

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. Jan Masopust, CSc.  
Ing. Jiří Mühel  
Ing. Michael Remeš

Redakce:  
Ing. Libor Štěrba  
Design & Layout:  
Studio 66  
Jazyková korektura:  
Mgr. Antonín Gottwald  
Sazba, lito:  
Studio 66  
Tisk:  
Retip

Foto na titulní straně:  
Libor Štěrba, Ing. Libor Mařík  
Překlady anotací:  
Magdalena Sobotková

Ročník XX  
1/2008  
Vyšlo 6. 5. 2008  
v nákladu 1000 ks  
MK ČR 7986  
ISSN 1212 – 1711  
Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2007 je cena časopisu 86 Kč.  
Roční předplatné 345 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

- 40leté výročí vzniku společnosti Zakládání staveb, a. s.**  
– 4. pokračování, období let 1980–1985  
*Ing. Alois Kouba, Zakládání staveb, a. s.* 2
- Dotěšňování konstrukcí při stavbě metodou „top&down“**  
*Dle materiálů firmy BASF* 6

## Podzemní stavby

- Kolektor Václavské náměstí – oprava trasy „C“**  
*Ing. František Dvořák, Ing. Libor Zapletal, Ingutis, spol. s r. o., Praha* 8
- Statické zajištění kanalizační stoky na pravé straně Václavského náměstí  
před provedením tryskové injektáže kolektoru Václavské náměstí  
– oprava trasy „C“**  
*Ing. Jan Sochůrek, Petr Hotový, Ingutis, spol. s r. o.* 11
- Zajištění kanalizační stoky 800/1430 mm nízkotlakou injektáží – realizace**  
*Ing. František Mrázek, A. R. A., s. r. o.* 13
- Těžba lignitu v jihomoravském revíru na dole Mír v Mikulčicích,  
překonávání tektonické poruchy překopy**  
*Oldřich Cuták, Lignit Hodonín, s. r. o.* 14
- Důl Mír v Mikulčicích  
– zajištění výrubu překopů mezi starým a novým těžebním polem**  
*Ing. Martin Čejka, Zakládání staveb, a. s.* 16
- Geofyzikální práce pro ražbu úpadních štol dolu Mír v Mikulčicích**  
*RNDr. Jaroslav Bárta, CSc., RNDr. Vojtěch Beneš, G IMPULS Praha, spol. s r. o.* 19

## Dopravní stavby

- Tunely stavby 513 Silničního okruhu kolem Prahy  
– předpoklady projektu a první zkušenosti z realizace**  
*Ing. Libor Mařík, IKP Consulting Engineers, s. r. o.* 22
- Stavební jáma hloubeného úseku tunelu Komořany na stavbě 513 SOKP**  
*Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., FG Consult, s. r. o., Praha, VUT Brno, Ústav geotechniky* 27
- Stavební jáma hloubeného úseku tunelu Cholupice na stavbě 513 SOKP**  
*Ing. Jozef Kuráň, IKP Consulting Engineers, s. r. o.* 31

## 40leté výročí vzniku společnosti Zakládání staveb, a. s. – 4. pokračování, období let 1980–1985

**V tomto dílu našeho seriálu připomeneme činnosti Speciálního závodu zakládání staveb z let 1980–1985. Toto období bylo významné nejen kvůli zakládaným stavbám, ale i z hlediska rozvoje technologií. Tehdy byla v Československu poprvé použita technologie tryskové injektáže, která je dnes rozvinuta do velkého počtu variací.**

Z významných staveb tohoto pětiletí lze uvést zejména:

- sanaci Smetanova nábřeží v Praze,
- statické zajištění Lichtenštejnského paláce v rámci jeho přestavby,
- speciální práce při rekonstrukci vodní elektrárny Štvanice,
- injekční clony pod přehradou Josefův Důl,
- těsnicí stěny omezující kontaminované lokality v KORAMO Kolín a SECHEZA Přerov,
- založení mostů na dálničním přivaděči Chabařovice–Ústí n. L.,
- stavby v zahraničí (Irák, Kuvajt apod.).

### Sanace Smetanova nábřeží

Sanace nábřeží následovala bezprostředně po dokončení prací na Národním divadle, a spadá

tedy do let 1982–1984. Vlivem velkých tlaků od dopravy na nábřežní komunikaci docházelo k postupnému vychylování nábřežní zdi, jejíž náklon byl sledován geodety již od konce II. světové války. K opravě ale došlo až po zřízení cca 40 m úseku nábřežní zdi u mostu 1. máje, proti Národnímu divadlu. Celková oprava byla dotažena v délce 435 m až k Novotného lávce. Podmínkou památkářů bylo zachování historického vzhledu nábřežní zdi, která byla vybudována zhruba v roce 1846. Technologie speciálního zakládání se podílely na zhotovení nového nosného systému zdi z kotvených elementů podzemních stěn, který je spřažen se železobetonovým rámovým skeletem konstrukce nábřežní zdi. Elementy podzemních stěn jsou vyztuženy žebry ve tvaru T a proti

překlopení je konstrukce zajištěna ocelovými táhly. Původní nábřežní zeď byla zpevněna cementovou injektáží a její nový základ tvoří mikropiloty s ochranou proti agresivitě prostředí. Po celé délce opravené zdi je zaberaněna štětová stěna, která je ke zdi dotažena betonovou plombou. Kombinace metod speciálního zakládání tak umožnila zachovat původní vzhled nábřežní zdi i její zesílení na staticky potřebovanou míru.

### Lichtenštejnský palác

V roce 1981 bylo rozhodnuto, že rozsáhlý palác na Kampě, který byl po dlouhý čas využíván pouze jako nevýznamný objekt (zbrojnice, archiv apod.), bude nadále sloužit pro reprezentační účely vlády. To si vyžádalo jeho zevrubnou rekonstrukci od suterénu až po střechu. Nejprve byl celý objekt obehnán podzemními stěnami, které slouží i jako vnější zdi obvodového „anglického dvorku“ a umožňují průběžné odvětrávání suterénu od vlhkosti. Dále bylo nosné, převážně smíšené zdivo proinjektováno nízkotlakou cementovou

Smetanovo nábřeží v Praze:  
Kotvený železobetonový trám spojuje ocelové záporny.  
Probíhá těžba rýhy na úroveň mikropilot.



Lichtenštejnský palác v Praze:  
Celkový pohled na rekonstruovaný palác v době  
provádění podzemních stěn u Vltavy



Lichtenštejnský palác:  
Zesílení a injektáž pilířů po obvodě atria objektu





injektáží, která doplnila vyvětrané a rozložené pojivo. Suterény byly prohloubeny tak, aby plnily funkci technického zázemí objektu včetně skladů, kuchyní a technických zařízení. Velmi náročné bylo zesilování kleneb nad přízemím, kdy muselo dojít k odstranění všech vrstev nad klenbami, jejich očištění a provedení tenkých nosných železobetonových moniér, které převzaly vlastní nosnou funkci klenby. Samostatným zadáním bylo vytvoření reprezentačního atria, které zasahovalo do zvodněných navážek a vynutilo si speciální utěsnění. Nebývale rozsáhlé práce speciálního zakládání zde probíhaly od roku 1982 do roku 1985, kdy byl objekt předán k restauračním pracím na nadzemních konstrukcích.

#### MVE Štvanice

Na nejjižnější výspě ostrova Štvanice je postavena malá vodní elektrárna, která byla v letech 1983–1985 rekonstruována jako záložní energetický zdroj pro budovu tehdejšího ÚV KSČ. V rámci této zásadní rekonstrukce, spočívající i ve výměně turboagregátů, bylo nutné provést i množství prací speciálního zakládání od zajímkování štetovou stěnou po celém obvodu až po injektáže nosného zdíva a jeho podchycení na nové základové prvky.

#### Ekologické stavby

Podstatou provádění ekologických staveb bylo obehnutí kontaminovaného prostoru těsnicí podzemní stěnou a zamezení úniku škodlivin do okolí, zejména jejich styku s podzemní vodou. Tak byly provedeny těsnicí podzemní

stěny kolem **Kolínské rafinerie olejů**, kde je ve 4 čerpacích stanicích shromažďována kontaminovaná voda a vrácena zpět do rafinačního provozu. Podobně byla v **Moravských chemických závodech Přerov** provedena těsnicí podzemní stěna kolem skládky zelené skalice jako odpadního produktu z provozu. Hydrologický průzkum v povodí Labe a v blízkosti odběrů pitné vody u Kolína prokázal šíření kontaminované vody z objektu rafinerie olejů, které mělo původ jednak ve válečných náletech na tovární komplex, jednak v jeho současném provozu. Vybudováním jílocementové těsnicí podzemní stěny po směru proudu podzemní vody s napojením na sběrné čerpací stanice bylo zamezeno nebezpečí znečištění jímaných podzemních vod.



*MVE Štvanice:  
Prostor kolem objektu byl zajímkován beraněnou štetovou stěnou*



*MCHZ Přerov:  
Příprava na osazení folie ISOFOL do rýhy vyplněné těsnicí směsí ZEOFIX*



Obdobně v Přerově byla skládka zelené skalice obehnána jílocementovou těsnicí stěnou, která zabránila průniku kontaminovaných vod ze skládky do blízkého toku řeky Bečvy, kde by průsaky způsobily rozsáhlé ekologické znečištění. Pro výplň podzemních stěn byla používána směs ZEOFIX, která má v agresivním prostředí zvýšenou a dlouhodobou odolnost. Při otevření obou těsnicích stěn, zhruba po jejich 20leté funkci, bylo zjištěno, že jsou zcela neporušené a plně funkční. Obě stavby byly provedeny letech 1981–1983.

#### VD Josefův Důl

Prakticky jedna z posledních údolních přehrad byla postavena v letech 1982–1986 na říčce Kamenici u Josefova Dolu v Jizerských horách. Kvůli nutnosti utěsnění podloží hráze provedl speciální závod Zakládání staveb na hlavní hrázi injekční těsnicí clonu ze štoly procházející hrázi a na levobřežní boční hrázi těsnicí injekční clonu z povrchu pomocí usměrněné tryskové injektáže. Tato clona na boční hrázi byla provedena ve zvětralých a balvanitě rozpadavých granitech libereckého typu. Vrtů pro injektáž tedy byly hloubeny jak v hrubozrnném písku, tak v kompaktní žule a tato skutečnost sama o sobě byla dost velkým problémem. Vzhledem ke značné zrnitostně nesourodému materiálu bylo rozhodnuto, že těsnicí clona bude provedena technologií usměrněné tryskové injektáže. Podmínky zvolené technologie byly pro nás velmi neobvyklé, neboť vyvodit při injektáži tlak v mezích 40–60 MPa bylo doposud nemyslitelné. Po vyhloubení a zazátkování

vrtů bylo od kanalizační firmy zapůjčeno čerpadlo Woma na nákladním autě a vlastní injektáž proběhla při tlacích 50 MPa s kritériem výtoku vody v sousedním vrtu. Ihned po proražení cest byla nasazena cementová směs, kterou se prostor propláchnutý vodou zaplnil. Tak trysková injektáž u nás začínala. Tehdy jsme ani netušili, jak rychle a do kolika variant se v naší praxi rozvine.

**Mosty na spoje Chabařovice–Ústí n. L.**  
Železobetonové mosty dálničních přípojek a nájezdů i železniční přeložky byly projektovány pro překonání silnic, cest, vodotečí i kolejišť nádraží a železničních tras. Všechny mosty byly založeny buď na vrtaných pilotách o průměrech 1100 mm, 900 mm nebo 800 mm, případně na elementech podzemních stěn. Podzemní stěny byly nasazovány v místech,



VD Josefův Důl:  
Levobřežní boční hráz – hloubení vrtů pro prvou aplikaci usměrněné tryskové injektáže

VD Josefův Důl:  
Pohled na věžový objekt přehrady s úsekem odpadní štoly





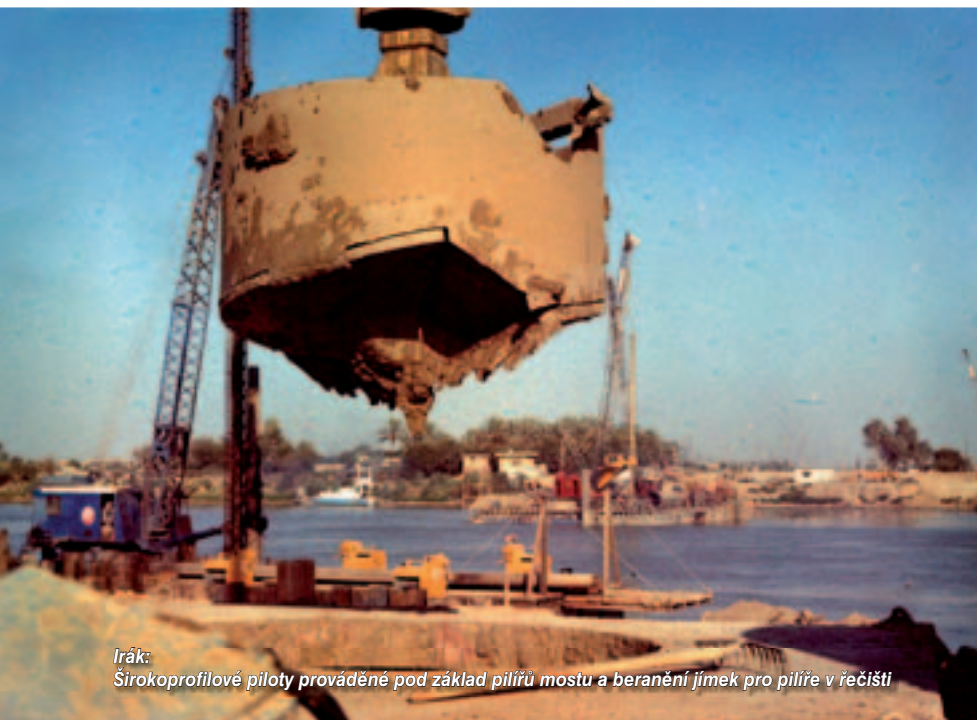
kde balvany vyvěřelin uložené pod terémem znemožňovaly svými rozměry rotační hloubení vrtů a bylo nutno nasadit drapákovou těžbu rýhy. Mimo tyto nástrahy byl sváděn i boj s počasím, kdy poměrně tuhá zima způsobovala časté zámrazy a námrazy na strojním zařízení i armokoších. Největší rozsah prací speciálního zakládání byl proveden v letech 1981–1982, což umožnilo plánovanou regulaci těžby uhlí i zachování funkčnosti povrchových spojů.

#### Irák – Jadiriyah Bridže

Jednou z prvních zakázek v zahraničí v letech 1980–1981 bylo založení soustavy mostů nového komunikačního systému v Bagdádu, a to přes řeku Tigris, její rameno a křížení se současnými komunikacemi a železnicí. Hlavním mostním objektem zde byl most Jadiriyah o celkové délce 1276 m, navržený v půdorysném zakřivení 600 m. Mostní pilíře jsou založeny na vrtaných železobetonových pilotách Ø 1800 mm a délce 25–33 m v břeho-

vých částech a délce až 41,5 m v řece. V místě každého mostního pilíře byly předepsány dynamické penetrační zkoušky, které sloužily ke stanovení délek pilot. Únosnost pilot byla ověřena 6 statickými zatěžovacími zkouškami, pro které byl odborem vývoje navržen a zkonstruován sloupový zatěžovací most kotvený do tahových pilot, který zajistil protiváhu 25 MN pro 4 hydraulické zatěžovací lisy. Stavba byla realizována prostřednictvím společnosti Strojexport pro hlavního dodavatele Polensky und Zöllner. Rychlá reakce na dosud neobvyklé požadavky investora a precizní provedení prací nám otevřely cestu k dalším stavbám v zahraničí v následujícím desetiletí.

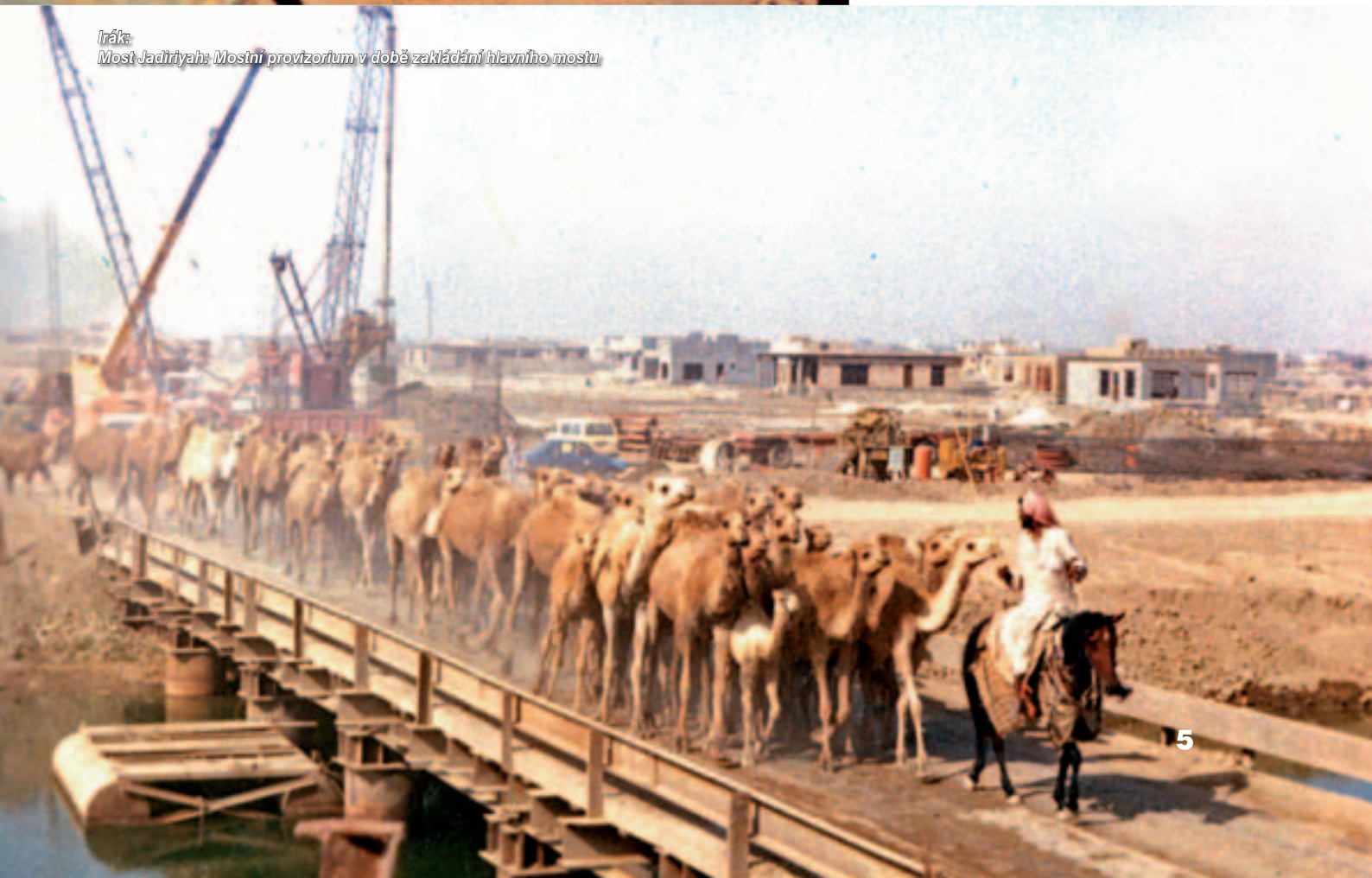
Ing. Alois Kouba, Zakládání staveb, a. s.  
Foto: archiv ZS



Irák:  
Širokopřilíkové piloty prováděné pod základ pilířů mostu a beranění jímek pro pilíře v řečišti

#### 40<sup>th</sup> anniversary of Zakládání staveb, a. s. – 4th part, the period 1980 - 1985

*In this part of our series we bring you information about activities of Special division of construction foundation from years 1980–1985. This period was important not only because of the constructions themselves but also because of development of technologies. For the first time special jet grouting technology was used in Czechoslovakia. Nowadays this technology has been developed into a large amount of varieties.*



Irák:  
Mostní provizorium v době zakládání hlavního mostu



## Dotěšňování konstrukcí při stavbě metodou „top&down“

Injektážní hadice pro stavební spáry, PVC pásy a bobtnající pásy se používají ve stavebnictví již od poloviny 20. století. Průběžně dochází k inovacím těchto výrobků, jejichž výsledkem jsou nové produkty, vyvinuté jako kombinace jednotlivých způsobů těsnění pracovních a dilatačních spár v systémech výstavby označovaných jako „bílá vana“.

Označení „bílá vana“ představuje v betonovém stavitelství moderní technologii bez klasických „černých“ izolací, založenou na kvalitním statickém výpočtu, bezchybné technologii vodotěsného betonu a odpovědném provádění detailů dilatačních spár, pracovních spár a technologických prostupů. Uvedená technologie umožňuje zásadně redukovat náklady stavby a významně zkracuje termíny výstavby.

Uvedené výhody se významně uplatňují např. při způsobu organizace výstavby, kdy je objekt budován oběma směry současně, tj. z povrchu dolů (suterénní prostory) a nahoru (nadzemní podlaží). Tato technologie výstavby tzv. top&down, která se v poslední době stále častěji uplatňuje při výstavbě budov zejména v husté městské zástavbě, vždy předpokládá, že část stavby, zejména v oblasti pracovních spár, bude třeba dotěšnit, např. injektáží. Jedním ze vhodných systémů, který je speciálně navržen pro konstrukce typu „Under pinning“ a „Top&Down“ k zabezpečení kompletního vyplnění všech dutin a kaveren po provedené betonáži a následném smrštění betonu je systém MASTERFLEX® 900 typ 5. Jeho výrobcem je koncern BASF SE, jeden z předních světových dodavatelů hmot a systémů řešení vodotěsných konstrukcí od technologie betonu až po řešení detailů spodní stavby. Systém se aplikuje u dělicích vnitřních stěn a sloupů k uzavření dutin v konstrukčních spojích, a to především k jednorázové injektáži cementu a mikrocementu.

Injektážní hadičky MASTERFLEX® 900 typ 5 se používají vždy tehdy, kdy se očekává, že dojde ke vzniku betonářských vad – dutin, jako je tomu u zpětné závlivky betonem v klenbách tunelů a u všech druhů podpírání. Příkladem použití injektážní hadičky MASTERFLEX® 900 typ 5 může být např. spoj opěrného sloupu a betonové stropní desky. V tomto případě se na vybetonovanou desku zespoda osadí hadička a pak je dobetonován sloup. Po smrštění betonu sloupu se pracovní spára zainjektuje.

Vhodně navržený a konstruovaný ventilový systém hadičky zabraňuje vniknutí cementového mléka v průběhu betonáže do hadičky a současně zajišťuje dokonalou injektáž cementu za nízkých injektážních tlaků.

Injektážní materiál vnikne do spáry či do dutin v konstrukci tak, že odtlačí neoprenový pásek a bočními otvory vytéká do volného prostoru pracovní spáry. Centrální dutina o průměru 10 mm zajišťuje nízký odpor toku minerální směsi, 3mm dutina s reliéfem pak zajišťuje rovnoměrné rozdělování injektážního materiálu.

Pro injektáž obvodových konstrukcí, které mají vodotěsnou funkci, se používají injektážní hmoty na bázi polyuretanu nebo akrylu. V tomto případě jsou používány injektážní hadičky MASTERFLEX® 900 typ 1 a 2, které lze injektovat opakovaně. Pracovní spára je neustále pod kontrolou, v případě průsaku vody lze provádět i několikanásobnou reinjektáž (např. akrylovými gely MASTERFLEX® 801).

### Dle materiálů firmy BASF



Způsob uchycení injektážních hadiček

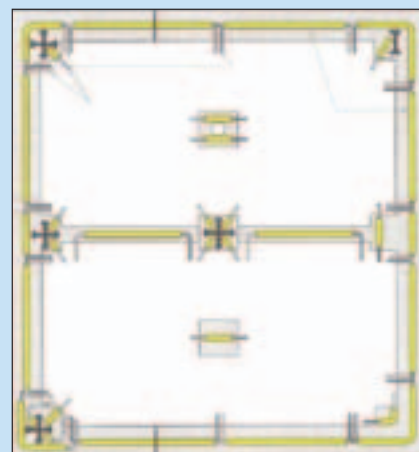


Schéma rozmístění injektážních hadiček



Detail uchycení injektážních hadiček

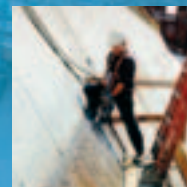
Zjednodušený přehled typických materiálových řešení pro jednotlivé technologie:

1	PVC pásy do pracovních a dilatačních spár	MASTERFLEX® 2000
	Kombinované pásy do pracovních spár (PVC pás + bobtnavý profil), profil pro řízenou spáru	MASTERFLEX® KAB, MASTERFLEX® 140 SRF, MASTERFLEX® 850
2	Bobtnavé profily – pásy a pasty do pracovních spár a utěsnění prostupů	MASTERFLEX® 610, 611, 612
3	Systém injektážních hmot (báze Cement, EP, PUR, Polysulfid)	MASTERFLEX® 475, MASTERFLEX® 622 Integral, MASTERFLEX® 403, MASTERFLEX® 451, MASTERFLEX® Injekt Rapid, MASTERFLEX® 801, MASTERFLEX® Injekt 500, RHEOCEM®, PCI Apogel®, CONCRETSIVE® 1380
4	Injektovatelné hadičkové profily s možností opakované injektáže	MASTERFLEX® 900, MASTERFLEX® 801
5	Tmely do pracovních a dilatačních spár (báze Cement, PUR, Polysulfid)	MASTERFLEX® 474, PCI Escutan® TF, Flexi Joint
6	Speciální lepené pásy do pracovních a dilatačních spár, trhlin a poškozených spár	MASTERFLEX® 3000
7	Ochranné izolační systémy na bázi krystalizace	MASTERSEAL® 501

# S NÁMI JSTE ZA VODOU!

BASF Stavební hmoty Česká republika s.r.o. nabízí specialistům pro spodní stavby komplexní program a technickou podporu jak v projekci, tak na stavbě:

- Těsnící pásy do dilatačních a pracovních spár
- Injektážní hadičky
- Bobtnavé pásy a tmely
- Injektážní prskyřice (EP, PUR, AY)
- Lepené vnější těsnící pásy
- Spárovací vodotěsné tmely
- Hydroizolační stěrky



**BASF**  
The Chemical Company

BASF Stavební hmoty Česká republika s.r.o., K Májovu 1244, 537 01 Chrudim, www.basf-sh.cz

## iMateriály

**Internetový portál pro odbornou stavební veřejnost. Přináší aktuální informace o stavebních materiálech a výrobcích a způsobech jejich použití; upozorňuje na poruchy vzniklé chybnou volbou technologie či nesprávným postupem; publikuje průzkumy stavebních materiálů.**

[www.imaterialy.cz](http://www.imaterialy.cz)







## Kolektor Václavské náměstí – oprava trasy „C“

***V současné době jsme svědky rozsáhlé povrchové stavební činnosti ve spodní části Václavského náměstí spojené s výstavbou „Kolektoru Václavské náměstí“. Důvodem jsou přípravné práce na přeložkách inženýrských sítí a na statickém zajištění horninového prostředí pro razicí práce v podzemí.***

***V článku je podrobně pojednána problematika jedné z tras označená jako „Oprava trasy C“ v pravé části Václavského náměstí. Tato trasa byla mj. zajištěna z povrchu oboustrannou tryskovou injektáží.***

***Před provedením injektáže bylo nutné provést práce, související se statickým zajištěním blízko položené kanalizační stoky. O této problematice se podrobněji mluví v navazujících dvou článcích.***

### **Kolektor Václavské náměstí**

Kolektor na Václavském náměstí představuje ucelený a vzájemně úzce provázaný soubor dílčích staveb, kterými je komplexně řešena regenerace technické infrastruktury v oblasti. Po dokončení a zprovoznění všech tras s napojením všech objektů povrchové zástavby umožní nejen ekonomický provoz uložených inženýrských sítí (údržbu a opravy), ale i vyloučení výkopových prací na povrchu (příznivý vliv na životní prostředí). Celá stavba je složena ze 3 samostatných celků, které se odlišují dispozičním uspořádáním. Vzhledem k vzájemné úzké stavebně-technické i technologické provázanosti jednotlivých částí stavby je však nutné návrh stavby a její realizaci chápat jako koordinovaný celek. Dílčí části stavby jsou označeny jako trasy:

- trasa „A“ – Modernizace stávajícího kabelového kanálu při levé straně náměstí na

kolektor – úprava konstrukcí vnitřního vybavení a zabezpečení provozu, realizována v roce 2004 bez zásahu do statického systému;

- trasa „B“ – Nová kolektorová trasa na levé straně náměstí v blízkosti zástavby – stavba byla zahájena budováním šachty před Palácem „Koruna“ – dosud je vyraženo 70m v provizorním ostění ze strany Kolektoru Vodičkova;
- trasa „C“ – Oprava stávajícího vodovodního kanálu na kolektor na pravé straně náměstí – předmět článku.

Ze situačního schématu na obr. 1 a z řezu na obr. 2 jsou zřejmá vedení a rozsah jednotlivých tras.

### **Charakteristika trasy „C“**

Trasa „C“ je vedena od podchodu Můstek podél průčelí pravé strany náměstí až do

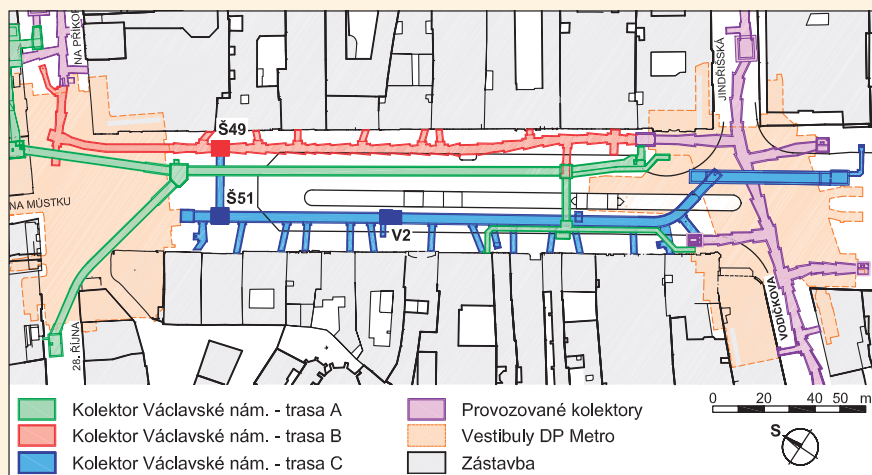
prostoru pod podchod Václavské náměstí jako kruhový kanál, vybudovaný v rámci výstavby metra – trasy A v letech 1975–1978. Pod podchodem přechází výškovým stupněm pod základovou deskou podchodu, kde pokračuje jako obdélníkový kanál, který je ukončen šachtou v prostoru před č. p. 841 (býv. „Krone“) na levé straně náměstí směrem k Muzeu.

Jednouúčelový vodovodní kruhový kanál bude v rámci navrhovaných stavebních činností opraven na spotřební kolektor 3. kategorie. Na něj bude napojeno všech 14 objektů povrchové zástavby. Zároveň je navrženo propojení s ostatními kolektorovými trasami (včetně napojení na provozované systémy – Kolektor Příkopy a CI.A – a dokončený Kolektor Vodičkova). Tranzitní vodovodní řady (DN 700, 500 a 300) byly předstihově odstaveny a vyjmuty. Jejich funkce byla dočasně nahrazena v širším kontextu města (včetně nutných předstihových úprav na vodojemech).

V rámci stavebních činností bude změněna nejen funkce díla, ale zejména jeho statický a konstrukční systém. Tato zásadní změna příčného profilu v úsecích mimo podchod Václavské náměstí vede ke zvýšeným nárokům na konstrukční řešení, statické zajištění a stavební postupy. V úseku pod podchodem Václavské náměstí bude rozsah oprav minimalizován pouze na opravu vnitřního vybavení bez zásahu do nosné konstrukce.

Hlavní část trasy C v délce 250 m je vedena v přímé trase téměř rovnoběžně s průčelí





Obr. 1: Kolektor Václavské náměstí – situační schéma

frontou objektů ve vzdálenosti osy kolektoru 12–14 m. Výšková poloha nové základové spáře je v hloubkách 14,0–14,6 m pod terénem, což je oproti stávající základové spáře kruhového kanálu o 3,3–3,5 m hlouběji. To má odpovídající vliv na souběžné inženýrské sítě, zástavbu a částečně i konstrukce vestibulu metra a podchodu Václavské náměstí.

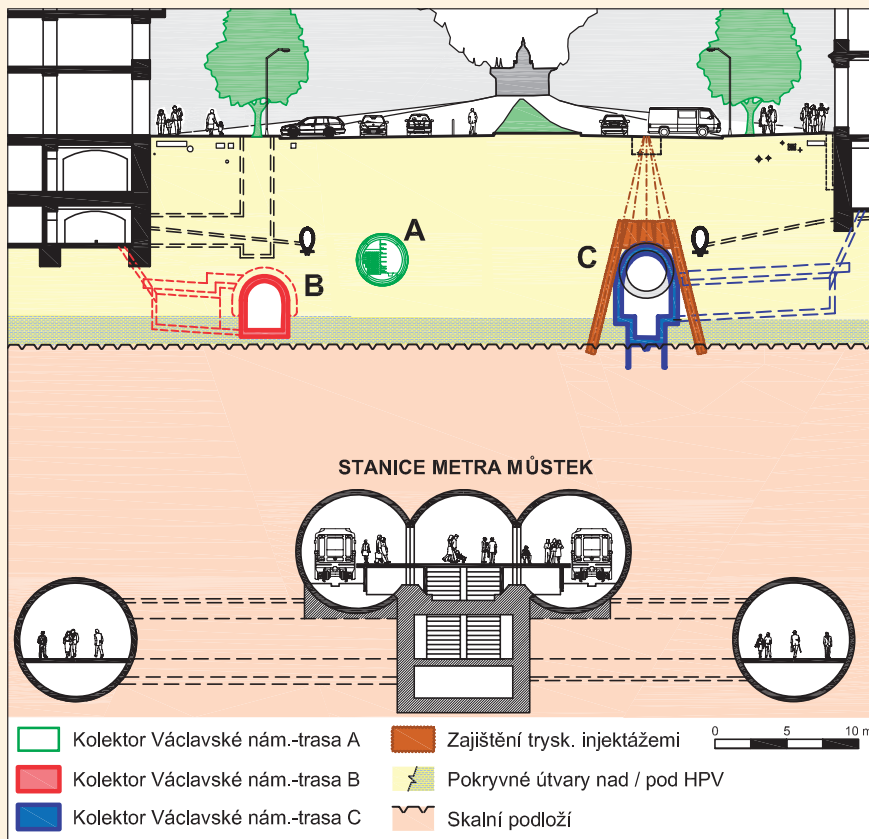
### Uspořádání příčného profilu a návrh nového profilu trasy „C“

Původní vodovodní kanál tvoří kruhová štola o světlém průměru 2,8 m a průměru výrubu 3,8 m. Příčný profil sestává z primárního a sekundárního ostění o celkové tloušťce 0,5 m. Pro primární ostění byla použita čtyřdílná ocelová výztuž doplněná stříkaným betonem. Definitivní ostění je tvořeno železobetonovými panely o tl. 140 mm (4 segmenty na prstec), které byly aktivovány výplňovou injektáží. V dispozičním uspořádání nového příčného profilu byly zohledněny:

- možnost zpětného položení 2 tranzitních vodovodních řadů DN 500 diferencovaných pro tlaková pásma Flora a Karlov;
- nároky na obsazenost profilu kabelovými a trubními sítěmi a požadavek možného konstrukčního odbočení a rozpletu sítí do kolektorových přípojek ke všem objektům přilehlé zástavby;
- možnosti postupné přestavby kruhového profilu po jednotlivých fázích ve vazbě na podmínky obou mezních stavů.

Stávající geometrie a konstrukce kanálu neumožňují vytvoření opakovaného rozšíření profilu v místě přípojek tak, jak tomu je v nových kolektorových trasách, budovaných formou jednotlivých prostorových „kornoutů“. Proto musí být základní průřez upraven tak, aby toto jednostranné odbočení sítí do přípojek směrem k zástavbě umožnil bez jeho změny. Nový příčný profil je navržen jako složený z vlastní kolektorové trasy a z prohloubeného středního kanálu. Toto uspořádání je dodrženo po

převážné délce trasy C (včetně přechodu přes šachty). Výsledkem je značně převýšený profil s celkovou výškou výrubu 7 m. Maximální šířka výrubu je 4,40 m. Profil je výškou rovný téměř dvojnásobku běžné kolektorové trasy (překračující i velké profily kolektorů 2. kategorie, jež jsou zpravidla raženy v hloubkách 20–25 m v pevném skalním podloží). Vnější obrys základního profilu a prohloubeného kanálu činí 24,2 m<sup>2</sup>, což je srovnatelné s výrubem kruhového traťového tunelu metra průměru 5,5 m. Z analýzy podmínek statického působení je zřejmé, že návrh převýšeného profilu není adekvátní zastiženým podmínkám horninového prostředí, které proto musí být předstihově staticky zajištěno.



Obr. 2: Celkový příčný řez Václavským náměstím

### Tryskové injektáže z povrchu

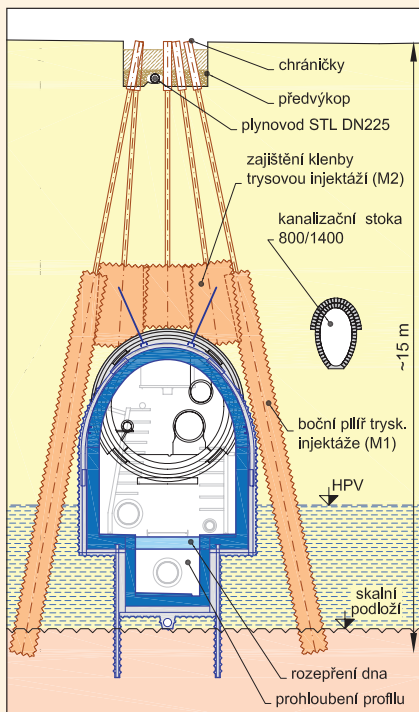
Trasa C je výškově umístěna v prostředí nesoudržných zemin, tvořených kvartérními písčými a štěrky s kontaktem se zvětralými vrstvami břidlic v základové spáře. Všechny práce jsou realizovány v ochranném pásmu metra. Tryskovou injektáží je zajišťována ta část trasy, kde následnými stavebními pracemi dochází k zásahu do konstrukčního systému kruhového kanálu. Tím je vymezen úsek délky 208,5 m, což představuje 70 % trasy. Všechny zajišťovací práce však nelze provést z povrchu terénu, což je dáno různými překážkami pod terénem (inženýrské sítě, šachty a komory). Proto je realizace prací diferencována na práce prováděné z povrchu a na práce realizované z tunelu. Obě skupiny jsou od sebe časově odděleny.

### Charakteristika tryskových injektáží

Oboustranné clony z tryskové injektáže (typ M1 s průměrem pilířů 0,6 m) jsou navrženy z povrchu terénu podél profilu stávajícího a následně adaptovaného kanálu (obr. 3). Clonou je též spolehlivě ochráněna souběžná kanalizační stoka. Ve spodní části jsou boční pilíře TI se vzájemnou roztečí 1,2 m ukončeny ve zvětralé vrstvě skalního podloží. Tím je umožněno příčné proudění podzemní vody pod navrhovanou stavbou a nevytváří se tak efekt hráze zadržující vodu na jedné straně stavby. Zpevnění klenby nad ostěním kruhového vodovodního kanálu



je dosaženo překrývajícími se 3 pilíři tryskové injektáže (typ M2 s průměrem pilířů 1,2 m), realizovanými rovněž z povrchu formou příčných vějířů s roztečí 1,2 m v podélném směru trasy. Spolu s předchozími clonami je tak vytvořena souvislá zpevněná klenbu nad adaptovaným kanálem.



Obr. 3: Příčný profil opravované trasy C

### Kontakty s inženýrskými sítěmi a dalšími podzemními objekty

Při provádění zajišťujících prací z povrchu dochází ke kontaktu se souběžnými a křížujícími inženýrskými sítěmi. Rozhodující dotčenou souběžnou sítí je plynovodní vedení STL v profilu 225 mm, které je v převážné délce zajišťovaných úseků situováno prakticky v ose trasy a předvýkopu hl. 1,1 m pro ověření polohy stávajících a případných dalších sítí.

Druhou souběžnou sítí byla kanalizační stoka 800/1400 mm situovaná směrem k zástavbě, která jako limitující prvek všech následných prací zásadním způsobem ovlivnila jejich časový průběh. Původní předpoklady o jejím dobrém technickém stavu (dle předpokladů v DSP z roku 2000) se po provedeném geofyzikálním průzkumu ukázaly být nevěrohodné. Stoku bylo nutné důkladně staticky zajistit; popis těchto prací včetně širších souvislostí je uveden v následujících článcích.

Jako další limitující faktory při návrhu a realizaci statického zajištění nadloží trasy C byly respektovány podzemní objekty. K nim náleží jednak souběžná kolektorová větev u „Alfy“ (délka cca 70 m, umístěná v nadloží trasy), jednak konstrukce vestibulu stanice metra Můstek navazující na podchod Václavské náměstí.

V tomto náročnějším 50m úseku před objekty č. p. 785 a 788 byla přijata opatření splňující požadavek nenarušení vodotěsných izolací metra vysokotlakými injektážemi. V rámci kontrolního sledování stavby je prováděn geotechnický monitoring.

### Realizace prací

#### Postupy prací v podélném členění stavby

Zajišťovaný úsek trasy „C“ o celkové délce 200 m je rozdělen na 4 dílčí zábory, které se využívaly postupně. Jejich délky byly přizpůsobeny situování příčných přechodů přes náměstí a průjezdů, a to v rozmezí 45–65 m. Byly uvažovány jako dělicí části injektážních prací, k čemuž přistoupilo nutné vzájemné asi 5metrové překrytí navazujících úseků. Realizace prací po jednotlivých úsecích byly navrženy se záměrem maximálního možného proudového postupu. Délka jednotlivých úseků je tak krátká, že neumožňuje v jejich rámci uspořádat všechny komponenty technologie tryskové injektáže. Proto se navrhlo řešení, které vychází v každé fázi realizace ze záboru vždy 2 úseků. Na jednom z nich byl plynule prováděn celý proces zajišťovacích prací od předvýkopu přes tryskové injektáže až po uvedení vozovky do původního stavu. Na druhém záboru bylo umístěno zařízení staveniště pro tryskové injektáže.



Předvýkop s průchodkami pro provedení sanační injektáže pro ražbu trasy „C“

a ekonomických aktivit. Z toho vyplynulo hledání kompromisu mezi nezbytnými nároky liniové stavby a přiměřeným zásahem do provozu města a života rezidentů a návštěvníků. Byla zvolena varianta navržená odborem dopravy ÚMČ Praha 1, spočívající v úpravě provozu v levém pruhu dolní části Václavského náměstí z jednosměrného na obousměrný. Vozidla se otáčela v dolní části náměstí v prostoru stávající vozovky. V rámci navržených dopravních opatření došlo k dočasnému vlivu na obslužnou dopravu, jakož i na pěší dopravu na začátku pěší zóny Můstek a na příčných přechodech přes střední dělicí zelený pas. Dočasně bylo omezeno, resp. lokálně vyloučeno, parkování vozidel. Jízdní pruh v min. šíři 3 m byl v pravém pruhu přesunut k obrubníku chodníku a byl využíván pouze pro vozidla stavby a pro obslužnou dopravu.

#### Vliv stavby na provoz města – řešení dopravy

Koncepce dočasného řešení dopravy ve spodní části Václavského náměstí vycházela ze širších souvislostí principů obslužné dopravy v lokalitě. Důvodem k tomu je zejména atraktivita městského centra s koncentrací značných kulturně-spoločenských

#### Objemy stavebních prací

Celková délka hlavní trasy (vč. úseku pod podchodem)	269,2 m		
Adaptovaná délka trasy C (se změnou profilu)	208,5 m		
<b>Celková zajišťovaná délka trasy „C“ (vč. šachet)</b>	<b>200,0 m</b>		
Délka úseků zajišťovaných tryskovou injektáží z povrchu	166,0 m		
Předvýkop – průměrná šířka 2,0 m a hloubka 1,1 m	420 m <sup>3</sup>		
<b>Trysková injektáž z povrchu</b>	<b>Typ M 1</b>	<b>Typ M 2</b>	<b>celkem</b>
Délka 1 vrtu od terénu [m]	14,5–15,3	6,9–9,0	
Délka tryskové injektáže [m]	9,5–10,5	1,5–2,0	
Odklon vrtu od svislé osy [°]	12	max. 8	
Pevnost pilířů TI [MPa]	5,0	2,5	
Počet příčných vějířů TI [ks]	140		
Počet vrtů pro TI [ks]	264	405	669
Vrty pro tryskové injektáže			
od paty předvýkopu [m]	3518	2662	6180
od terénu (teoretické) [m]	3818	3108	6916
Délky tryskových injektáží [m]	<b>2320</b>	<b>762</b>	<b>3082</b>



**Zvláštnosti přípravy stavby**

Každá liniová stavba s přímým dopadem na povrch je spojena s náročnou investiční a realizační přípravou, neboť je zatížena velkým počtem účastníků řízení. Příprava této stavby byla poznamenána několika skutečnostmi, které byly příčinou neustálého odkladu jejího zahájení. Jednalo se zejména o časovou možnost odpojení tranzitních vodovodních řadů v kanále až po provedení úprav na vodojemech a předstihové dokončení sanace přilehlé kanalizační stoky. Dalším aspektem bylo průběžné přizpůsobování etapizace a možných záborů ve spodní části náměstí různým aktivitám, s čímž souviselo řešení problematiky dopravněinženýrských opatření. V závěru roku 2007 přistoupilo ke specifičnosti přípravy zahájení souběžné výstavby nové ražené trasy B na opačné levé straně náměstí, jakož i zahájení rekonstrukce objektu Diamant.

**Závěr**

Provádění nové trasy „C“ v prostředí nesoudržných zemín v blízkosti zástavby a inženýrských sítí ukazuje nezastupitelnost

technologí speciálního zakládání ve stavebním procesu. Jejich aplikace přispívá k zajištění stability horninového prostředí a k zajištění bezpečnosti realizovaných prací. Je potěšující, že naše specializované firmy jsou po dlouholeté praxi na podobných stavbách kolektorů schopné tyto záruky spolehlivosti a bezpečnosti dát.

**Ing. František Dvořák,**

**Ing. Libor Zapletal,**

*Ingutis, spol. s r. o., Praha*

*Obrázky: Ingutis, spol. s r. o., Praha*

*Foto: Libor Štěrba*

**Pozn. red:** Veškeré práce speciálního zakládání na nové trase „C“ kolektoru prováděla společnost Zakládání staveb, a. s.

Jednalo se o popisovaný návrh zajištění trasy „C“ tryskovou injektáží z povrchu, chemické injektáže z vnitřku trasy tunelu, zajištění šachty Š 51 v dolní části Václavského náměstí pilotami a další práce. Vzhledem k navazujícím činnostem spec. zakládání na zajištění kolektoru „B“ na levé straně Václavského náměstí přineseme celkový souhrnný článek o všech pracích provedených v souvislosti s kolektory na Václavském náměstí v některém z dalších čísel Zakládání.

**Collector Václavské náměstí – repair of the line „C“**

*Recently we have witnessed large ground construction activities in lower part of Václavské náměstí connected with construction of „Collector Václavské náměstí“. The reason are preparation works on relaying of utilities and static security works of rock environment for driving works. The article deals in detail about a line called „Repair of the line „C“ on the right side of Václavské náměstí. This line was also secured by double sided jet grouting from the surface. Before jet grouting it was necessary to undertake works connected to static protection of nearby sewerage. You can read about it in detail in two articles.*

## Statické zajištění kanalizační stoky na pravé straně Václavského náměstí před provedením tryskové injektáže kolektoru Václavské náměstí – oprava trasy „C“

**Základní údaje o stavbě**

Na základě dodatečného upozornění majitele a provozovatele stoky na její současný stav a s ohledem na podezření z možnosti existence dutin za ostěním stoky bylo na operativních poradách na PVS, a. s., mezi všemi účastníky výstavby dohodnuto „nechat provést podrobný průzkum a diagnostiku stoky včetně geofyzikálního průzkumu z vnitřku kanalizace“ od firmy INSET, s. r. o.

Celá akce byla vyvolána nutností realizace zajišťovacích tryskových injektáží před vlastní opravou kolektoru trasy „C“ a z této realizace vyplývajícího potenciálního ohrožení, popř. poškození zděné kanalizační stoky 800/1430. Dostatečné statické zajištění kanalizační stoky na základě výsledků geofyzikálního průzkumu podmiňovalo kromě jiného také zahájení výše uvedených zabezpečovacích prací na kolektoru trasy „C“. Stoka se nachází v souběhu s bývalým vodovodním tunelem, který byl vyražen současně se stavbou metra – trasy A v úseku od Můstku k střední části Václavského náměstí na křižovatku s ulicemi Vodičkova a Jindřišská).

Provedený průzkum potvrdil obavy a indikoval havarijný stav kanalizační stoky a jejich

přípojek. Výsledky geofyzikálního průzkumu přinesly informace o mnoha změnách hustoty materiálu (zvýšená nehomogenita prostředí) za ostěním stoky, které je nutno vyplnit nízkotlakou injektáží. Kromě těchto poruch byly nalezeny i větší dutiny, které byly ověřeny i kontrolními průvrty. Stoka byla před cca 20 lety vyvolžkována, tj. sanována bezvýkopovou metodou zn. Insituform. Laminátová vložka, která byla tehdy aplikována, vykazovala mírné rozdílné rozměry, než jaké měla vejčitá stoka, a proto průzkum zjistil dva druhy volných prostor. Jeden se nacházel mezi vložkou Insiformu a vyzdívkou stoky, další kaverny, případně lokálně nespojitě prostředí, za vyzdívkou (prostředí, které nebylo kolem stoky ztuhlé, nebo byly vyplaveny jemné součásti zásypaného materiálu, jak je popsáno v průzkumu – charakter velmi rozvolněného písku). Majitel stoky a provozovatel kanalizační sítě – společnosti PVS, a. s., a PVK, a. s., naplánovali po realizaci kolektoru generální rekonstrukci vlastní stoky, proto bylo nutno přikročit pouze ke statickému zajištění stoky před stavbou kolektoru.

Celková délka stoky je cca 290 m, z toho délka k provedení výplně porušeného prostředí za

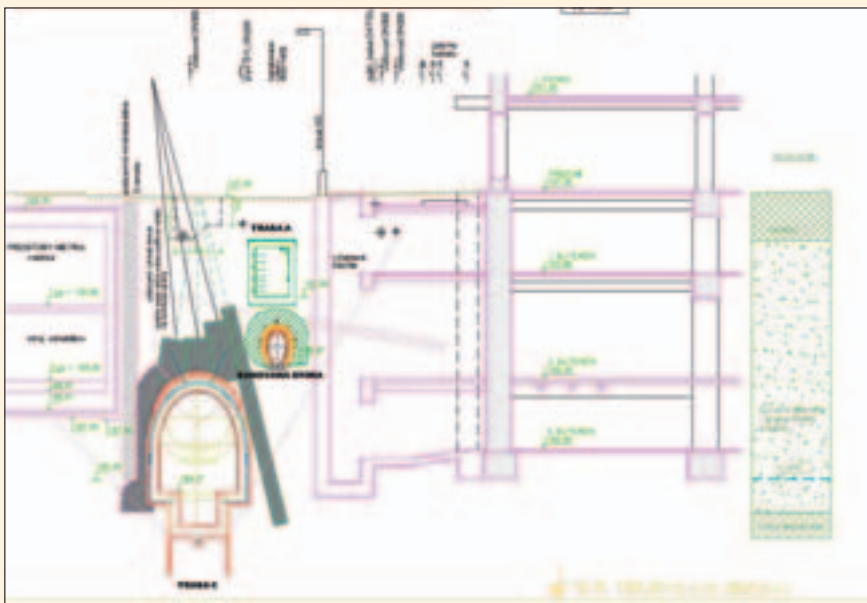
ostěním a kaveren za ostěním stoky je cca 135 m (staničení 105–240). Světlý profil stoky je 800/1430 mm. Jedná se o klasickou zděnou stoku, která je od současné úrovně Václavského náměstí uložena v hloubce 8,3–7,5 m (úroveň nivelety stoky), stáří stoky je cca 100 let. Stoka byla dle průzkumem zjištěných údajů provedena v otevřeném výkopu s dvoupasovou klenbou a obetonovaným vrškem. Předpokládané množství injektážní směsi v místech porušení zemního prostředí na 1 m byl dle „Průzkumu společnosti Inset, s. r. o.“ z 03/2007 odhadován kolem hodnoty 4,5 m<sup>3</sup>/1 m.

Indikované kaverny v klenbě a boku kanalizace za zděným ostěním byly průzkumem odhadovány na cca 3,5 m<sup>3</sup>/1 m. Veškeré nalezené volné prostory za obezdívkou sběrače byly průzkumem kvalifikovány jako velmi zhoršené geotechnické prostředí kolem stoky s hodnocením havarijným.

**Vyplnění rozvolněného prostředí a kaveren za ostěním stoky nízkotlakou injektáží**

Účelem navrhované injektáže je vyplnění anomálních zón rozvolněného prostředí a kaveren (dutin) injektážní směsí nízkým injektážním





Umístění stoky vzhledem k trase kolektoru „C“ a zástavně na Václavském náměstí

tlakem, který nesmí ovlivnit stabilitu konstrukce větší stoky. Zkušebními vrtly byly v rámci průzkumu odhaleny i dutiny mocnosti až 30 cm a nad nimi ještě další rozvolněné prostředí. Rozvolněné prostředí vznikalo převážně již v období výstavby stoky vlivem nezhatnutí zásypů hlubokého výkopu a technickými možnostmi tehdejšího stavebního postupu, (realizováno v r. 1910). Výstavba metra a ražby vodovodního kolektoru před cca 30 lety také kanalizacím nijak nepomohly.

Po zhodnocení všech podkladů a s uvážením nálehavosti a prostorových podmínek na Václavském náměstí jsme navrhli vyplnit rozvolněné prostředí a kaverny za ostění pomocí nízkotlaké injektáže z vnitřku stoky. Provozní funkce stoky byla omezena manipulacemi na přítocích tak, aby byl zajištěn vstup na pracoviště. Doprava materiálu probíhala dočasně odstraněnou vrchní zúženou částí přechodové skruže na dvou vybraných kanalizačních šachtách vždy tak, aby se odhalil volný kruhový profil šachty. Délka pracovního postupu byla z technologických a bezpečnostních důvodů při projednávání projektu určena cca do 60 m. Vnitřní prostor stoky při vrtných pracích a při nízkotlaké injektáži byl nuceně větrán. Sanovaná kanalizační stoka je ve vrchní části pod vestibulem metra uprostřed Václavského náměstí propojena spojkou DN 800 se stokou na levé straně náměstí, kam bylo možno převést splaškové vody pomocí hradítka u RŠ 2 (revizní šachty). Bohužel i v poslední části opravované stoky kolem stanice metra uprostřed náměstí bylo nutno také vyplnit rozvolněné prostory a kaverny (za stálého přítoku splašků z Vodičkovy ulice a horní části Václavského náměstí). Zde bylo nutno stoku dílčím způsobem přehradit a pomocí přečerpávání uvolnit

potřebné pracoviště pro injektáž. Veškeré tyto práce na manipulacích se stokou prováděl na vyzvání provozovatel stoky.

#### Technologie nízkotlaké injektáže

Nízkotlaká injektáž byla navržena ve všech indikovaných úsecích jako jednostupňová a prováděna pomocí ověřené injekční jílocementové směsi. Tu bylo nutno upravit tak, aby byla snadno čerpatelná a zaručovala snadnou injektovatelnost v daném prostředí. Recepturu bylo možno upravovat (ředit vodou) přímo na pracovišti. Injektážní vrtly pro injektáž příslušných partií stoky byly vedeny dle zkušeností a přiloženého schématu pro horní klenbu a pro bok stoky. Počet vrtů pro klenbu byl 5 ks, pro bok stoky 3 ks a pro kombinaci bok + klenba minimálně 6 ks. Délka vrtů byla dle výsledků průzkumu od 300 mm až do 1200 mm. Podélná vzdálenost vrtů mezi sebou byla >0 až cca 1,5 m.

Velmi důležité bylo dodržet maximální hodnoty určených tlaků před ústím injektážní jehly. Zde by se tlak neměl pohybovat v jiných hodnotách než 0,6–1,5 MPa. Zaručeně bylo nutno osadit na pracoviště manometr, kterým osádka mohla kontrolovat tlak injektážní směsi na ústí injektážního vrtu.

Samostatným problémem bylo povinné kontrolní měření případných deformací stoky během provádění opravy pomocí výplňové nízkotlaké injektáže. Jednalo se o osazení monitorovacích měřících tyčí napříč profilem a svisle v profilu. Tyto tyče pomocí akustického i světelného alarmu indikovaly každou odchylku deformace ostění stoky v průběhu injektáže od normálu.

Kontrolní provozní měření bylo doplněno o konvergenční měření horní klenby a boku stoky na alespoň 3 bodech, min. 1 profil na cca 4 m injektovaného úseku stoky.

#### Výsledky prací

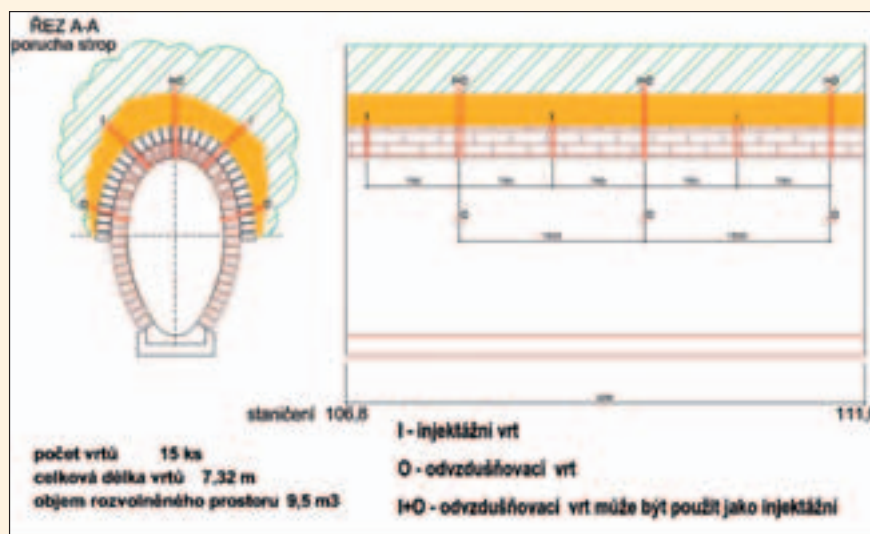
Kanalizační stoka je dnes prostřednictvím nízkotlaké výplňové injektáže zón rozvolnění a kaveren staticky zajištěna proti jakémukoliv ohrožení stoky vnějšími vlivy při zajišťování profilu kolektoru Václavské náměstí – Oprava trasy „C“ tryskovou injektáží. Prostor za cihelným ostěním byl prozkoumán pomocí kontrolních průvrtů a bylo prokázáno jejich kompletní vyplnění injektáží.

Během předstihových prací kolektoru se také počítá s dočasným zabezpečením stoky pomocí rozpěr a monitoringem během provádění tryskových injektáží. Po dokončení kolektoru a jeho stabilizaci bude nutno ještě definitivně opravit vnitřek stoky a místa na jejich přípojkách.

**Ing. Jan Sochůrek, Petr Hotový,**

*Ingutis, spol. s r. o.*

*Obrázky: Ingutis, spol. s r. o.*



Příčný a podélný řez stoku

## Zajištění kanalizační stoky 800/1430 mm nízkotlakou injektáží – realizace

Kanalizační stoku v pravé straně Václavského náměstí v úseku Vodičkova ulice–Můstek lze rozdělit z hlediska navrženého postupu injektážních prací na dva úseky:

- První úsek od revizní šachty u č. p. 784/26-Adria (dále jen RŠ2) po Můstek je zděný o rozměrech 800/1430 mm a je opatřen vložkou technologií Insituform.
- Druhý úsek od spojné komory Vodičkova ulice po revizní šachtu u č. p. 784/26-Adria je zděný o rozměrech 800/1430 mm a není opatřen vložkou.

táží trubičky bylo těsněno speciálními hmotami Hermes, Sika, BASF nebo těsnicími provazci.

Po osazení všech trubiček byl tento úsek postupně rozdělen hrázkami na délku max. 30 m z důvodů přečerpávání odpadních vod od jednotlivých objektů. Každý takto vytvořený úsek byl v horní části opatřen hrázkou, vysokou cca 2/5 profilu stoky. Před každou hrázkou byla osazena dvě čerpadla, z nichž jedno bylo záložní a jedno sloužilo pro čerpání odpadních vod. Následně bylo provedeno čištění hlavní stoky a souvisejících přípojek vysokotlakým vodním

opatřena speciálními rozpěrami, aby nedošlo k jejímu zborcení v případě úniku směsi. Uniklá směs byla odstraňována z mezikruží pomocí ejektoru a jiných speciálních postupů.

Po dokončení prací v tomto úseku provedla firma Inset, s. r. o., měření a dle výsledků byly provedeny ještě dodatkové injektáže. Nakonec byly odstraněny přesahy injekčních trubiček přes stěnu kanalizační stoky a začištěny.

Po dokončení prací v tomto úseku byly kanalizační stoky a přípojky vycištěny vysokotlakým



### Injektáž na prvním úseku

Nejprve byly provedeny práce v úseku kanalizace opatřené vložkou. V trase od č. p. 773/4 (Dům knihy) po č. p. 784/26 (Adria) byly odpadní vody z horní pravé části Václavského náměstí a ulice Vodičkovy převedeny pomocí čilka v RŠ 2 stávajícím potrubím DN800 do levé části Václavského náměstí. V celé délce tohoto úseku byly dle schválené projektové dokumentace zaměřeny body určující budoucí vrty pro nízkotlakou injektáž. Nejdříve byla speciální frézou DN 56 mm proříznuta vložka Insituform. Průměr této frézy byl zvolen větší než průměr pro osazení injekční trubičky ze dvou důvodů:

- mezi vložkou a kanalizační stokou je větší či menší diference a případný únik injekční směsi lze snadněji zachytit;
- větší průměr otvoru ve vložce umožní navrtat otvor pro injektážní trubičku ve spáře zdíva kanalizační stoky.

Následně byly provedeny vrty DN 25 mm pro injekční trubičky, které byly vedeny (bylo-li to možné) spárami zdíva. Každý vrt byl vycištěn stlačeným vzduchem a ihned byla osazena injekční trubička v délce PD +150 mm. Ta byla opatřena vnějším závitem a zátkou. Ústí injek-

zařizím. Přípojky byly prohlédnuty barevnou TV kamerou a v průběhu prací byl jejich stav neustále monitorován. Nakonec byla provedena spodní hrázka, vysoká pouze 150–200 mm, jejímž smyslem bylo pouze zabránit zpětnému toku čerpaných splašků. V takto připravených úsecích byly z injekčních trubiček demontovány zátky a na trubičky byly osazeny (v rozsahu cca 10 vějířů) jednocestné ventily. V takto připravených vrtech byla zahájena nízkotlaká injektáž. Po dosažení předepsaného tlaku bylo zastaveno injekční čerpadlo a tlak byl držen po dobu 10 minut. Když nedošlo k poklesu tlaku, byl uzavřen ventil na injekční trubičce, snížen tlak přes výpustný ventil a tlaková hadice byla přemístěna na další trubičku dle PD. Při poklesu tlaku se proces opakoval. V případě, že došlo k výronu směsi ve vedlejších vrtech, byly tyto uzavřeny ventily nebo byl použit těsnicí kolík. Po provedení 5 vějířů byly z injekčních trubiček demontovány ventily a následně osazeny na další vrty.

V souladu s postupem prací byly plynule demontovány hrázky, budovány nové, prováděno čištění a sledování kanalizační stoky a přípojek a prováděny vlastní injektážní práce. V průběhu prací byla dále vložka Insituform

vodním zařízením a zkontrolován stav přípojek TV kamerou. Čilko v RŠ2 bylo odstraněno.

### Injektáž na druhém úseku

V tomto úseku není v kanalizaci vložka Insituform. Postupy prací byly totožné s průběhem prací v 1. úseku až na několik odchytek. Nebylo možné odstavit přítok odpadních vod, proto byly délky jednotlivých úseků zvoleny do délky 12 metrů. Osazena byla 3 čerpadla, jedno záložní. Spodní vrty na stěnách byly prováděny za nízkého průtoku splašků. Kanalizační stoka nebyla v průběhu injektáže rozpírána.

*Ing. František Mrázek, A. R. A., s. r. o.*

*Foto: A. R. A., s. r. o.*







## Těžba lignitu v jihomoravském revíru na dole Mír v Mikulčicích, překonávání tektonické poruchy překopy

**V následující sérii tří článků hovoříme o problematice překonání tektonické poruchy v lignitovém dole Mír v Mikulčicích. Budované překopy mají propojit současný dobývací prostor s novým těžebním polem. Vzhledem k obtížným geologickým podmínkám bylo původně pro zajištění ražeb používáno zmrazování, které má však i řadu zásadních nevýhod. S aktuální potřebou dosáhnout na nové lignitové sloje tak vlastník dolu hledal i vhodnější a méně náročný způsob zajištění ražeb.**

### Lignitová ložiska v České republice

Jihomoravský lignitový revír je území, ve kterém se v části vídeňské pánve na území ČR vyskytují lignitové sloje. Revír se sestává ze dvou slojí: Kyjovské a Dubňanské, přičemž Kyjovská je dnes již vytěžena. Vídeňská pánev je neogenní struktura nacházející se na územích České republiky, Slovenska a Rakouska. Je 150 km dlouhá a 50–60 km široká. Vznik a vývoj pánve se odhaduje v rozmezí 24–1,8 milionu let. V České republice jsou evidována celkem tři ložiska lignitu: Vídeňská pánev, Jihočeská pánev, Žitavská pánev.



- 1 Vídeňská pánev
- 2 Jihočeská pánev
- 3 Žitavská pánev

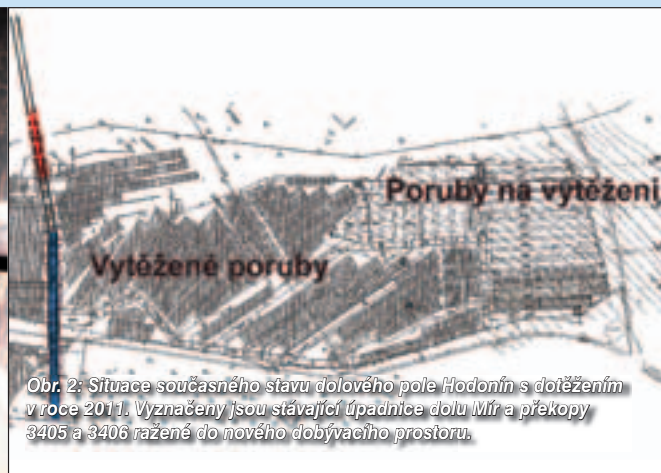
Lignit je druh hnědého uhlí nejméně prouhlněného. Jihomoravský lignit má vysoký obsah vody 45–49 %, obsahuje 1,5–2,2 % síry a výhřevnost se pohybuje v průměru 8–10 MJ/kg. Průměrná mocnost sloje je od 2 do 5 metrů. Sloj se nachází v hloubce 100 až 250 m pod povrchem. Zásoby severněji uložené kyjovské sloje jsou již prakticky vydobuty. Zásoby jižněji uložené Dubňanské sloje v současné době těží jediný důl, důl Mír Mikulčice. Využití lignitu je vázáno na uhelnou elektrárnu Hodonín.

### Historie dolu Mír v Mikulčicích

Důlní výstavba dolu Mír byla zahájena v roce 1978 organizací VULB k. p. Holíč (výstavba uhelno-lignitových baní) v rámci geologicko-průzkumných prací ražením úpadnic (do konce roku 1980) v jihozápadní části dolového pole u výchozu lignitové sloje. Následně probíhala ražba otvřkových



Obr. 1: Páteř současného dolu – úpadnice Ú2 v kruhovém profilu vystavěného z betonového tvárniceového zdiva za pomoci metody zmrazování v délce cca 250 m.



Obr. 2: Situace současného stavu dolového pole Hodonín s dotěžením v roce 2011. Vyznačeny jsou stávající úpadnice dolu Mír a překopy 3405 a 3406 ražené do nového dobývacího prostoru.



chodeb i přípravy k zahájení těžby. První porub zahájil těžbu v roce 1983. Při výstavbě dolu byly využity zkušenosti z hornické činnosti v ostatních dolech ve všech oblastech. Tento důl byl 1. 1. 1995 privatizován firmou Lignit Hodonín, s. r. o.

V současné době jsou hlavními úvodními díly dvě úpadnice Ú1 a Ú2 (obr. 1), vybudované v místě areálu dolu. Úpadnice jsou hlavními páteřními chodbami dolu. Jihozápadním směrem od nich je důl již vytěžen (větší část státním podnikem a zbytek firmou Lignit Hodonín, s. r. o.). Těžba v severovýchodní části dolu je plánována do konce roku 2012. Kvůli zachování těžby i po tomto roce vznikla potřeba otvírky nového dolového pole v západní části dolu, navazujícího na chodby úvodních úpadnic (obr. 2).

#### Nové dolové pole

Vstup do tohoto nového dolového pole byl zahájen koncem osmdesátých let minulého století. Kra nového dolového pole je však cca o 70 metrů níže než kra dolového pole stávajícího. Tento výškový rozdíl je nutno překročit tzv. překopy, z nichž jeden pod označením 3406 je již v délce cca 50 metrů vyražen (obr. 3, 4). Jelikož se v této oblasti

vyskytují tekuté písky, způsob zajištění ražeb byl prováděn metodou zmrazování. Tato metoda byla v jihomoravském revíru využívána při výskytu zvodnatělých hornin a její původ je v zemích bývalého Sovětského svazu. Na dole Mír byla ruskými pracovníky použita poprvé již při ražbě úvodních úpadnic. Dále byla použita pracovníky organizace VULB k. p. Holíč na překopu 3406 koncem osmdesátých let minulého století a naposledy na překopu chodby 4401 pracovníky dolu Mír v roce 1993.

Metoda zmrazování má některé kladné stránky, ale v podmínkách jihomoravského revíru i mnoho záporných. Jedná se především o:

- vysokou energetickou náročnost;
- nutnost použití složitého a velkého strojního zařízení;
- dlouhou mrazicí dobu (cca 35 dnů na délku 20 m);
- po zmrazení nutnost nepřetržitého ražení důlního díla;
- v místě započítí mrazicího kroku je nutné celoovodové rozšíření důlního díla o cca 2 m;
- i při výskytu malé lokální tektonické poruchy se jedná o energeticky velmi náročnou metodu.

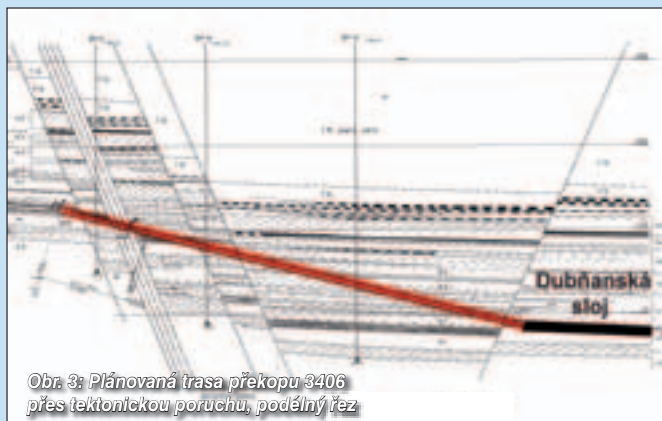
Z výše uvedených důvodů byl hledán nový způsob, jak překonat tektonickou poruchu překopy a zajistit ražby. Oslovená firma Zakládání staveb, a. s., která má mnohaleté zkušenosti v příbuzném oboru, nabídla při hledání řešení tohoto problému spolupráci. O sanačních opatřeních prováděných v souvislosti se zajištěním ražeb se hovoří v dále uvedeném článku ing. Martina Čejky ze Zakládání staveb, a. s.

**Oldřich Cuták, Lignit Hodonín, s. r. o.**

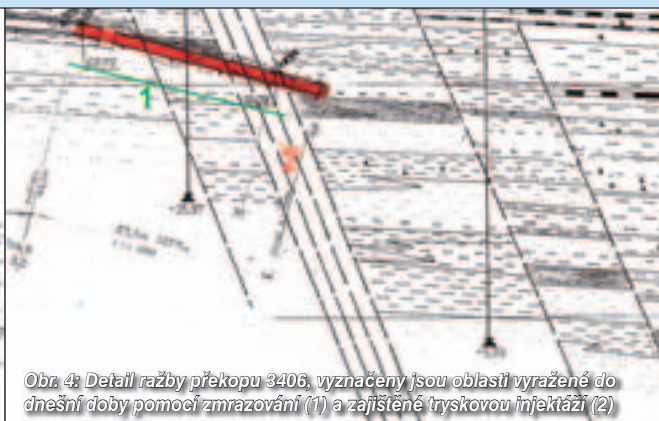
Foto a obrázky: archiv Lignit Hodonín, s. r. o.

#### Lignite mining in southern moravian mine in Mikulčice, getting over tectonic failure by crosscuts

In following series of articles we speak about getting over tectonic failure in lignite mine Mír in Mikulčice. Constructed crosscuts should join current mining area with a new one. Originally freezing was used for securing driving works due to complicated geological conditions but it also had a lot of significant disadvantages. With the need to reach new lignite layers the owner of the mine searched for more suitable method how to secure driving works.



Obr. 3: Plánovaná trasa překopu 3406 přes tektonickou poruchu, podélný řez



Obr. 4: Detail ražby překopu 3406, vyznačeny jsou oblasti vyražené do dnešní doby pomocí zmrazování (1) a zajištěné tryskovou injektáží (2)





Důlní pracoviště v místě zajišťování zkušebního úseku ražby

## Důl Mír v Mikulčicích – zajištění výrubu překopů mezi starým a novým těžebním polem

**Společnost Zakládání staveb, a. s., byla požádána majitelem dolu Mír Mikulčice o návrh technického řešení zajištění výrubu ražených štol překopů 3406 a 3405 v místě možného výskytu geologických poruch. Cílem ražby dvou ukloněných překopů je propojit důl s novým těžebním polem, které se nachází ve výškové úrovni, která je v důsledku zlomové tektoniky pokleslá vůči stávající rozfárané části ložiska. Tento výškový skok činí cca 70 metrů. V článku informujeme o sanačních opatřeních provedených pracovníky společnosti Zakládání staveb, a. s., v souvislosti se zajištěním ražeb nového překopu v hloubkách kolem 150 m pod zemí.**

### Princip navržených sanačních opatření

S ohledem na předpokládané geologické poruchy – písky plně nasycené vodou, silně slídnaté a prachovité, tzv. kuřavky – v prostoru budoucí ražby překopů, jsme pro jejich zajištění uvažovali o dvou základních variantních systémech sanačních prací:

- zajištění celého výrubu celistvou obálkou z tryskové injektáže,
- ověřovací klasickou injektáž pomocí manžetových trubek s případnou následnou sanační klasickou injektáží v místě ověření výskytu geologických poruch ohrožujících postup ražby.

Předpokládali jsme, že stavba bude prováděna po úsecích délky 8,0 m. Před zahájením sanačních prací v daném úseku ražby jsou navrženy dva průzkumné vrty s přesahem do předpolí minimálně o 5 m. Vrtby by měly být hloubeny s výnosem jádra v celé délce; dle skutečně zastižené geologie by pak měl být pro daný úsek zvolen jeden z výše uvedených způsobů zajištění následné ražby. Vrtby jsou navrženy jednak do vrchlíku ražené štoly, jednak těsně nad

její počvu. Průzkumné vrty poslouží jako podklad pro geofyzikální průzkum, který bude součástí rozhodovacího procesu při volbě sanačních opatření.

### Realizace zkušebního úseku ražby

Námi navržené technické řešení zajištění ražby tunelů překopů jsme se rozhodli ověřit ve spolupráci s majitelem dolu na zkušebním úseku ražby o délce výrubu 8 m. Ve dnech 17. 3. až 18. 3. 2006 byly realizovány dva zkušební sloupce TI umístěné do profilu ražby. Sloužily jednak k ověření dosažených skutečných průměrů TI a především ke zjištění skutečně zastižených geotechnických a geologických podmínek v profilu uvažované ražby. Předpokládané geologické poměry (vodou nasycené písky, kuřavky) však nebyly vrty zastiženy a potvrzeny. Parametry dvou zkušebních sloupů TI tak byly během jejich provádění průběžně upravovány na základě skutečně zastižených

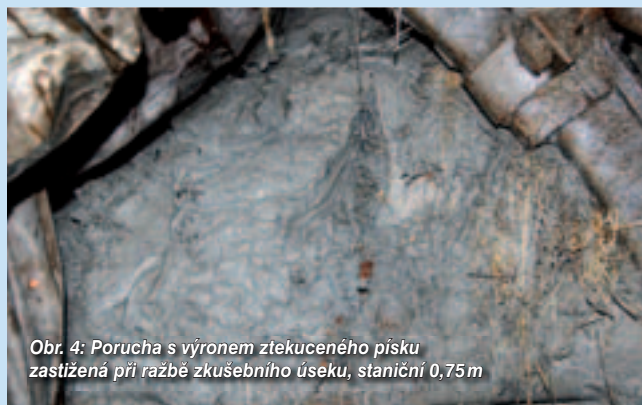


Obr. 1: Výnos tryskové injektáže z jádrových vrtů v místě zkušebních sloupů





Obr. 2: Hloubení vrtů vrtnou soupravou Lumesa pro ověřovací a sanační klasickou injektáž



Obr. 4: Porucha s výronem ztékuceného písku zastižená při ražbě zkušebního úseku, staniční 0,75 m



Obr. 6: Pohled na dílčí sloup těsnící stěny zachycený při ražbě

geologických poměrů, což byly jíly tmavozelené, silně písčité, prachovité, uhelná sloj.

Dne 21. 3. 2006 byly vyhloubeny tři jádrové vrtů pro ověření průměru, celistvosti a pevnosti takto provedených sloupů TI. Jádrový vrt č. 1 byl proveden v ose zkušební sloupu č. 1, vrt č. 2 ve vzdálenosti 0,6 m od osy sloupu č. 1 a vrt č. 3 0,3 m od osy sloupu č. 2 – obr. 1.

V zastižené geologii dosáhl průměr sloupů TI cca 75 až 80 cm. Pro zajištění bezpečné ražby překopů se nám prozatím daný způsob sanačních prací jevil jako méně vhodný.

Pro ověření skutečné geologické skladby v místě raženého překopu 3406 byl následně realizován v ose štol průzkumný vrt plnočelbovým

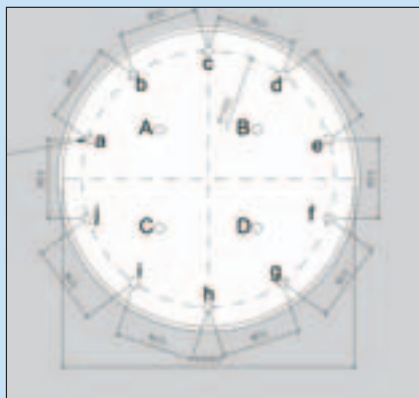
způsobem v délce 29,0 m. Sklon a směr vrtu kopíroval projektovaný směr a sklon překopu. Během hloubení vrtů nebyla zastižena tlaková podzemní voda, ani poruchová zóna charakteru tektonické „kuřavky“. Zastižená geologická skladba byla orientačně tato: 00,00–27,00 m – písčité jíly, 27,00–29,00 m – jíly.

#### Ověřovací a sanační injektáž usměrněnou injektáží

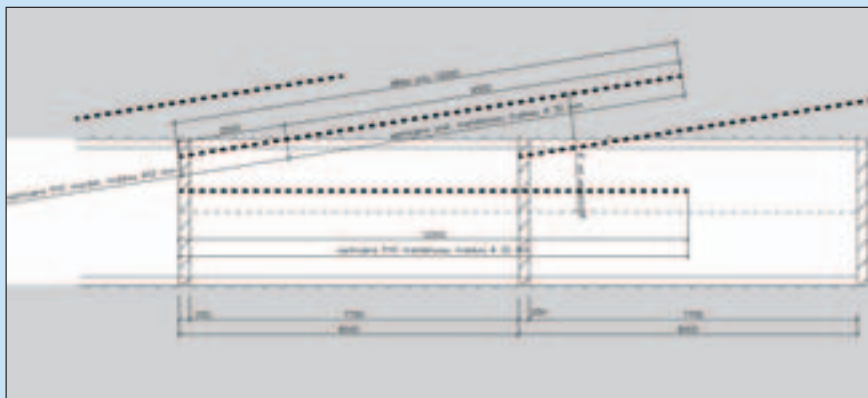
Ve dnech 3. 4. až 30. 4. 2006 byla na tomto zkušebním úseku realizována druhá námi navrhovaná sanační technologie pro zajištění ražby, a to ověřovací a sanační injektáž pomocí klasické usměrněné injektáže přes osazené

manžetové injektční trubky cementovou injektční směsí. Injektční trubky byly v profilu ražby plastové (PVC), nad profilem ražby kovové.

**Ověřovací injektáž** byla provedena jako vzeštná po etážích cementovou injektční směsí v libovolně zvoleném směru a pořadí (obr. 2, 3a, 3b). Kritériem pro ukončení injektáže v jednotlivých etážích všech injektčních vrtů bylo dosažení spotřeby 10 l injektční směsi. Dosažený koncový injektční tlak byl zaznamenán do injektčního hlášení a po ukončení této etapy sanačních prací byly tlaky vyhodnoceny technologem společnosti. Kritériem pro provedení případné poslední etapy navržených sanačních prací – **klasické sanační injektáže** – bylo dosažení



Obr. 3a: Návrhové schéma vrtů pro ověřovací a sanační klasickou injektáž



Obr. 3b: Podélný řez ražby po úsecích délky 8,0 m s vyznačením vrtů pro ověřovací a sanační klasickou injektáž



koncových injekčních tlaků 2,0 MPa a nižších při ověřovací injektáži v jednotlivých etážích. Tato spodní hodnota injekčního tlaku byla v daném místě předpokladem zastížení geologické poruchy. Dosažené koncové tlaky se u většiny etáží jednotlivých vrtů pohybovaly pod 2,0 MPa a celková spotřeba injekční směsi v této etapě činila 3766 l. Tato skutečnost byla dle našeho názoru způsobena původní ražbou za použití technologie zmrazování.

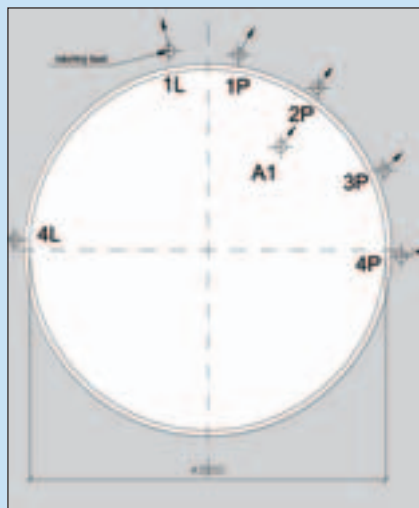
Během provádění sanační injektáže v jednotlivých etážích docházelo při předepsané spotřebě injekční směsi na jednu etáž/fázi (200 l/etáž/fázi) k deformaci osazených injekčních trubek v místě spoje kovové části trubky a části z PVC. Z tohoto důvodu byla snížena dávka injekční směsi na jednu etáž/fázi na hodnotu 100 l. Sanační injektáž byla provedena dle průběhu injekčních tlaků v jedné až dvou fázích. Předepsané koncové injekční tlaky byly dosaženy u 80 % všech injektovaných etáží. Celková spotřeba injekční směsi v této etapě činila 11 992 l.

#### Zastížení poruchy

Počátkem roku 2007 byla při následné ražbě takto zajištěného zkušebního úseku zastížena ve staničení 0,75 m od čelby v pravém horním rohu profilu porucha. Jednalo se o otvor velikosti dlaně, ohraničený tuhým jílem, z něhož samovolně vytékal zcela ztekucený písek (obr. 4). Výron hmoty představoval objem cca 20 ks důlních vozů – cca 20 m<sup>3</sup> materiálu. Porucha byla mechanicky utemována dřevitou vatou a následně byla celá oblast v okolí poruchy sanována ve čtyřech krocích sanačních prací.

#### Sanace poruchy

Sanační práce byly zahájeny koncem května 2007 v místě ukončení ražby zkušebního úseku zhotovením stabilního čílka ze stříkaného betonu o síle vrstvy cca 15 až 20 cm, vyztuženého ocelovou sítí. Čílko uzavřelo částečně otevřený



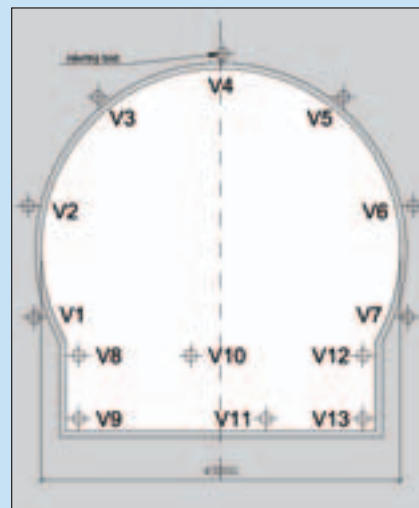
Obr. 5a: Návrtné schéma jednotlivých sloupů tryskové injektáže tvořících těsnící stěny ve tvaru válcové plochy

prostor ražby a umožnilo provádění sanačních a injekčních prací.

V období 1. 6.–6. 6. 2007 bylo vyhloubeno celkem 13 ks injekčních vrtů pro klasickou výplňovou (kontaktní) vysokotlakou injektáž v místě původního ostění ražby v délce cca 5 m od čílka zkušebního úseku – obr. 5a, 5b. Vrtvly byly rozmístěny v příčném profilu ražby rovnoměrně po kruhovém profilu o průměru cca 3 m a byly vždy směřovány za původní ostění. Osazené byly ocelovými injekčními trubkami průměru 32 mm s plnoprofilovou jednorázovou manžetou.

Při výplňové injektáži bylo dosaženo spotřeby 2438 l cementové injekční směsi. V případech, kdy docházelo k výronům cementové injekční směsi při klasické výplňové injektáži netěsnostmi v původním ostění a čílku, byly tyto výrony zastaveny injektáží pomocí pěnicí polyuretanové injekční směsi. Celkem bylo v této fázi spotřebováno 50 l pěnové polyuretanové pryskyřice WEBAC 151 se schopností zvětšení objemu vlivem napětí až 30krát.

V období 7. 6.–15. 6. 2007 byla jako závěrečné sanační opatření v místě sanovaného výronu

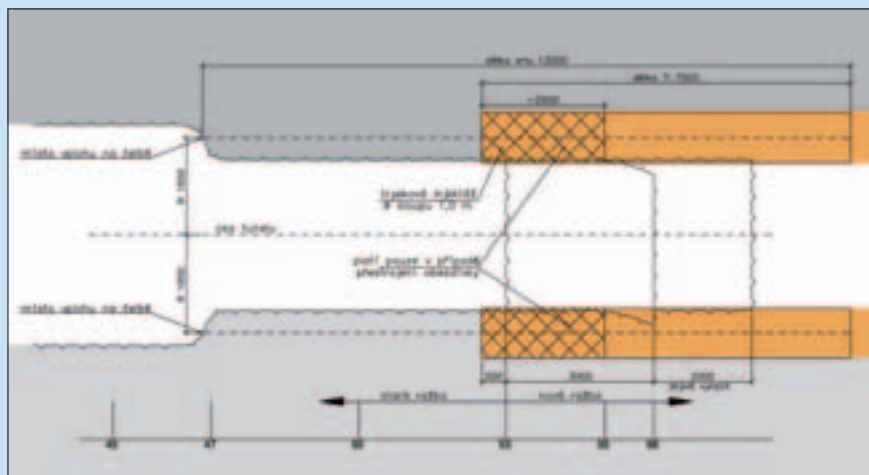
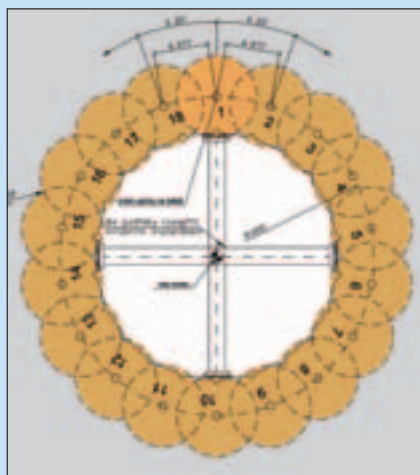


Obr. 5b: Návrtné schéma vrtů pro výplňovou injektáž za ostěním v původní ražbě

realizována těsnící stěna z tryskové injektáže tvaru válcové plochy. Složena je ze 7 ks vzájemně se překrývajících sloupů tryskové injektáže o minimálním průměru 60 cm (obr. 6). V místě výronu je stěna umístěna za stávající ostění ražby a je s ním přibližně rovnoběžná.

#### Dokončení sanačních opatření

Pokračující ražba v další části zkušebního úseku v období listopadu potvrdila, že injekční stěna je jako sanační opatření v daném geologickém prostředí (s těžko předvídatelnými výrony tekutých písků) pro ražbu nevhodnější oproti našemu předpokladu po vyhodnocení prvních dvou zkušebních sloupů T1. Proto byla ražba opět zastavena a sanační deska z tryskové injektáže doplněna na celistvou obálku, tvořenou vzájemně se překrývajícími 18 ks sloupů T1 o minimálním průměru 100 cm, zajišťujícím po celém obvodu ražený kruhový profil překopu – obr. 7a, 7b. Současně byl stabilizován i profil ražby v místě následující čelby navazujícího úseku ražby čtyřmi kusy obdobných sloupů T1, zasahujících 1 m do ražby i za ražbu zkušebního úseku.



Obr. 7a, 7b: Příčný řez z půdorysu celistvé sanační obálky tvořené 18 ks vzájemně se překrývajícími sloupy tryskové injektáže

Bohužel, do současné doby nebyla dokončena ražba takto zajištěného zkušebního úseku, a tedy ani vyhodnoceny sanační práce, které je nutné provést pro bezpečnou a ekonomicky i časově únosnou ražbu plánovaných překopů.

Ing. Martin Čejka, Zakládání staveb, a. s.

Foto: archiv ZS a autor

Pérovky: FG Consult, s. r. o.

### The mine Mír in Mikulčice – securing of driving works of crosscuts between old and new mining area

Zakládání staveb, a. s. was asked by the owner of the Mine Mír in Mikulčice to design technical solution how to secure driving works for crosscuts between galleries 3406 and 3405 in the place of expected geological failures. The aim of driving two inclined crosscuts was to connect the mine with new mining area. It is located at such a level which has due to tectonic failure dropped compared with current mining area. This difference is about 70m. In the article we bring you information about sanitation works undertaken by workers of Zakládání staveb on securing driving works for new crosscut in the depth of about 150m under ground surface.

## Geofyzikální práce pro ražbu úpadních štol dolu Mír v Mikulčicích

**Pro potřeby přípravy ražby úpadních štol v předpolí lignitového dolu Mír v Mikulčicích zajistil G IMPULS Praha, spol. s r. o., komplexní povrchový geofyzikální průzkum sestávající z celkem pěti měřících metod. Současně vyprojektoval speciální metodiku prací, která má zajistit sledování průběhu provádění ražby, využívající pro zlepšení geotechnických poměrů tryskovou injektáž.**

Po geologické stránce je zájmové území budováno kvartérem, pod kterým se nachází sedimenty terciárního stáří. Sedimenty jsou tvořeny rychle se střídajícími vrstvami jílu, prachů a písků. Předmětem těžařského zájmu je Dubňanská lignitová sloj, která se nachází v hloubce cca 140 až 210 m pod povrchem terénu. Území s uvažovanými překopy kříží tak zvaný Týnecký zlomový systém.

#### Použité metody měření

Úkolem geofyzikálního průzkumu bylo upřesnit geologické (geotechnické) poměry, se kterými se setká ražba překopů. Zadáni bylo řešeno komplexem geofyzikálních měření. Komplex sestával z následujících metod:

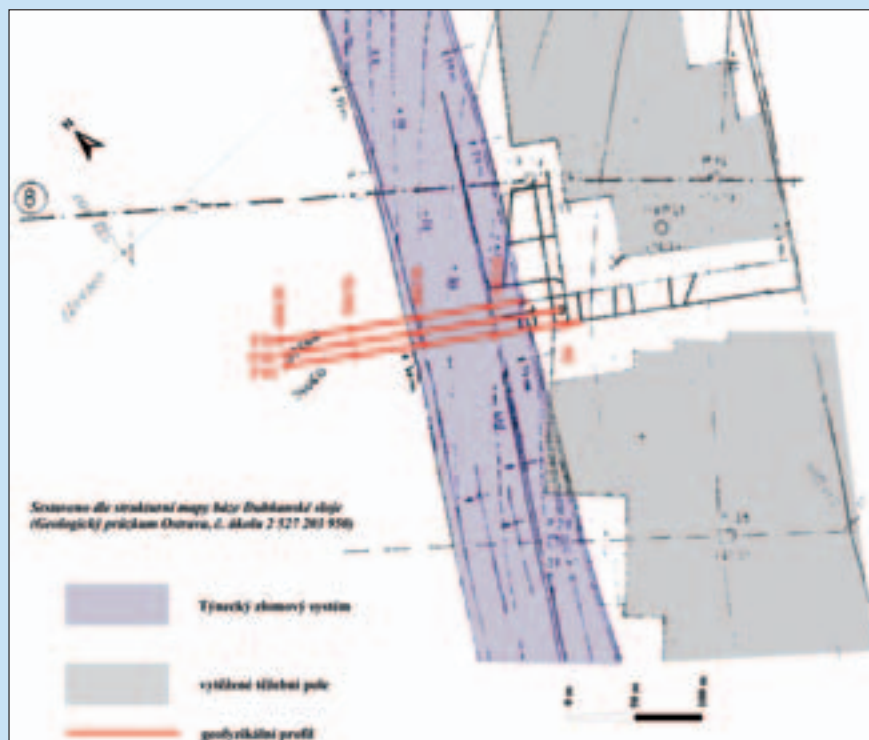
- metody seismické,
- metody gravimetrické,
- metody kombinovaného odporového profilování (KOP),

- metody vertikálního elektrického sondování (VES),
- metody odporové tomografie (metody multielektrodové).

Měření proběhlo na třech geofyzikálních profilech. Profily 10 a 30 byly situovány v liniích budoucích překopů. Profil 20 byl situován uprostřed krajních profilů. Profily jsou od sebe navzájem vzdáleny vždy 20 m a jsou dlouhé cca 400 m. Situace profilů je zřejmá z obr. 1, korelačního schématu. Profily začínají přibližně u větracího vrtu dolu Mír na okraji intravilánu. Větší část profilů se nachází v prakticky volném a rovinatém terénu (na poli). Staničení profilů je vedeno shodně s plánovaným postupem ražby, tj. od JV k SZ.

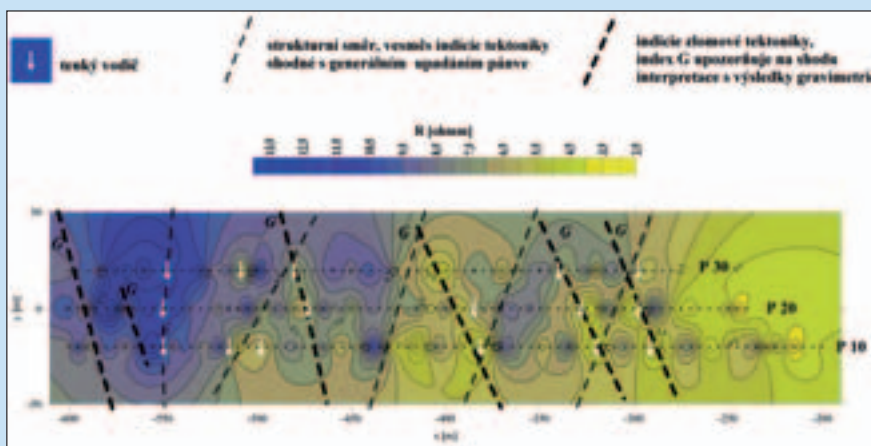
Na obr. 2 jsou prezentovány výsledky **kombinovaného odporového profilování (KOP)**, provedeného s rozestupem elektrod 60–20–60 (v metrech). Zobrazena je mapa izolinií zdánlivého měrného odporu (vzniklá přepočtem dvojic naměřených hodnot na jejich aritmetické průměry). Dále jsou vyznačeny detekované tenké vodiče (indicie tektoniky).

Na proměřované lokalitě jsme zjistili velmi nízké měrné odpory, často klesající i pod 10 ohm. To svědčí o velmi jemnozrném složení sedimentů, mezi kterými je hojně zastoupen jíl či prachové vrstvy. Na obr. 3 je vyobrazen odporový tomografický řez ze středového profilu P20. V řezu je provedena i interpretace tektonických projevů. **Metoda odporové tomografie** patří mezi moderní geofyzikální metody. Při měření je vytvořen multielektrodový systém řízený počítačem. To umožňuje realizovat velký objem měření s různými rozestupy elektrod a tak získat rozsáhlou databázi, která je následně zpracována a interpretována ve formě odporového modelu. Data získaná ze zkoumané lokality jsou plně ve shodě s měřeními metodou kombinovaného odporového profilování. Odporová tomografie však lépe zobrazuje jednotlivé odporové bloky. Je třeba poznamenat, že na konci profilu (kolem staničení 600) se projevuje mírný, nicméně zřetelný nárůst odporů.

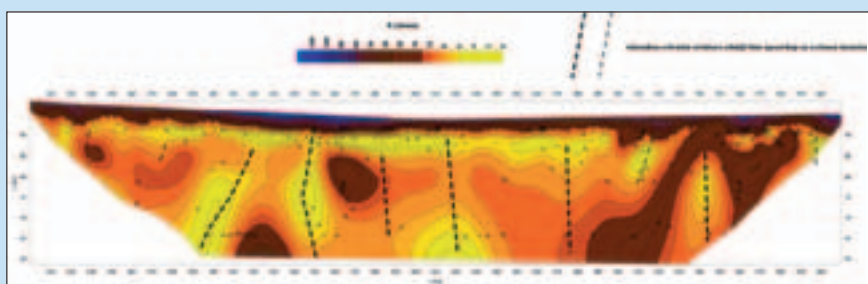


Obr. 1: Situace geofyzikálních profilů a lokalizace očekávaného Týneckého zlomového systému





Obr. 2: Mapa měrných odporů a interpretace tenkých vodičů

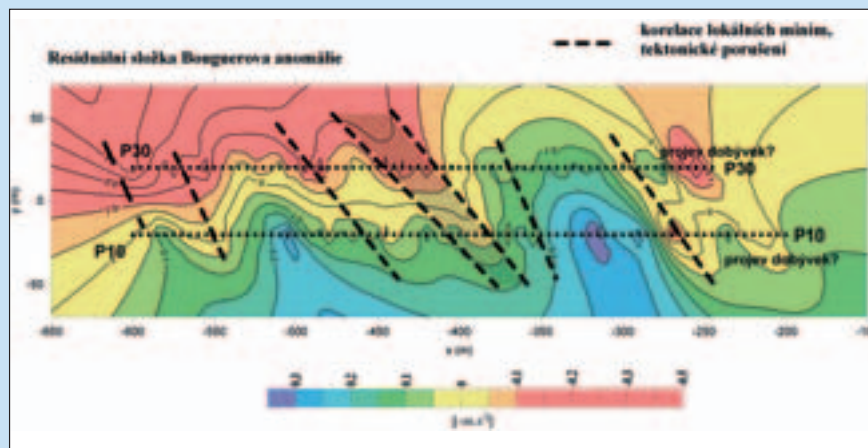


Obr. 3: Interpretovaný odporový tomografický řez z profilu P20

**Gravimetrické měření** bylo realizováno na 2 profilech v nadloží plánované ražby překopů. Jedná se o profily P10 a P30 (shodně se seismikou a geoelektrickými metodami). Profily mají délku cca 400 m, jejich vzájemná vzdálenost je 40 m. Krok měření byl na lokalitě zvolen po 5 m. Na obr. 4 je uvedena mapa izolinií residuálních Bouguerových anomálií. Výsledky gravimetrického průzkumu lze shrnout do následujících bodů:

- Regionální složka Bouguerovy anomálie pravděpodobně odpovídá celkovému tvaru sedimentární pánve. Mocnost pánve v zájmovém území narůstá směrem k severu.
- Residuální anomálie vystihuje průběh tektonického narušení sedimentární výplně pánve. Poruchy mají vesměs směr S–J až SSZ–JJV, převažuje směr upadání k západu.
- Narušení sedimentů v místě tektonických poruch se projevuje poklesem objemové hmotnosti vesměs od 50 do 100 kg/m<sup>3</sup>. To odpovídá růstu porosity prostředí v průměru o 4 %. Nejvýraznější porucha byla zastižena cca ve středu lokality, v okolí metráže 400 až 450, na úrovni plánovaných překopů vzhledem k úklonu poruch na metrážích cca 425 až 475.
- V jihovýchodní části lokality (cca do metráže 260 gravimetrických profilů) jsou horniny v okolí měřených profilů narušeny těžbou. Jedná se patrně o projev závalů z dobývek jižně a severně od měřených profilů. Horniny postižené závaly nemusí ležet přímo v rovině řezů (v místě profilů), ale může to být projev z prostředí „bokem“ od profilů.

Profily 10 a 20 byly proměřeny také **pomocí seismické metody**. Refrakční seismika umožňuje sledovat tvary refrakčních rozhraní. Na těchto rozhraních se seismické vlny lámou a vracejí zpět k povrchu. Refrakční rozhraní mají vždy vyšší seismickou rychlost v podloží. Ve studovaném prostředí byly zjištěny již relativně při povrchu ostrá rozhraní s hraničními rychlostmi kolem 2000 až 4000 m/s. Tyto rychlosti v daném prostředí indikují silně konzistentní jílové vrstvy. Mezi těmito vrstvami se pak nacházejí písčité až prachové polohy se seismickými rychlostmi kolem 500 až 1500 m/s. Protože se v daném území jedná o subhorizontálně zvrstvené prostředí, bylo možno z dostupných refrakčních ploch složit reálné modely poměrů odpovídajících situaci v úrovni přibližně Dubňanské sloje. Z naměřených dat vyplývá,



Obr. 4: Mapa izolinií residuální složky Bouguerovy anomálie



že území je postiženo zlomovou tektonikou. Výsledky jsou v zásadě shodné s poznatky z gravimetrie. Jednotlivé poklesy jsou však poněkud komplikovány projevy příčné tektoniky (shodně s vrstevnicemi podloží). Dále si je nutno uvědomit, že ostré výškové skoky se při sledování seismických vln často projevují pozvolněji (vlna nesleduje přesně rozhraní, ale v místech skoku jím proniká).

Na obr. 5 jsou shrnuty hlavní poznatky získané z geofyzikálního průzkumu (reprezentativní interpretační řez vztahovaný doprostřed mezi překopy 3406 a 3405 a korelační tektonické schéma).

### Závěry

Z výsledků měření plynou zejména následující závěry a doporučení:

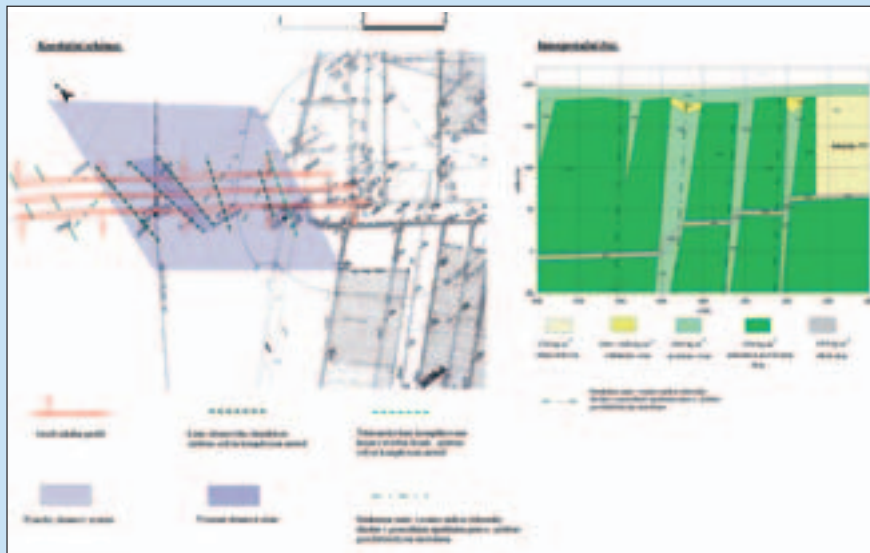
- Zájmové území je silně tektonicky postiženo.
- Potíže s ražbou překopu (úpadní štoly), které nastaly při pokusu použít techniku mrazení hornin, jednoznačně souvisí s tím, že se ražba dostala na okraj Týneckého zlomového systému, jehož průběh zaznamenala i geofyzika. Toto pásmo je geotechnicky komplikované a zahrnuje všechny hlavní poruchové linie zastižené geofyzikou. Geofyzika však, na rozdíl od původních geologických map, zjistila, že pásmo je ve skutečnosti o něco širší, cca 230 až 240 metrů.
- Ražba překopů se v celé délce Týneckého poruchového pásma zřejmě setkává s obtížemi (častá napjatá voda, jemnozrné zeminy), a proto je v celém úseku nutno uvažovat s potřebou

bezpečného zajištění výrubu, a to již při ražbě. Potenciálně největší problémy lze očekávat v místech staničení přibližně 400 až 450. Doporučuje se realizovat již dříve plánovaná kontrolní geofyzikální měření v podzemí. Ta budou mít za cíl kontrolovat průběh tryskové injektáže. Předpokládá se, že ražba štolky bude mít průměr 3 m. Pro přípravu ražby budou metodou tryskové injektáže vytvořeny válcové struktury o délce cca 6 m (předpokládá se 6 válců po obvodu štolky

a jeden středový). Po jejich realizaci dojde k vlastní ražbě v již zpevněném prostředí. Popisovaný proces bude postupně opakován ve všech úsecích, které budou považovány za nebezpečné. Kontrolní geofyzikální měření bude zahrnovat komplexní seismický průzkum, odporovou tomografii a gravimetrii. Seismika nejprve ověří kompatibilitu vytryskaných stvolů (obdobně jako u testů pro integritu pilot). Po vyražení části překopu bude znovu kontrolována integrita

prostředí, a to zejména metodou odporové tomografie. Gravimetrie bude zjišťovat, zda se ražba nepřibližuje v předpolí k významné dutině naplněné vodou. Všechna vyprojektovaná geofyzikální měření budou náročná a vyžadují značnou zkušenost. V tomto směru studuje řešitelský tým dostupnou literaturu a již byla provedena první testovací měření na čelbě připravované ražby.

RNDr. Jaroslav Bárta, CSc.,  
RNDr. Vojtěch Beneš,  
G IMPULS Praha, spol. s r. o.



Obr. 5: Konečný interpretační řez a korelační schéma se základními výsledky získanými z geofyzikálních měření

### Geophysical works for driving of galleries in the mine Mír in Mikulčice

Because it was needed to drive galleries in the foreground of lignite mine Mír in Mikulčice the company G IMPULS Praha, spol. s r. o., carried out complex surface geophysical survey. It consists of 5 measuring methods. At the present time the company has designed special methodology of works which shall ensure the possibility to watch driving works especially jet grouting. It will be used for improving geotechnical conditions.



# vodní hospodářství®

www.vodnihospodarstvi.cz

Vychází  
12x  
ročně

Inzerce  
na barevných  
i černobílých  
stranách

Specializovaný vědeckotechnický časopis přináší již 58. rokem informace z oblasti projektování, realizace a plánování ve vodním hospodářství a souvisejících oborech životního prostředí

Více informací a možnost objednání na [www.vodnihospodarstvi.cz](http://www.vodnihospodarstvi.cz)  
Cena ročního předplatného (12 čísel) je 650 Kč + 9 % DPH  
Vydává Vodní hospodářství, spol. s r. o.  
Redakce: Podbabská 30, 160 62 Praha 6  
Mobil (Stránský) 603 431 597  
Mobil (Dragoun) 603 477 517, tel.: +420 234 139 287 (VoIP)  
stransky@vodnihospodarstvi.cz, dragoun@vodnihospodarstvi.cz  
www.vodnihospodarstvi.cz





Komořanský portál

## Tunely stavby 513 Silničního okruhu kolem Prahy – předpoklady projektu a první zkušenosti z realizace

*Praha se stejně jako většina evropských metropolí dlouhodobě potýká s narůstající intenzitou dopravy a dopravním přetížením centra města. Tuto situaci má podstatně změnit silniční okruh, který je rozdělen do 11 staveb, označených čísly 510 až 520. Úsek mezi Vestcem a Lahovicemi je označován jako stavba 513. Směrem od Lahovic, kde navazuje na stavbu 514, trasa překračuje mostním objektem řeku Vltavu a prudce stoupá ve dvou směrově rozdělených tunelových troubách od Komořan k Cholupicím. V příportálových úsecích, kde nepříznivé geotechnické podmínky neumožňují ražbu tunelů, probíhá jejich výstavba v otevřených stavebních jámách. V úsecích se vhodnými geotechnickými poměry jsou tunely raženy pomocí nové rakouské tunelovací metody (NRTM).*

Podélný sklon tunelů 4% vyžaduje použití v jižní tunelové troubě, navržené pro stoupání, třípruhový profil s šířkou mezi obrubníky 11,75 m. V opačném směru v severní tunelové troubě pro klesání postačuje dvoupruhový profil s nouzovým pruhem šířky 1,5 m. Celková šířka vozovky, která mezi obrubníky dosahuje 9,75 m, hraje důležitou roli z hlediska výše investičních nákladů, neboť významně ovlivňuje nutnou plochu výrubu. Podle české normy ČSN 737507 je šířka vozovky mezi obrubníky natolik důležitým údajem, že určuje přímo kategorii tunelů.

Před zahájením prací obdržel zhotovitel stavby výsledky geotechnického průzkumu, jehož součástí byly i informace získané při ražbě průzkumné geotechnické štoly, situované ve středu kaloty jižního třípruhového tunelu (obr. 1). Stabilitu výrubu průzkumné štoly soudkovitého tvaru o ploše výrubu 25 m<sup>2</sup> zajišťuje primární ostění ze stříkaného betonu, vyztužené ocelovými sítěmi a výztužnými příhradovými rámy. V oblasti stavební jámy komořanského portálu byla štola ražena v písčích a stabilitu výrubu zajišťovaly předražené ocelové pažiny (obr. 5).

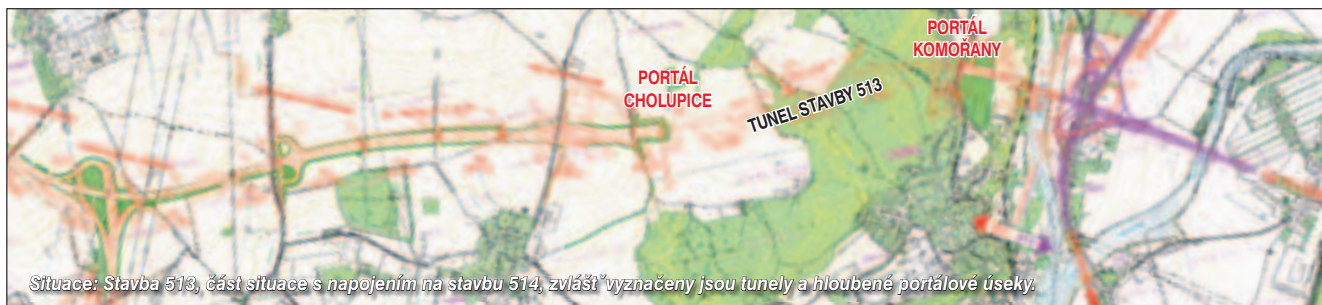


Obr. 1: Průzkumná štola situovaná ve středu kaloty jižního tunelu

Štola o světle výšce 5,5 m a šířce 4,5 m probíhá v celé délce jižního tunelu a umožňuje větrání i odvodnění podzemního díla během výstavby.

### Geotechnické poměry lokality, prognóza a skutečnost

Zatímco v případě hloubených úseků tunelů



Situace: Stavba 513, část situace s napojením na stavbu 514, zvlášť vyznačeny jsou tunely a hloubené portálové úseky.





Obr. 2: Sklon diskontinuit na čelbě kaloty jižního tunelu



Obr. 3: Vrstva ulehleho písku ve stavební jámě Komořany

hrají geotechnické poměry roli spíše z hlediska návrhu zajištění stability svahů stavebních jam a způsobu založení hloubených tunelů, u ražených úseků tunelů představuje horninový masiv stavební materiál, který se spolu s ostěním významně podílí na celkové únosnosti systému ostění – hornina. Získání geotechnických parametrů je důležitým podkladem pro návrh technologického postupu výstavby i způsobu zajištění stability výrubu zejména během ražby. Geotechnický průzkum v předchozích stupních projektové dokumentace zahrnoval vrtný průzkum, geofyzikální průzkum i geotechnická sledování, prováděná v průzkumné štole. Součástí geotechnického průzkumu tvořil i pokusný úsek průzkumné štoly ražený v plném profilu kaloty budoucího třípruhového tunelu. Termín provádění průzkumné štoly však časově kolidoval s termínem dokončení zadávací dokumentace stavby. Získané výsledky zohledňovala zadávací dokumentace proto pouze částečně, a technologické třídy výrubu navržené v realizační dokumentaci tak zcela nekorespondují se zadávací dokumentací.

Skalní horniny jsou ve větších hloubkách dokonale zpevněné bez průlinové propustnosti. Pukliny jsou většinou těsně sepnuté nebo vyplněné. Pouze v mocnějších polohách drob či ordovických křemenců byl avizován pohyb podzemní vody. Vlivem průzkumné štoly došlo k částečnému odvodnění masivu a během výstavby tunelů se potvrdily průzkumem očekávané minimální přítoky podzemní vody do prostoru výrubu, které dosahovaly max. 2 l/s. Hlavní systém diskontinuit tvoří vrstevní plochy. Jejich sklon měl podle prognózy v případě

dovrchní ražby od Komořan směrem k Cholupec zapadat do horninového masivu a příznivě ovlivňovat stabilitu čelby. Optimistický předpoklad se během ražby nepotvrdil a sklon systému diskontinuit se v průběhu ražby velmi často měnil (obr. 2). Grafitická výplň puklin způsobovala lokální nestabilitu čelby i líce nezajištěného výrubu, což vyžadovalo před provedením záběru aplikaci stabilizačních opatření (zpravidla jehlování obvodu kaloty). I přes provedená opatření nebylo možné zcela zabránit lokálnímu vypadávání bloků horniny z obnaženého líce výrubu. Celkově však vykazuje horninový masiv vysoký stupeň stability. Měřené deformace líce výrubu po provedení záběru rychle odeznívají a nepřekračují obvykle po vyražení plného profilu tunelu 10 mm. Maximální měřená deformace výrubu nepřesáhla při ploše tunelu téměř 140 m<sup>2</sup> hodnotu 30 mm.

#### Hloubené tunely Komořany

Stavební jáma níže položeného komořanského portálu dosahuje v nejhlubším místě hloubky 30 m a šířky 50 m. Délka hloubených tunelů přesahuje 170 m. Zajištění boků stavební jámy je prováděno z přirozeně svahovaného předvýkopu, z jehož dna jsou vrtány piloty a záporny, stabilizující spodní partie stěn jámy. I když geotechnický průzkum avizoval bázi pokryvů mělce pode dnem stavební jámy, doplňující průzkum ukázal, že písčité sedimenty naplavené v minulosti Vltavou dosahují větších mocností a piloty ani záporny nelze ve větší části jámy vetknout do skalního podloží. Skutečnost, že se po celé výšce stavební jámy nachází pouze vrstva písčitých sedimentů (obr. 3), ovlivňovala dimenze pilot, zápor

i způsob kotvení jámy. Spolu s omezenou šířkou dočasného záboru pozemků pro realizaci hloubených tunelů vedla změna geologických poměrů k úpravě způsobu zajištění stavební jámy. V rámci zpracování realizační dokumentace muselo dojít k prohloubení svisle pažených stěn na úkor svahované části, aby bylo možné v rámci vymezeného záboru pozemků dílo realizovat. O návrhu stavební jámy Komořany podrobněji pojednává následující článek doc. Ing. Masopusta, CSc.

Horninový pilíř dosahuje na portále ražených tunelů mocnosti pouze 10 m, což klade zvýšené nároky pro zajištění stability díla při zahájení ražby severního i jižního tunelu (obr. 4). Odtěžování stavební jámy probíhá po etážích, které respektují technologii provádění pažení jámy, betonáže převážek a předpinání kotev. Ve stavební jámě se v profilu hloubeného jižního tunelu nachází průzkumná štola, jejíž ostění bylo nutno při odtěžování jámy bourat. Obnažené ostění štoly, tvořené předháněnými ocelovými pažinami a střikaným betonem se sítí a příhradovými ramenaty, skýtá netypický pohled (obr. 5). Hloubené tunely prováděné ve stavební jámě nekorespondují šířkovým uspořádáním s profilem navazujících ražených tunelů. Do hloubených tunelů zasahují připojovací a odbočovací pruhy přílehlých plánovaných křižovatek, což vede ke zvětšení jejich šířky o jeden jízdní pruh. Stísněné poměry před portálem tunelu neumožnily splnit bezpečnostní doporučení směrnice 2004/54/ES Evropského parlamentu a rady o umístění připojovacích pruhů v dostatečné vzdálenosti před portálem. Ostění hloubených tunelů tvoří železobetonová klenbová konstrukce plošně založená na masivní spodní klenbě. Pro betonáž bloků spodní

Obr. 4: Horninový pilíř mezi tunely – pohled z demolané průzkumné štoly



Obr. 5: Hnané pažení po obnažení rubu štoly – portál Komořany





klenby délky 12 m zajistil zhotovitel speciální pojízdné bednění (obr. 6). Založení na jemnozrnných píscích vedlo k debatám o způsobu úpravy a ochrany základové spáry. Nakonec zvítězil názor projektanta RDS spáru neupravovat hutněním nebo jiným zlepšením, ale z ponechané ochranné vrstvy zeminy tloušťky až 1 m s ústupem mechanismů upravit dno jámy do tvaru spodní klenby tunelu. Upravené dno jámy zhotovitel stabilizoval stříkaným betonem, na který následně provedl vrstvu podkladního betonu. Před stabilizací stříkaným betonem byl po upraveném dně jámy zakázán pohyb mechanismů i lidí, neboť okamžitě docházelo k nakypření jinak ulehlého a konsolidovaného písku. V případě poškození základové spáry byl nakypřený materiál opatrně vytěžen a nahrazen podkladním betonem. Práce probíhaly za zvýšeného dohledu zhotovitele i investora a každá základová spára byla před betonáží přebrána kompetentními zástupci vedení stavby (obr. 6). Celková šířka nosné konstrukce jižního hloubeného tunelu přesahuje 21 m, severního pak 16 m. Minimální tloušťka ostění ve vrcholu klenby severního tunelu činí 600 mm. U jižního tunelu se vzhledem k rozpětí klenby a výšce zpětného zásypu zvětšuje na 800 mm, resp. v místě největší výšky nadloží až na 1000 mm. S ohledem na snižující se mocnost nadloží směrem k portálu tunelu a značné délce hloubených tunelů je dimenzování ostění z ekonomických důvodů provedeno po úsecích, ve kterých dochází ke změně tloušťky ostění i stupně vyztužení. Oba hloubené tunely jsou proti průniku podzemní vody chráněny „deštníkovým systémem“ pláštové fóliové izolace, umístěné v oblasti klenby tunelu. Voda je po izolaci svedena do bočních tunelových drenáží a dále ke komořanskému portálu.

#### Hloubené tunely Cholutice

Prostorové poměry na cholupickém portále nejsou tak stísněné jako na komořanské straně a stavební jámu lze částečně provést svahováním severního svahu jámy v přirozeném sklonu 1,5 : 1 se zajištěním stability svahu tyčovými kotvami a vrstvou stříkaného betonu se sítí. Pouze na jižní straně jámy vyžadují místní poměry stěnu jámy zapažit záporovým pažením o světlosti výšce 6 až 9 m. Práce na stavební jámě započaly vrtáním zápor a pilot v květnu 2007 s následnou betonáží ztužujícího hlavového



Obr. 8: Primární ostění se spodní klenbou – plocha výrubu 165 m<sup>2</sup>

trámu portálové stěny. Následovalo odtěžování stavební jámy po etapách a osazování a předepínání pramencových kotev v jednotlivých kotevních úrovních na portálové stěně a jižní záporové stěně. Rozpojování probíhalo bez použití trhacích prací. Jedinou komplikací opět představovalo bourání primárního ostění průzkumné štoly (obr. 7).

Oba hloubené tunely navazují beze změny tvaru vnitřního líce ostění přímo na profil ražených tunelů. Pouze dimenze ostění se oproti raženým tunelům u hloubených tunelů zvětšuje ze 400 mm na 600 mm. Vzhledem ke zcela odlišným základovým poměrům je na rozdíl od komořanského portálu konstrukce ostění založena na patkách. Návrh na změnu založení podal zhotovitel, resp. zpracovatel RDS, na základě vyhodnocení geotechnických poměrů po vytěžení stavební jámy. O problematice zajištění stavební jámy podrobněji pojednává dále uvedený článek Ing. Jozefa Kuráně.

#### Specifika ražených úseků tunelů

Již při návrhu primárního ostění tunelu a technologického postupu ražby musí projektant zohlednit blokové schéma betonáže definitivního ostění. Dispoziční řešení tunelů vychází z délky bloku betonáže definitivního ostění 12 m. V úsecích ražených tunelů poblíž obou portálů vyžadují geotechnické poměry rychlé uzavírání spodní klenby tunelu. V úsecích dále od portálu

je použit příčný profil bez uzavření spodní klenby a horní klenba spočívá na patkách. Návrh technologických tříd výrubu tuto skutečnost zohledňuje. Úsek ražený v technologické třídě výrubu 5a, určené do nejhorsích geotechnických podmínek, má délku určenou jako násobek délky bloku betonáže definitivního ostění, aby se v rámci jednoho bloku betonáže neměnil konstrukční typ a ostění nebylo založeno na patkách i spodní klenbě. Výrazně lepší než průzkumem původně očekávané geotechnické podmínky umožnily provádět ostění bez spodní klenby i v technologické třídě výrubu 5a. Spodní klenba je proto navržena pouze u prvních bloků betonáže ražených tunelů (obr. 8). V dalších úsecích již není spodní klenba použita a rozhraní mezi jednotlivými technologickými třídami výrubu není vázáno na spáry mezi bloky betonáže definitivního ostění. Další úpravy standardně navržených technologických tříd výrubu vyžaduje situování tunelových propojek, výklenků pro osazení skříňní SOS, požárního hydrantu a výklenků na čištění boční tunelové drenáže.

Délka ražených úseků jižního a severního tunelu není totožná. Oba tunely leží ve směrových obloucích. Zatímco osa jižního tunelu tvoří rovnoběžku k ose hlavní trasy, osa severního tunelu se v prostoru komořanského portálu od osy hlavní trasy nejprve odklání, v dalším úseku probíhá rovnoběžně s hlavní trasou a před portálem Cholutice se opět k ose hlavní

Obr. 6: Upravená základová spára hloubených tunelů



Obr. 7: Zbytek ostění průzkumné štoly a mikropilotový deštník – portál Cholutice





Obr. 9: Minimální vzdálenost tunelů u propojky č. 1

trasy přimyká. Tím je na většině délky ražených úseků tunelu zajištěna dostatečná vzdálenost obou tunelových trub, důležitá pro stabilitu horninového pilíře mezi tunely (obr. 9). Rozdělení tunelu na bloky betonáže definitivního ostění stejné délky vede ke standardizaci konstrukčního řešení a ovlivňuje technické řešení dalších stavebních objektů i provozních souborů technologického vybavení tunelu. Kromě polohy propojek a výklenků ovlivňuje blokové schéma i polohu kanalizačních a kabelových šachet, spárovez vozovky, umístění světel nouzového osvětlení a chrániček pro kabely vedené v definitivním ostění tunelu k jednotlivým zařízením technologického vybavení. Jako základní byl při návrhu blokového schématu zvolen jižní tunel, vzhledem k paralelnímu průběhu osy tunelu s osou hlavní trasy. Délka raženého úseku tunelu je bezesbýtky rozdělena na bloky délky 12 m. Bloky betonáže atypické délky se v jižním tunelu nevyskytují. Polohu únikových tunelových propojek určují požadavky na bezpečnost provozu a v tunelech se jich nachází celkem 8. Osa tunelové propojky odpovídá vždy ose bloku betonáže. Vhodnou úpravou polohy portálů, situováním tunelových propojek a vedením trasy jižního tunelu se podařilo vytvořit blokové schéma severního tunelu pouze s pěti atypickými bloky betonáže. Základní pravidla pro zajištění stability výrubu a technologický postup výstavby definují technologické třídy výrubu. Projektant realizační dokumentace provedl analýzu znalostí o horninovém masivu v trase tunelů a následně upravil technologické třídy výrubu obou tunelů. Pravidla zadávací dokumentace takový postup umožňují. Realizační dokumentace obsahuje pro každý tunel v souladu se zadávací dokumentací 3 technologické třídy výrubu, označované 3, 4 a 5a. Technologická třída výrubu 5a je určena do

nejtěžších geotechnických podmínek a obsahuje i modifikaci pro ražbu pod ochranou mikropilotového deštníku od obou portálů. Další dvě třídy pak definují způsob zajištění stability výrubu a technologický postup výstavby v lepších geotechnických podmínkách.

#### Průzkumná štola

Pro ověření geotechnických podmínek byla v předstihu před ražbou tunelu vyražena v ose jižního tunelu průzkumná štola. Projektant štoly našel její optimální polohu v profilu kaloty. Počva štoly se nachází v úrovni 3,35 m nad úrovní nivelety tunelu a světla výška dosahuje 5,5 m. Šířka štoly 4,5 m umožnila bezproblémový pohyb mechanismů, neumožnila však jejich vzájemné míjení při provozu ve štole. Proto jsou po cca 200 m jednostranným rozšířením profilu štoly do profilu kaloty budoucího tunelu vytvořeny výhybny. V jenom úseku došlo v rámci geotechnického průzkumu k vyražení pokus-

ného výrubu v plném profilu kaloty budoucího tunelu s počvou v úrovni počvy průzkumné štoly. Při návrhu technologických tříd výrubu jižního třípruhového tunelu zohlednil projektant realizační dokumentace polohu průzkumné štoly a pokusil se maximálně využít jejich rozměrů při úpravě tvaru příčného řezu tunelu. Limitujícím faktorem bylo výškové vedení trasy tunelu i celková plocha výrubu ovlivňující rozsah prováděných prací a tím i výši investičních nákladů. Po dohodě se zhotovitelem s ohledem na nasazenou mechanizaci došlo ke zvětšení výšky kaloty z 5,7 m na 6,6 m za cenu prohloubení její počvy na úroveň 2,25 m nad niveletu tunelu, tj. o 1,1 m oproti počvě průzkumné štoly. Nadvýšený rub primárního ostění tunelu odpovídal teoretickému líci primárního ostění štoly, aby bylo možno výztužné rámy a sítě ostění tunelu umístit pod primární ostění štoly. Odchyly a tolerance provádění primárního ostění štoly směrem do profilu však mnohdy vedly k nutnosti jeho demolice. Rovněž využití jednostranných výhyben jako součástí primárního ostění tunelu se ukázalo nereálné. Pokusný výrub plného profilu kaloty se podařilo díky dobrým geotechnickým podmínkám v daném úseku zachovat a zakomponovat do primárního ostění tunelu. Průzkumná štola snížila objem výrubu kaloty při šířce výrubu v počvě kaloty 16,4 m a výšce kaloty 6,6 m z 85 m<sup>3</sup> jen na cca 60 m<sup>3</sup> na běžný metr tunelu. Plocha výrubu jádra dosahovala při výšce výrubu 3,56 m až 57 m<sup>3</sup>/bm. V technologické třídě výrubu 5a se spodní klenbou tvořil třetí část vertikálního členění profil počvy o ploše 25 m<sup>2</sup>. Plocha výrubu největšího profilu se spodní klenbou dosahuje po odečtení plochy výrubu průzkumné štoly více než 140 m<sup>2</sup>, včetně průzkumné štoly pak 165 m<sup>2</sup>. Plocha výrubu jižního tunelu bez spodní klenby dosahuje 113 m<sup>2</sup>, resp. 138 m<sup>2</sup> včetně plochy průzkumné štoly.



Obr. 10: Rozšiřování štoly v místě výhybny – zahájení ražby



### Alternativní způsob zahájení ražby jižního tunelu

Komplikace s nedostatečnými zábery pozemků v oblasti obou stavebních jam oddalovaly termín zahájení jejich odtěžování a tím i zahájení ražby obou tunelů. Proto zpracovatel realizační dokumentace navrhl po dohodě se zhotovitelem alternativní způsob zahájení ražby jižního třípruhového tunelu, který byl následně předložen objednateli k odsouhlasení. Návrh spočíval v rozšíření profilu průzkumné štoly na plný profil kaloty tunelu a zahájení ražby z vytvořeného náraží uvnitř horninového masivu. Odtěžování rubaniny i doprava materiálu do podzemí probíhaly přes průzkumnou štolu. Jako optimální místo pro zahájení ražeb byla využita první jednostranná výhybna štoly, situovaná cca 80 m za pilotovou stěnou komořanského portálu. Po rozšíření profilu výhybny následovala dovrchní ražba směrem k cholupickému portálu. V realizační dokumentaci představoval alternativní návrh pouze variantní řešení technologického postupu prací. Technologické třídy výrubu i standardní technologické postupy výstavby zůstaly zachovány. Ražba jižního tunelu byla zahájena dne 2. 4. 2007 rozšířením výhyby průzkumné štoly (obr. 10). Nedostatek prostoru omezoval zpočátku výkony a ražba probíhala v technologické třídě výrubu 5a s modifikací bez spodní klenby. Délka záběru v kalotě se pohybovala do 1 m. Přímá ostění výhybní štoly zasahovalo do profilu tunelu a muselo být po jednotlivých záběrech odstraněno. Rychlost ražby se pohybovala do 1 m za den. Po vytvoření dostatečného manipulačního prostoru a zlepšení geotechnických podmínek ve větší vzdálenosti od portálu se výkony zvyšovaly až na 2 záběry kaloty za den s průměrnou rychlostí ražby 4,2 až 5,4 m/den. I když celkově vykazoval horninový masiv vysokou stabilitu, docházelo při prodlužování délky záběru k nežádoucím nadvýrubům způsobeným lokálními vypadáváním bloků horniny po

plochách diskontinuit, a to jak na líci výrubu, tak z čelby (obr. 11).

Po proražení jižního tunelu dne 18. 3. 2008 lze konstatovat, že i přes jistá omezení, způsobená stísněným prostorem průzkumné štoly jako dopravní komunikace, umožnilo alternativní řešení zahájit ražbu tunelu před dořešením problému v oblasti tunelových portálů a před odtěžením stavebních jam.

Během dovrchní ražby tunelu od komořanského portálu došlo k vytěžení stavební jámy Cholupice na úroveň kaloty tunelů, navrtání mikropilotových deštníků, betonáží ochranných železobetonových věnců a přípravě portálu pro zahájení úpadní ražby. Odtěžování obou stavebních jam probíhalo po etapách s ochranným celkem po obvodu průzkumné štoly. Po vytěžení jam bylo nutné provést demolici štoly a zahájit standardní ražbu od portálu, jak bylo původně plánováno.

### Závěr

V současné době jsou vytěženy obě stavební jámy a proražen jižní třípruhový tunel. Ve stavební jámě Komořany probíhá betonáž definitivního ostění hloubeného jižního tunelu. Ražba severního dvoupruhového tunelu rychle postupuje od Komořan i Cholupic a zhotovitelé firmy Skanska-BS a Subterra se k sobě blíží rychlostí až 10 m za den. Současně se v lokalitě Nouzov hloubí vzduchotechnická šachta o průměru 8 m, která je situována mezi oba tunely v místě propojky č. 5 a slouží k odvětrání tunelů za provozu v případě, kdy by emise na portálech přesáhly přípustné meze. Dovrchní ražba jižního tunelu alternativním způsobem s využitím průzkumné štoly jako dopravní cesty minimalizovala časový skluz na počátku harmonogramu. Před vytěžením stavebních jam tak bylo vyraženo bezmála 700 m jižního tunelu v kalotě a 400 m v jádře. Pozitivní přístup zástupců investora i zhotovitele přispěl k překonání počátečních problémů. I přes rozsáhlé změny

bezpečnostního řešení stavby vyžadované až během výstavby a zejména s nimi spojeného rozšíření severního tunelu, lze předpokládat, že nasazením akceleračních opatření dojde ke zkrácení původně plánovaného termínu výstavby. Při stavbě tunelů Komořany se poprvé v České republice uplatňuje originální metoda oceňování ražby a způsobu zajištění stability výrubu, který umožňuje využití výhod NRTM a operativní změnu způsobu zajištění stability výrubu na základě skutečně zastižených geotechnických podmínek. Iniciátorem nového pojetí zadávacích podmínek zcela v duchu zásad NRTM je firma D2 Consult, která plně využívá svých dlouholetých zahraničních zkušeností z tunelářsky vyspělých zemí Evropy a která během realizace prováděla poradenskou činnost pro investora stavby, kterým je Ředitelství silnic a dálnic České republiky.

**Ing. Libor Mařík, IKP Consulting Engineers, s. r. o.**  
Foto: autor

**Investor:** Ředitelství silnic a dálnic ČR;  
**Technická pomoc ŘSD ČR:** D2 Consult Prague, s. r. o. ;  
**Geomonitoring:** Mott MacDonald;  
**Zpracovatel DSP/DZS:** Pragoprojet, a. s. ;  
**Realizační dokumentace:** IKP Consulting Engineers, s. r. o. ;  
**Realizace:** Sdružení Vestec-Lahovice, vzniklé z firem SKANSKA-DS, a. s., SKANSKA-BS, a. s., a ALPINE MAYREDER Bau, GmbH;  
**Práce spec. zakládání:** Zakládání staveb, a. s., Skanska CZ – Závod Speciální zakládání;

### Tunnels of construction 513 – road system around Prague – design and first experience from realization

Prague similarly as other big European cities has had troubles with increasing traffic and traffic jams in the centre for a longer time. New road system around Prague is expected to significantly change this situation. The system is divided into 11 construction parts numbered from 510 to 520. The part between Vestec and Lahovice has number 513. From Lahovice where the construction is connected to structure number 514 the line crosses the river Vltava and goes steeply up in two separate tunnels from Komořany to Cholupice. Nearby tunnel face where complicated geotechnical conditions do not allow for tunnel driving the construction runs in open foundation pits. In parts with suitable geotechnical conditions the tunnels are driven using new Austrian tunnel method.



Obr. 11: Nestabilita čelby při nepříznivém sklonu puklin



Odřez komořanského portálu zajištěný kotvenou pilotovou stěnou výšky až 29m

## Stavební jáma hloubeného úseku tunelu Komořany na stavbě 513 SOKP

***Příspěvek se zabývá zajištěním mimořádně rozsáhlé stavební jámy Komořany pro výstavbu hloubené části tunelu na stavbě 513 Silničního okruhu kolem Prahy. Jáma délky 175m, šířky kolem 50m dosahuje na severní straně v oblasti portálu výšky až 29m. V této jámě budou vybudovány hloubené úseky dvou paralelních tunelů – jižního třípruhového a severního dvoupruhového. Stavební jáma se nachází v zeminách tvořených mohutným souvrstvím štěrku a písků s hluboko položeným skalním podložím, jež ovšem v oblasti raženého portálu velice strmě stoupá. Základní metodou zajištění mimořádně vysokého portálu jsou pilotové stěny kotvené v pěti úrovních, boky stavební jámy jsou zajištěny dočasným záporovým pažením, které je s ohledem na volnou výšku dvoustupňové, kotvené ve 2–6 úrovních.***

Výstavba silničního okruhu kolem Prahy patří k nejvýznamnějším dopravním stavbám, které mají pomoci k řešení svízelné dopravní situace v hlavním městě. Je rozdělena do celkem 11 staveb č. 510–520. Stavba 513 začíná v km 1,350 u obce Zlatníky křižovatkou se silnicí II/101 s výhledovým napojením na D1 (stavba 512) a na budoucí dálnici D3. Dále pokračuje v zářezu hlubokém 2–7m ke křižovatce Písnice v km 3,65, kde se rozvětjuje na přívaděč Vestec, oddělující se od hlavní trasy S směrem v celkové délce asi 300m, kde se počítá s napojením na Vídeňskou ulici (směr centrum).

Dále od km 3,02 vede klesající niveleta silničního okruhu násypem výšky do 5,5m ke křižovatce Břežany v km 4,70. Neustále klesající trasa přechází do mohutného zářezu hloubky až 10m v oblasti nadjezdu Točná, kde je vedena dvěma paralelními tunely (raženými objekty SO 602, SO 603, na něž navazují hloubené úseky jak ze strany Vestce (SO 607, SO 608), tak ze strany Komořan (SO 605, SO 606). Celková délka tunelů je 1,924km, resp. 1,937km. V oblasti mezi Komořany a Točnou je niveleta silnice v hloubce až 40m pod terémem. Za portálem Komořany pokračuje klesající trasa cca 200m

dlouhým zářezem a prochází dále přesypáným tunelem obj. SO 601 délky 70m a krátkým násypem a ústí na most přes Vltavu, objekt SO 206, kde končí přechodovým pilířem mezi mostem SO 206 a SO 205 (stavby č. 514) v km 9,687. Klíčovým objektem této stavby je právě tunelový objekt Komořany, skládající se ze dvou paralelních tunelů: jižního třípruhového s typickou šířkou mezi obrubníky 11,75m a severního dvoupruhového s typickou šířkou mezi obrubníky 9,75m. Tunel je veden ve velice členitém terénu, kdy právě niveleta trasy nacházející se v dosti strmém stoupání vyvolala nutnost zřízení třípruhového tunelu. Střední část obou tunelů s vysokým nadložím v horninách skalního podkladu je ražena NRTM, oba příportálové úseky: východní – Cholutický a západní – Komořanský jsou hloubené ve stavebních jámách.

### **Geotechnické poměry**

Stavba 513 začíná na náhorní plošině v okolí Dolních Břežan a Vestce a neustále klesá pravobřežním zalesněným svahem, rozbrzděným terénními depresiemi a predisponovanými tektonickými liniemi. Ústí na pravý vltavský břeh, kde přemostňuje řeku, a končí na levém břehu na společném pilíři P4. Celková délka hlavní trasy činí 8,337km, Vestecká větev od křižovatky Písnice po napojení na stávající Vídeňskou



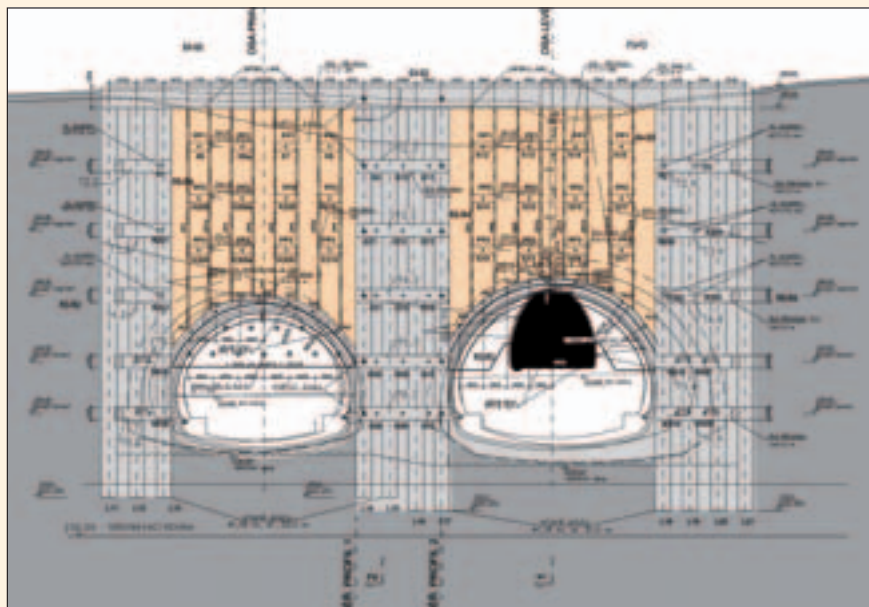
ulici má délku 300 m. Výškový rozdíl je kolem 170 m od údolí Vltavy s nadm. výškou 191,0 m po náhorní plošinu v okolí Dolních Břežan (cca 361,0 m n. m.).

Předkvartérní podloží je tvořeno horninami proterozoickými a staropaleozoickými (ordovickými). Ty byly zjištěny v úseku od konce trasy (km 9,687) zhruba po km 7,97. Jedná se především o vrstvy letenské o flyšovém vývoji, jež jsou tvořeny střídáním slídnatých jílovitých břidlic s drobnými, křemitými pískovci až křemenci. Horniny jsou deskovitě vrstevnaté, provrásněné a lokálně tektonicky porušené. V podstatě však patří mezi nejtvrdší horniny ordovického souvrství. Proterozoické horniny tvoří skalní podklad trasy v úseku od km 7,97 po začátek trasy (km 1,35), přičemž předěl mezi staršími proterozoickými horninami a mladším ordovikem tvoří tzv. závistský zlom – významná tektonická poruchová zóna, ukloněná k JV pod úhlem 40–60°, podle níž došlo k nasunutí proterozoických hornin na horniny paleozoické. Jinak starohorní sedimenty jsou tvořeny siltovitými, písčivými, drobovými až křemitými břidlicemi a drobnými. Jsou silně rozpukané a značně nerovnoměrně zvětralé. Vytvářejí rozsáhlou náhorní plošinu na pravém vltavském břehu.

Kvartérní sedimenty jsou na trase zastoupeny:

- fluvialními sedimenty – zastíženými hlavně v údolní terase Vltavy a dále ve vyšších terasových stupních v oblasti Komořan, kde místy dosahují překvapivě velké mocnosti,
- deluviálními sedimenty – jež mají největší plošné rozšíření, dosahují mocnosti 1–4 m a mají charakter soudržných zemín s úlomky hornin,
- deluviofluvialními sedimenty – vyplňujícími mělké deprese,
- eolickými sedimenty – sprašovými hlínami, jež byly lokalizovány v oblasti křižovatky Břežany a dále na začátku úseku,
- antropogenními sedimenty (navážkami) – jež jsou rozšířeny hlavně v oblasti bývalé pískovny v Komořanech. Zde dosahují mocnosti kolem 8 m a mají charakter písčitojílovitých zemín. Jedná se o následnou výplň pískovny, jež byla pravděpodobně ukládána s hutněním.

Původní geotechnický průzkum pro stavební jámu Komořany obsahoval 4 jádrové vrty, jež kromě jednoho v oblasti raženého portálu nedosahovaly do skalního podloží a neposkytovaly dostatečný podklad pro návrh pažení takto rozsáhlé stavební jámy. Doplňující průzkum předcházející realizační projekt ukázal na neočekávanou mocnost písků a štěrků dosahujících přes 15 m pod niveletu výkopu ve stavební jámě, jakož i na komplikované poměry v oblasti raženého portálu, kde výškový rozdíl povrchu skalního podloží v příčném řezu portálem činil



Obr. 1: Pohled na zajištění komořanského portálu kotvenými pilotovými stěnami a záporovým pažením

přes 10 m. Výsledkem tohoto doplňujícího geotechnického průzkumu bylo tedy zjištění, že portálová stěna volné výšky až 29 m je zčásti v pískách a štěrčích, zčásti v břidlicích vrstev letenských, které jižním směrem velice strmě klesají, tudíž obě boční strany stavební jámy délky cca 175 m, volné výšky 29–9 m jsou v souvrství středně zrnitých, prakticky čistých písků, přecházejících v hl. přes 15 m v písčité štěrky. Hydrogeologické poměry na staveništi jsou jednoduché, podzemní voda se s ohledem na velkou propustnost těchto zemín prakticky nevyskytuje až do úrovně výkopu ve stavební jámě, a neovlivňuje tak návrh pažení.

#### Stavební jáma Komořany

Při návrhu této rozsáhlé a hluboké stavební jámy bylo třeba zohlednit následující skutečnosti:

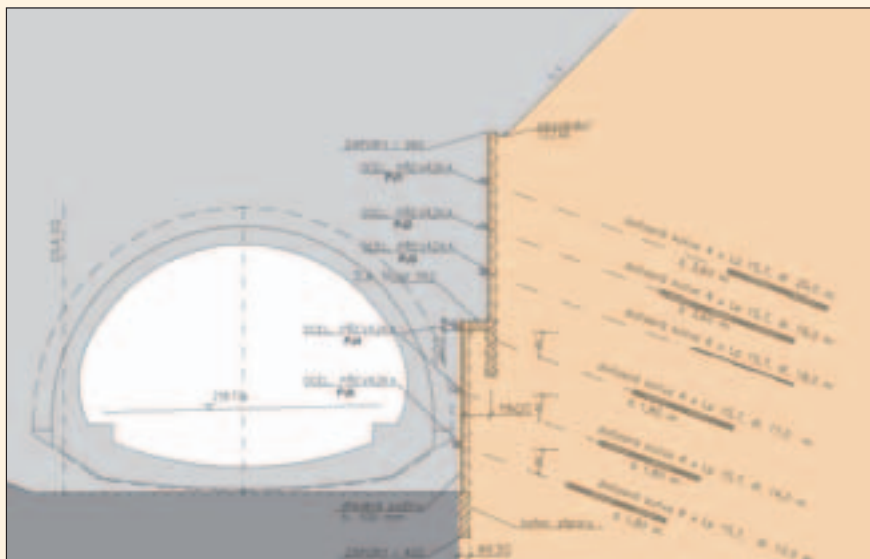
- vejít se do dosti omezeného záboru pozemku, jehož rozsah byl dán v předchozí etapě projektování, a jak se ukázalo, nebyl zcela vyhovující, neboť neumožnil výraznější svahování zejména v oblasti portálu, kde bylo nutné svisle zapažit stěnu výšky kolem 29 m;
- dostatečně stabilizovat ražený portál a umožnit zahájení ražby obou tunelů vhodnou kombinací dočasných i trvalých pažicích konstrukcí;
- zajistit značné volné výšky obou boků stavební jámy dočasnou pažicí konstrukcí v prostředí zcela sypkých nesoudržných zemín – čistých písků;
- umožnit v co největší míře následnou likvidaci dočasných pažicích konstrukcí.

#### Portálová stěna

Hlavním a nejvíce exponovaným tělesem zajištění této stavební jámy je ražený portál

v km 8,870, jež má šířku 49,6 m a jehož povrch se nachází na kótě 264,50 m n. m., tedy v cca 1,0 m hlubokém předvýkopu. Původně uvažované snížení povrchu pažicí konstrukce se nezdařilo realizovat v důsledku velmi omezeného záboru pozemku. Výkop před portálem je pro severní tunel na úrovni 236,36 m n. m. a pro jižní tunel na 235,53 m n. m., tudíž maximální volná výška pažicí stěny činí 29,0 m. Pažení portálu je tvořeno následujícími konstrukcemi (obr. 1):

- skupinami vrtaných pilot prof. 1180 mm, dl. 30,0, resp. 31,0 m osově po 2,2 m, rozmístěnými po obou stranách obou tunelů a v pilíři mezi tunely, spojenými v hlavách mohutným žlb. trámem 1,8/1,5 m, jež působí jako nosný pro vyvážení pažicích konstrukcí nad výrubu pro budoucí tunely; pilotové stěny mají tvar širokého U a zasahují na délku 20 m do podélných pažicích stěn stavební jámy;
- pilotové stěny jsou kotveny v 5 úrovních dočasnými pramencovými kotvami 6xLp, popř. 8xLp (ve středním pilíři), resp. rozepřeny rohovými rozpěrami tvořenými ocelovými rourami prof. 377/10 mm, popř. 508/10 mm v obou rozích stavební jámy, a to přes předsazené žlb. převážky;
- prostor mezi pilotami je opatřen vrstvou stříkaného betonu v tl. 150 mm s 1 výztužnou sítí, rub je odvodněn flexibilními perforovanými trubkami;
- plocha nad budoucím výrubem obou tunelů šířky 13 m, resp. 16 m, a výšky 15 m, resp. 13 m, je zapažena záporovým pažením, skládajícím se ze zápor I č. 400 ve vrtech osově po 1,9 m; pažení je kotveno ve 3 úrovních přes předsazené ocelové převážky pomocí dočasných pramencových kotev 6xLp, mezi záporami je klasická výdřeva tl. 100 mm;



Obr. 2: Zajištění boků stavební jámy záporovým pažením, charakteristický řez

- nad budoucím výrubem kaloty obou tunelů je žlb. věnec 0,6/1,2 m příslušného tvaru v patkách vetknutý do dřívků vrtaných pilot a přikotvený do horniny tyčovými kotvami CPS dl. 8,0 m v mírném vzestupném sklonu (sledujícím niveletu tunelů); ve věnci jsou průchodky pro realizaci mikropilotového (jednořadého) deštníku z tr. prof. 108/16 mm dl. 15,0 m;
- konečně plocha budoucí kaloty obou tunelů je opatřena hřebíkováním se stříkaným betonem (1 prof. R 25 mm, dl. 6 m/4,0 m<sup>2</sup>).

#### Boky stavební jámy

Oba boky stavební jámy celkové délky kolem 175 m byly zčásti svahovány ve sklonu 1:1 do předvýkopu hl. do 6 m od původního terénu, což byla maximální míra daná zábořem pozemku. Níže byly boky jámy zajištěny dočasným záporovým pažením ve dvou úrovních (obr. 2):

- horní úroveň má proměnnou volnou výšku 0–12 m a je tvořena záporami I č. 360 osově po 1,8 m kotvenými v jedné až 3 úrovních přes přesazené ocelové převázky dočasnými pramencovými kotvami 4xLp až 6xLp;
- v patě této horní úrovně je lavice š. 1,50 m s povrchem tvořeným žlb. trámem výšky 0,5 m, jenž rozepírá a zároveň spojuje obě úrovně záporového pažení;
- spodní úroveň jednotné výšky 10,0 m v rozhodující délce pažení byla tvořena záporami I č. 400 osově rovněž po 1,8 m kotvenými ve 3 úrovních pramencovými kotvami 6xLp; výdřeva klasická, tl. 100 mm.

Zápory byly v celé své délce vetknuty do souvrství písků a písčitých štěrků, což vedlo ke změně původního návrhu vrtaných zápor na záporu beraněné, a to i při jejich délce dosahující 14 m. Ukázalo se, že beranění pomocí

dieselového beranu Birminghamer B21 bylo nejen úspěšné, ale též dostatečně produktivní, a umožnilo tak s velmi dobrou přesností (polohovou i ve vztahu ke svislosti) zaberanít celkem 324 záporů délek 10–14 m v relativně krátkém čase.

#### Monitoring pažicích konstrukcí

S ohledem na rozsah stavební jámy a geotechnické poměry na staveništi byl navržen geotechnický monitoring, jehož cílem bylo sledování pohybů pažicích konstrukcí vyvolaných těžením zeminy ve stavební jámě. Ten se soustředil pouze na geodetické (3D) měření stabilizovaných bodů na pažicích konstrukcích v následujících místech:

- v oblasti portálu jsou to 2 měřicí profily (MP1 a MP2), skládající se vždy z 6 za sebou umístěných bodů na příslušných žlb. převázkách, a to v oblasti středního pilíře mezi oběma tunely (před pilotami L14 a L17);
- v oblasti pravého boku stavební jámy je navrženo celkem 6 měřicích profilů (MP3, MP4, MP7–MP10), z nichž první dva jsou v oblasti pilotových stěn u portálu a skládají se z 5, resp. 4, nad sebou umístěných měřicích bodů, ostatní jsou na záporách horní i dolní úrovně, přičemž jejich umístění je vždy nad převázkou příslušné kotevní úrovně;
- podél levého boku stavební jámy je to rovněž 6 měřicích profilů (MP5, MP6 – v oblasti pilotových stěn a MP11–MP14 v případě záporového pažení).

S ohledem na rozsah geodetických bodů bylo zde upuštěno od měření inklinometrického, neboť to je komplikovanější a z hlediska sledování skutečných pohybů méně přesné. Rovněž tak sledování sil v kotvách nebylo požadováno s ohledem na dočasný charakter všech popisovaných konstrukcí. Celkem bylo navrženo



Zahájení prací na zajištění stavební jámy hloubeného úseku Komořany



Beranění zápor





Celkový pohled na stavební jámu hloubeného úseku Komořany

geodetické sledování 60 měřických bodů, a to v následujících fázích:

- body horní úrovně byly osazeny a nulté měření provedeno vždy před příslušným výkopem na nižší úroveň;
- následující body v příslušném měřickém profilu byly osazeny vždy po příslušném výkopu na danou úroveň a bylo provedeno nulté měření, na horních bodech pak vždy další měření;
- po osazení všech bodů byl stanoven základní interval měření 14 dní za předpokladu, že změřené deformace nebudou přesahovat varovné stavy I. stupně;
- v případě dosažení varovných stavů I. stupně bude frekvence měření poloviční;

- v případě dosažení varovných stavů II. stupně budou stavební práce dočasně zastaveny a bude následovat příslušné stavební opatření;
- požadovaná přesnost měření byla:  $\pm 2$  mm v poloze,  $\pm 1$  mm ve výšce.

Byly předepsány následující varovné stavy:

- očekávané deformace směrem do stavební jámy ... do 20 mm,
- varovné stavy I. stupně ... 20–35 mm,
- varovné stavy II. stupně ... přes 35 mm.

Monitoring deformací pažicích konstrukcí realizovala firma GEO Tec GS, s. r. o., Praha jakožto součást rozsáhlého monitoringu vč. ražby vlastního tunelu. V současné době, kdy stavební jáma je zcela vytěžená,

portály obou tunelů jsou proraženy a začíná se s betonáží hloubeného úseku levého tunelu ve stavební jámě, lze konstatovat, že deformace všech měřických bodů jsou velmi příznivé, pažicí stěny jsou prakticky bez deformací. Příkladem je obr. 3, jenž udává sedání bodů umístěných na hlavě pilotové stěny raženého portálu tunelu a obr. 4, kde jsou znázorněny vodorovné deformace v čase.

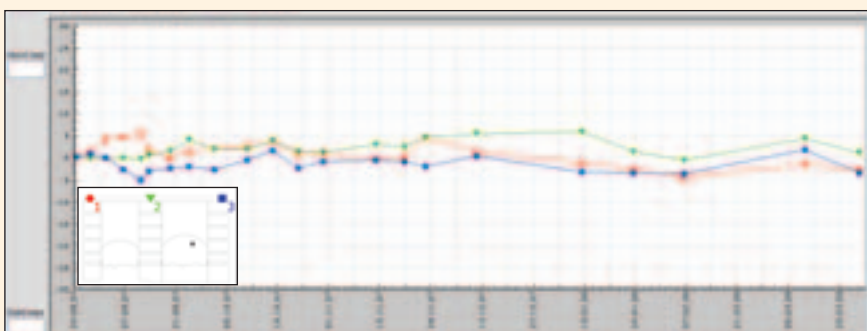
**Doc. Ing. Jan Masopust, CSc.,**  
FG Consult, s. r. o., Praha, VUT Brno,  
Ústav geotechniky

*Příspěvek vznikl za laskavé podpory Výzkumného záměru MSM 0021630519.*

*Foto: Libor Štěrba, Ing. Petr Herold*



Obr. 3: Sedání bodů umístěných na hlavové převázcce pilotové stěny raženého portálu



Obr. 4: Vodorovné deformace bodů na hlavové převázcce

### Foundation pit for tunnel Komořany on structure 513 SOKP

The article deals with protection of an extremely large foundation pit Komořany for construction of above mention tunnel. The length is 175 m and the width is 50 m. In the northern part near tunnel face the height goes up to 29 m. In this pit two parts of tunnels – southern three-lined and northern two-lined will be built. The foundation pit is placed on soils created from gravel and sand with deeply laid rock subsoil which goes steeply up in the place of driven tunnel face. Basic method for securing such a high tunnel face are pile walls anchored at five levels. The sides are secured by temporary rider bracing which is due to the height two-levelled and anchored at 2–6 levels.

# Stavební jáma hloubeného úseku tunelu Cholupice na stavbě 513 SOKP

**Výstavba dočasných stavebních konstrukcí hloubeného úseku tunelu Cholupice má zajistit bezpečnou stabilizaci svahů stavební jámy po dobu realizace ražené a hloubené části tunelů v oblasti cholupického portálu. I když se jedná o dočasný stavební objekt, jsou jeho parametry i objemy stavebních prací značné. Základní metodou zajištění portálu jsou stejně jako u komořanského portálu kotvené pilotové stěny. Pravá strana stavební jámy je zajištěna dočasným záporovým pažením a svahováním, levá strana pak pouze svahováním.**



Součástí projekční dokumentace jsou zejména:

- definice geometrického osazení portálu a tvarů stavební jámy,
- skladba a tvar konstrukcí potřebných na realizaci díla,
- materiálové řešení navržených konstrukcí.

## Geologická stavba území

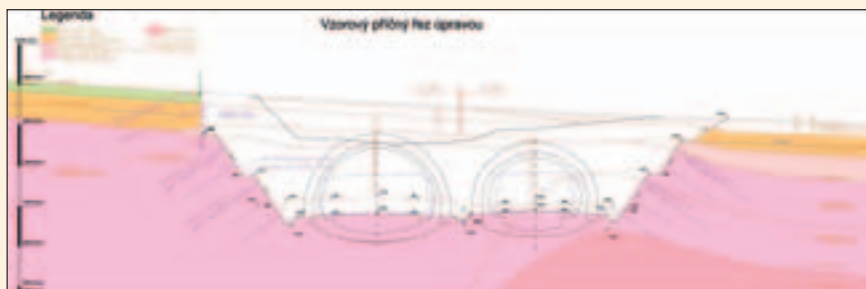
Projekt vycházel z IGP zpracovaného firmou GEOTEC GS v roce 2002. Závěry průzkumů vycházely zejména z vyhodnocení jádrových vrtů J 216–J 219, geofyzikálních měření (mělká refrakční seismika, vertikální elektrické sondování a dipólové odporové profilování) a korozního průzkumu. V zájmovém území můžeme popsat tyto rozhodující typy zemin a hornin:

- **Kvartérní pokryv** tvoří fluvialní, deluviofluvialní, diluvialní, eolické a antropogenní sedimenty.
  - Mocnost kvartérního pokryvu v prostoru hloubených tunelů kolísá v rozmezí od 0,7 do 3,5 m.
  - Mocnost humózních vrstev se pohybuje v rozmezí 0,3–0,4 m.
  - Pokryv je zastoupen převážně deluvialními a deluviofluvialními sedimenty – převažují zejména písčitojilové zeminý – F3/MS, S5/SC, F4/CS – tuhé až pevné konzistence (typ Q4), méně se vyskytují středně ulehle písčité zeminý – S4/SM, S3/S-F (typ Q3), které tvoří většinou vložky a čočky ve výše uvedených zeminách.
- **Předkvartérní podklad** je budován proterozoickými drobami a břidlicemi, které jsou značně nerovnoměrně a místy až hluboce zvětřalé, přičemž intenzivní zvětřání dosahuje hloubek až 7 metrů a přechody mezi různě zvětřalými horninami jsou větší nebo pozvolné.

V nevětralém stavu mají horniny většinou šedou až černošedou barvu, navětřalé horniny mívají nazelenalé odstíny a zvětřalé horniny jsou hnědé až okrové barvy. Jsou laminované, deskovitě vrstevnaté a na vrstevných plochách limonizované. Intenzita zvětřání je závislá nejen na petrografickém složení, ale i na stupni tektonického porušení.

V místě stavby objektu můžeme popsat tyto základní geotechnické typy hornin:

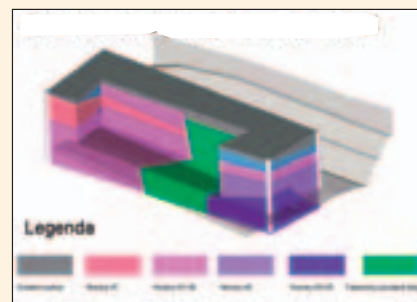
- **Zcela zvětřalé horniny (eluvia)** mají větší jilovitý charakter (Q6), méně až písčitojilovitý charakter (Q4). Vzhledem k častému výskytu vložek tvrdších hornin obsahují eluvia proměnlivou příměs úlomků hornin, takže místy přecházejí do štěrkojilovitých zemin (Q5 až Q2).
- **Pod zcela zvětřalými drobami a břidlicemi se vyskytují horniny v různém stupni zvětřání:**
  - H1 - břidlice a droby silně až mírně zvětřalé (R4, místy R4–R5),
  - H2 - břidlice a droby mírně zvětřalé až navětřalé (R3, místy R3–R4),
  - H3 - břidlice a droby navětřalé až zdravé (R2), indikovány pouze geofyzikálním měřením.



Obr. 2: Vzorový příčný řez stavební jámou

## Blokové schéma základových púd zpracované na základě výsledků IGP

Návrh zajištění stavební jámy vycházel z nulového stavu po provedení průzkumné štoly a zemních prací potřebných pro její realizaci. Tento stav byl podrobně zaměřen a zpracován do podoby digitálního 3D modelu. Zpracovatel využil realizovaná díla IGP a 3D model zaměření terénu a na jejich podkladě vypracoval blokové schéma materiálu v podloží řešených objektů do jednotlivých příčných řezů (obr. 1).



Obr. 1: Blokové schéma geologické skladby podloží

## Změna DSP způsobu kotvení svahů stavební jámy

### Původní návrh (DZS)

Boky stavební jámy byly v návrhu paženy při jižní straně záporami I č. 360 do vrtů profilu 600 mm. Pažení bylo navrženo z ocelových pažin Union se zemními ramencovými kotvami (2x). Zbývající část byla zajištěna svahem ve sklonu 1 : 0,67 s kotvením zemními lanovými kotvami.

### Nový návrh (RDS)

V realizační dokumentaci došlo ke změně konstrukce pažin záporové stěny, když byla místo ocelových pažin Union použita výdřeva. Ve svahové části stavební jámy byly namísto původně navržených ramencových kotev navrženy injekční zavrtávací tyče R firmy Minova Bohemia o únosnosti 150 kN, délky 6 m a 8 m (IBO kotvy). Změna kotev byla vyvolána snahou o zrychlení postupu prací a snížení pracnosti při realizaci stavebních prací. Konstrukce svahové jámy je doplněna torkretem svahů ze stříkaného betonu tl. 200 mm s výztuží z kari-sítí (obr. 2).



## Úprava typu konstrukce portálové stěny

### Původní návrh (DZS)

V rámci DZS byla konstrukce portálu Cholupice řešena jako pilotová stěna z pilot DN 800 mm osazených na vzdálenost cca 2 m, v počtu 37 ks proměnné výšky s ohledem na tvar výkopové figury stavební jámy. Konstrukce byla doplněna o žlb. převázky, ve kterých byly osazeny zemní pramencové kotvy pro zajištění stability takto navržené konstrukce.

### Nový návrh (RDS)

V realizační dokumentaci došlo opět ke změně konstrukce:

- 1. část – v úsecích mimo tunelový profil bylo navrženo pažení z monolitických žlb. pilot DN 880 mm v rozteči 1,8–1,9 m opatřených žlb. převázkami a kotvených pramencovými kotvami.
- 2. část – v prostoru nad kalotami budoucích tunelových trub je konstrukce pažení tvořena kotvenou záporovou stěnou ze zápor z válcovaných ocelových profilů s ocelovými převázkami a pramencovými kotvami.

Oba typy konstrukcí jsou sjednoceny mohutným žlb. horizontálním nosníkem ve hlavách pilot a zápor, který slouží k vyrovnání deformací, stabilizuje konstrukci záporové stěny na svislá namáhání a zároveň brání pronikání povrchových vod do výkopu a obloukovým žlb. nosníkem v prostoru nad kalotou budoucích tunelových rour. Obloukový nosník nad kalotou je do rostlé zeminy přikotven tyčovými zemními kotvami (obr. 3 a 4).



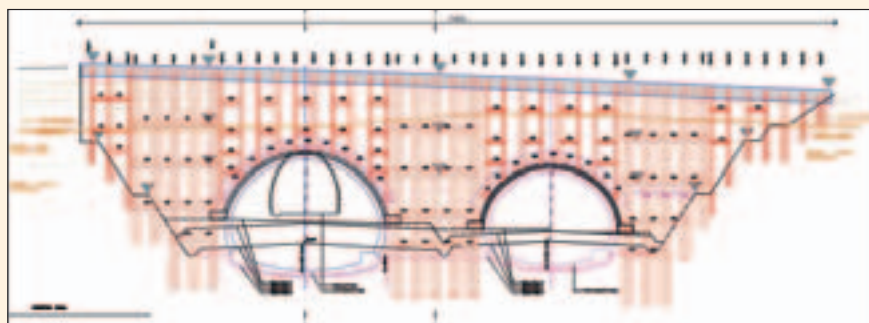
Obr. 3: Vzorový příčný řez konstrukcí portálové stěny

### Předpoklady pro výpočet

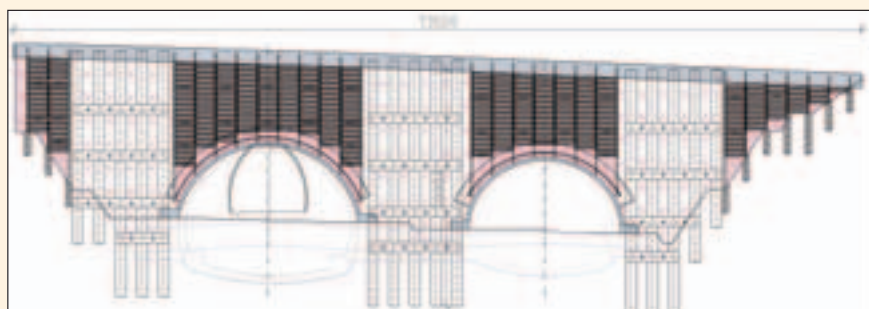
Konstrukce byly spočteny pro zatěžovací stavy ve smyslu platných ČSN. Zatížení je reprezentováno zemními tlaky. Překonávanou vrstvou zemin jsou jílové zeminy – jílový písek a droba, zcela zvětralá na jíl. Podloží těchto vrstev je tvořeno drobou mírně zvětralou, charakteru skalní horniny třídy R3–R4.

Do výpočtu vstupují aktivní kotvy a zemní hřeby. Výpočet zohlednil možnosti dopravy podél stavební jámy. Konstrukce byla spočtena ve dvou krocích:

1. Stabilita stavební jámy jako celku. Výpočet pro jednotlivá stavební stadia byl realizován ve dvou nezávislých výpočtových systémech, a sice v prostředí PLAXIS 8 a GEO 4–5. Do závěrečné zprávy byl zařazen výpočet v GEO 4–5, jehož výsledky byly v tomto případě mírně konzervativnější.
2. Výpočet prvků konstrukce.



Obr. 4: Schéma skladby portálové stěny



Obr. 5: Pohled na konstrukci portálové stěny

Po prokázání stability konstrukce jako celku byly samostatně spočteny a navrženy prvky nosných konstrukcí, jako jsou: zápor, převázky, pramencové kotvy, zemní hřeby. Stejný princip byl zvolen i u výpočtu portálu raženého tunelu, kde byly posouzeny žlb. piloty, žlb. převázky, pramencové kotvy zápor, vodorovný ztužující nosník a klenbové nosníky. Pro výpočet nosných konstrukcí byly použity výpočtové systémy NEXIS a FIN 10.

### Koncepce řešení

#### Portál ražených tunelů

Líc portálu je v km 7,195 58 (ve staničení dálnice) / v km 7,193 00 (ve staničení levého tunelu) – vždy kolmo na osu tunelu. Stavební jáma zde dosahuje šířky cca 74 m a hloubky cca 20 m. Na úrovni terénu je vybudován mohutný žlb. trám 1,2/1,2 m s povrchem na úrovni 324 m n. m., jenž současně slouží jako zábrana proti přivalové vodě. Podél opěří obou ražených tunelů a uprostřed mezi tunely je tento svislý výkop zajištěn pilotovou stěnou skládající se z vrtných žlb. pilot DN 880 mm dl. 21,0 m v osových vzdálenostech po cca 1,8 m. Piloty jsou v hlavách vetknuty do žlb. trámu a pode dnem jámy do základové půdy. Po výšce jsou ve 4 úrovních podepřeny pramencovými kotvami s kotevní silou  $F_{max} = 750$  kN. Prostor mezi pilotami je vyplněn mělkými klenbičkami ze stříkaného betonu tl. 150 mm s vztužnou sítí ukotvenou do pilot. Prostor nad oběma tunely, jenž je proměnné výšky, bude zajištěn pomocí záporového pažení dočasně kotveného, které se skládá z těchto prvků (obr. 5):

- ze zápor IPE č. 400 ve vrtech DN 600 mm, vetknutých v hlavách do žlb. hlavového trámu, v patách jsou vetknuty do žlb. věnce 0,8/1,2 podél kalot obou tunelů; osová vzdálenost zápor je cca 1,8 m;
- z dočasných pramencových kotev s kotevní silou  $F_{max} = 390$  až 750 kN;
- z výdřevy tl. 100 a 150 mm mezi záporami;
- z klenbového žlb. věnce 0,8/1,2 m nad kalotami obou tunelů; tyto věnce jsou opatřeny dočasnými tyčovými kotvami (mírně skloněnými – ve směru sklonu tunelu) dl. 8,0 m, průchodkami pro realizaci mikropilotových deštníků nad počátkem výrubu.

#### Zajištění boků stavební jámy

Jedná se o zajištění výkopů v délce cca 2x82 m a proměnné výšky cca 18 m. Vzhledem k prostorovým možnostem byly navrženy dva různé způsoby úprav svahů stavební jámy.

#### Zemní svah levého tunelu

Zde byla navržena záporová stěna doplněná kotveným svahem s úpravou ze stříkaného betonu. Výše uvedené možnosti výkopů, odvozené z výkresu záboru pozemků, určují



červen 2007



srpen 2007



září 2007



prosinec 2007

volné výšky zapažených stěn, jež jsou nejméně 6 m vysoké, nejvyšší jsou pak u portálu a na konci stěny, kde dosahují až 9 m. V zásadě je navrženo **dočasné záporové kotvené pažení**, jež je:

- jednořadové pro volné výšky 6–9 m, tvořené ze zápor IPE č. 360 po 2,0 m s vetknutím pod dno výkopu na délku min 2,0 m, kotvených v jedné úrovni nebo dvou úrovních pomocí dočasných kotev pro  $F_{max} = 500$  až 750 kN přes předsažené ocelové převázky s výdřevou tl. 100 mm.
- Další úroveň výkopu je navržena jako **dočasná svahová stavební jáma** se sklonem svahů 1,5 : 1, jejíž stabilita je zabezpečována ocelovými kotvami z injektážních závrtných tyčí řady R DN 25 mm osazených ve sklonu 2,5/2,0 m. Povrch svahů bude opatřen povrchem ze stříkaného betonu tl. 200 mm s výztužnou sítí při horním i dolním povrchu.

#### Zemní svah pravého tunelu

Na tomto svahu se uplatnila dvě řešení:

- výkop svahu o sklonu 1 : 1,5 ve vrstvách jílovitých zemin na výšku cca 3 m,
- a obdobně jako na levé straně zde byla navržena dočasná stavební jáma se sklonem svahů 1,5 : 1, jejíž stabilita je zabezpečována ocelovými kotvami z injektážních závrtných tyčí řady R DN 25 mm osazených ve sponu 2,5/2,0 m.

Povrch svahu bude opatřen konstrukcí ze stříkaného betonu tl. 200 mm s výztužnou sítí při horním i dolním povrchu.

#### Realizace

Práce byly zahájeny v červnu 2007. Piloty dl. cca 20 m a zápor byly zhotoveny pomocí vrtných souprav BAUER BG 15 a BAUER BG 22. Jako

výztuž pilotových stěn byly použity armokoše z betonářské oceli 10 505.0 (R) profilu 20 mm. Beton pro nosné konstrukce byl dodáván v kvalitě C 25/30 XA1 (CZ–TKP 18) – CI 0,2 – Dmax 22–S4 z betonáren Kačerov a Písnice firmy ZAPA Beton a. s.

Základní nosné konstrukce portálu Cholupice tvoří 15 ks pilot a 28 ks zápor. Záporovou stěnu levého tunelu tvoří celkem 44 ks zápor.

Všechny uvedené konstrukce byly realizovány z úrovně stávajícího terénu do předem vyhloubených jam. U pilot se jednalo o vrt DN 880 mm a u zápor o vrt DN 600. Vzhledem ke geologickým poměrům byly všechny vrty paženy ocelovou výpažnicí s následným vytažením po ukončení prací. Celkem bylo pro zajištění hloubeného úseku Cholupice třeba realizovat 294 m vrtů DN 880 a 656,5 m vrtů DN 600. Stabilita pažení byla zajištěna dočasnými pramencovými zemními kotvami.

Na stabilizaci jižní (levé) svahové jámy byly použity injekční zavrtávací tyče R firmy Minova Bohemia (IBO kotvy) únosnosti 150 kN, délky 6 m a 8 m. Použití těchto tyčí je výhodné zvláště v nesoudržných zeminách, porušených horninách nebo stavebních konstrukcích. Při instalaci kotevních prvků s použitím tyčí typu R slouží v první fázi tyč jako vrtná, následně jako injekční trubka. Po injektáži a vytvrzení injekčního materiálu je pak injekční zavrtávací tyč táhlem kotevního prvku.

Práce na osazení IBO kotev a konstrukce ze stříkaného betonu realizovala firma Skanska-DS s použitím zařízení MEYCO Potenza. Klenbové nosníky nad kalotami ražených částí byly betonovány metodou „na želvu“, tzn. na zemní konstrukci vyprofilované do geometrického tvaru budoucí obloukové konstrukce. Po vytvrzení betonu byly podpůrné zemní konstrukce odtěženy.

Práce byly ukončeny v listopadu 2007, kdy byla v prostoru stavební jámy započata ražba tunelových trub.

#### Rozsah provedených prací:

Zemní práce celkem: 56 000 m<sup>3</sup>,  
 Vrty DN 880 mm: 294 m,  
 Vrty DN 600 mm: 650 m,  
 Horizontální vrty pro kotvy: 1560 m,  
 Vrty pro mikropilotový deštník a IBO kotvy: 5000 m,  
 IBO kotvy: 3200 m,  
 Mikropilotový deštník: 1800 m,  
 Ocelové zápor a převázky: 67 tun,  
 Stříkaný torket svahů: 350 m<sup>3</sup>,  
 Kotvy z předpínacích tyčí: 145 m,  
 Kotvy pramencové 3 x Lp: 300 m,  
 Kotvy pramencové 4 x Lp: 210 m,  
 Kotvy pramencové 5 x LP: 900 m.

#### Ing. Jozef Kuráň,

IKP Consulting Engineers, s. r. o.

Foto a obrázky: autor

### Foundation pit for tunnel Cholupice on structure 513 SOKP

Construction of temporary tunnel foundation structure in the part Cholupice shall ensure safe stabilization of sides of foundation pit during driving and excavation works in Cholupice area. Although the structure is temporary, volume and parameters of construction works are enormous. Basic method used are anchored pile walls similarly as with Komořany tunnel face. Right side of the foundation pit is secured by temporary rider bracing and sloping, left side only by sloping.