez pro hodnotu $K_0=1,00$ v rámci [1].

Tabulka 7.VIII: Srovnání předpokladů výpočtu s naměřenými hodnotami, KVG a INK měření

<i>Srovnání předpokladů výpočtu s naměřenými hodnotami, konvergenční a inklinometrická měření</i>			B=2=3 [mm]	D=4=5 [mm]	
Tunel I	Výpočetní profil	1078	Ihned po zabudování	43,0	32,0
			1 rok po zabudování	42,0	21,0
	Konvergenční profil	816		9,8	4,9
	INK	18		9,8	9,6
Tunel II	Výpočetní profil	1070	Ihned po zabudování	38,0	29,0
			1 rok po zabudování	39,0	10,0
	Konvergenční profil	1055		13,7	1,5
	INK	7		14,7	19,8
Tunel II	Výpočetní profil	1070	Ihned po zabudování	38,0	29,0
			1 rok po zabudování	39,0	10,0
	Konvergenční profil	1250	Body 3 a 5	4,4	10,8
	INK	9		6,4	9,7
	Konvergenční profil	1250	Body 2 a 4	14,2	1,2
	INK	10		6,1	3,6

Z tabulky 7.VIII je zřejmé, že naměřené hodnoty **nepřekročily** hodnoty předpokládané výpočtem.

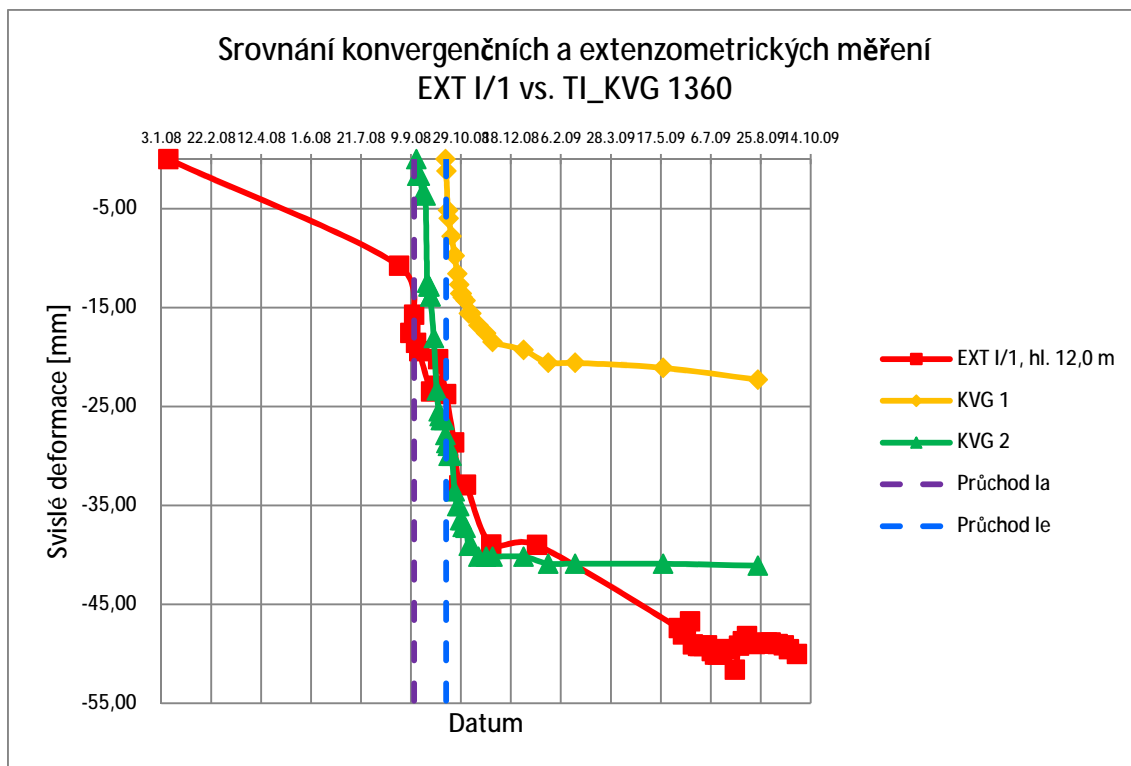
7.2.2. Srovnání konvergenčních a extenzometrických měření

Obdobně jako v případě porovnání naměřených hodnot vodorovných deformací bodů konvergenčních profilů a inklinometrických sond bylo toto porovnání provedeno i pro případ extenzometrů. V tomto případě byly ovšem srovnávány hodnoty svislých deformací, v případě bodů konvergenčního profilu se jednalo o sedání. Kromě konvergenčních bodů č. 2 a 4, příp. 3 a 5, byl do vyhodnocení zahrnut také bod umístěný ve vrcholu kaloty č. 1.

V každém tunelu bylo nalezeno pouze jedno vhodné místo, kde je v blízkosti konvergenční profil s extenzometrem. Z extenzometrických kotev byla vybrána ta kotva, která se nachází nejbližše tunelu, případně nejbližše srovnávaným konvergenčním bodům.

Vyhodnocení bylo provedeno graficky. Kompletní grafické vyhodnocení je součástí přílohy č. 4. Pro názornost jsou dále v textu na obrázku 7.11 a 7.12 uvedeny oba vyhodnocené grafy. Každý z nich bude patřičně okomentován a výsledky vyhodnocení interpretovány. Deformace

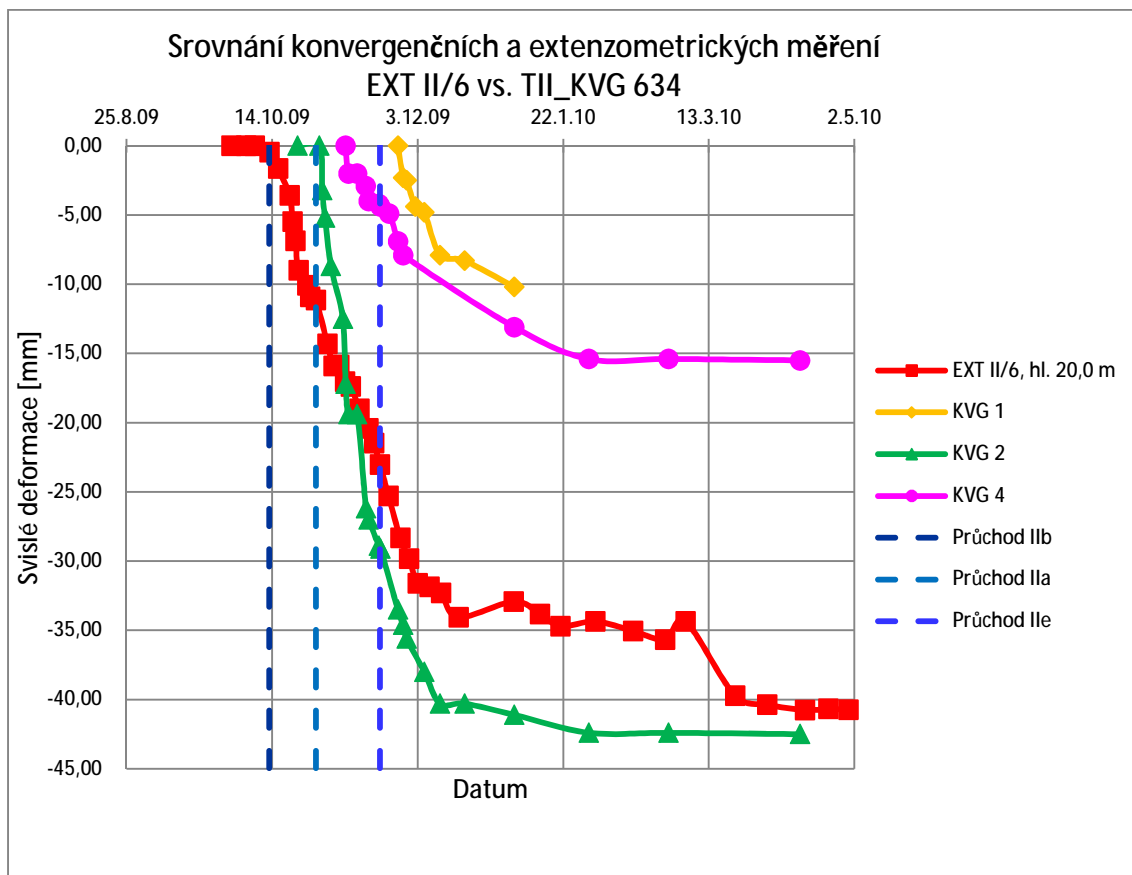
jednotlivých kotev extenzometrů jsou zde vyneseny jako celkové svislé posuny, tzn. včetně pohybu zhlaví extenzometru získaného přesnou nivelací na povrchu terénu.



Obr. 7.11: Srovnání extenzometrických a konvergenčních měření, EXT I/1 (hloubka 12,0 m pod terénem) a KVG TI/1360, body č. 1 a 3

Z grafu na obrázku 7.11 je zřejmé, že svislý pohyb extenzometrické kotvy v hloubce 12,0 m nejlépe koresponduje se svislým pohybem konvergenčního bodu 2. Lze konstatovat, že charakter křivky deformací je obdobný, zatímco velikost dosažených deformací je od určité doby rozdílná. V tomto případě došlo téměř k zastavení deformací obou sledovaných bodů konvergenčního profilu. Tuto skutečnost je možno připsat uzavření celkového profilu po vyražení všech dílčích výrubů.

Obdobné chování, jako bylo popsáno v předchozím odstavci, je patrné i z vyhodnocení provedeného v případě tunelu II (viz obr. 7.12). Zde ovšem hodnoty deformací sledovaného konvergenčního bodu č. 2 mírně přerostly hodnoty svislých posunů extenzometrické kotvy v hloubce 20,0 m pod terénem, což je pravděpodobně dáno vzdáleností kořene kotvy od sledovaného bodu.



Obr. 7.12: Srovnání extenzometrických a konvergenčních měření, EXTII/6 (hloubka 20,0 m pod terénem) a KVG TII/634, body č. 1, 2 a 4

V následující tabulce č. 7.IX je přehledně zpracováno srovnání naměřených dat s předpoklady geotechnického modelu.

Tabulka 7.IX: Srovnání předpokladů výpočtu s naměřenými hodnotami, KVG a EXT měření

<i>Srovnání předpokladů výpočtu s naměřenými hodnotami, konvergenční a extenzometrická měření</i>			B=2=3 [mm]	D=4=5 [mm]	
Tunel I	Výpočetní profil	1078	Ihned po zabudování	66,0	17,0
			1 rok po zabudování	66,0	14,0
	Konvergenční profil	1360		41,1	-
	EXT	I/1	Hloubka 12,0 m	51,6	
Tunel II	Výpočetní profil	1070	Ihned po zabudování	54,0	8,0
			1 rok po zabudování	55,0	11,0
	Konvergenční profil	634		42,5	15,4
	EXT	II/6	Hloubka 20,0 m	40,8	

V případě konvergenčních měření v tunelu II **překročily** naměřené hodnoty výpočtem předpokládanou velikost deformací. Tato skutečnost je připsána zejména rozdílným geotechnickým podmínkám v posuzovaných profilech.

7.3. Celkové zhodnocení

V rámci progresivních postupů vyhodnocení naměřených dat vybraných prvků monitoringu bylo provedeno srovnání inklinometrických a konvergenčních měření a extenzometrických a konvergenčních měření ve vybraných profilech obou tunelových tubusů I a II. Současně byly naměřené hodnoty srovnány s předpoklady geotechnického modelu. Kompletní výsledky srovnání naměřených hodnot deformací z vybraných prvků geotechnického monitoringu jsou součástí příloh č. 3 a 4.

Předkládaný postup korelace výsledků měření dvou odlišných prvků monitoringu (míněno inklinometry vs. konvergence a extenzometry vs. konvergence) může být velice přínosný zejména za účelem určení věrohodnosti výsledků srovnávaných měření. Dále je na základě vypracovaných grafů možno usuzovat o účelnosti a rentabilitě jednotlivých srovnávaných typů měření.

Doporučení ohledně využitelnosti určitých prvků geotechnického monitoringu jsou součástí následující závěrečné kapitoly č. 8.

8. Návrh optimalizace geotechnického průzkumu a monitoringu

V předcházejících kapitolách byly stručně shrnuty současné požadavky na geotechnický průzkum a monitoring podle platných předpisů. Dále byl na konkrétních případech realizovaných akcí zhodnocen systém a kvalita provedeného GTP a monitoringu. V předcházející kapitole č. 7 bylo provedeno netradiční srovnání vybraných prvků

monitoringu, které mělo za úkol, mimo jiné, ukázat účelnost porovnávaných prvků geotechnického sledování.

V této kapitole bude uveden princip optimalizace geotechnického průzkumu a monitoringu pro případ podzemních staveb, který ve svém konečném důsledku může vést ke zkvalitnění získávaných výsledků a v neposlední řadě k úspoře ekonomické. Současně budou vyzdviženy prvky GTP a monitoringu, jež mají v případě podzemního stavitelství větší význam. Z hlediska etapovitosti průzkumu se bude v následujícím textu hovořit zejména o etapě podrobného GTP. Samozřejmě budou uvedeny i doporučení ohledně etapovitosti GTP.

8.1. Geotechnický průzkum

Řada v současné době prováděných geotechnických průzkumů pro podzemní stavby je formálně naddimenzovaná. Na projektech GTP je patrné, že jejich zhotovitel jako by nebral v úvahu základní principy observační metody, případně její aplikace ve formě NATM.

Zadavatelem GTP je ve většině případů investor, který si nechá projekt zpracovat odbornou firmou. Před zahájením prací na projektu GTP je nutné, aby investor ve spolupráci se zhotovitelem projektu GTP definoval kvalitativně i kvantitativně geotechnická rizika. Hlavní rizika, která by měla do návrhu vstupovat jsou zejména:

- *Míra znalosti zkoumané lokality* – vychází z poznatků získaných z rešeršních prací případně z předcházejících etap průzkumných prací (předběžný průzkum).
- *Přístupnost pro přímá průzkumná díla z povrchu* – projektant musí zhodnotit zejména ekonomickou efektivitu a dopady na životní prostředí v případě obtížně přístupného terénu v nadloží tunelu či v příportálových oblastech.
- *Vliv podzemní stavby na objekty v nadloží* – zejména v případě tunelů prováděných v městském prostředí je nutno toto riziko hodnotit jako nejvýznamnější.

Výše uvedený výčet rizik můžeme označit souhrnným názvem „vstupní rizika GTP“.

Sofistikovaným zhodnocením vstupních rizik vytvoří zadavatel GTP relevantní podklad pro vypracování projektu GTP.

Projekt podrobného GTP musí být zpracován tak, aby podal dostatečné znalosti o geotechnických vlastnostech zkoumaného prostředí pro vypracování stupňů DSP/ZDS/RDS. V závěru projektu GTP by se měla objevit rozvaha o míře prozkoumání řešeného území s definicí předpokládaných nejasností - tzv. „výstupní rizika GTP“ (například návrh průzkumné štoly, požití penetračních sond namísto vrtů, atp.). Zadavatel projektu GTP zhodnotí míru přijatelnosti výstupních rizik a případně předá projekt k přepracování.

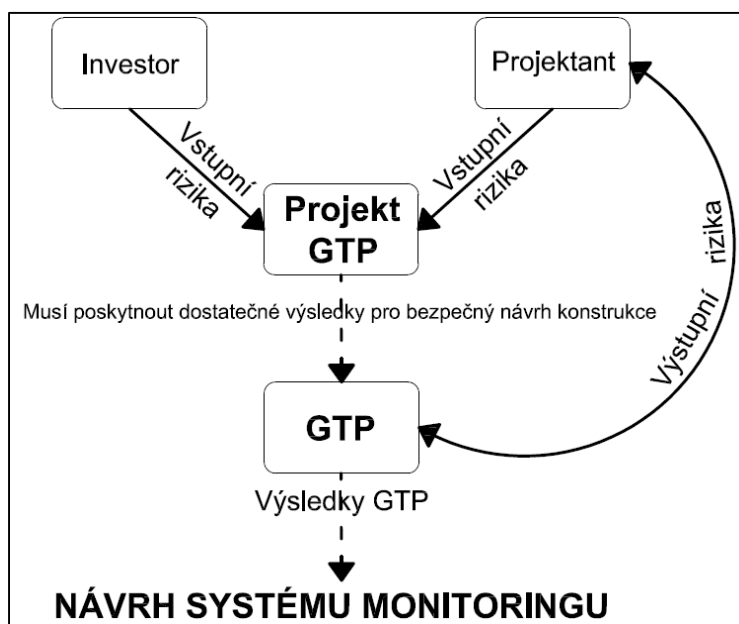
Již ve fázi projektu GTP by měl jeho realizátor přihlídnout k možnosti doplnění geotechnických informací v rámci monitoringu budoucí stavby.

V případě provádění podrobného GTP je nutné, aby jeho zhotovitel aktivně komunikoval s jeho projektantem a zadavatelem a případné nejasnosti, nebo z průběhu prací vyplývající nedostatečnosti, průzkumu operativně řešit (například doplněním několika průzkumných sond).

V závěrečné zprávě z geotechnického průzkumu musí být, mimo obvyklých doporučení a výčtu zjištěných skutečností, i návrh geotechnického monitoringu. Zpracovatel závěrečné zprávy musí nahlížet kriticky na získané výsledky GTP a sám navrhnout, jakým způsobem lze dosáhnout požadovaných doplňujících výsledků v průběhu provádění kontrolního sledování výstavby.

V případě podzemních staveb realizovaných podle principu observační metody by nemělo být obvyklé (jak je tomu doposud) provádění doplňkového průzkumu. Informace, které lze získat během doplňkových průzkumných prací, mohou být stejně dobře získány vhodným systémem monitoringu během výstavby. Doplňkový GTP by měl být realizovaný pouze v případě naprosto nedostatečného podrobného průzkumu. Investor a současně i projektant stavby by však neměl dopustit realizaci nedostatečného podrobného průzkumu již ve fázi jeho projektu.

Na obrázku 8.1 je schematicky naznačen navrhovaný přístup k optimalizaci GTP na základě předpokladu následného provádění kontrolního sledování během výstavby.



Obr. 8.1: Princip optimalizace geotechnického průzkumu

8.1.1. Zhodnocení metod a prvků geotechnického průzkumu

Součástí této dílčí kapitoly bude zhodnocení jednotlivých metod a prvků geotechnického průzkumu pro podzemní stavby, které byly definovány v kapitole 3. Kritéria hodnocení jsou

kvalita získaných dat v korelaci s finanční náročností jednotlivých posuzovaných prvků. Zhodnocení bude provedeno tabelárně v tabulce 8. I, a v dalším textu okomentováno.

Tabulka 8.I: Zhodnocení metod a prvků GTP

Metoda	Prvek	Prozkoumanost						Ekonomické hledisko			Zhodnocení
		Geolog. vl.			Geotech. vl.			D	E	F	
		A	B	C	A	B	C				
Přímá	Vrt		■			■			■		Nutnost lab. zkoušek
	Hl. sonda		■			■		■			Nutnost lab. zkoušek
	Štola			■			■			■	Geotech. vl. pouze z pol. zk.
Nepřímá	Penetrace		■				■				Většinou pouze v zeminách
	Geofyzika		■		■				■		Základní znalost prostředí
Polní zkoušky zjišťovací	Ve vrtech		■				■		■		Výhodou je IG vrt
	Povrch									■	Např. portály tunelu
	V podzemí									■	Náklady zvyšují průz. štoly

Vysvětlivky k tabulce; Odborná kritéria: A – nedostatečná informace, B – dobrá informace, C – nadstandardní informace. Ekonomická kritéria (hodnotí se kvalita získaných informací vůči finančním nákladům na jejich získání): D – ekonomicky nevýhodné, E – standardní, F – ekonomicky výhodné.

Obecně je známý fakt, že nejdůležitější součástí geotechnického průzkumu jsou přímá průzkumná díla. Nejběžněji jsou používány inženýrskogeologické a hydrogeologické **průzkumné vrty**, méně pak pro podzemní stavby hloubené (kopané) sondy. Problematika vrtů byla rozebírána v literatuře již mnohokrát, v rámci hydrogeologického průzkumu jsou nenahraditelné. V rámci geotechnického průzkumu jsou ovšem s výhodou zastupitelné **penetračními sondami**, které, bez nutnosti odběru vzorků a provádění laboratorních analýz, dávají informace o geotechnických vlastnostech horninového masívu v přirozeném uložení. Běžně jsou penetrace bohužel použitelné pouze v zeminách či poloskalních horninách. Dále je jako penetrační metoda doporučována standardní penetrační zkouška SPT jako doplněk při realizaci inženýrskogeologických průzkumných vrtů. Při návrhu podrobného GTP je doporučeno omezit vrtná díla na minimální možnou míru tak, aby těmito vrty byla popsána základní geologická skladba a zbytek nahradit penetračními sondami (ovšem umožňují-li to geologické podmínky).

Diskutabilní a často rozebíraná je problematika **průzkumných štol**. Nelze jednoznačně konstatovat, zdali průzkumné štoly realizovat či nikoli. Tyto by měly být provedeny vesměs pouze v takových případech, kdy je míra geotechnických rizik spojených se stavbou tunelu vysoká. Jedná se o případy projektů tunelů v městských aglomeracích či v mimořádně složitých geotechnických podmínkách (např. nízké nadloží, silně tektonicky porušený masív, atp.). I v těchto případech by se mělo k realizaci průzkumných štol přistupovat velmi citlivě a zejména jejich délku omezit na nejnútnejší míru tak, aby bylo možno prozkoumat geologicky

nejsložitější úseky projektovaného tunelu, případně tak, aby bylo možno realizovat polní zkoušky v podzemí. Klasický případ neekonomického přístupu k průzkumným štolám je uveden v kapitole 6.1.2.

Geofyzikální průzkumné metody jsou v současnosti také přeceňovány. Svoje místo mají zejména v etapě předběžného průzkumu, kdy mají za úkol sdělit základní informace o geologickém prostředí. V etapě podrobného průzkumu musí být jejich nasazení opodstatněné a měly by být použity pouze speciální geofyzikální metody, jako například prozařování mezi vrty či štolami. Geofyzikální metody mohou být finančně nákladné a kvalita získané informace je diskutabilní.

Významnou součástí GTP z hlediska geotechnických vlastností zkoumaného prostředí jsou **polní zkoušky**. Výsledky polních zkoušek nelze ničím nahradit. Ovšem přistupovat vždy k nákladným zkouškám realizovaným v rozrážkách průzkumných štol nelze. V rámci GTP mají být provedeny zejména polní zkoušky ve vrtech, které podají dostačující informace o chování zkoumaného masívu a ze kterých lze bezpečně určit geotechnické vlastnosti zastižených zemin a hornin nutné pro návrh podzemního díla. Je nutné si uvědomit, že největším průzkumným dílem je právě samotný realizovaný tunel. Vhodně zvolený systém monitoringu nahradí průzkumné štoly a rozrážky pro polní smykové zkoušky v podzemí.

8.2. Geotechnický monitoring

Z hlediska důležitosti je geotechnické sledování během výstavby přinejmenším na stejné úrovni jako geotechnický průzkum. V současné době je v platných předpisech [VII] [VIII] [X] [XI] observační metoda zakotvena jako možný způsob návrhu konstrukce. V praxi se ovšem na tuto skutečnost zapomíná a geotechnický monitoring je většinou omezen pouze na sběr dat bez hlubší geotechnické interpretace a bez závažných zásahů do realizace díla.

Jak bylo shrnuto v přecházející podkapitole 8.1 má geotechnický monitoring za úkol nahradit potřebu doplňkových průzkumů a osvětlit nejasnosti vyplývající z geotechnického průzkumu. I přes skutečnost, že toto není v současné praxi běžné, jsou však prováděná geotechnická sledování často naddimenzovaná. To je způsobeno zejména neodborným nakládáním s prvky monitoringu a jejich rozmístěním, ale současně i zbytečně vysokými nároky na geotechnický průzkum.

Princip optimalizace geotechnického průzkumu a monitoringu je jednoduchý. Kritický postoj investora a projektanta vůči zadání geotechnického průzkumu musí donutit projektanta GTP a jeho zhotovitele brát v úvahu základní principy observační metody. Nejdůležitějším výstupem z GTP musí být návrh monitoringu, který doplní chybějící údaje, jež nebylo možno během průzkumných prací získat.

8.2.1. Zhodnocení metod a prvků geotechnického monitoringu

V rámci této podkapitoly bude provedeno zhodnocení jednotlivých metod a prvků geotechnického monitoringu pro podzemní stavby, které byly definovány v kapitole 5 a vyhodnoceny v kapitole 7. Zhodnocení je provedeno tabelárně v tabulce 8. II, a v dalším textu okomentováno.

Tabulka 8.II: Zhodnocení metod a prvků GTM

Sledování	Prvek	Získaná data			Ekonomické hledisko			Zhodnocení
		A	B	C	D	E	F	
V podzemí	Sled ražby		■				■	Rozdílná četnost sledování
	KVG			■		■		Hlavní zdroj informací
	Napětí na ostění	■					■	Výsledky jsou diskutabilní
	Teplota		■			■		Podružné měření v ostění
Na povrchu	EXT		■			■		Hlavní zdroj informací
	INK	■				■		Určeno především pro jiné typy geotechnických úloh
	Klouzavé deformetry			■		■		Nahrazují EXT a INK
	Hydromonitoring		■				■	Nelze vyloučit
	Měření deformací na povrchu		■			■		Hlavní zdroj informací
	Sledování objektů v nadloží		■			■		Nelze vyloučit

Vysvětlivky k tabulce; Odborná kritéria: A – nedostatečná informace, B – dobrá informace, C – nadstandardní informace. Ekonomická kritéria (hodnotí se kvalita získaných informací vůči finančním nákladům na jejich získání): D – ekonomicky nevýhodné, E – standardní, F – ekonomicky výhodné.

Důležitým prvkem monitoringu je geologický a geotechnický **sled ražby**. Jedná se o kontinuální sledování výstavby, kdy by měly být kontrolovány předpokládané geologické podmínky za současné kontroly technologie provádění. Sled ražby nelze vypustit, nicméně nemusí být naddimenzovaný a je nutno dopředu určit již v závěrečné zprávě z GTP, které úseky ražby je nutno bezpodmínečně sledovat resp. s jakou četností.

Hlavním zdrojem informací o chování systému horninový masív – tunelové ostění jsou **konvergenční měření**. Jejich důležitost i účinnost jsou názorně vysvětleny v kapitole 7.

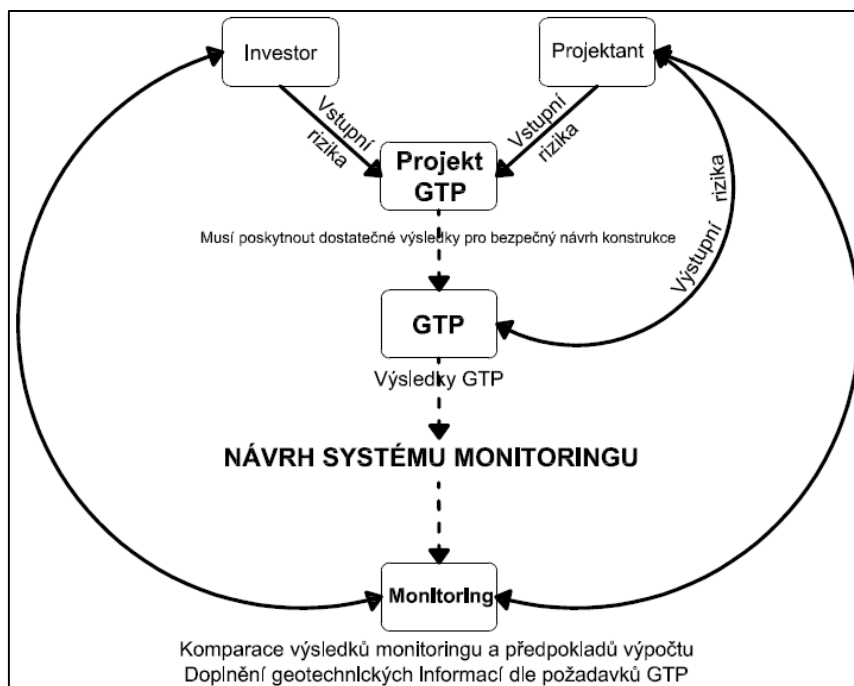
Diskutabilní je měření **napětí na ostění**, zejména pak na kontaktu primární ostění – horninový masív. Tato měření jsou značně nákladná, zejména z hlediska přístrojového vybavení, a nákladnost měření zcela neodpovídá kvalitě získaných informací. Podle zkušeností cca 1/3 až 1/2 prvků měření bývá nefunkční.

Častým měřením prováděným v rámci geotechnického sledování jsou **extenzometrická** a **inklinometrická měření**. Obě tyto měření slouží zejména k ověření vlivu realizace tunelu na horninový masív a k zachycení účinků ražby v předstihu před jejím průchodem. Vzájemné porovnání jejich výsledků s naměřenými hodnotami v rámci konvergenčních měření jsou provedena v kapitole 7. V příloze č. 1 je jasně ukázáno, v jakém předstihu před průchodem ražby jsou získávány informace z těchto dvou měření. Z komparace v kapitole 7 je zřejmé, že účinnost zejména inklinometrických měření je značně diskutabilní. Tato měření jsou vhodná pro kontrolu deformací v rámci svahových pohybů či deformací pažení stavební jámy, ale v případě podzemních staveb mohou být vynechána nebo omezena na minimum.

S výhodou lze použít moderní **klouzavé deformetry** (někdy též nazývány jako 3D inkлина), které v sobě zahrnují výhody extenzometrických i inklinometrických měření. Jejich použití v našich podmínkách je zatím pouze v začátcích, nicméně tomuto prvku monitoringu by měl být věnován značný důraz při sestavování projektu geotechnického sledování. Jedná se však o nákladné měřicí prvky.

Při provádění průzkumných prací mají být realizovány pozorovací hydrogeologické vrty, které budou sloužit dále během výstavby jako prvky **hydromonitoringu**. Finanční úsporu může znamenat využití stávajících studní jako prvků hydromonitoringu.

Neodmyslitelnou součástí monitoringu je **sledování deformací na povrchu území** v nadloží tunelu, zejména pak nivelační měření poklesové kotliny. Tvar i skutečnou velikost poklesové kotliny je nutné znát, zejména z důvodů zhodnocení **vlivu ražby na objekty v nadloží**.



Obr. 8.2: Princip optimalizace geotechnického průzkumu a monitoringu

9. Závěr

Tato práce se zabývala problematikou geotechnického průzkumu a monitoringu ražeb podzemních liniových děl – tunelů. Autor práce během posledních let své odborné praxe měl příležitost působit jako geotechnik monitoringu na stavbě Královopolských tunelů v Brně a podílel se jako geotechnik na celé řadě průzkumů pro podzemní, silniční i vodohospodářské stavby. Tyto skutečnosti mu poskytly široký rozhled v dané problematice a současně velký soubor informací, se kterými při tvorbě předkládané práce pracoval.

Hlavním cílem prezentované dizertační práce bylo odhalit nedostatky v provádění současných geotechnických průzkumů a sledování pro podzemní stavby a na základě těchto nedostatků se pokusit formulovat doporučení pro jejich vzájemnou optimalizaci, která ve svém důsledku povede ke snížení finančních nároků na geotechnický průzkum a zvýšení efektivity geotechnického monitoringu. Současná praxe nebere příliš v potaz smysl monitoringu, jako průzkumného prvku při aplikaci observační metody pro návrh a realizaci složitého inženýrského díla.

Řešená problematika geotechnického průzkumu a monitoringu je značně obsáhlá a jen stěží lze nalézt jednotný postup na jejich navrhování a provádění. Každá stavba je specifická v rozdílných vstupních podmínkách, zejména v charakteru geologického prostředí, morfologii terénu, výšce nadloží a koncentraci povrchové zástavby.

V kapitole č. 7 byly podány konkrétní návrhy na zlepšení výstupů z vybraných měření prováděných v rámci geotechnického monitoringu, kapitola č. 8 pak shrnuje obecná doporučení, jak dosáhnout optimalizace průzkumu a monitoringu zlepšením výstupů z geotechnického průzkumu.

Teoretickým přínosem práce je osvětlení funkce vybraných prvků monitoringu na základě vzájemné komparace naměřených dat a vyzdvižení účelnosti a finanční rentability jednotlivých prvků monitoringu a geotechnického průzkumu.

Praktickým přínosem práce je sestavení doporučení pro zvýšení efektivity aplikace observační metody v našich podmínkách.

Vypracoval: Ing. Vít Černý

V Brně, dne 12. 8. 2014

Pozn: Autor práce získal v roce 2013 Cenu profesora Zdeňka J. Bažanta v kategorii A udělovanou Českou geotechnickou společností a Katedrou geotechniky ČVUT v Praze za přínos a rozvoj oboru geotechniky, zejména v oblasti geotechnického průzkumu pro progresivní návrhy složitých inženýrských konstrukcí.

LITERATURA

- [1] Amberg Engineering Brno a.s., Kosík, L., *Silnice I/42 Brno VMO Dobrovského B, Tunel I a II, ražená část, statický výpočet*, Brno, 2007
- [2] BARTÁK, J., *Vývoj podzemního stavitelství v České republice*, časopis Silnice Železnice, Praha, 2010
- [3] BLÁHA, P., ČERNÝ, V., DURAS, R., FOUSEK, J., HORSKÝ, O., Geotechnical Surveys for the Feasibility Study for Bawanur Dam, In: Hydro 2011 – Collection of contributions, Hydro 2011, London, 2011, počet stran 8
- [4] BLÁHA, P., ČERNÝ, V., DURAS, R., FOUSEK, J., HORSKÝ, O., LAZECKÝ, M., OPRCHAL, J., TÁBOŘÍK, P., PESHAWA, A., *Geotechnical Surveys for the Feasibility Study for Bawanur Dam Sites*, EGRSE, International Journal of Exploration Geophysics, Remote Sensing and Environment, ČAAG, Praha, 2010, počet stran 14, ISSN 1803-1447
- [5] CREA Hydro & Energy, o.s.; Černý, V., Fousek, J., Vižďa, P., *Feasibility study a design for Bawanur Dam and Garmian Irrigation Canal*, Brno, 2013
- [6] ČERNÝ, V., *Geotechnický průzkum a projekt pro přehradu Bawanur a zavlažovací kanál v oblasti Garmian, region Kurdistán, Irák*, Zakládání staveb 2012, počet stran 6, ISBN 978-80-86604-59-6
- [7] ČERNÝ, V., *Geotechnický průzkum a projekt pro přehradu Bawanur a zavlažovací kanál v oblasti Garmian, v regionu Kurdistán, Irák*, Silnice a železnice, 2/2014
- [8] ČERNÝ, V., *Příklad využití MKP při navrhování komunálních podzemních staveb*, Odborný seminář doktorandů kateder geotechniky, ČVUT v Praze - FSv, Praha, 2007, počet stran 11, ISBN 978-80-01-03922-9
- [9] ČERNÝ, V., *Progresivní postupy navrhování a realizace komunálních podzemních staveb v intravilánu*, 10. Odborná konference doktorského studia, Sborník příspěvků, Sekce 2.6 – Geotechnika, VUT – FAST, Brno, 2008, počet stran 8, ISBN 978-80-86433-45-5
- [10] ČERNÝ, V., *Studie srovnání konvergenčních a inklinometrických měření na Královopolských tunelech v Brně*, Odborná konference doktorského studia, Sborník příspěvků, Sekce 2.6 – Geotechnika, VUT – FAST, Brno, VUT – FAST, Brno, 2010, počet stran 12, ISBN 978-80-214-4042-5

- [11] ČERNÝ, V., FOUSEK, J., *Problematika propustnosti horninového masívu v rámci geotechnického průzkumu pro přehradu Bawanur v Iráku*, Polní geotechnické metody 2012, počet stran 6
- [12] ČERNÝ, V.; RUPP, D., *Instrumentace a monitoring na souboru staveb Královopolských tunelů v Brně*, Stavební konstrukce z pohledu geotechniky (sborník), Brno, 2008
- [13] GEOTest, a.s., Černý, V., *Přelouč – penetrace, gt, Realizace a vyhodnocení penetračních zkoušek*, Brno, 2013
- [14] GEOTest, a.s., Černý, V., Hanák, J., *Býškovice – revitalizace rybníků, Závěrečná zpráva z GTP*, Brno, 2012
- [15] GEOTest, a.s., Černý, V., Hanák, V., Hubatka, F., *Dukovany – Edu, koncový jímač tepla, gt, Výsledky georadarového měření – 1. etapa*, Brno, 2014
- [16] GEOTest Brno, a.s., Kolektiv autorů, *Silnice I/42 Brno, VMO, Dobrovského B – monitoring, Závěrečná zpráva o geotechnickém monitoringu tunelu*, Brno, 2011
- [17] GEOTest Brno, a.s., Kolektiv autorů, *Silnice I/42 Brno – VMO Dobrovského A, průzkumné štoly*. Podrobný geotechnický průzkum. Závěrečná zpráva, Brno, 2003
- [18] GEOTest Brno, a.s., Kolektiv autorů, *I/42 VMO Žabovřeská, podrobný inženýrskogeologický průzkum pro tramvajový tunel*, Brno, 2008
- [19] HOEK, E., *Practical rock engineering*, Canada, 2007
- [20] HORÁK, VĽ.; Kolektiv autorů, *Královopolský tunel Brno*, Brno, 2012
- [21] HORSKÝ, O.; BLÁHA, P., *Inženýrskogeologický průzkum pro přehrady*, Ostrava, 2008
- [22] KOLEKTIV AUTORŮ, *Zpravodaj Metro*, Technický odbor Metrostav, Praha, č. 2, ročník 1990
- [23] KŘIVINKA, G., *Projekt výškové budovy AZ Tower*, Časopis Stavebnictví, Praha, č. 06-07, ročník 2010
- [24] KOVÁRI, K.; Amstad, Ch., *Decision making and field measurements in tunnelling*, Tokyo, 1979
- [25] ROZSYPAL, A., *Geotechnické otázky hlubinných úložišť radioaktivních odpadů*, Časopis Tunel, ITA AITES, Praha, č. 3, ročník 2007

- [26] ROZSYPAL, A., *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*, Bratislava, 2001, ISBN 80-88905-44-3
- [27] SVOBODA, J., *Stavba dvoutubusového tunelu Valík, součást obchvatu Plzně na dálnici D 5*, Časopis Stavebnictví, Praha, č. 06-07, ročník 2007
- [28] TESAŘ, O., *Klasifikace skalních a poloskalních hornin*, Projektový ústav dopravních a inženýrských staveb s.p., Praha, 1990
- [29] WONG, P.B., *Recommended Tunnel Construction Methods Study*, SF Subway Bulletin, San Francisco, U.S.A., březen 2004
- [30] ZÁZVORKA, P.; Vykydal, V., *Sedmý div České republiky*, Časopis Stavebnictví, Praha, č. 10, ročník 2007

Použité normy a předpisy:

- [I] ASTM D1586; *Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils*, 2004
- [II] ASTM 4633; *Test Method For Stress Wave Energy Measurement For Dynamic Penetrometer Testing Systems*, 2004
- [III] ASTM D6034; *Test Method (Analytical Procedure) for Determining the Efficiency of a Production Well in a Confined Aquifer from a Constant Rate Pumping Test*, 2004
- [IV] ASTM D6066; *Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential*, 2004
- [V] EN 1990:2002; *Zásady navrhování konstrukcí*
- [VI] ČSN 73 6133; *Navrhování a provádění tělesa pozemních komunikací*
- [VII] ČSN EN 1997-1; *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla*
- [VIII] ČSN EN 1997-2; *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy*
- [IX] ČSN EN ISO 22476-2; *Geotechnický průzkum a zkoušení - Terénní zkoušky – část 12: statická penetrační zkouška s mechanickým hrotem*
- [X] TP 76 C; *Geotechnický průzkum pro navrhování a provádění tunelů pozemních komunikací*, Ministerstvo dopravy ČR, Odbor infrastruktury, platné od 1. ledna 2008

- [XI] TP 237; *Geotechnický monitoring tunelů pozemních komunikací*, Ministerstvo dopravy ČR, Odbor pozemních komunikací a územního plánu, platné od 1. července 2011

Internetové stránky:

- [a] www.mapy.cz (Mapový internetový portál provozovaný seznam.cz)
- [b] www.mestsky-okruh-brno.cz (Internetové stránky VMO Brno)
- [c] www.sisgeo.com (Internetové stránky italského výrobce geotechnických měřících zařízení SISGEO)
- [d] www.zakladani.cz (Internetové stránky akciové společnosti Zakládání staveb)

Použité zkratky:

CPT	Statická penetrační zkouška
DP	Dynamická penetrace
DMT	Marchetiho dilatometr
DSP	Dokumentace pro stavební povolení
DUR	Dokumentace pro územní rozhodnutí
DZS	Dokumentace pro zadání stavby
EXT	Extenzometr
GTM	Geotechnický monitoring
GTP	Geotechnický průzkum
INK	Inklinometr
KVG	Konvergenční měření
NATM	Nová rakouská tunelovací metoda
RAMO	Rada monitoringu
RDS	Realizační dokumentace stavby
SPT	Standardní penetrační zkouška
TM	Tunelovací stroj
VW	Strunový tenzometr

Seznam příloh:

1. Průchody ražeb pod vybranými prvky monitoringu
2. Četnosti měření inklinometrických sond
3. Srovnání konvergenčních a inklinometrických měření
4. Srovnání konvergenčních a extenzometrických měření