

Obsah

Časopis ZAKLÁDÁNÍ

vydává:

Zakládání staveb, a. s.

K Jezu 1, P. O. Box 21

143 01 Praha 4 - Modřany

tel.: 244 004 111

fax: 241 773 713

E-mail: propagace@zakladani.cz<http://www.zakladani.cz><http://www.zakladani.com>

Redakční rada:

vedoucí redakční rady:

Ing. Libor Štěrba

členové redakční rady:

RNDr. Ivan Beneš

Ing. Martin Čejka

Ing. Alois Kouba

Ing. Jiří Mühl

Ing. Michael Remeš

Redakce:

Ing. Libor Štěrba

Design & Layout:

Studio 66, s. r. o.

Jazyková korektura:

Mgr. Antonín Gottwald

Sazba, lito:

Studio 66, s. r. o.

Tisk:

Tiskárna BKK

Foto na titulní straně:

K článkům na str. 16 a 24

Foto: Libor Štěrba

Překlady anotací:

Mgr. Klára Ouředníková

Ročník XVII

1/2005

Vyšlo 27. 5. 2005

v nákladu 1000 ks

MK ČR 7986

ISSN 1212 – 1711

Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2005 je cena časopisu 72 Kč.

Roční předplatné 296 Kč vč. DPH,

balného a poštovného.

Objednávky předplatného na tel.:

234 035 200, fax: 234 035 207 nebo na

myris@myris.cz, www.myris.cz

Myris Trade, s. r. o.

P. O. Box 2, V Štíhlách 1311/3

142 01 Praha 4

Podávání novinových zásilek

povolila PNS pod č.j. 6421/98

Aktuality

- | | |
|---|---|
| Geotechnický seminář Olšanka 2005 – Evropské normy v geotechnické praxi
<i>RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.</i> | 2 |
| ČSN EN 14199 Provedení speciálních geotechnických prací – Mikropiloty
<i>RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.</i> | 4 |
| Zpevňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí –
10. mezinárodní seminář v Ostravě
<i>Ing. Milan Jeřábek, Zakládání staveb, a. s.</i> | 6 |

Teorie a praxe

- | | |
|--|----|
| Visuté záporové pažení a jeho výpočetní modely
<i>Ing. Petr Hurych, FG Consult, s. r. o.</i> | 7 |
| Zmrazení základové půdy pro stanici metra Marienplatz v Mnichově
<i>B. Müller, K. Selmer, z časopisu Tunnel 1/2005 přeložil Ing. A. Kouba</i> | 11 |
| Lokální virtuální ztráta stability zemního prostředí
<i>Doc. Ing. Václav Horák, DrSc.</i> | 14 |

Dopravní stavby

- | | |
|--|----|
| Třebovický tunel – optimalizace tratového úseku Krasíkov–Česká Třebová
<i>Ing. Jaroslav Lacina, AMBERG Engineering Brno, a. s.;
Ing. Jan Šperger, Zakládání staveb, a. s.</i> | 16 |
| Zajištění stavební jámy stanice metra Letňany – projekt trasy IV.C2 pražského metra
<i>Ing. Martin Jakoubek, METROPROJEKT Praha, a. s.</i> | 24 |
| Práce speciálního zakládání při geotechnickém průzkumu plánovaného tunelu
Královská obora pražského městského okruhu
<i>Ing. Alexandr Butovič, SATRA, spol. s r.o.</i> | 30 |



Třebovický tunel – optimalizace traťového úseku Krasíkov–Česká Třebová

V současné době probíhají intenzivní stavební práce na trase železničního koridoru mezi stanicemi Třebovice a Rudoltice, jejíž součástí je nový Třebovický tunel, procházející jednou z geotechnicky nejproblematičtějších oblastí na území ČR. Článek seznamuje s historií obtížného budování starého Třebovického tunelu v letech 1842–1845 a s technickým řešením objektu nového tunelu a na něj navazujících úseků.

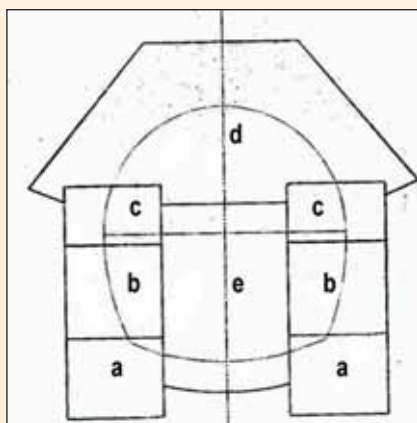
Historie starého Třebovického tunelu

Oblast kolem Třebovického tunelu patří z geotechnického hlediska k nejproblematičtějšímu úseku ve správě Českých drah. Již od doby výstavby starého Třebovického tunelu až do dnešních dnů se zde projevuje vliv mimořádně nepříznivé geologické skladby podloží. Původní jednokolejný Třebovický tunel, který navržena varianta řešení křížuje, má celkovou délku 512 m.

Třebovický tunel patřil v době své výstavby (1842–1845) k nejnáročnějším tunelovým stavbám v Evropě. Hlavní příčinou byly mechanické vlastnosti neogenních, vysoce plastických jílů, které obsahovaly zvláště ve východní části zvodnělé písčité polohy. Ražbou tunelu se narušila rovnováha v horninovém masivu. Vysoce plastické jíly s vysokými obsahy organických látek začaly po dotaci vodou (z písčité polohy i z povrchu) silně bobtnat a rozbídat, přičemž bobtnací tlaky negativně ovlivňovaly dočasnou obezdívku tunelu. Velmi významné byly přítoky vody. Výška nadloží byla tak malá, že všechny deformace probíhaly řádově během dne.

Historie výstavby starého tunelu

Pro objasnění problematiky historie výstavby



Obr. 1: Postup výstavby

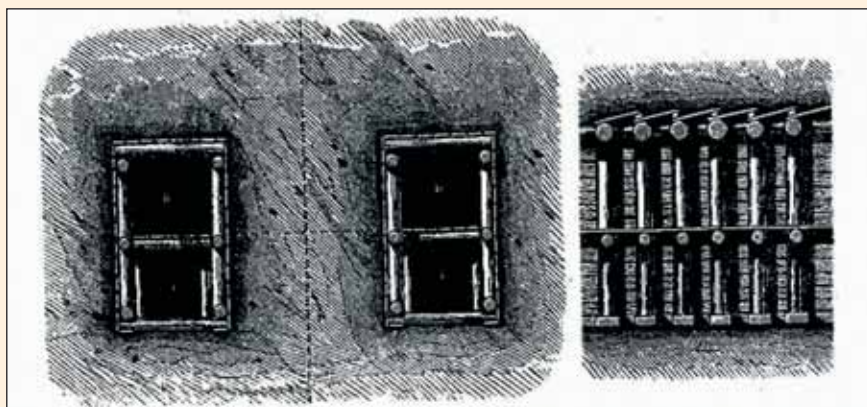
původního Třebovického tunelu použijí citace z archivních materiálů, především z knihy Franze von Ržihy Tunnelbau II z roku 1870. Když se měl v roce 1842 na Moravě stavět Třebovický tunel a ze studií o terénu bylo patrné, že se musí počítat s velmi obtížnou stavbou, vystaly otázky, jaký systém by se měl upřednostnit. Rozhodnutí padlo na použití jádrové metody, přičemž, jak vidíte na obrázku 1, nejdříve by se vyrazily obě patní štoly aa, potom středové

štoly bb a poté horní štoly cc, pak kalota d a následně jádro e.

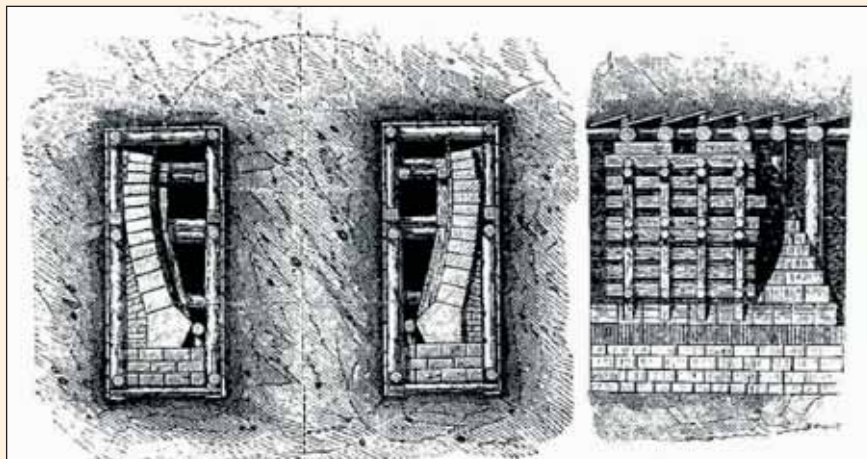
Obrázek 2 ukazuje začátek stavebního procesu. Nejdříve se vyrazily obě patní štoly aa, které byly propojeny prorážkami po vzdálenosti asi 120 stop. Když byly štoly aa předraženy v potřebné délce, prostor se zvýšil a rozšířil na štoly a+b.

V této zvýšené štole byl vyzděn základ a spodní část opěr a tyto byly rozepteny proti jádru. Dále byly, jak ukazuje obrázek 3, ještě jednou zdvojené štoly zvýšeny a opěří bylo provedeno až do pat klenby.

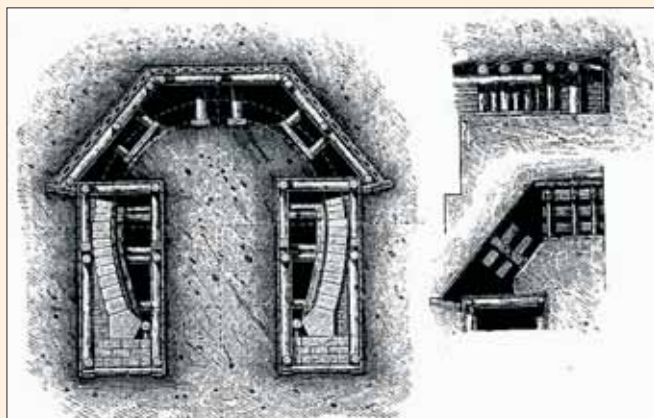
Poté, dle obrázku 4, začala ražba přístropí a vestavba stojek, které byly nejdříve provizorně vyklínovány o horninové jádro a později po odtěžení jádra podepřeny stolicí zobrazenou na obrázku 5. Po vložení více stolic byly mezi nimi postaveny ramenáty, vyklínované proti krokům, a započalo se zdění klenby. Posléze bylo odstra-



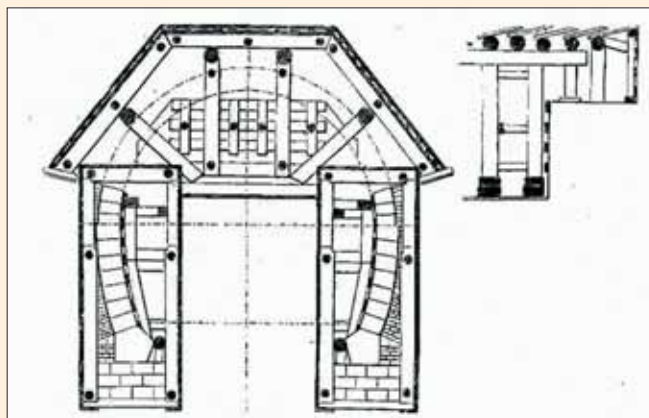
Obr. 2: Štoly – 1. etáž



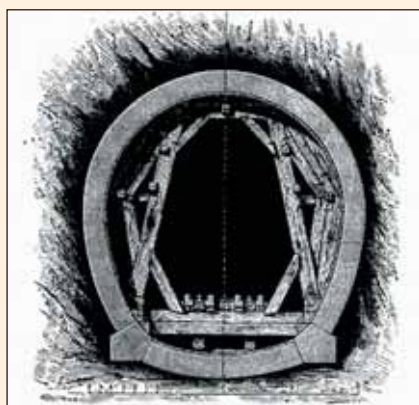
Obr. 3: Vyzdění opěr a jejich rozeptění o jádro



Obr. 4: Rozepření krokví na sedlo



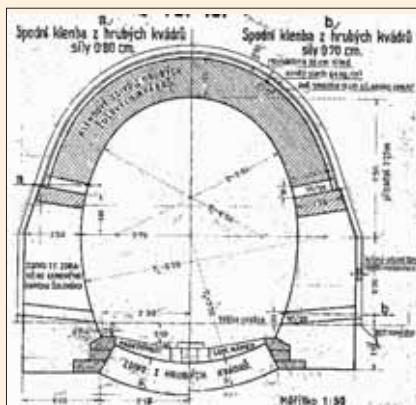
Obr. 5: Rozepření krokví do stolice



Obr. 6: Třebovický tunel – stav po rekonstrukci před rokem 1866

něno doposud stojící jádro a následně dozděna spodní klenba.

Jak už bylo uvedeno, stavba Třebovického tunelu byla velmi obtížná. Problémy se objevily ihned po jejím zahájení 2. 11. 1842. V důsledku vysokých bobtnacích tlaků docházelo k častým destruktivním pažením a ke změnám geometrie štol a šachet. Postup výstavby byl velmi pomalý



Obr. 7: Návrh sanace z roku 1931

a mnohdy se jen obtížně dosahovalo původního stavu po odtěžení průvalů nabobtnalých jílu se zvodněnými písky. Silné deště v létě 1843 způsobily zatopení všech důlních prostor a zavalení všech štol. V té době se uvažovalo o opuštění tunelu a zřízení nové trasy. Zvláště namáhavé bylo vyzdívání v těsných prostorách štol, ve kterých nemohla být provozována žádná doprava. Doprava kvádrů a manipulace

s nimi byla „prolézačkou mezi výdřevou“. Pohyby hory neustaly ani po dokončení stavby, kterou poškodily natolik, že již v roce 1847 musela být provedena významná rekonstrukce, při níž byla vyměněna podstatná část spodní klenby.

Ale ani tím se pohybům nezabránilo a jako ochrana proti dalším soustředěným tlakům na klenbu, proti odprýskávání zdiva a vytlačování kamenů byla vestavěna výdřeva (obr. 6). Kvůli ní však mohla být v původně navrženém dvojkolejném tunelu provozována pouze jedna kolej (č. 2).

Tunel stál bez nákladů na rekonstrukci 978 348 zlatých, tedy na běžnou stopu 608 zlatých, nebo cca 405 Thlr. Doba výstavby (říjen 1842 až březen 1845) trvala 29 měsíců. Při výstavbě byly provedeny tyto výkony:

- odpracované směny po 12 hodinách (štaggři, raziči, nosiči, zedníci, kameníci, pomocní dělníci) – celkem 496 075 směn,
- 7701 kubických sáhů vyrubané zeminy, tj. 52 528 m³;
- 559 330 kubických stop výdřevy, tj. 17 663 m³;
- 413 320 ks kamenných kvádrů;
- 1369 Pfd. sviček, tj. 768 kg;
- 83 043 Pfd. oleje na svícení, tj. 46 587 kg.

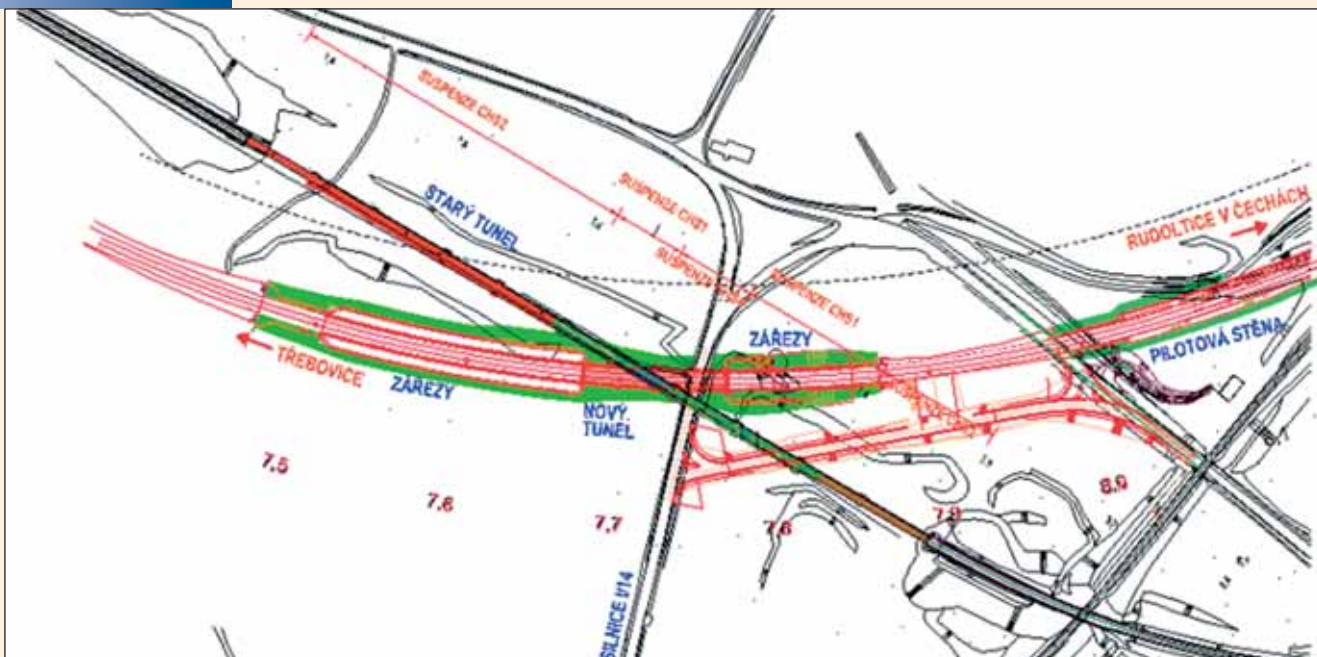
V roce 1866 byl tunel pro poruchy opuštěn a trasa vedena po povrchu (dnešní kolej č. 1). Oprava opuštěného tunelu vložení nové tunelové trouby z frýberské žuly byla dokončena po velkých obtížích (průměrný denní postup činil 30 mm!) až v době první republiky, v polovině roku 1932 (obr. 7, 8). Při této rekonstrukci bylo zjištěno zavalení větší části tunelu a navíc objeveno sedm nálevkovitých propadlin nad tunelem, zaplněných vodou. Od dokončení opravy v r. 1932 sloužil jednokolejný tunel do dnešních dnů. Poslední vlak projel tunelem 8. 4. 2005.

Geologické a hydrogeologické poměry

V širším okolí prostoru Třebovického tunelu se stýkají sedimentární horniny svrchní křídly (slínovce, prachovce a vápnité pískovce) a neogénu karpatské předhlubně (vysoce plastické jíly tuhé až pevné). Mocnost neogénu se udává 170 m. Křídlové horniny byly zlomové



Obr. 8: Starý Třebovický tunel, stav z roku 2004



Situace stavby s vyznačením starého a nového Třebovického tunelu

porušeny v závěru alpinského vrásnění (štyrská fáze), došlo k jejich poklesu a v miocénu k zalití mořem karpatské předhlubně.

Terén byl významně modelován výstavbou Třebovického tunelu a posléze jeho opravou a výstavbou povrchové železniční trati.

Miocénní jíly představují v zájmovém prostoru geotechnicky nejrizikovější typ zemin. Tvoří předkvartérní podloží v třebovickém sedle o velmi vysoké mocnosti. Miocénní jíly jsou proměnlivě písčité a obsahují zejména ve východní části projektované přeložky trati písčité vločky a laminy. Západně od evropského rozvodí je svrchní poloha jílu velmi bohatá na organické látky. Jedná se převážně o jíly s velmi vysokou plasticitou. Často mají zeminy charakter uhelných jílu až jílovců, lokálně bylo ověřeno jílovité uhlí. Povrch miocénních jílu byl v minulosti erodován a jsou v něm patrné dvě výrazné deprese. Jedná se o zeminy nepropustné, objemově nestálé, při kontaktu s vodou bobtnající. V nadloží neogenních jílu se nacházejí kvartérní uloženiny – písky, posléze jíly a hlíny s variabilním podílem úlomků křídových hornin.

Hladina podzemní vody byla v průzkumných vrtech ověřena jednak v kvartérních zeminách, jednak v miocénu. Zde byla vázána na písčité polohy, resp. mocnější čočky. Při zpracování projektu se předpokládalo, že v okolí Třebovického tunelu bude podzemní voda negativně ovlivňovat výstavbu při kontaktu s kvartérními a miocénními zeminami, při pronikání do miocénních jílu bude způsobovat jejich rozbídnutí a především nastartuje objemové změny – bobtnání. Tyto předpoklady se částečně potvrdily, a to zejména v prostoru s větším výskytem organických přísad v jílech. Měření konvergenčí v profilu u předportálových zářezů v km 7,550 (viz Následující kapitola „Technické řešení stavby“) vykazovalo v průběhu výstavby rozdíl

v deformacích mezi levou a pravou stranou zářezu až 20 mm. Pravděpodobnou příčinou byl zřejmě přítok technologické vody z blízkého míchacího centra injektáží.

Technické řešení stavby

Při návrhu nové trasy koridoru v úseku mezi stanicemi Třebovice a Rudoltice bylo rozhodnuto o opuštění původních tras samostatně vedených kolejí č. 2 ve starém Třebovickém tunelu a č. 1 v zářezu mimo problematickou oblast. Původní návrh trasy počítal s tunelem délky 550 m, zasahujícím téměř celým profilem do poloh problematických miocénních jílu. Nadloží tohoto původně navrženého tunelu mělo mocnost od 2 do cca 10 m.

Nově navržená a nyní realizovaná trasa je celkově kratší a výrazně kratší jsou i použité inženýrské konstrukce (viz obr. 9). Tunel délky 95 m, řešený v tomto novém projektu, má nadloží mocnosti 0,6–2,3 m, které představuje pouze technicky nezbytné minimum s hlediska křížení s komunikací a potřeby zachování biokoridoru v dané oblasti. Malá hloubka nivelety kolejí v prostoru tunelu znamená rovněž minimální zásah do velmi problematických terciérních geologických vrstev.

Popisovaný úsek je rozdělen na tyto stavební objekty:

- nový tunel (v km 7,675–7,770),
- předportálové zářezy se zárubními zdmi (v km 7,505–7,675 a 7,770–7,850),
- navazující mělké zářezy, zajištěné svahovkami (v km 7,463–7,505 a 7,850–7,868),
- pilotová stěna u koleje č. 2 (v km 7,990–8,285).

Zajištění starého Třebovického tunelu

Ve starém tunelu byla po ukončení provozu odstraněna kolej s pražci. Štěrkové lože bylo

odhrnuto na okraje tunelu a provedena revize stávající středové stoky a oprava poškozených úseků. Do zprůchodněné středové stoky byla osazena perforovaná trubka DN 300 mm.

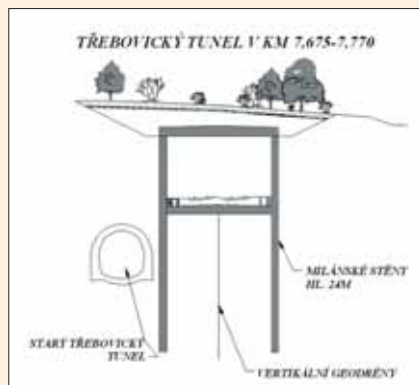
Potrubí bylo zpětně zasypáno hutněnou vrstvou štěrku. Spodní odvodňovače ve stávajícím ostění se nacházejí cca 600 mm nad horní hranou štěrkové lože v četnosti průměrně 2ks/1 pas. Do těchto odvodňovačů profilu cca 200/300 mm byla vložena neperforovaná flexibilní trubka DN 100 mm, zakončená ve štěrkové drenážní vrstvě. Zbývající profil odvodňovače byl utěsněn PUR pěnou proti zaplavení poplícementovou směsí. Povrch drenážní vrstvy byl opatřen ochrannou geotextilií plošné hmotnosti 700 g/m² a poté ochrannou vrstvou betonu C12/15 tl. 100 mm. Odvodnění bylo provedeno i pod zasypávanými úseky zářezů před oběma portály a svedeno do nejbližších vodotečí.

Část starého tunelu v délce 140 m, která je v dosahu konstrukcí nového tunelu, musela být před zahájením výstavby zajištěna tak, aby těleso starého tunelu mohlo být využito k zakotvení nových konstrukcí. To se provedlo zaplněním tunelu po sekcích délky 30–35 m směsí s rychlým nárůstem pevnosti a vyšší výslednou pevností v tlaku – přes 6 MPa. Stejným způsobem byl zajištěn i úsek v délce 60 m v místě křížení s přeložkou damníkovské silnice.

Zbývající úseky od obou portálů byly vyplňovány vcelku pomocí svislých dopravních vrtů z terénu nad tunelem. V tomto případě byla použita směs s výslednou pevností 2,7 MPa.

Nový tunel

Nosnou konstrukci tunelu tvoří podzemní stěny tl. 800 mm a hloubky 24,0 m v celé délce tunelu. V koruně podzemních stěn je navržena plně vetknutá stropní deska tloušťky 1200 mm, která je rozpírá. Podzemní stěny slouží současně jako



Obr. 10: Příčný řez novým tunelem

pažicí konstrukce zajišťující těžbu kaloty tunelu (obr. 10).

Ve vetknutí stropní desky do stěn je proveden zesílený práh. Stropní deska je rozdělena pracovními spárami tvaru **Z** na úseky délky cca 12 m.

Těžba rýhy pro podzemní stěnu probíhala pod ochranou bentonitové pažicí suspenze. Po přečištění rýhy a pažicí suspenze byl do rýhy osazen armokoš a betonářské roury. Pro betonáž byl v souladu s ČSN EN 206-1 projektem předepsán snadnohutitelný beton C 30/37 XA2 s maximální frakcí kameniva D_{max} 22 mm a max. vodním součinitelem 0,5. Konzistence snadnohutitelného betonu (SHB) byla měřena metodou rozliti obráceného Abramsova kužele s požadovanou hodnotou 600–700 mm.

Pod kolejovým šterkovým ložem a podkladním spádovým betonem jsou podzemní stěny rozepřeny monolitickou železobetonovou deskou dna, jejíž tloušťka je v celé délce tunelu 1000 mm. Deska se skládá z jednotlivých desek délky 12 m. Pracovní spára je navržena se středovým ozubem tak, aby umožňovala vzájemné pohyby desek v obou směrech – nahoru i dolů – to je důležitá podmínka vzhledem k polohově rozdílným bobtnacím tlakům na desku dna.

Křížení se starým Třebovickým tunelem

Křížení nosných konstrukcí obou tunelů nastává v km cca 7,697–7,722 (levé ostění nového tunelu) a v km cca 7,724–7,747 (pravé ostění) pod úhlem 30,67 g. Nová konstrukce se v místě křížení dostává do přímé kolize s původním ostěním starého tunelu – spodní hrana desky dna nového tunelu se nachází cca 2,75 m od líce vrcholu klenby starého tunelu.

Pažicí podzemní stěny tl. 800 mm budou v místě křížení nahrazeny převrtávanou pilotovou stěnou z pilot průměru 1200 mm s roztečí 0,8–0,9 m. Délka pilot je shodná s délkou navazující podzemní stěny, tj. 24,0 m.

Sekundární piloty převrtávané stěny kolidující s tělesem starého tunelu budou do klenby starého tunelu a prostoru zalitého popílkocementem nastaveny profilem 600 mm v délce 3,5 m s osazeným výztužným prvkem I 400.

Před zahájením betonáže stropních desek musela být zóna v blízkosti ostění starého tunelu zpevněna sítí sloupů tryskové injektáže, které plošně vyplňují prostor o mocnosti 1,5 m od jedné pilotové či podzemní stěny k protilehlé. Výškově leží sloupy tryskové injektáže pod úrovní základové spáry kaloty nového tunelu. Tím je zajištěno rozepření pažicích konstrukcí stěn tunelu v oblasti pod základovou spárou dna tunelu po dobu výstavby do betonáže a aktivace desky dna. Sloupy tryskové injektáže byly prováděny z pracovní plošiny pro hloubení pilot a podzemních stěn.

Předportálové zářezy

Stěny zářezu navazující z obou stran na portály tunelu jsou tvořeny stejně jako u tunelu podzemními stěnami tl. 800 mm a proměnné hloubky od 14,0 do 19,0 m (obr. 11). Ve spodních partiích zasahují podzemní stěny do vrstvy miocenních jíílů. Délka zářezů je 170 m před třebovickým portálem a 80 m před rudoltickým portálem. Hloubka zářezů je cca 5–11 m.

Podzemní stěny předportálových zářezů byly po dobu výstavby kotveny dočasnými předpjatými 8pramencovými kotvami délky 18–24 m se zaručenou kotevní silou až 880 kN. Část kotev byla při realizaci nahrazena ocelovými rozpěrami. Dno zářezu je zajištěno stejně jako v tunelu monolitickou železobetonovou deskou dna tloušťky 1 m.



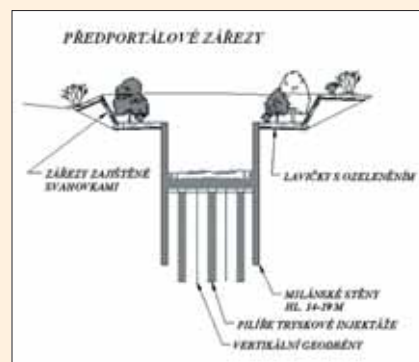
Těžba podzemních stěn zárubních zdí



Osazování armokoše délky 24,6 m podzemní stěny konstrukce tunelu



Zářez zárubních zdí obrácený ke Třebovicím



Obr. 11: Příčný řez předportálovým zářezem

Podzemní stěny zářezů byly hloubeny ze snížené úrovně tzv. předzářezů, jejichž účelem bylo snížit výšku stěn na technicky nutné minimum. Výška předzářezů se pohybuje v rozmezí 0–4,4 m a jejich sklon byl po dobu výstavby 1 : 2. Předzářezy zasahují převážně do kvartérních pokryvů; v blízkosti obou portálů tunelu zasahují do navážek, tvořených miocenními jíly, vytěženými ze starého Třebovického tunelu. Definitivní zajištění svahů těchto předzářezů je navrženo svahovkami Big Löffel firmy Horizont Silidur Velelíby, s. r. o. Jedná se o betonové bloky z prostého betonu, které staticky zajišťují čelo přísypu. Sklon líce takto zajištěných svahů bude 60°. Vypílní zemního tělesa mezi svahovkami a výkopem sklonu 1 : 2 bude tvořit vhodný štěrkovitý materiál. Na základě výpočtu dlouhodobé stability svahu bude nutné tento přísyp vyztžit geosyntetikou.

Mezi svahem předzářezu a pažicí podzemní stěnou byla navržena pracovní plošina (lavička) šířky 6,0 m pro provedení podzemních stěn. Po dokončení stavby bude prostor pracovní plošiny a paty zajištění předzářezu utěsněn proti pronikání srážkové vody bentonitovými rohožemi Voltex; poté bude v celém prostoru lavičky vysázena řízená zeleň jako součást celkového technického řešení zajištění zářezu. Výše popsaným způsobem byly zajištěny i navazující mělčí zářezy celkové délky 60 m a hloubky kolem 4 m u obou konců zárubních zdí. Velmi výrazným prvkem této stavby je následně ozelenění jak vlastního biokoridoru, tak i svahů a laviček na plochách ve správě ČD. Zeleň zde plní funkci jak krajinnotvornou, tak i statickou – pomáhá udržovat vodní režim v oblasti se složitým režimem výskytu podzemních vod.

Zlepšení zemin v podloží

Podloží tunelu a zářezů tvoří miocenní jíly velmi nepříznivých vlastností. Pode dnem zářezů a v tunelu (kromě části křížení se starým tunelem) jsou proto navrženy dva způsoby zlepšení podloží.

Plošné zlepšení podloží

Bezprostředně po vytěžení dna zářezů a tunelu byl stabilizován povrch podloží zemní frézou v tloušťce záběru 0,5 m ze směsi lomové výsivky, páleného vápna a cementu.



Pohled na úsek zárubních zdí (od Rudoltic) rozeptřených ocelovými troubami, v pozadí výroba podzemních stěn na objektu tunelu



Provádění dočasných pramencových kotvěv v úseku obráceném ke Třebovicím

Hloubková stabilizace podloží

Hloubková stabilizace podloží základové desky tunelu a předportálových zářezů byla provedena dvěma způsoby – vertikálními geodrény a tryskovou injektáží.

- Vertikální geodrény jsou tvořeny ochrannou vrstvou filtrační geotextilie a středovým plastovým pásem. Ten je profilován tak, aby drážky na jeho povrchu mohly odvádět vodu vytlačovanou z porů směrem k povrchu. Hloubka geodrénu je navržena 1 m pod patu podzemních stěn. Podzemní voda, která může vytékat z vertikálních drénů, bude pode dnem desky svedena nopovou fólií do drenáží, umístěných podél

obou podzemních stěn.

- Pro stabilizaci jílovitých zemin v podloží základové desky byla použita trysková injektáž metodou M1 s předřezem zeminy. Jako injekční směs je použita vápenocementová směs typu HAMASOL 2005, jejíž složení bylo optimalizováno při provedení zkušebního pole. Pilíře tryskové injektáže mají v projektované konstrukci dvě funkce:

1. Stabilizační – vápenná složka ve směsi působí jako stabilizující prvek – snižuje přirozenou vlhkost jílu v okolí.
2. Statickou – do pilířů tryskové injektáže je osazena výztuž, která je vetknuta do základové

desky a která bude schopna přenášet tahové síly. Pilíře tryskové injektáže pak budou působit jako tahové prvky, přenášející část vzlaku prostředí při bobtnání a dekonsolidaci jílu v podloží zářezu.

Pilotová stěna v km 8,0–8,25

Trať v tomto úseku přechází z mírného násypu před křížením s místní komunikací do hlubokého zářezu a dále pak do odřezu prudkého svahu masivu Horky.

Niveleta koleje prochází na začátku úseku polohami miocenních jílu třídy F4–F8 a i ve zbývajících částech úseku se v podloží nivelety vyskytují převážně jílovité zeminy miocénu, místy hlinitokamenité sutě. Od km cca 8,125 prochází svah odřezu svahovými sutěmi.

Začátek úseku do km 8,030 je zajištěn oboustrannou, pouze dočasně kotvenou pilotovou stěnou. Stěny jsou ve dně rozeptřeny deskou stejného provedení jako v předportálových zářezích; stejný je i způsob zlepšení podloží. Navazující úsek zasahuje do geologického zlomu – zářez dosahuje hloubky cca 6 m, jeho levá strana je zajištěna dočasně kotvenou pilotovou stěnou, která je odsunuta od osy přilehlé koleje o 7,7 m, a vzniklý prostor vyplňuje přítěžovací lavice. Její svah je opevněn svahovkami Big Löffel se sklonem líce 60°. Pravá, nižší strana zářezu je zajištěna po celé výšce svahovkami. Závěrečný úsek zářezu zasahuje do paty prudkého svahu výšky až 100 m. Stabilitu svahů zářezu na levé straně negativně ovlivňuje



Kotvená zárubní zeď s drážkou pro napojení desky dna



Provádění tryskové injektáže z úrovně základové spáry desky dna zářezu



Betonáž portálu tunelu od Třebovic

podzemní voda vázaná na povrchovou vrstvu hlinitokamenitých sutí. Výška levé strany zářezu se pohybuje od 6,8 do 4,7 m od nivelety. Na základě stabilitního posouzení byly v tomto úseku navrženy piloty prům. 900 mm s roztečí 1,5 m, délky 6 m, vetknuté min. 1 m do skalního podloží tř. R3–R2. Stěna je kotvena trvalými pramencovými kotvami ve dvou úrovních v osové vzdálenosti 3,0 m. V pilotové stěně jsou mezi pilotami osazeny odvodňovací trubky DN 100 mm, doplněné ve zvodněných partiích odvodňovacími vrty.

Isolace železobetonových konstrukcí

Ošetření všech horizontálních i vertikálních železobetonových konstrukcí bylo navrženo formou krystalické hydroizolace H-Krystal, aplikované formou nátěrů, nástříků nebo zásypů. Pracovní spáry konstrukcí byly těsněny expanzním těsněním Supercast SW a Supercast SWX.

Statické výpočty

Vzhledem k závažnosti geotechnické problematiky v okolí stavby byla konstrukce posouzena ve více stupních zpřesnění. Předběžný návrh geometrie byl proveden programem GEO 4 a GEO4 – MKP.

Časový průběh bobtnacích tlaků a vliv dekon-solidace na konstrukci byl modelován programem PLAXIS. Modelování v časovém horizontu cca 11 let provedl kolektiv VŠB – TŮ, katedry podzemních staveb pod vedením prof. Aldorfa. Podrobný výpočet byl upraven do dvou kroků:

- základní řešení s použitím modelu SSC (soft soil creep) pro miocenní jíly, pomocí kterého jsou stanoveny hodnoty a průběhy přetváření v čase a působení vnitřních sil na konstrukci;
- sdružená úloha, řešená v pružno-plastickém režimu výpočtu, z jejíhož řešení vyplynou přírůstky hodnot vnitřních sil v konstrukci vlivem dekon-solidace podloží.

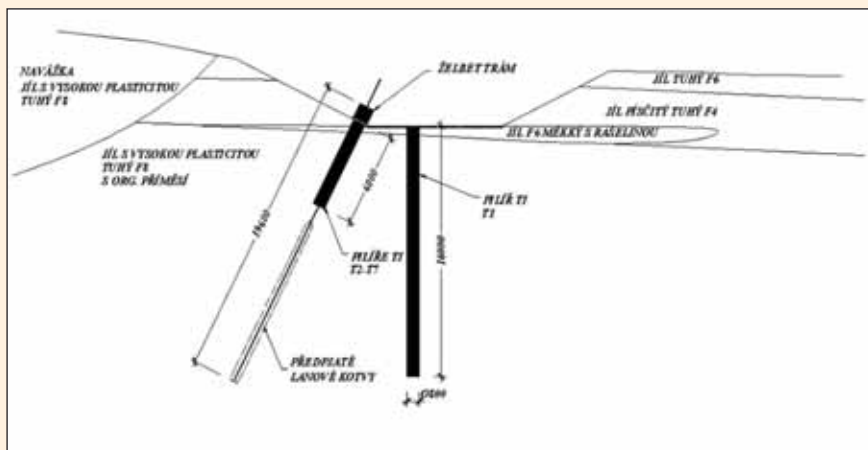
Zkušební pole tryskové injektáže a před-pjatých lanových kotev

V limitních geologických podmínkách hrálo velmi významnou roli důsledné zkušební jednotlivých prvků v rámci projektové přípravy před vlastním zahájením prací a následné aplikace vyzkoušených technologických postupů při výstavbě.

V době zpracování projektu proběhly v místě stavby typové zkoušky kotev v souladu s ČSN EN 1537, jejichž smyslem bylo především ověřit použití dočasných pramencových kotev s velkou předpínací silou (přes 1000 kN) v prostředí objemově nestálých zemin a dále zjistit pokles předpínací síly s časem. Zkoušky probíhaly po dobu předpokládané účinnosti kotev na stavbě, tedy cca 3 měsíce, a z jejich výsledků vyplývá, že i v náročných geologických podmínkách lze úspěšně aplikovat předpjaté lanové kotvy (obr. 12). Pokles předpínací síly se pohyboval kolem 5%, přičemž největší úbytek byl zazna-



Celkový pohled na zárubní zdi (od Třebovic), v pozadí betonáž desky dna



Obr. 12: Schéma zkušebního pole

menán v prvních osmi dnech a po zbývajících dobu se velikost síly prakticky neměnila. U pilířů tryskové injektáže bylo optimalizováno složení injektážní směsi. Jelikož pilíře tryskové injektáže sloužily jako podpory převážkového trámu pod kotvami, byly rovněž prověřeny na svislou únosnost. I tyto výsledky jsou velmi optimistické – sednutí kotevního bloku se při zkouškách pohybovalo kolem 2,5 mm při délce pilířů 4–6 m v tuhých jílech s organickou příměsí.

Závěrem

V době vydání tohoto čísla časopisu Zakládání právě vrcholí práce na výstavbě nového tunelu v místě křížení se starým. Tato nejnáročnější pasáž celého díla může být provedená ve stanovené době výluky Českých drah pouze

za předpokladu maximálního nasazení všech zúčastněných. O průběhu prací z tohoto náročného a technicky velmi zajímavého díla z období měsíce května až července roku 2005 budeme informovat v některém z příštích čísel.

Hlavní partneři stavby:

Investor: České dráhy, a. s.
Gen. projektant: SUDOP Brno, spol. s r. o.
Gen. dodavatel: ŽS Brno, a. s.
Projektant prací spec. zakládání: Amberg Engineering, a. s.
Dodavatel prací spec. zakládání: Zakládání staveb, a. s.
Doba provádění: 09/2004–07/2005

V rámci prací speciálního zakládání jsou prováděny tyto subdodávky:

- Trysková injektáž vápenocementem + geodrény: Soletanche Česká republika, s. r. o.;
- železobetonové konstrukce desek dna, stropů a římsy: Terracon, a. s.;
- krystalická hydroizolace: Aplix, spol. s r. o.;
- zaplavení starého tunelu popílkocementovou suspenzí: VUS Ostrava, s. r. o.

Ing. Jaroslav Lacina,
AMBERG Engineering Brno, a. s.
Spoluautor: Ing. Jan Šperger,
Zakládání staveb, a. s.

Foto: Petr Vokrouhlik, Ing. Jan Šperger,
Zakládání staveb, a. s.
Obrázky a výkresy: Ing. Jaroslav Lacina

Třebovice tunnel – optimisation of the track section Krasíkov–Česká Třebová

Intense construction works are currently being carried out on the railway corridor line between the Třebovice and Rudoltice stops. These works involve a new Třebovice tunnel passing through one of the most complex areas in the CR from the geotechnical point of view. The article presents history of the arduous construction of the original Třebovice tunnel in the years 1842–1845 as well as technical solutions of the new tunnel structure and its adjoining sections.

Zajištění stavební jámy stanice metra Letňany – projekt trasy IV.C2 pražského metra

V současné době probíhá výstavba druhé části IV. provozního úseku trasy C pražského metra z Ládví do Letňan. Tato stavba navazuje na zprovozněný úsek IV.C1 ze stanice Nádraží Holešovice do stanice Ládví a zahrnuje tři nové stanice: Střížkov, Prosek, Letňany. V následujícím textu je popsáno zajištění jámy pro stanici metra Letňany, která je unikátní jak rozsahem, tak prováděním pod hladinou podzemní vody.

Délka trasy IV.C2 je 4,6 km, z toho je 2,24 km hloubených objektů, včetně tří stanic. Celkový objem výkopů je 950 000 m³. Stavba je dle postupu výstavby a funkce rozdělena na sedm stavebních oddílů.

Oddíl 08 – Stanice Ládví – obrátové koleje;

Oddíl 09 – Traťový úsek Ládví–Střížkov;

Oddíl 10 – Stanice Střížkov;

Oddíl 11 – Traťový úsek Střížkov–Prosek;

Oddíl 12 – Stanice Prosek;

Oddíl 13 – Traťový úsek Prosek–Letňany;

Oddíl 14 – Stanice Letňany.



Situace s vyznačením trasy IV. C2 pražského metra

Převážná část výkopů hloubených traťových úseků a hloubených stanic je zajištěna dočasnými kotvenými záporovými stěnami s dřevěnými pažinami, částečně jsou použity kotvené pilotové stěny se stříkaným betonem. Výkopové práce jsou v současnosti (konec dubna 2005) téměř dokončeny. Zajištění stavebních jam je ve většině případů navrženo s dostatečným odsazením od nosných konstrukcí tak, aby železobetonové konstrukce a izolace mohly být prováděny z rubu.

Trasa bude dle předpokladu dokončena na přelomu let 2007 a 2008. Zhotovitelem stavby je sdružení firem Metrostav, a. s., Skanska CZ, a. s., a Subterra, a. s. Prováděcí dokumentaci projektuje METROPROJEKT Praha, a. s. Společnost Zakládání staveb, a. s., se významně podílí na pracích speciálního zakládání.

Stanice Letňany

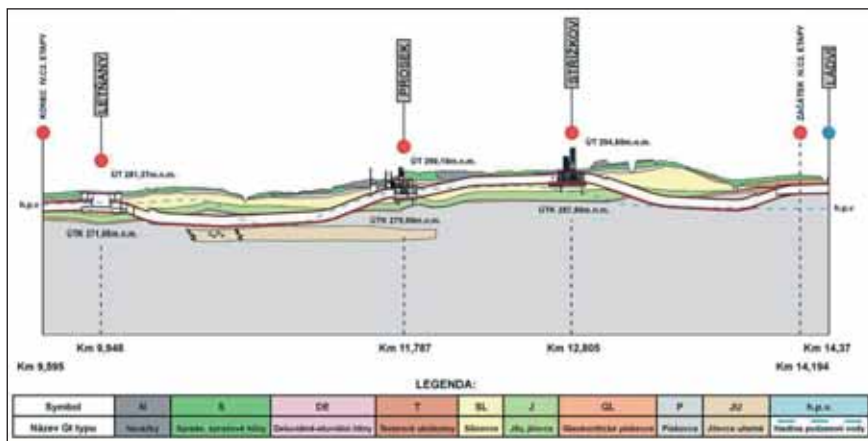
Stavební jáma stanice Letňany navazuje na ražený úsek jednokolejného traťového tunelů oddílu 13. Staveniště se nachází na „zelené louce“ v prostoru budoucího veletržního areálu. Rozměry jámy jsou v trase traťových tunelů cca 600x25 m, hloubka jámy je 10,5–16,8 m. Součástí oddílu jsou také dva vestibuly založené do hloubky 6,0 m po povrchu. Původní návrh zajištění otevřené stavební jámy (projekt pro stavební povolení) předpokládal zhotovení



Ortofotomapa s vyznačením v současnosti budované trasy IV. C2 pražského metra



Letecký pohled na stavební jámu stanice Letňany (Foto: Subterra, a. s.)



Podélný řez trasou IV. C2 s vyznačením geologických poměrů

svahované jámy s částečným kotvením a dílčím zajištěním jámy pilotovou stěnou. Před započítáním stavby však zhotovitel (sdružení firem) rozhodl o realizaci varianty navržené firmou Zakládání staveb, a. s., se zajištěním jámy záporovým pažením. Koncepční návrh vyprojektoval jednoduše Metroprojekt Praha, a. s. Zhotovitel preferoval tyto výhody oproti původnímu návrhu svahované jámy: snížení objemu a odvozu výkopku, zkrácení manipulačních vzdáleností, zjednodušení způsobu odvodnění jámy a provedení izolačních prací. Objem vý-

kopů přesto činí více než 300 000 m³ a plocha záporového pažení je 15 200 m². Výkopy pro vestibuly jsou svahované. Zajištění stěny portálu je provedeno stříkanými svahy s třemi úrovněmi kotvených železobetonových převážek. Výjezdy z jámy jsou zajištěny dvěma výjezdovými rampami.

Geologické a hydrogeologické poměry

Geologický profil tvoří:

- sprašové hlíny S,
- písčité jíly, písčito-jílovitá hlína D+E,

- slánek (jílovitý vápenec) SL,
- jíly, jílovec J,
- glaukonitovec GL,
- pískovec P.

Hladina podzemní vody tvoří dva souvislé horizonty. První zvrstvení v puklinovém prostředí slánců je oddělena od druhé zvrstvení jílovců o mocnosti 3,0–5,0 m. Jílovec tvoří izolátor mezi kolektory zvodnění. Hladina vody v jámě se ustálila po otevření výkopu na 5,0 m pod úroveň terénu. Podzemní voda v souvrství pískovců není tlaková a nemá přímou hydraulickou spojitost s kolektorem první zvodnění. V rámci IG průřezu byl zpracován matematický model režimu proudění podzemních vod v Letňanech. Při variantě jednorázového otevření stavební jámy až po dosažení jejího dna byly vypočteny dále uvedené přítoky podzemní vody do jámy:

- po 30 dnech – 36,5 l/s,
- po 60 dnech – 20,9 l/s,
- po 130 dnech – 15,7 l/s,
- po 365 dnech – 10,1 l/s.

Skutečné přítoky podzemní vody v současném období bez srážek činí 40 dní po dosažení dna jámy cca 18 l/s. Z uvedeného plyne, že výsledky matematického modelu jsou na straně bezpečnosti. Poměrně vysoké přítoky podzemní vody do jámy jsou dotovány infiltrací atmosféric-



Stavební jáma stanice metra Letňany, pohled od portálu, vlevo je výjezdová rampa



Zajištění jámy stanice metra záporovým pažením, pohled směrem k portálu ražených tunelů



Záporové pažení, kotvené ve třech úrovních; podkladní betony dilatačních dílů 4, 5

kých srážek na Letňanské plošině a významně také přítokem podzemní vody z hydrologického rozvodí podzemních vod. Dosah snížení HPV vlivem čerpání je dle modelu 450 m. Podzemní voda vykazuje nízkou agresivitu.

Zajištění jámy

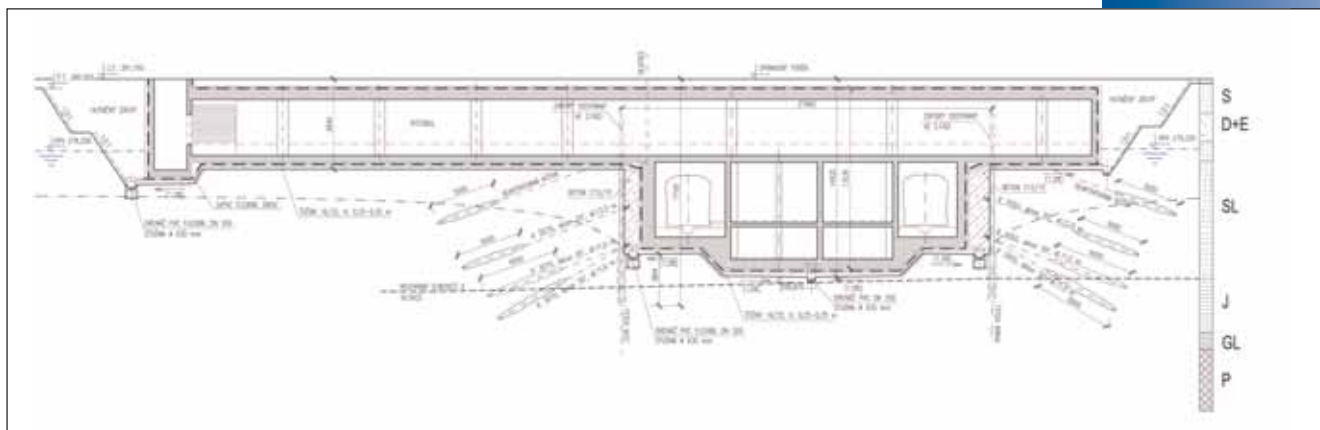
Zápory jsou provedeny z pracovní úrovně předvýkopu hloubky 2,7 m pod úroveň terénu. Jednotlivé zápory I 300 (I 360) jsou vloženy do vrtů profilu 630 mm. Délka zápor je 12,5–18,3 m. Pata zápor je vyplněna betonem C12/15. Osová vzdálenost prvků je 1,5 a 2,0 m. Během provádění vrtů pro zápory byly rozdíly zastížené hladiny podzemní vody běžně až 8,0 m mezi sousedními vrty. Výjimkou nebyly ani případy suchého a zavodněného vrtu v bezprostřední blízkosti. Tento stav je způsoben charakteristickou puklinovou propustností slínovců. Mezi příruby zápor jsou vloženy dřevěné hranoly 100/100 mm. Zápory jsou kotveny ve dvou, ve třech nebo ve čtyřech úrovních dočasnými pramencovými kotvami. Přenos kotevnických sil je zajištěn ocelovými převážkami ze dvou válcovaných profilů U 260 (U 300). Polohově je záporové pažení navrženo ve vzdálenosti 1,6 m od líce nosných stěn tak, aby mohly být na konstrukci provedeny z rubu povlakové izolace. Převážná většina zápor byla osazena do svislého líce s dodržením odchylky 1 % z délky zápor, povolené projektem. Statické řešení ovlivnila poloha vrstvy jílovců. Jedná se o horninu charakteru spíše zeminy (jíly pevné, místy tuhé konzistence). Tato vrstva neumožňuje spolehlivé vetknutí pat zápor, proto jsou kotvy umístěny blízko paty zápor. Ve statickém výpočtu byl zaveden předpoklad dokonalého odvodnění rubu pažení tak, aby nedošlo k hydrostatickému zatížení záporové stěny. To je zajištěno výplní prostoru mezi pažinami a horninou štěrkokáskem a svislým drénem DN 50.

Úprava základové spáry

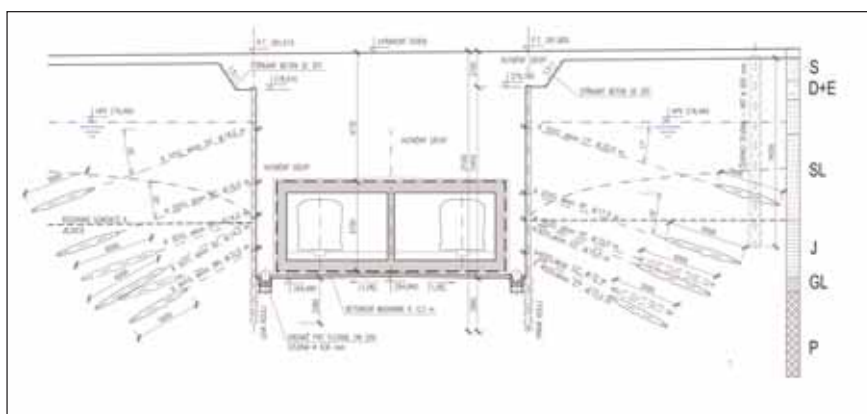
Základová spára zasahuje přibližně ve stejném poměru do obou charakteristických typů hornin – jílovců a slínovců. Při zastížení slínovců spočívala úprava základové spáry v jejím začátcích a v zaplombování překopů betonem C12/15. Na takto upravenou spáru je uložen dvouúrovňový drenážní systém (trubní drény a štěrkový polštář).

Při zastížení jílovců je definitivní výkop proveden z pracovní úrovně 0,65 m nad základovou spárou, dočasně opatřenou betonovou mazaninou C16/20 tl. 0,15 m se sítí. Definitivní dotěžení výkopů se provádělo při záběrech cca 6,0x6,0 m bez pojezdu mechanizace po základové spáře. Odkrytá spára je bezprostředně po odhalení překryta betonovou mazaninou C16/20, tl. 0,2 m, aby nedošlo k jejímu znehodnocení. Až poté je na takto ošetřenou spáru postavena systematická drenáž.

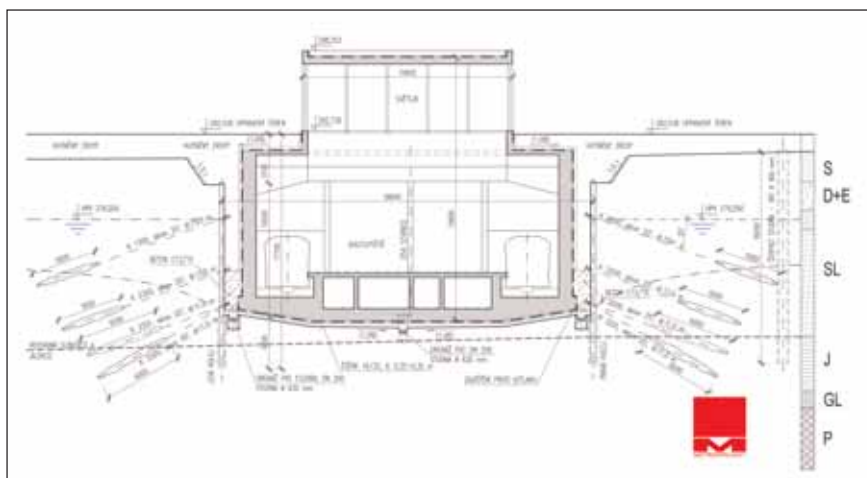
Dle geometrie základové desky je základová spára upravena ve střechovitěm sklonu s odvedením vody do boků nebo do středu jámy.



Stanice Letňany, příčný řez vestibulem



Stanice Letňany, příčný řez tratovým tunelem



Stanice Letňany, příčný řez nástupištěm

V nejnižších místech výkopu jsou provedeny sběrné drény, zaústěné do čerpacích studní.

Odvodnění jámy

Odvodňovací systém je dimenzován na přítok podzemní vody a atmosférických srážek. Při návrhu dočasného odvodnění prostoru stanice Letňany se zvažovalo několik variant. Možnost odvodnění dna jámy propojením obou zvodní svíslými vrty procházejícími vrstvou jílovců byla zamítnuta již ve fázi úvodního projektu. Důvodem byla obava z přítoků podzemní vody z horního kolektoru do navazujícího raženého úseku SO 13 a z případných dalších poruch při

razících pracích.

Odvodnění prostoru jámy bylo v projektové dokumentaci navrženo jako kombinace vnějších studní v okolí jámy a systematické drenáže na dně jámy. Studny profilu 900 mm, provedené ve vzdálenosti 15–20 m od jámy, jsou vystrojené perforovanou výpažnicí Ø 600 mm s obsypem. Podíl na celkovém čerpaném množství vody ze studní je nízký a nepřevyšuje 10 % z celkového objemu čerpání. Účinnost odvodňovacího zásahu pomocí vnějších studní nespĺnila projekční předpoklady. Tato zkušenost ukazuje, že použití vrtaných studní pro plošné odvodnění v puklinovém prostředí není efektivní. Bezporuchové

provádění izolačních a betonářských prací plně zajišťuje drenážní systém na dně jámy. Drenážní vody jsou čerpány přes usazovací nádrže do dešťové kanalizace, zaústěné do Rokytky. Měření průtoků je prováděno důlními vodoměry, osazenými před zaústěním výtlačků do kanalizace. Během těžby výkopu pod úrovní HPV došlo k vyplavování jemnozrnných částic, což bylo operativně řešeno přidáním usazovacích nádrží před zaústěním výtlačků do dešťové kanalizace. Po dosažení dna jámy vyplavování jemnozrnných částic ustalo. Čerpání bude probíhat po dobu cca 2–3 let, do okamžiku zajištění všech dilatačních dílů proti vztakovým účinkům. Poté bude čerpání ukončeno uzavřením a zainjektováním čerpacích studní a HPV se vrátí do původního stavu. Vzhledem k umístění stanice Letňany rovnoběžně se směrem proudění podzemní vody by neměla mít dokončená stavba zásadní vliv na režim proudění podzemních vod.

Ing. Martin Jakoubek
METROPROJEKT Praha, a. s.

Obrázky: Metroprojekt Praha, a. s.
Foto: Libor Štěrba

Securing a foundation pit for the Letňany underground station – project of the IV. C2 line of the Prague Underground

The construction of the 2nd part of the functional division IV.C of the Prague Underground between Ládví and Letňany is currently realised as a continuation of the IV.C1 section between Nádraží Holešovice and Ládví stations that is already in operation. The new section includes three stations: Střížkov, Prosek and Letňany. The following text describes securing of a foundation pit for the Letňany station – it is a unique construction in terms of its extent as well as realisation under ground water level.



Situace stavby č. 0079 Špejchar–Pelc-Tyrolka

Práce speciálního zakládání při geotechnickém průzkumu plánovaného tunelu Královská obora pražského městského okruhu

Od května 2002 probíhá z Trojského nábřeží ražba průzkumné štoly, jejímž hlavním smyslem je získání dostatečného souboru informací o geotechnickém prostředí v trase budoucích tunelů stavby Městského okruhu č. 0079 Špejchar–Pelc-Tyrolka. Její celková délka je 1950 m a je ražena Novou rakouskou tunelovací metodou s použitím trhacích prací jako jednokolejný profil s výhybnami po 150 m. Geomorfologie terénu a výškové vedení štoly vyžadovalo použití mnoha technologií speciálního zakládání, které provádí společnost Zakládání staveb, a. s., a které jsou podrobněji popsány v tomto článku.

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

z trojského nábřeží pod Vltavu, Císařský ostrov, plavební kanál a Stromovku, kde v prostoru Šlechtovy restaurace na úpatí svahu Letné končí.

Technologie speciálního zakládání byly nasazeny na těchto objektech:

- těžní šachta v Tróji,
- úniková šachta V1 na Císařském ostrově,
- únikový vrt V2 v ulici Za Elektrárnou,
- sanační injektáž při ražbě štoly.

Těžní a přístupová šachta v Tróji

Pro potřeby těžby rubaniny, dočasného čerpání balastních vod a umožnění přístupu do průzkumné štoly je cca 180 m od Vltavského břehu provedena šachta oválného tvaru o světých rozměrech 5,8x7,2 m. Původní návrh kruhové šachty o světlem průměru 7,2 m byl z finančních důvodů upraven na výše uvedené oválný tvar

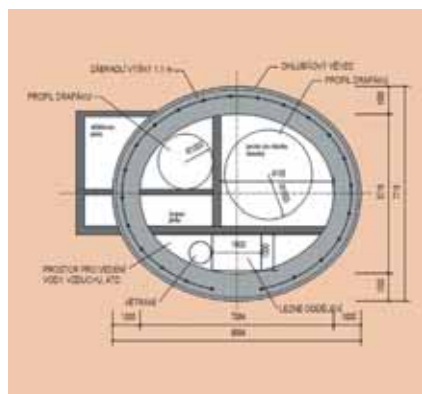
tak, aby byl splněn požadavek na možnost použití strojního vybavení dodavatele (sdružení Metrostav, a. s., a Energie stavební a báňská, a. s.) – pásový nakladač RDK 200 s klepetovou těžní nádobou o objemu 0,5 m³. V profilu šachty je umístěno lezně oddělení se šikmými žebříky. Celková hloubka šachty je 19,8 m, 15 m pod terémem se nachází dno šachty s kolejovou dopravou. Pod touto úrovní jsou umístěny čerpací a sedimentační jímky, každá o objemu 21 m³, a prostor pro skládku rubaniny o objemu 60 m³. Geologický profil tvoří fluvialní písků Vltavské terasy o mocnosti 5,5 m, uložené na tektonicky porušených písčito-prachovitých břidlicích dobrotivského souvrství proměnlivé kvality R5-R3, zlepšujících se s hloubkou. Hladina podzemní vody byla zastížena 3,5 m pod terémem. Šachta je pažena převrtávanými pilotami Ø 880, resp. 780 mm, z betonu C 20/25–XA1, ukončených v navětralé hornině. Ve skalním prostředí je pažení provedeno stříkaným betonem vyztuženým ocelovými příhradovými rámy a svařovanými sítěmi.

Dimenze ostění byla navržena na základě klenbové teorie. Pro zvýšení bezpečnosti byly delší strany jámy doplněny injektovanými kotvami Ø 32 mm a délky 5,0 m. Vzhledem k přítomnosti velkého množství podzemní vody bylo provádění kotev dosti problematické. I po důkladné

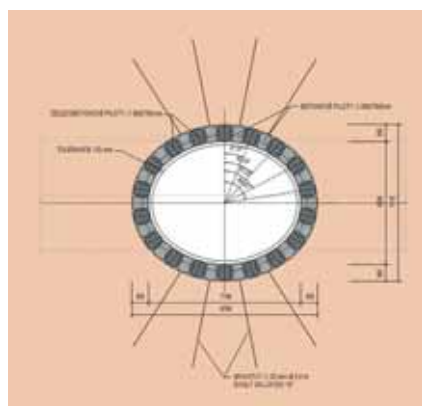
injektáží se přes vrty pro kotvy dostávalo do profilu šachty poměrně velké množství vody, a kotvy tak bylo nutné několikrát dotěšňovat chemickou injektáží.

Pro zhotovení převrtávaných pilot se začalo s vlastním hloubením šachty, které probíhalo poměrně rychle. Ukázalo se, že navržená půdorysná odchylka pilot 1,5% z výšky je dodržena a že piloty i po cca 10 m jsou ve správné poloze a lze počítat s plnou předpokládanou únosností ostění šachty. Pro následné hloubení ve skalním prostředí na konečnou úroveň -20 m byly použity trhací práce.

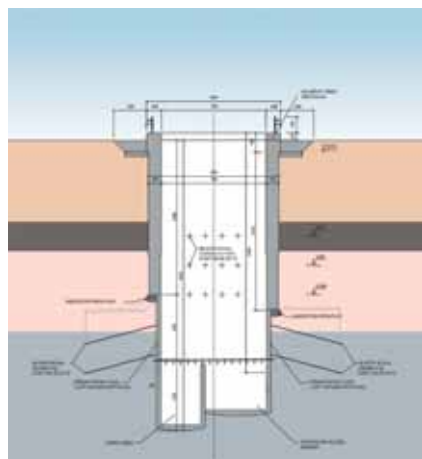
Pro zajištění ochrany před vniknutím povrchových vod a udržení stability pilot po jejich následném podkopání při záběrech pod nimi



Šachetní terč těžní šachty Trója



Vzorový příčný řez těžní šachty Trója



Svislý řez těžní šachtou Trója



Kotvení v těžní šachtě Trója

byl na povrchu vybetonován ohlubňový věnec o příčném profilu 1,0x1,3 m.

Po vyhloubení šachty na úroveň -15,0 m byl nad budoucím průřezem s klenbou průzkumné štoly proveden mikropilotový deštník z dvaceti injektovaných ocelových mikropilot 70/12 mm délky 8 m a vzájemné osové vzdálenosti 300 mm. Sice se mírně zvedl přítok do jámy, ale mikropiloty zajistily bezpečný průběh ražeb prvních metrů průzkumné štoly. Po celou dobu hloubení byl používán provizorní svislý žebřík s ochranným košem, který byl před každým odpalem ve své spodní části demontován. Definitivní lezné oddělení bylo osazeno až po dohloubení na konečnou hloubku. Krátce po provedení šachty v červenci 2002 přišla povodeň, která kompletně zatopila šachtu a krátký úsek průzkumné štoly. Po odčerpání však nebyly zjištěny žádné vážnější škody na ostění šachty a štoly.



Převrtávané piloty na obvodu těžní a přístupové šachty Trója

Úniková šachta na Císařském ostrově

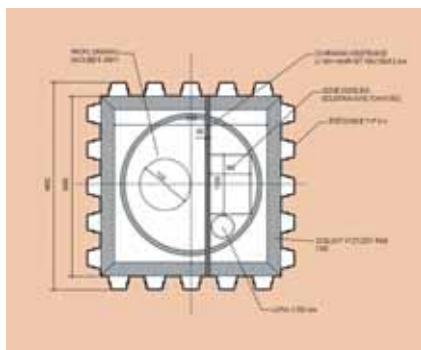
Pro potřeby úniku z průzkumné štoly za Vltavou a pro čerpání balastních vod byla na Císařském ostrově provedena šachta o půdorysných rozměrech 4,6x4,6 m (v sedimentech) a hloubky 30 m. Geologický profil zde byl podobný jako na trojském nábřeží.

S ohledem na budoucí objekt výtlačku kanalizace a z finančních důvodů bylo ostění šachty navrženo a provedeno v říčních sedimentech jako štětová stěna rozepřená ocelovými rámy a stříkaným betonem ve skalním podloží. Štětovnice byly navrženy s přesahem 1,2 m nad terén, čímž bylo dílo zajištěno proti pádu osob a vniknutí povrchových vod. Vibroberanění štětovnic proběhlo hladce, všechny se podařilo doberanit přibližně do stejné hloubky.

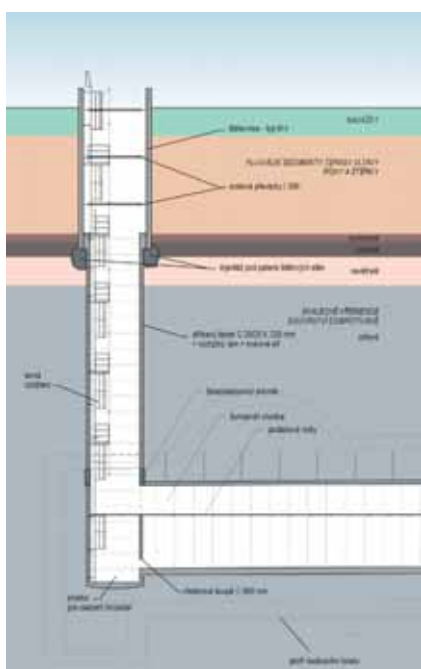
Pro minimalizaci přítoků při přechodu ze štětových stěn na stříkaný beton byla při hloubení cca 2,0 m nad bází provedena injektáž pat štětových stěn. Toto opatření se velmi osvědčilo, neboť při průchodu podél pat štětovnic nebyl zastižena žádný významnější přítok podzemní vody.

Následné hloubení kruhového profilu šachty ve skalním podloží o vnějším průměru 3,24 m bylo prováděno s využitím trhacích prací a se zajištěním stěn stříkaným betonem tl. 300 mm, vyztuženým příhradovými ocelovými rámy a svařovanými sítěmi. Délka jednoho záběru se pohybovala kolem 1,0 m. Tloušťka ostění byla navržena zejména s ohledem na dosažení maximální možné vodotěsnosti. I přes zastižení velmi porušených a zvodnělých skaleckých křemenců je současný přítok do jámy jen cca 0,5 l/s. Spojitost jednotlivých prstenců ostění byla dosažena pomocí svislé spojovací výtuzky, na kterou byl každý nově osazovaný rám zavěšen. Lokální rozšíření profilu šachty za účelem zamezení vertikálního posunu při podkopání ostění raženým profilem žumpovní chodby nebylo provedeno, neboť soudržnost mezi ostěním a horninou byla dostatečná. Hlou-

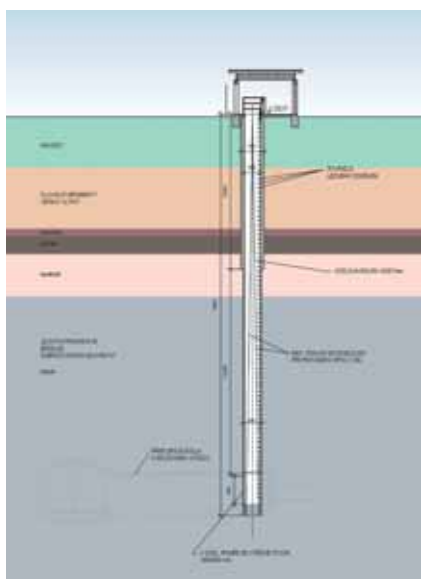
bení ve skalním prostředí probíhalo s velkými komplikacemi, docházelo k zavalování vrtů pro trhací práce a celková doba provádění se tak prodloužila až na 4 měsíce.



Vzorový příčný řez šachtou V1 na Císařském ostrově



Svislý řez šachtou V1 na Císařském ostrově



Svislý řez vrtem V2

Únikový vrt V2

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

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

Nad hotovým vrtem byl proveden zděný přístřešek bránící vstupu nepovolaných osob, padání

listů, znečištění apod. Po vyražení přístupové chodby z průzkumné štoly byla zjištěna prostorová odchylka vrtu od projektované polohy velikosti cca 25 cm, což odpovídá cca 0,8% délky vrtu.

Sanační injektáže

Míra zvodnění a tektonická porušenost zejména řevnických křemenců v kombinaci s nízkým skalním nadložím (místy jen 1,5 m) si na některých úsecích trasy vynutila provádění pod ochranou injektovaných mikropilotových deštníků v horninovém prostředí zlepšeném jílocementovou injektáží.

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



Hloubení šachty V1 na Císařském ostrově



Hloubení vrtu V2 u plavebního kanálu v Tróji

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

Vrty ve vějíři jsou průměru 75–90 mm v počtu 9 nebo 11 ks dle daných podmínek.

Po odvrtání jsou do cementové zálivky (C:V = 2,2 : 1) osazeny injekční manžetové trubky PVC 32/3,6 mm s manžetami á 0,5 m.

U spodního vějíře jsou osazovány ocelové trubky 35/5,5 mm pro zvýšení únosnosti.

Vzestupná injektáž je prováděna těmito tlaky:

- injekční tlak: do 4,5 MPa,
- trhací tlak: 10 MPa.

spotřeba směsi:

- v 1. fázi 1,5% injektovaného prostoru,
- v 2. fázi a eventuelně každé další fázi 1,0%,
- 3. fáze je prováděna jen za předpokladu, že v druhé fázi ukončené předepsanou spotřebou nebylo dosaženo injekčního tlaku 2,0 MPa; uvedené kritérium platí pro 3. a každou další fázi injektáže.

V případech, kdy nadměrný přítok z vrtu (~ 4,0 l/s) znemožňuje kvalitní injektáž (dochází k vyplavování jílocementu), je nutné nejprve vyhloubit část vrtu (s nižším přítokem), tu zainjektovat, převrtat a pokračovat v další injektáži. Tento způsob *sestupné injektáže* sice zvyšuje náklady na provedení injektáží, ale je tak možné dosáhnout funkční injektáže a minimalizovat tím následné přítoky podzemních vod do nevystrojeného výrubu.

K vrtání je používána vrtná souprava HBM 12 KHY, umožňující pomocí „odvalování“ provést vrty ve tvaru rozevřeného kužele. Technologie hloubení vrtu se volí dle právě zastíženého geologického prostředí. Rotačně přiklepové hloubení se vzduchovým výplachem pomocí ponorného kladiva je používáno ve skalečných křemencích, v břidlicích je využíváno rotační vrtání. Rozpojovací nástroje jsou v tomto případě valivé dláto a přibírkové korunky na vodní výplach. Geologické prostředí je často značně proměnné, takže k obměně technologie vrtání

dochází mnohdy již po odvrtání 1 m vrtu.

Vzestupná injektáž je prováděna pomocí necirkulačního obturátoru přes osazené manžetové trubky. Pokud je prováděna *sestupná injektáž*, je použit mechanicky rozpínaný obturátor.

Jestliže jsou stěny vrtu nesouměrné s větší ovalitou, je do vrtu osazena manžetová injekční trubka s vakem o délce cca 1 m (2 etáže) a ten se následně rozeprne pomocí necirkulačního obturátoru injekční směsí.

Pokud nedochází k velkým spotřebám injekční směsi, je tato směs připravována přímo na čelbě štoly malými mobilními aktivacími míchačkami. Větší objemy injekční směsi jsou vyráběny v přípravě vedle únikového vrtu V2. V tomto případě jsou ovšem kladeny velké nároky na stabilitu směsi neboť je dopravována na vzdálenost 400–1000 m k čelbě štoly a zde po překontrolování parametrů teprve použita k injektáži.

Závěr

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

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

Foto: autor a Libor Štěrba

Literatura:

1. Výpočet únosnosti ostění těžní šachty v Troji, Hurych, P., FG Consult, spol. s r. o.
2. Návrh sanačních injektáží, Vališ, J., FG Consult, spol. s r. o.



Vrtná souprava při hloubení vrtů pro mikropilotový deštník na čelbě průzkumné štoly



Pohled do průzkumné štoly

Special foundation works within the geotechnical survey for prospective tunnel Královská obora of the Prague City ring

Since May 2002 an exploration gallery has been driven from the Troja embankment; its main purpose is to obtain sufficient information on the geotechnical surroundings in the line of the prospective tunnels of the City ring section no. 0097 Špejchar – Pelc Tyrolka. Its total length reaches 1950 m and it is driven by the New Austrian tunnelling method with the use of blasting, resulting in a single track profile with a passing point at every 150 m. The geomorphology of the ground and vertical alignment of the gallery itself required utilisation of numerous special foundation technologies realised by the Zakládání staveb Co.