

Obsah

Časopis ZAKLÁDÁNÍ
vydává:
Zakládání staveb, a. s.
K Jezu 1, P. O. Box 21
143 01 Praha 4 - Modřany
tel.: 244 004 111
fax: 241 773 713
E-mail: propagace@zakladani.cz
http://www.zakladani.cz
http://www.zakladani.com

Redakční rada:
vedoucí redakční rady:
Ing. Libor Štěrba
členové redakční rady:
RNDr. Ivan Beneš
Ing. Martin Čejka
Ing. Jan Masopust, CSc.
Ing. Jiří Mühl
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. Roman Vadura
Překlady anotací:
Magdalena Sobotková

Ročník XX
3/2008
Vyšlo 3. 11. 2008
v nákladu 1000 ks
MK ČR 7986
ISSN 1212 – 1711
Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2008 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.
– 5. pokračování, období let 1990–1995
Ing. Alois Kouba, Zakládání staveb, a. s.

2

Ze zahraničních časopisů

Co s radioaktivním odpadem?
Podle článku „Tunnel Vision“ z EF napsal RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.

6

Teorie a praxe

Statické zátěžovací zkoušky sloupů tryskové injektáže v Bratislavě
Doc. Ing. Jan Masopust, CSc.

9

Dopravní stavby

Stavební jámy pro výstavbu podchodů pod hlavním nádražím v Praze
Doc. Ing. Jan Masopust, CSc.

12

Tunelový komplex Blanka
– návrh sanačních opatření v přírodní památce Královská obora (Stromovka)
Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., Ing. Tomáš Louženský, SATRA, a. s.

16

Realizace sanačních opatření tunelu Blanka v Královské oboře
Ing. Michael Remeš, Zakládání staveb, a. s.

19

Městský okruh Myslbekova–Pelc-Tyrolka,
hloubené tunely Blanka – stavební jáma č. 4
Petr Vokrouhlik, Zakládání staveb, a. s.

25

Velký městský okruh Dobrovského B
– stavební jámy hloubených částí tunelů Žabovřesky
Ing. Jaroslav Lacina, Amberg Engineering Brno, a. s.

26

Zahraníční stavby

Dosavadní výsledky naší spolupráce se slovinskou firmou Primorje d. d. Ajdovščina
Ing. Oto Petrášek, Zakládání staveb, a. s.

29

Občanské stavby

Zajištění stavební jámy administrativního objektu Filadelfie
Ing. Roman Vadura, Zakládání Group, a. s.

32

40leté výročí vzniku společnosti Zakládání staveb, a. s. – 5. pokračování, období let 1990–1995

Období pěti let 1990–1995 bylo pro Zakládání staveb, a. s., významné nejen obnovenými akcemi, které byly politickými událostmi let 1989–1990 přerušeny, ale i možnostmi uplatnění společnosti na zahraničních trzích. Významným zadáním bylo předepnutí kabelů na obálkách reaktorů jaderné elektrárny Temelín, kde byly stěnové i kupolové kabely osazovány a předepínány na hodnotu 10 MN.

V návaznosti na předchozí pětiletí, které znamenalo rozvoj prefabrikovaných podzemních stěn, byla jednou z významných staveb let 1990–1995 stavba **Mladoboleslavská**, která byla v celém objemu provedena z prefa stěn. Konstrukce stěn po obou stranách ohraničily výstupní komunikaci z Vysočan na Prosek a vytvořily tak pohledovou část komunikace. Jednotlivé prefabrikáty jsou na horním konci spojeny železobetonovým trámem, do kterého je osazeno zábradlí. Stavba probíhala v několika etapách, neboť v období po roce 1989 byla přerušena a pokračovala až v letech 1992–1994, kdy byla dokončena propojením na dálnici D 10.

Jednou z nejprestižnějších staveb bylo **předepnutí kabelů na obálkách a kupolách jaderné elektrárny Temelín (JETE)**, kde byly

dle projektu použity kabely o únosnosti 10 MN. Akce byla připravována dlouhou dobu před realizací. Původní ruský projekt byl do detailu studován a následně prakticky kompletně přepracován. Protože se u nás jednalo o prvou realizaci tak odpovědného a neobvyklého úkolu, byly dojednány speciální podmínky dodávek materiálu s tehdy ještě ne zcela obvyklými přejímkami a kontrolami u výrobců. Na místě byla postavena speciální hala na výrobu dlouhých kabelů, spletených ze 450 patentovaných drátů s nízkou relaxací o \varnothing 5 mm. V téže hale probíhaly i stendové zkoušky kabelů a jejich kotevních částí i antikorozi ochrana kabelů máčením v rozeřtátém tuku. Společnost Zakládání staveb, a. s., zřídila pro práce na jaderné elektrárně Temelín zvláštní výrobní středisko, které zajistilo jak přejímky materiálu, tak výrobu

kabelů, jejich osazení do kanálků ve stěnách a kupolích bloků a jejich napnutí na předepsanou sílu. Předpětí kabelů je možno dlouhodobě sledovat, mimo jiné pomocí tensometrů, které byly osazeny na těleso šroubu kotvy. Prvá i následná měření byla v souladu s teoreticky vypočtenými hodnotami. V současné době provádí vlastník (ČEZ) kontrolní měření i nadále a jsou plánována pro období celé životnosti elektrárny. Vlastní práce na výrobě, osazení a předepnutí obou obálek Jaderné elektrárny Temelín proběhly v letech 1990–1994.

V období let 1990–1995 se uskutečnily dvě stavby v Praze, náročné na umístění a interakci se sousedními objekty. Jednalo se o hotel Penta (dnes Renaissance) proti Masarykovu nádraží a Rekonstrukci OD Darex na Václavském náměstí.

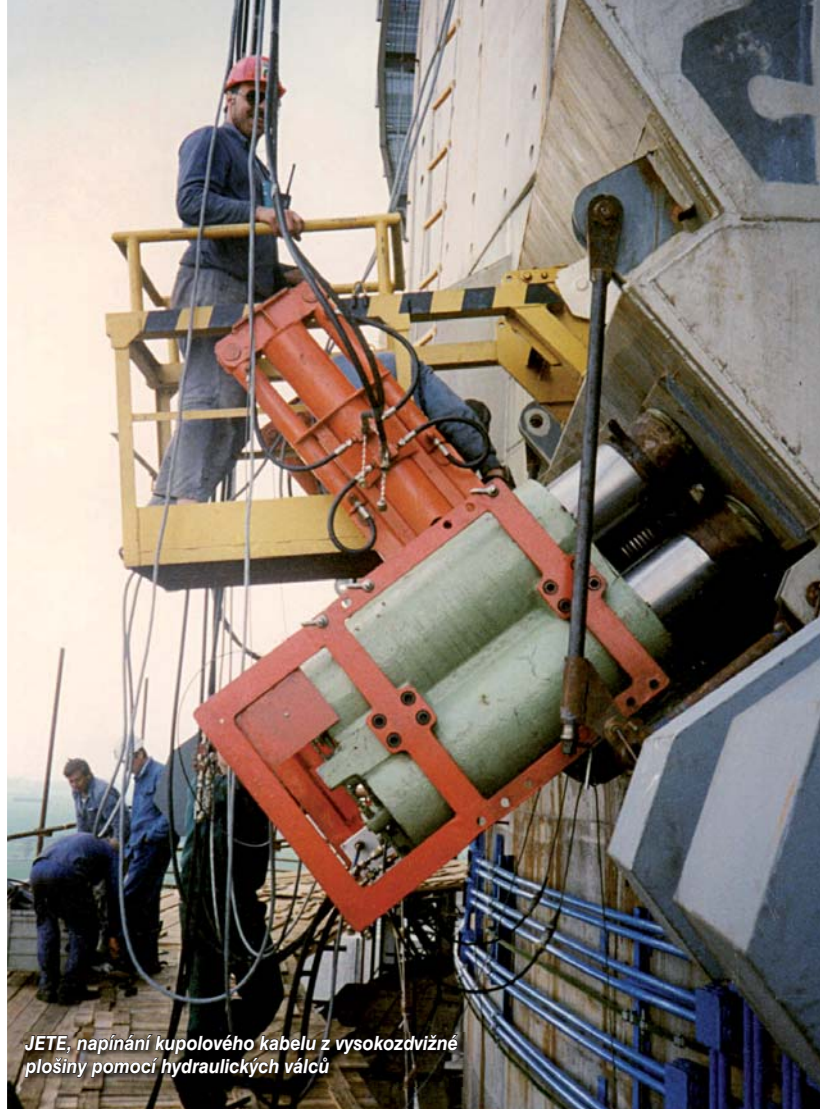
V případě **hotelu Penta** byla využita proluka, která bezprostředně sousedila s provozovanými objekty lázní YMCA a státními úřady umístěnými v ulici V Celnici a Havlíčkově. Navíc objekt přímo navazoval na nedávno zřízený vestibul metra – stanice Náměstí Republiky. Podchycení sousedních provozovaných objektů a zajištění stavební jámy zde bylo provedeno pomocí

Mladoboleslavská, prefabrikované podzemní stěny ohraničují budoucí vozovku





Mladoboleslavská, příprava panelu před osazením do rýhy



JETE, napínání kupolového kabelu z vysokozdvížeň plošiny pomocí hydraulických válců



JETE, pohled na železobetonový kontejment výrobního bloku při napínání stěnových a kupolových kabelů (kotev)



JETE, očníce stěnových kabelů na plošině pod kupolí

sloupů tryskové injektáže a v oblasti vestibulu i ulice V Celnici pak podzemními stěnami. Při jejich hloubení docházelo k nálezům netěžitelných zbytků po stavbě metra, které musely být z trasy odstraněny. Po vyhloubení stavební jámy pro hotel jsme byli sami překvapeni dokonalou funkcí stěn z tryskové injektáže pod základy podporovaných budov, které po celou dobu výstavby plnily dokonale svoji funkci.

Obchodní dům Darex byl v rámci rekonstrukce kompletně zbourán, zachována zůstala jen fasáda do Václavského náměstí. Celý obvod stavební jámy byl podchycen mikropilotami, tryskovou injektáží a zajištěn kotvením. Problémy na stavbě nastaly pouze v souvislosti se sousedním objektem tiskárny Mír, kde při kotvení podchyceného zdiva tiskárny nesmělo při injektážích kořenů kotev dojít ani k milimetro-

vým zdvihům s ohledem na provoz tiskařských strojů. Tyto kotvy musely být po ukončení své funkce deaktivovány a odstraněny. Během stavby proběhl i doplňkový archeologický průzkum, soustředěný na obsah středověké studny, objevené v místě stavby, a na zbytky historického zdiva, které bylo podchyceno a ponecháno jako součást objektu. Tato stavba, realizovaná v roce 1994, využila většinu



Hotel Penta (Renaissance), stavební jáma zasahovala pod úroveň základů sousedních objektů, které byly podchyceny sloupy tryskové injektáže



Hotel Penta (Renaissance), pro zajištění stability přilehlé zástavby byly použity podzemní stěny a trysková injektáž

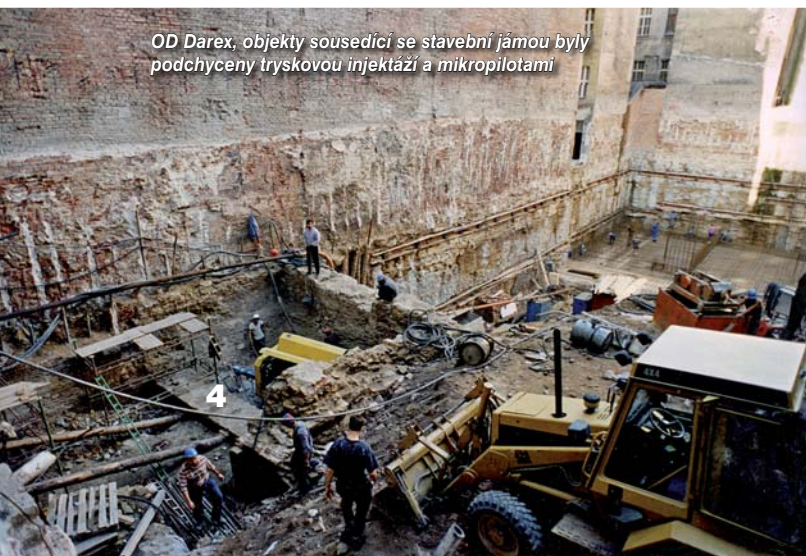


Hotel Penta (Renaissance), detail sloupů tryskové injektáže provedených pod základy okolních domů

ze speciálních metod zakládání (např. 6350 m tryskové injektáže, 790 m mikropilot, 2190 m pramencových kotev a 12 470 m³ zemních prací). Dokončena byla ve zcela vyhovující kvalitě, a to i navzdory častým změnám projektu,

vyvolaným nově odhalenými skutečnostmi. Veřejností velmi sledovanou stavbou v centru Prahy byly **Podzemní garáže na Palachově náměstí**, které svým rozsahem i významem zasáhly do života Prahy. Na místě malého

parku před Rudolfinem byla vybudována velká stavební jáma, obehnaná kotvenými podzemními stěnami, ve které vyrostly podzemní garáže. Vzhledem k bezprostřední blízkosti toku Vltavy bylo nutno zajistit i vodotěsnost



OD Darex, objekty sousedící se stavební jámou byly podchyceny tryskovou injektáží a mikropilotami



OD Darex, vrtní pro kotevy, které stabilizovaly stěny podchycující sousední objekty

v zámcích lamel podzemních stěn, což bylo dosaženo použitím Water Stop systému. Současně byly provedeny přeložky sítí a kanalizace, řešené ze sítě šachet, i práce na zesílení náběžní zdi. Na této stavbě společnost Zakládání staveb, a. s., převzala i betonáž základové desky, která byla prováděna vzhledem k provozu na pražských komunikacích převážně v nočních hodinách. Na tyto práce bezprostředně navázaly montáže prefabrikovaného skeletu garáží a objekt dostával svoji konečnou podobu. Dnes, po zásypu objektu zeminou, prozrazují podzemní garáže pouze vjezdové a výjezdové rampy a vyústění vduchotechniky, začleněné do parkové úpravy povrchu.

Ing. Alois Kouba, Zakládání staveb, a. s.

40th anniversary of the company Zakládání staveb – 5th part, the period 1990–1995

This period was for Zakládání staveb important not only because of the possibility to continue on sites which had been interrupted due to political situation of the years 1989 – 1990, but also thanks to the possibility to gain ground on foreign markets. Very significant was the commission for prestressing of cables on covers of nuclear power plant reactors in Temelín. Both wall and cupola cables were set and prestressed up to 10 MN.



Garáže Rudolfínium (Palachovo náměstí), stavební jáma byla provedena v obvodových podzemních stěnách

Garáže Rudolfínium (Palachovo náměstí), ve stavební jámě byla zhotovena železobetonová základová deska, na kterou byl vzápětí montován skelet podzemních garáží



Statické zatěžovací zkoušky sloupů tryskové injektáže v Bratislavě

Príspevek se zabývá výsledky statických zatěžovacích zkoušek sloupů TI (viz čl. v ZS 4/2006) v jiných geotechnických poměrech – bratislavských píscích a štěrčích. Statické zatěžovací zkoušky dvou sloupů TI byly navrženy za účelem ověření pevnostních a deformačních vlastností těchto prvků, které slouží jako hlubinné základy obytného komplexu Bratislava, Dreňová ulice (Eden Park Bratislava).

Úvod, zkušební sloupy TI

Sloupy tryskové injektáže (dále jen TI) představují velice progresivní prvky hlubinného zakládání staveb, jejich uplatnění je nejen v sanacích a rekonstrukcích staveb, ale i v hlubinném zakládání novostaveb. To je umožněno především technologickým pokrokem, jenž směřuje k výrazně vyšší produktivitě prací, a tedy i k nižší ceně, srovnatelné s ostatními hlubinnými základy, jako jsou piloty a lamely podzemních stěn. Výhoda sloupů TI spočívá též v nižších požadavcích na pracovní prostor. Sloupy TI jsou pochopitelně vhodné pro přenášení osových sil tlakových, a to zejména v nesoudržných zeminách, kde je jejich únosnost překvapivě vysoká.

Sloupy TI jsou v projektu navrhovány tak, aby svislé normálové napětí v jejich hlavách nepřekročilo velikost $\sigma = 2,5$ MPa, neboť předpokládaná prostá tlaková pevnost výsledného materiálu sloupu TI v konkrétních geotechnických podmínkách činí $p = 5,0$ MPa (dle všeobecných zvyklostí se volí součinitel bezpečnosti $\eta = 2,0$).

Na staveništi byly ve dnech 9. 11. a 22. 11. 2007 vyrobeny dva zkušební sloupy TI označené dále jako ZZ1 a ZZ2. Terén na staveništi

byl na úrovni odpovídající cca 0,50 m nad hlavami projektovaných sloupů TI, tj. na kótě zhruba 131,0 m n. m. Zkušební sloup ZZ1 měl délku TI 4,45 m + 0,50 m nadvýšení betonovým průřezem kvůli realizaci zkoušky a vhodného umístění lisu. Zkušební sloup ZZ2 měl délku TI 4,80 m + 0,50 m nadvýšení prostým betonem. Oba zkušební sloupy byly zahlobeny v celé své délce do kvartérního souvrství písků a štěrků ulehých, zvodnělých. Průměr sloupů byl v obou případech 0,90 m; sloupy byly provedeny jednofázovou tryskovou injektáží cementovou suspenzí o složení $c : v = 1 : 1$ při tryskaném množství 400–420 l.m⁻¹ za provozního tlaku 45 MPa. Geotechnický profil v místě obou sloupů byl (od úrovně terénu) tento:

- 0,0–0,5 navážka,
- 0,5–10,2 písčité štěrky, ulehlé, zvodnělé,
- 10,2–... neogenní jílové pevné.

Hladina podzemní vody je v hloubce cca 2,5 m. Sloupy byly tryskány z pracovní plošiny na úrovni terénu, po zatuhnutí byly odkopány, částečně odbourány do roviny a do úrovně cca 0,2 m nad terén dobetonovány prostým betonem kvality C16/20 s vodorovným

povrchem (zednický upraveným), a to do ocelového bednění.

Sestava statické zatěžovací zkoušky

Statické zatěžovací zkoušky zkušebních pilířů TI ZZ1, ZZ2 byly uskutečněny pomocí ocelového mostu typu „velbloud“ firmy Zakládání staveb, a. s. Vlastní most je tvořen ocelovým lomeným svařovaným nosníkem délky 6,8 m a šířky 500 mm. Při jeho montáži a vlastním sestavování statické zatěžovací zkoušky byl zvolen tento postup:

- zkouška byla realizována po asi 58 dnech po vytryskání příslušného zkušebního sloupu TI a po 12 dnech od dokončení tahových prvků – pramencových kotev;
- most byl provizorně podepřen na obou koncích podložkami;
- pod oběma konci mostu byly namontovány ocelové příčníky, tvořené svařencem z dvojice I č. 400 dl. 3,5 m a příčníky byly příslušně fixovány;
- most byl kotven čtveřicí dočasných pramencových kotev 4xLp 15,7 mm délky v základové půdě 11,0 m, z čehož kořen měl délku 6,0 m;
- kotvy byly umístěny do vrcholů obdélníka o stranách 6,0x3,2 m, v jehož těžišti se měl nacházet zkušební sloup TI;
- mezi dvojice I č. 400 obou příčníků byly protaženy konce pramencových kotev 4xLp 15,7 mm, osazeny byly klínové podložky a ocelové roznášecí desky;
- kotvy byly opatřeny hlavicemi a postupně předepnuty na sílu odpovídající cca 100 kN (je třeba vždy počítat s provizorním podepřením



Pohled na celkovou sestavu statické zatěžovací zkoušky



Pohled na deformující se příčník a na referenční most pro měření deformací

příčniku v příslušném místě tak, aby byla zachována jeho stabilita;

- následně byly kotvy napnuty na celkovou napínací sílu o velikosti $P = 560$ kN;
- hlava zkušební sloupu TI byla upravena sádrou do roviny a na celou plochu byla centricky osazena roznášecí ocelová deska průměru 0,80 m tl. min. 40 mm, deska byla osazena do vodováhy;
- na desku byla osazena zatěžovací sestava skládající se z hydraulického lisu, kulového kloubu a příslušných vymezovacích podložek;
- byl namontován referenční most (nosník) s příslušnými snímači deformací (4 ks).

Při sestavování zkušební mostu na ZZ1 byly zjištěny odchylky v umístění zkušební sloupu TI, jež měly za následek excentrické namáhání jednotlivých kotev a zejména pak excentrické namáhání příčníků. Tato skutečnost nakonec vedla k předčasnému ukončení statické zatěžovací zkoušky při celkovém zatížení hlavy 1,5 MN (proti původně uvažovaným 2,5 MN), neboť deformace příčníků již byla nadměrná a hrozila nestabilita celé sestavy.

V případě zkoušky na pilíři ZZ2 byla situace podstatně lepší, excentricita sloupu TI proti projektované poloze byla menší, zkouška proběhla až do celkového zatížení 2,25 MN. Sestava statické zatěžovací zkoušky je znázorněna na obr. 1.

Průběh statické zatěžovací zkoušky

Statické zatěžovací zkoušky sloupů TI probíhaly podle zásad ČSN EN 1997-1. Jednalo se o zkoušky s postupně rostoucím zatížením s příslušnými odlehčovacími stupni za účelem separace pružných a trvalých deformací (zkouška typu MLT). Postup zatěžování byl následující:

1. zatěžovací stupeň (předtížení) 100 kN,
1. odlehčovací stupeň (start) 0 kN,
2. zatěžovací stupeň 250 kN,
3. zatěžovací stupeň 500 kN,
4. zatěžovací stupeň 750 kN,
5. zatěžovací stupeň 1000 kN,
2. odlehčovací stupeň 0 kN,
6. zatěžovací stupeň 1250 kN,
7. zatěžovací stupeň 1500 kN,
3. odlehčovací stupeň 0 kN (ukončena byla zkouška na ZZ1 z výše uvedených
8. zatěžovací stupeň 1750 kN,

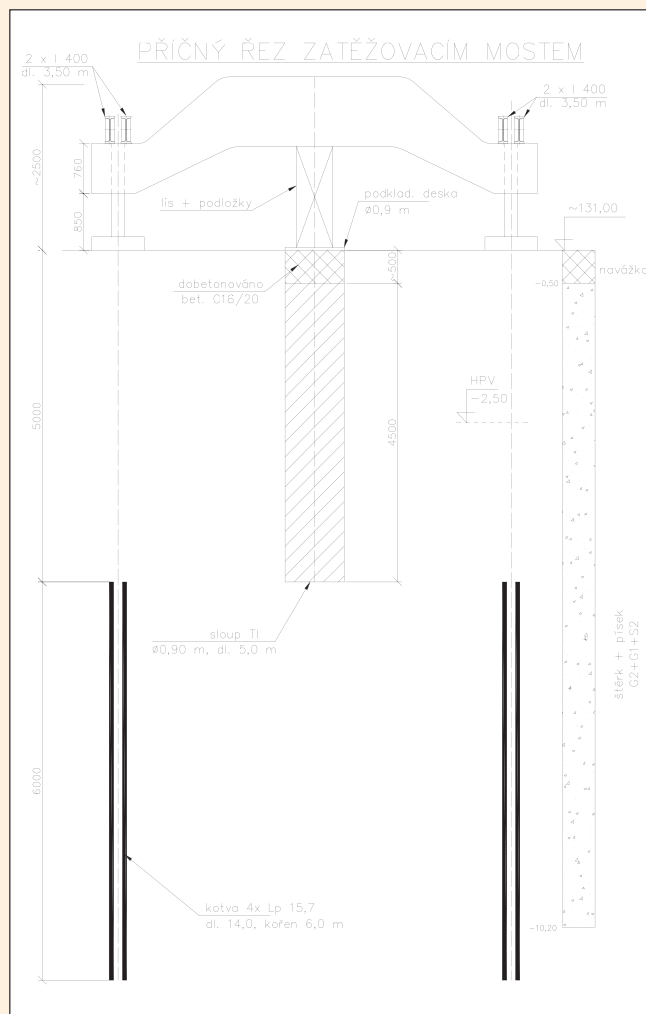
- 9. zatěžovací stupeň 2000 kN,
- 4. odlehčovací stupeň 0 kN,
- 10. zatěžovací stupeň 2250 kN,
- 5. odlehčovací stupeň 0 kN.

Na každém zatěžovacím i odlehčovacím stupni se vyčkalo na ustálení deformace, za niž se považuje takový stav, při němž rozdíl tří po sobě následujících čtení nepřesahuje 0,1 mm. Příslušná čtení byla zapisována automaticky na čtyřech snímačích v intervalu 5 minut a vycházelo se z průměrné hodnoty. Minimální doba na každém zatěžovacím (odlehčovacím) stupni je však 1 h bez ohledu na výše uvedené kritérium.

Výsledky statických zatěžovacích zkoušek sloupů TI

Sloup TI ZZ1

Délka sloupu TI je 4,45 m, (nadvýšení prostým betonem 0,5 m vesměs ve vrstvě neúnosné navážky), průměr sloupu 0,90 m, datum zhotovení sloupu 19. 11. 2007, datum zkoušky 8. 1.–9. 1. 2008. Sloup je v celé své statické délce v prostředí písčitých štěrků, pod patou sloupu je tato zemina v dostatečné



Obr. 1: Sestava statické zatěžovací zkoušky



Obr. 2: Pracovní diagram zkušební pilíře TI ZZ1



Obr. 3: Pracovní diagram zkušební pilíře TI ZZ2

mocnosti. Výsledky zkoušky jsou graficky znázorněny na obr. 2.

Celková doba realizace zkoušky byla kolem 17 h. Maximálnímu zatížení 1,5 MN odpovídá celková deformace 6,51 mm, trvalá deformace po následném odlehčení je 3,58 mm (55 %), a pružná deformace činí tedy 2,93 mm, tj. 45 %. Pracovní diagram tohoto zkušební sloupu je v celém rozsahu zatěžování zcela plynulý, přímky odpovídající odlehčení jsou prakticky rovnoběžné a celková deformace při $Q = 1,5$ MN je velmi malá. Chování sloupu TI bylo zcela standardní. Max. normálové napětí při $Q = 1,5$ MN činí $\sigma = 2,36$ MPa, což je ovšem hodnota relativně malá, nicméně dostatečně průkazná z hlediska návrhového normálového napětí v systémových sloupech, jež činilo 2,5 MPa.

Sloup TI ZZ2

Délka sloupu TI je 4,80 m, (nadvýšení prostým betonem 0,5 m vesměs ve vrstvách neúnosné návahy), průměr sloupu 0,90 m, datum zhotovení sloupu 22. 11. 2007, datum zkoušky 9. 1.–10. 1. 2008. Sloup je v celé své statické délce v prostředí písčitého štěrku, pod patou sloupu je tato zemina v dostatečné mocnosti. Výsledky zkoušky jsou na obr. 3.

Celková doba realizace zkoušky byla kolem 22 h. Maximálnímu zatížení 2,25 MN

odpovídá celková deformace 15,31 mm, trvalá deformace po následném odlehčení je 10,25 mm (67 %), a pružná deformace činí tedy 5,06 mm, tj. 33 %. Pracovní diagram tohoto zkušební sloupu je v celém rozsahu zatěžování zcela plynulý, přímky odpovídající odlehčení jsou prakticky rovnoběžné a celková deformace při $Q = 2,25$ MN je přijatelná. Chování sloupu TI bylo rovněž zcela standardní. Max. normálové napětí při $Q = 2,25$ MN činí $\sigma = 3,54$ MPa, což rovněž prokazuje, že výpočtová velikost normálového napětí 2,5 MPa v případě systémových sloupů je hodnota bezpečná.

Závěr

Statické zatěžovací zkoušky na mimosystémových zkušebních pilířích TI ZZ1 a ZZ2 jasně prokázaly schopnost těchto základových prvků přenášet osová tlaková zatížení v daných geotechnických podmínkách. Úkolem zkoušek bylo (mimo jiné) prokázat správnost předpokladu velikosti normálového napětí $\sigma = 2,5$ MPa pro návrh systémových sloupů TI (rovněž většího průměru). Lze bez nadsázky konstatovat, že tento předpoklad byl beze zbytku a se značnou rezervou splněn. Příslušnému napětí 2,5 MPa odpovídá normálová síla $Q = 1,58$ MN, pro niž jsou deformace zkušebních pilířů ZZ1, resp. ZZ2, 6,8 mm (extrapolace), resp. 7,7 mm.

Vycházíme-li z doporučení ČSN EN 1997-1 (kap. 7), je příslušný dílčí koeficient spolehlivosti $R = 1,35$, tudíž naopak pro normálové napětí $\sigma = 1,35 \cdot 2,5 = 3,37$ MPa vychází $Q = 2,14$ MN a pro toto zatížení je sedání pilíře ZZ2 $s = 13,7$ mm, což lze považovat za přípustnou velikost výsledného sedání základového prvku.

Příspěvek vznikl za laskavé podpory Výzkumného záměru MSM 0021630519 a grantu GA ČR 103/08/1119.

Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., FG Consult, spol. s r. o., Praha, VUT v Brně, Ústav geotechniky

Static load test of jet grouting columns in Bratislava

This article deals with results of static load test of jet grouting columns (see an article in our magazine 4/2006) in different geotechnical conditions – sands and gravels in Bratislava. Static load test of two columns of jet grouting were designed with the purpose to prove their solidity and deformation qualities. They serve as deep foundation elements for housing building in Bratislava, Eden Park.

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

The screenshot shows the homepage of the iMateriály website. The main content area features a news article titled "BVV Veletrhy Brno" with a sub-headline "Na výstavě v Brně vyrobí nový pavilon P za 800 mil. Kč, hala větší než dvě fotbalová hřiště". The article text describes the construction of a new pavilion for the Brno exhibition, highlighting the use of concrete and the involvement of the BVV company. Other sections on the page include "Aktuality", "Dálší aktuality", "Články k tématu", and "Informace výrobci". The website layout is clean and professional, with a clear navigation menu and a search bar.



Vrtání zápor v 1. etapě výstavby, obj. SO 810

Stavební jámy pro výstavbu podchodů pod hlavním nádražím v Praze

Příspěvek popisuje návrh a realizaci prací speciálního zakládání staveb při rekonstrukci a výstavbě čtyř nových podchodů pod kolejíštěm v Praze na hlavním nádraží. Základní metodou zajištění stavebních jam bylo dočasné záporové pažení kotvené, které muselo být nahrazeno pažením mikrozáporovým v místech, kde výška stávající haly neumožnila práci velké vrtné soupravy. Skutečně zastižené geotechnické podmínky a odkryté historické základy haly však připravily několik překvapení, jež musela být řešena netradičním způsobem, např. podchycením původních základů haly pomocí mikropilotových bárek.

Dne 1. září 2008 byl slavnostně zahájen provoz na Novém spojení v Praze, které zahrnuje soustavu železničních tratí včetně významných objektů, tj. mostů a tunelů budovaných mezi železničními stanicemi Praha hl. nádraží, Masarykovo nádraží a Praha – Libeň – Vysočany – Holešovice. Společnost Zakládání staveb, a. s., a spolu s ní i projekční kancelář FG Consult, s. r. o., se na této výstavbě zúčastnila pracemi spojenými s geotechnickými konstrukcemi několika významných objektů, o nichž se psalo v předchozích číslech tohoto časopisu. K významným objektům patří v současnosti prováděná výstavba nových podchodů

v prostoru hlavního nádraží v Praze, jež byla rovněž podmíněna speciálními geotechnickými pracemi na zajištění stavebních jam. Jednalo se o **nový dvoupodlažní zavazadlový tunel a kolektor, obj. SO 800**, jenž kříží stávající kolejíště v km 186,021 trati, tj. těsně před objektem haly hlavního nádraží, a tvoří tak spojující část mezi zavazadlovými tunely a kolektory realizovanými v rámci stavby podpovrchového přednádraží sever a Modernizace východní části Praha hl. n. V definitivním stavu podchází nové koleje č. 13, 11, 9, 7, 1, 2, 8, 12, 14 a nová nástupiště 1, 2, 3 a 4. Dalšími budovanými objekty byly

tři příjezdové a odjezdové podchody SO 805, 810 a 815. Zde se jednalo v podstatě o rozšíření stávajících objektů tak, že původní podchody byly ve stavebních jámách vybourány, odstraněny a nahrazeny novými s významně zvýšenou kapacitou (obr. 1). Výstavba všech čtyř objektů byla časově i fyzicky rozdělena do dvou etap, přičemž 1. etapa probíhala v rozmezí kolejí 2b, 8b, 12b, 14b a 20b a dvou dvojic schodišť na 3. a 4. nástupišti. Druhá etapa výstavby zahrnovala podchody v rozmezí kolejí 9b, 7b, 1b a dvě dvojice schodišť na 1. a 2. nástupišti a dotýkala se přímo stávající, historické (tzv. Fantovy) budovy.

Práce byly komplikovány jednak stísněným prostorem uvnitř haly, jednak železničním provozem, který probíhal nepřerušeno vždy na části kolejí.

Geotechnické poměry

Staveniště se nachází v části nádraží zastřešené stávající halou, a to v rozmezí od Fantovy budovy až po 4. nástupiště. Předkvartérní podloží je tvořeno ordovickými břidlicemi vrstev dobrotivských, jež jsou sporadicky prostoupeny



Podchycení mělce založené patky mikrozáporovou stěnou, 1. etapa, obj. 815



Provádění kotev na mikrozáporové stěně, 2. etapa výstavby, obj. 810

skaleckými křemenci. Přesný průběh povrchu tohoto skalního podloží však nebyl znám; tak např. osou podchodu SO 810 byl veden geotechnický řez 3-3', z něhož vyplynulo, že poblíž Fantovy budovy se povrch zvětralého skalního podloží nachází v hloubce kolem

7,0 m pod 1. nástupišťem, které je na úrovni 209,49 m n. m., a směrem ke 4. nástupišti stoupá a dosahuje až na úroveň cca 209,40 m n. m. Toto zvětralé skalní podloží má mocnost kolem 3-4 m a náleží vesměs do třídy R5. Pod ním lze horninu označit jako navětralou a zařa-

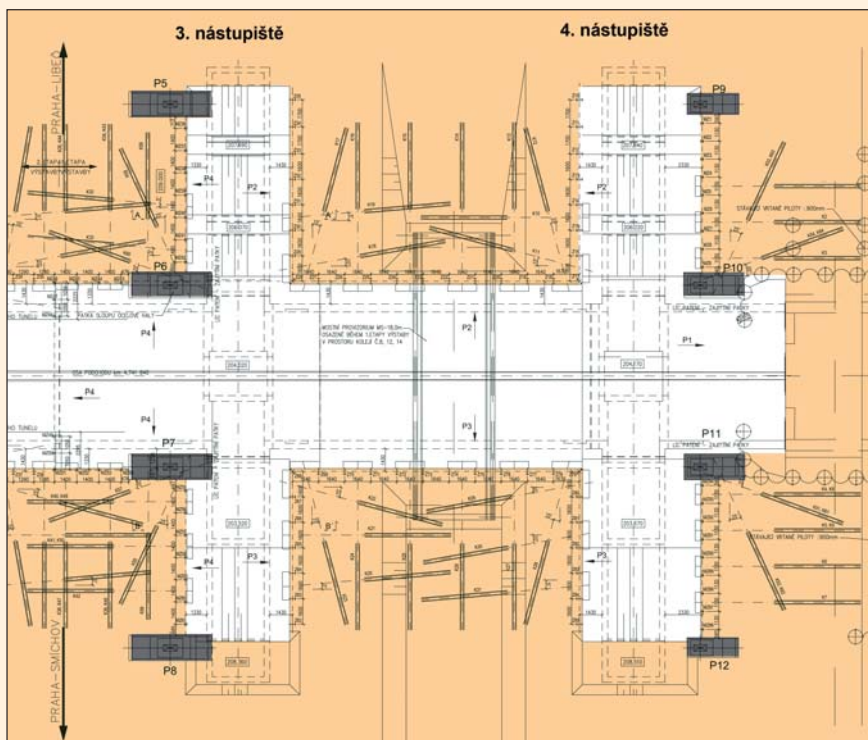
dit ji do tř. R4, a to s výjimkou lavic skaleckých křemenců, které náleží do tř. R2. Kvartérní pokryvy tvoří jednak fluvialní sedimenty pleistocenního stáří charakteru štěrku a písků hlinitých, jednak navážky, jejichž mocnost je proměnná od 0,5 do 9,6 m. Ty mají charakter písčité hlíny tuhé až hlinitého štěrku středně ulehleho s proměnlivým množstvím úlomků stavebního rumu i břidlic.

Podzemní voda je vesměs zaklesnuta do skalního podloží a vykazuje střední agresivitu z hlediska ČSN EN 206-1. Na navrhované konstrukce zajištění stavební jámy nemá však tato podzemní voda vliv.

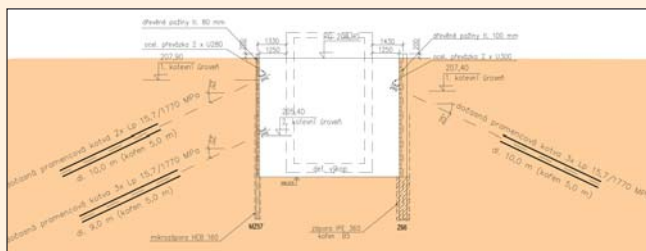
Návrh pažicích konstrukcí

Základní metodou zajištění stavebních jam pro výstavby podchodů bylo záporové pažení s pracovním prostorem jakožto konstrukce dočasná, kterou je možné z větší části likvidovat po skončení její funkce. S ohledem na místní podmínky, tj. charakter staveniště, omezení z hlediska výšky stávající haly, blízkost základových konstrukcí a ostatní překážky, zahrnoval návrh následující typy pažení:

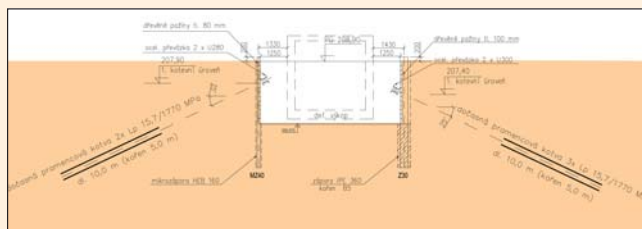
- **klasické záporové pažení** se záporami IPE č. 360 ukládanými do vrtů prof. 630 mm, nekotvené, resp. kotvené, v jedné i dvou úrovních přes předsazené ocelové převážky z dvojic U č. 300 – všude tam, kde je výška od pracovní plošiny po střešku v hale nejméně 6,0 m (obr. 2),



Obr. 1: Půdorys pažení stavební jámy pro výstavbu podchodu včetně schodišť a eskalátorů, obj. SO 810, 1. etapa



Obr. 2: Typický příčný řez záporovým pažením u objektu SO 800



Obr. 3: Typický příčný řez mikrozáporovým a záporovým pažením o objektu SO 810, nutnost změny metody pažení kvůli nedostatečné výšce v hale

- **mikrozáporové pažení** s mikrozáporami HEB 160 ukládanými do vrtů prof. 250 mm, nekotvené, kotvené v jedné či dvou úrovních přes předsazené ocelové převázky 2xU č. 280 – všude tam, kde výška od pracovní plošiny po střechu v hale je menší než 16,0 m, přesahuje však 5,0 m (obr. 3),
- **zajištění stávajících betonových patek sloupů haly**, a to pomocí dočasných kotev; jde o patky označené jako P1 až P12. Vlastní povrch základových patek bude opatřen vrstvou stříkaného betonu v tl. 100 mm s výztuží ze svařované sítě. Tento návrh vycházel z předpokladu, že základová spára všech dotčených patek je hlouběji, než je sousední výkop (cca na úrovni 203,70 m n. m.). V případě, že tomu tak nebude, bylo navrženo podchyćení těchto základových patek předsazenou mikrozáporovou stěnou obdobného tvaru a typu jako mikrozáporové pažení popsané v předchozím bodě. Hlavy těchto mikrozápor by pak ovšem byly příslušně sníženy v závislosti na poloze základové spáry příslušné patky. Úroveň této základové spáry by bylo nutné ověřit v průběhu výkopových prací, a to buď kopanou sondou, nebo šikmým vrtem skrz tuto patku.

Poznámky k provádění

Pracovní plošina pro 1. i 2. etapu pažicích konstrukcí byla na kótě 208,90 m n. m., což odpovídá úrovni cca 0,50 m pod hlavami stávajících kolejí, přičemž vždy v rámci příslušné etapy bylo staveniště na tuto úroveň vyklizeno a připraveno. V průběhu prací na 1. etapě bylo zjištěno, že základové patky stávající haly nad nástupiště, jež jsou v blízkosti výkopů pro výstavbu podchodů, jsou oproti původním předpokladům založeny mělce. Jejich základová spára byla zastižena v hloubce kolem 1,2 m pod úrovní povrchu nástupiště, tj. na kótě cca 208,80 m n. m. Základ ve skutečnosti vypadal takto:

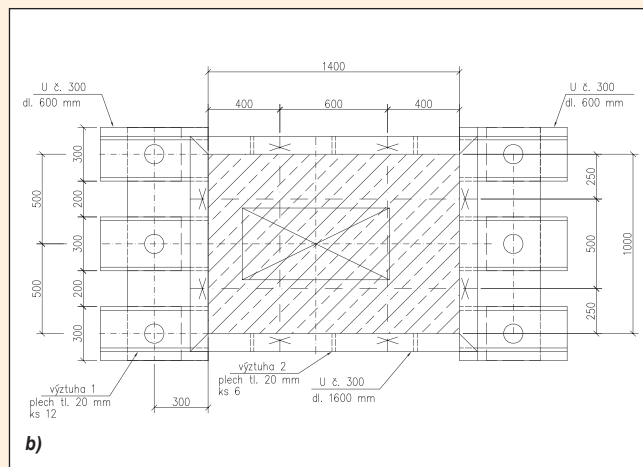
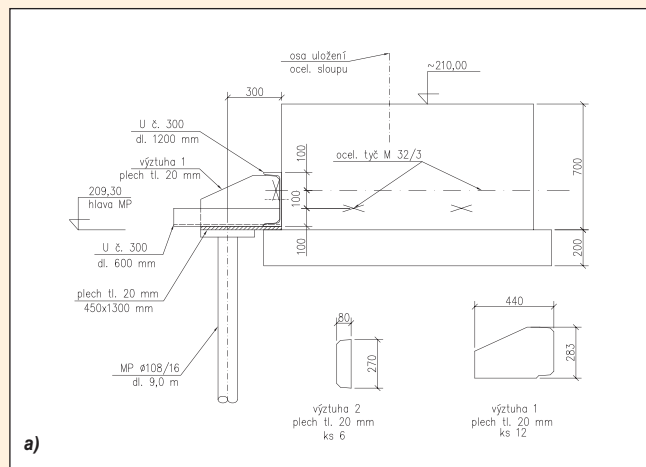
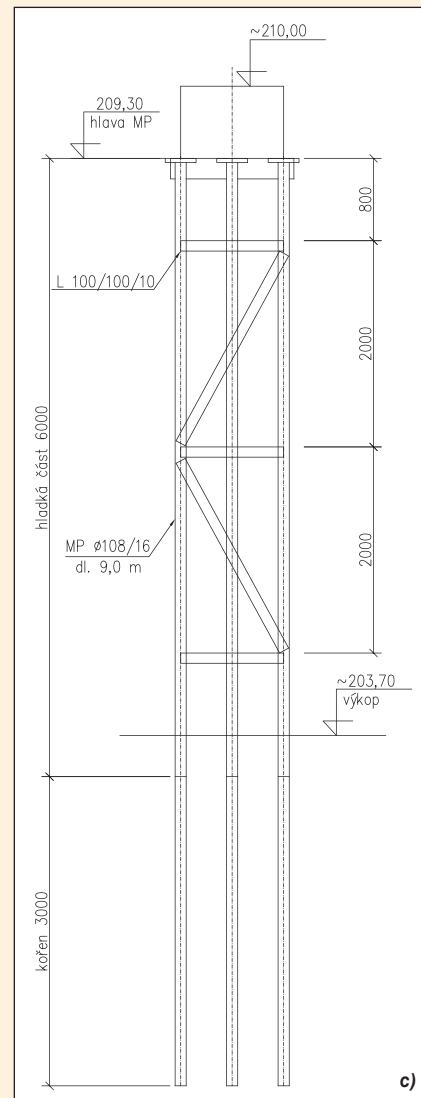
- povrch základového (žulového) bloku půdorysu 1,0x1,4 m, výšky 0,70 m byl na úrovni cca 210,00 m n. m.,

- na tomto základovém bloku se mírně asymetricky nachází litinové ložisko vnějšího sloupu kovové haly,
- pod tímto žulovým blokem se nachází další žulový (?) blok půdorysu cca 1,2x1,6 m a výšky kolem 0,20 m, základová spára tohoto bloku je na úrovni cca 209,10 m n. m.,
- pod tímto blokem je prostý beton nevalné kvality, zasahující do hloubky max. 0,50 m,
- základovou půdu tvoří zvětralá až navětralá břidlice tř. R5.

Skutečně zastižený stav základových patek byl tedy dle výše uvedeného velmi nepříznivý a vynutil si jiný způsob zajištění – **podchyćením pomocí mikropilotových bárek**. Celková reakce na základovou patku činila cca 2,5 MN. Navržena a realizována byla následující konstrukce podchyćení (obr. 4a, b, c):

- zřízení svislých trubních mikropilot (dále jen MP) prof. 114/10 mm, dl. 9,0 m z úrovně cca 209,30 m n. m. (na tuto úroveň bude dosypána pracovní plošina v příslušné šířce);
- kořen MP délky 3,0 m, injektáž cementovou suspenzí, injekční tlak $p = 2,5$ MPa;
- MP budou nakonec opatřeny hlavou na tlak (deska z pl. 20 mm – 250/250 mm);
- provrtání stávajícího žulového bloku ve dvou kolmých směrech vrty prof. 32–36 mm (diamantové vrtání);
- protažení ocelových tyčí (ocel 10502), opatřených na koncích závití M32/3;
- zřízení objímky žulového bloku z U č. 300 na výšku s otvory pro prostřčení svorníků; stažení svorníků maticemi přes podložky pomocí momentového klíče na sílu 50 kN;
- svaření objímky v rozích a přeplátování z plechu 10 mm;
- podložení objímky na obou kratších stranách plechem 20–450/1300 mm;
- mezi tento plech a spodní přírubu objímky budou osazeny úpalky z U č. 300, dl. 600 mm – vždy v místech MP (celkem 2 · 3 = 6 ks);
- vyvaření rohových výtuh, celkem 12 ks;

- vyklínování mezery mezi hlavou MP a plechem tl. 20 mm pomocí plechových klínů;
- při postupném odtěžování MP bárky pažení mezi MP tak, aby zemina nevypadávala, bylo použito ocelových pažin UNION;
- postupné zavětrování MP bárky pomocí L 100/100/10.



Obr. 4: Podchyćení mělce založených sloupů P9–P12 na mikropilotových bárkách, a) řez patkou základové patky, b) c) půdorys a svislý řez bárkou



Pohled do zapažené stavební jámy, 2. etapa, obj. 815



Příprava na kotvení základové patky stávajícího sloupu, 2. etapa, obj. 815

V případě jiných patek sloupů zasahovala jejich rozšířená část z prostého betonu do budoucího výkopu pro podchody. Spodní část patek musela být tedy opatrně odbourána, přičemž vlastní patka, jednostranně zatížená zemním tlakem, byla nejprve dočasně přikotvena.

Problém jiného charakteru nastal v průběhu realizace pažicích prací na 2. etapě obj. SO 800, zavazadlového tunelu a kolektoru. Stavební rýha procházející v průběhu 1. etapy kolmo pod kolejištěm se ve 2. etapě ohýbá a v určité části probíhá zhruba rovnoběžně s ulicí Wilsonovou, tj. s magistrálou před hlavním nádražím. Zde se ukázalo, že původně navržené kotvené pažení, které znamenalo volnou stavební jámu, není reálné, neboť v oblasti podél magistrály se nacházejí podzemní prostory. Nakonec bylo tedy rozhodnuto o rozepření pomocí ocelových trubních rozpěr.

Další komplikací byla nutnost zřízení mostních provizorií přes stavební jámy pro výstavbu podchodů tak, aby byl umožněn transport v hale. Stavba těchto provizorií znamenala zásah do pažicích konstrukcí a nutnost jejich zesilování.

Veškeré práce speciálního zakládání staveb při výstavbě podchodů a kolektorů v Praze na hlavním nádraží proběhly v rámci stanoveného časového i věcného harmonogramu a v dobré kvalitě.

Příspěvek vznikl za laskavé podpory Výzkumného záměru MSM 0021630519 a grantu GA ČR 103/08/1119.

Doc. Ing. Jan Masopust, CSc.,
FG Consult, s. r. o., Praha, VUT v Brně,
Ústav geotechniky
Foto: Libor Štěrba

Foundation pits for construction of underpasses in Prague Main station

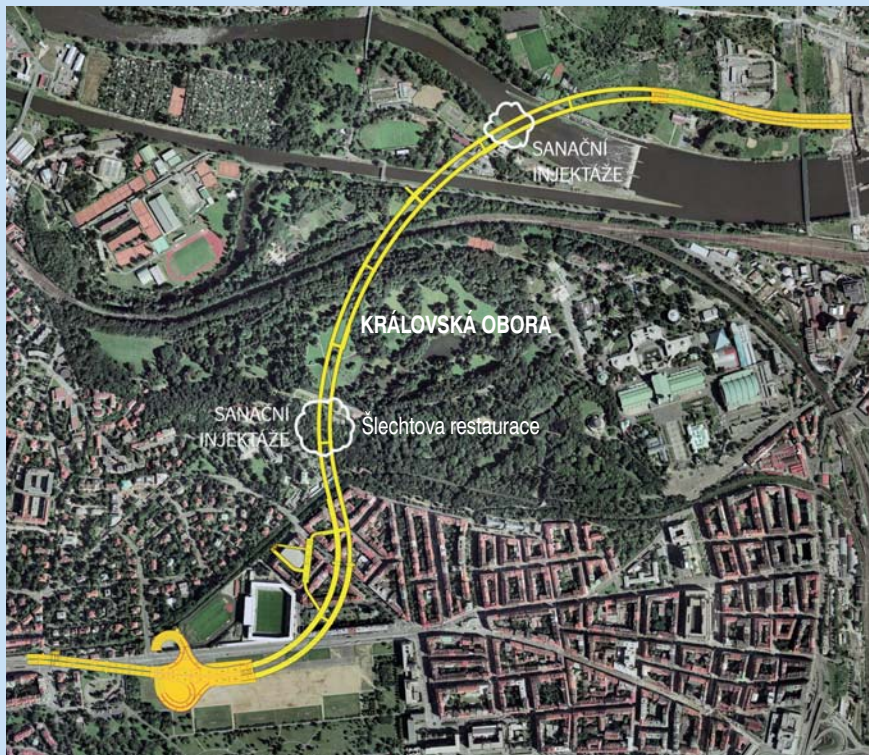
In this article you can find information about design and realization of special foundation works during reconstruction and building of four new underpasses under railway tracks in Prague Main station. The main method of securing foundation pits for this job was anchored rider bracing which was later replaced by microriding bracing in the places where the height of the hall did not allow the use of a drilling rig. Real geotechnical conditions on the place and uncovered historical foundations of the hall were of a big surprise and it was necessary to solve it by means of not traditional methods, for example securing of original foundations by micropile trestles.

Pažení stavební jámy podél magistrály, 2. etapa, obj. 800



Tunelový komplex Blanka – návrh sanačních opatření v přírodní památce Královská obora (Stromovka)

Článek se zabývá návrhem sanačních opatření nutných pro bezpečnou realizaci ražeb dvoupruhových tunelů v geologicky komplikovaném prostředí pod přírodní památkou Královská obora. Navržené řešení kombinuje tyto tři technologie: tryskovou injektáž prováděnou z povrchu, vějíře mikropilot prováděné z povrchu, tlakovou injektáž horninového prostředí prováděnou z průzkumné štoly.



Obr. 1: Situace s vyznačením sanovaného úseku v Královské oboře

Již při zpracování dokumentace pro územní rozhodnutí (DUR) stavby č. 0079 Špejchar–Pelc–Tyrolka (ŠPELC) bylo zřejmé, že nejkomplicovanějším raženým úsekem bude realizace dvoupruhových tunelů pod přírodní památkou Královská obora. V blízkosti Šlechtovy restaurace tunely procházejí značně tektonicky porušeným přechodovým pásmem délky cca 160 m se skalním nadložím o mocnosti od 1,0 m. Ve směru ražby zde jílovito-prachovité břidlice dobrotivského souvrství přecházejí v písčité (řevnické) křemence a tyto dále v jílovito-prachovité břidlice libeňského souvrství. Nad povrchem skalní báze se vyskytují saturované fluvialní a holocenní sedimenty a navážky o mocnosti 11 m (obr. 1).

Prověřovací studie

Před zpracováním dokumentace pro stavební povolení (DSP) byla tomuto úseku věnována značná pozornost. V samostatné technico-ekonomické studii (SATRA, 2001) byly

prověřovány následující varianty realizace dvoupruhových tunelů:

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

Varianta zmrazování vedla k příliš vysokým nákladům a obavám o narušení přírodní rovnováhy. Navržené řešení spočívalo ve zmrazování zvodněných nadložních sedimentů pomocí Solanky nebo tekutého dusíku. Vzhledem k vysokému zvodnění horninového i zeminového prostředí byla tato varianta nejbezpečnější. I když se toto řešení zdá jako velmi necitlivé k životnímu prostředí, pravý opak je pravdou. Zmrazovací proces by se odehrával až od

hloubky cca 3,0 m (mimo kořenový systém a prostředí, kde žijí živočichové) a po dokončení prací by v dané lokalitě nezůstal žádný stavební zásah.

Mikrotunelování by vedlo k nutnosti realizace startovacích a koncových šachet z povrchu terénu, což bylo v dané době v lokalitě Stromovka nepředstavitelné. Další komplikaci působí půdorysné vedení tunelových trub v levotočivém oblouku o poloměru $R = 1000$ m, což je pro tuto technologii nereálné.

Použití TBM na celý komplex staveb Myslbekova–Pelc–Tyrolka by si vyžádalo sjednocení profilů všech tunelů na třípruhové s negativním dopadem na investiční náklady stavby (předpokládáný nárůst téměř o 2 miliardy korun), což bylo v době zpracování předmětné dokumentace pro vedení města nepřijatelné. Navržený štít by navíc byl největším svého druhu na světě a musel by být navržen pro kombinaci velmi tvrdých řevnických křemenců (pevnost až 200 MPa a vysoká abrazivita) a velmi měkkých jílovito-prachovitých břidlic libeňského souvrství (pevnost 2 MPa), případně plně saturovaných kvartérních sedimentů vltavské terasy. Na základě výsledků této studie byla pro další projektovou přípravu doporučena varianta se **sanačními injektážemi na bázi jílocementu**.

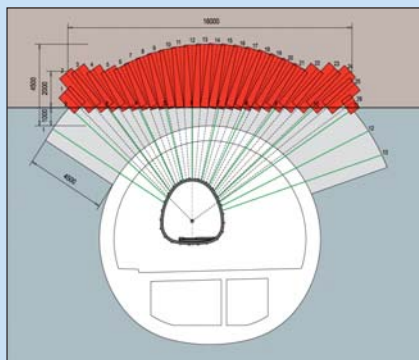
Legislativně projednaná řešení

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

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

Technické řešení je patrné na obr. 2.

Mimo tuto variantu byla rozpracována i další **varianta zajištění nadloží rovněž z povrchu terénu**, která při legislativním projednání nebyla považována za reálnou. Po získání stavebního povolení a po technologickém a ekonomickém



Obr. 2: Návrh sanačních prací prováděných z podzemí, příčný řez (nerealizováno)

vyhodnocení všech nabízejících se možností požádal zhotovitel stavby (Metrostav, a. s.) správce stavby (IDS, a. s.) o projednání této varianty z povrchu.

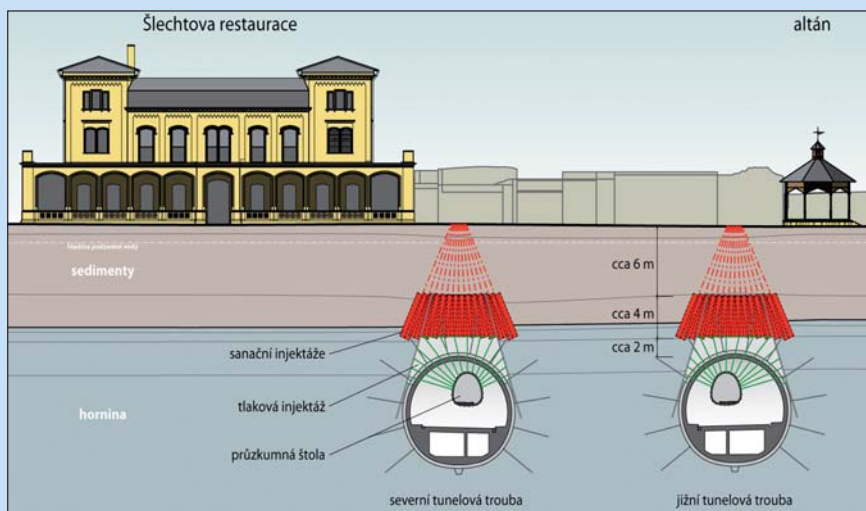
Při provádění všech sanačních opatření z podzemí (průzkumné štoly) a vzhledem k aktuálnímu stavu rozpracovanosti a dosahovaným měsíčním postupům při ražbě dvoupruhových tunelů hrozilo totiž reálné nebezpečí přiblížení ražeb k místu sanačních prací. To by vedlo k dlouhodobému přerušení prací na realizaci dvoupruhových tunelů. Náklady zhotovitele na dlouhodobé přerušení prací by mnohonásobně převyšovaly předpokládané náklady na likvidaci neblahých projevů, případně škod vzniklých při provádění sanačních injektáží z povrchu, a to i v tak exponovaném území, jakým je přírodní památka Královská obora. Hlavními výhodami této varianty prováděné z povrchu byly zejména vyšší spolehlivost, nasazení ověřených technologií používaných při zakládání staveb a úspora finančních prostředků. Na základě návrhu technického řešení byl zpracován biologický posudek, který navržené řešení odsouhlasil a definoval podmínky realizace s ohledem na ochranu životního prostředí. Mezi nejzásadnější patřilo omezení realizace na období listopad až únor (vegetační klid). Správce stavby zahájil okamžitě jednání s dotčenými orgány státní správy (zejména OPP-MHMP a MŽP) a ještě do konce října 2007 kladně projednal možnost realizace sanačních opatření z povrchu v blízkosti Šlechtovy restaurace. Z časových důvodů a zejména s ohledem na minimalizaci negativního dopadu stavebních prací na prostředí parku byla tato opatření provedena jen v nezbytně nutném úseku, kde jsou podmínky pro ražbu nejkritičtější.

Realizační dokumentace stavby

V rámci realizační dokumentace stavby (RDS) bylo navrženo technické řešení kombinující následující tři technologie:

- tryskovou injektáž prováděnou z povrchu,
- vějíře mikropilot prováděné z povrchu,
- tlakovou injektáž horninového prostředí prováděnou z průzkumné štoly.

Celý systém je patrný z obr. 3.



Obr. 3: Sanační práce prováděné z povrchu a z podzemí, příčný řez (realizováno)

Geologická vrstva	Parametr				
	γ [kg/m ³]	E_{def} [MPa]	ν [-]	c [MPa]	ϕ [deg]
Navážky AN	2000	10,5	0,39	0,013	24
Holocénní náplavy FL-H	1900	6,0	0,40	0,015	23
Fluviální sedimenty FL-P	2050	25	0,35	0,000	34
Fluviální sedimenty FL-Š	2200	60	0,33	0,000	38
Rozložené břidlice RZL	2150	11	0,40	0,025	20
Navětralé břidlice NVT	2325	58	0,36	0,030	26
Zdravé břidlice ZDR A	2420	80	0,33	0,035	28
Zdravé břidlice ZDR B	2550	100	0,30	0,040	30
Zdravé břidlice ZDR C	2600	200	0,28	0,070	32
Zdravé břidlice ZDR D	2625	275	0,28	0,085	33
Zdravé břidlice ZDR E	2650	350	0,27	0,100	34

Tabulka 1: Charakteristické parametry zemín a hornin

Trysková injektáž z povrchu

Princip navrženého technického řešení spočívá v provedení obálky šířky 16 a výšky 3–5,5 m z překrývajících se sloupů tryskové injektáže o minimálním průměru 1800 mm, v prostředí zvodněných šterkopísků zavázané do horninového prostředí.

Mikropiloty

Vytvoření roznášecích vějířů z dvojic ocelových výtužných trubek ve vzájemné rozteči 0,5 m. Navrženy byly pro tento účel silnostěnné ocelové roury ϕ 114/10 mm jakosti N 80 upravené na délky 3,0 m, případně 1,5 m celkové délky.

Tlaková injektáž horninového prostředí

Dotěsnění horninového prostředí v kalotě budoucího tunelu představovalo vytvoření obálky o minimální tloušťce 2,0 m z klasické, horninové injektáže, prováděné z průzkumné štoly vzestupně pomocí radiálních vějířů o vzájemné vzdálenosti 1,5 m.

Před zahájením zpracování RDS byl v předemné lokalitě proveden dodatečný geotechnický průzkum pomocí 16 ks dynamických penetrací. Tím byly doplněny informace z vrtného a geofyzikálního průzkumu uskutečněného v rámci podrobného geotechnického průzkumu (PGP)

a zpřesněna poloha skalní báze, která je pro návrh technického řešení zásadní. Pozitivní přínos tryskové injektáže (nerealizovatelné v horninovém prostředí) totiž rapidně klesá s narůstající vzdáleností od výrubu podzemního díla. V našem případě se tato účinná vzdálenost pohybovala cca od 1 do 5 m.

Pro návrh rozsahu a ověření účinnosti sanačních prací byly provedeny celkem 4 statické výpočty metodou konečných prvků (MKP) programem Cesar LCPC. Prověřovány byly následující varianty:

- jílovitoprachovité břidlice libeňského souvrství, nejnižší poloha tryskové injektáže (1,0 m nad výrubem) šířky 16 m (přesah 2,0 m na každou stranu od výrubu),
 - jílovitoprachovité břidlice libeňského souvrství, nejvyšší poloha tryskové injektáže (5,0 m nad výrubem) šířky 16 m (přesah 2,0 m na každou stranu od výrubu),
 - jílovitoprachovité břidlice libeňského souvrství, nejvyšší poloha tryskové injektáže (5,0 m nad výrubem) šířky 24 m (přesah 6,0 m na každou stranu od výrubu),
 - řevnické křemence, nejvyšší poloha tryskové injektáže (5,0 m nad výrubem) šířky 16 m (přesah 2,0 m na každou stranu od výrubu),
- Výpočty byly provedeny jako dvourozměrné, horninové prostředí a primární ostění bylo

Trysková injektáž		Parametr				
	γ [kg/m ³]	E_{def} [MPa]	ν [-]	c [MPa]	ϕ [deg]	
Injektážní směs	2400	12	0,25	0,6	44	
Tlaková injektáž		Parametr				
	γ [kg/m ³]	E_{def} [MPa]	ν [-]	c [MPa]	ϕ [deg]	
Injektážní směs	-	2A	B - 0,03	2C	D + 2°	

A – původní hodnota E_{def} v proinjektované oblasti
 B – původní hodnota ν v proinjektované oblasti
 C – původní hodnota soudržnosti c v proinjektované oblasti
 D – původní hodnota ϕ v proinjektované oblasti

Tabulka 2 a, b: Charakteristické parametry proinjektovaného materiálu

Shrnutí výsledků statického výpočtu:					
km 5,990 STT					
Postup výstavby		Kalota STT	Plný výrub STT	Kalota JTT	Plný výrub JTT
Deformace ostění [mm]					
	Y_v	-16	-50	-13	-32
	X_o	-2	14	-3	8
	Y_d	-	16	-	16
Vnitřní síly v ostění N/M [kN/kNm]					
	N_v	-640	-860	-668	-810
	M_v	+1	-15	+1	-10
	N_o	-725	-568	-866	-580
	M_o	+27	-4	+34	+24
	N_d	-	-165	-	-178
	M_d	-	+6	-	+8
Deformace v hornině 1 m od výrubu [mm]					
	Y_{v+1}	-27	-61	-23	-43
	X_{o+1}	-3	-2	-5	-3
	Y_{d+1}	-	21	-	21
Deformace povrchu v ose STT [mm]		-19	-49	-49	-49
Deformace povrchu v ose JTT [mm]		-1	-1	-17	-34

Tabulka 3: Vybrané výsledky matematického modelování

modelováno s využitím Mohr-Coulombova materiálového zákona na základě parametrů z PGP s upřesněním na základě již realizovaného úseku ražeb.

Zásadním problémem bylo stanovení charakteristických hodnot pro materiál tryskové a tlakové injektáže (tab. 1). **Tlaková injektáž:** bylo využito zkušeností a výsledků sanačních prací prováděných při realizaci tunelu Mrázovka. Na základě vyhodnocení presiomrických a laboratorních zkoušek bylo prokázáno průměrné zvýšení soudržnosti c o 100 %, zvýšení modulu přetvárnosti E_{def} o 100 % a zvýšení úhlu vnitřního tření (ϕ) o 2° (Hudek, 2001), viz tab. 2.

Trysková injektáž: V úvodu stavebních prací byly odebrány vzorky protryskaného materiálu, na kterých byly následně provedeny laboratorní zkoušky pro stanovení objemové hmotnosti, prostého tlaku, příčného tahu a přetvárného modulu. Na základě statisticky vyhodnocených výsledků těchto zkoušek byly dle Mohr-Coulombovy teorie odvozeny pevnostní a přetvárné parametry sanovaného prostředí potřebné pro výpočet (obr. 4, 5).

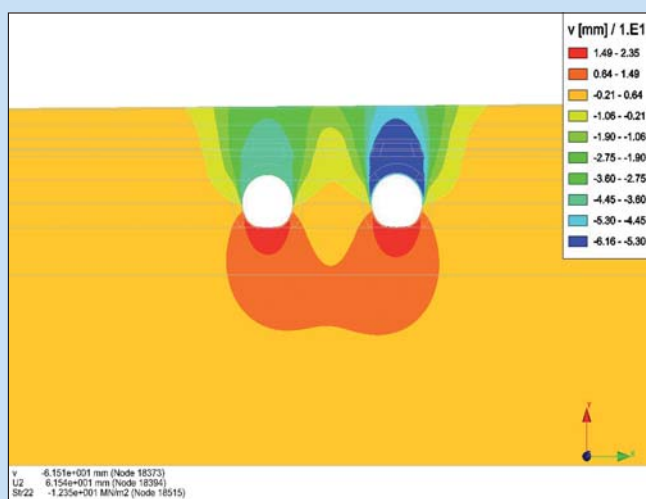
Vybrané výsledky výše uvedených výpočtů jsou patrné z tab. 3.

Závěr

Z výsledků matematického modelování vyplývá, že:

- ochranná obálka z tlakové injektáže o minimální mocnosti 2,0 m je dostačující pro zajištění stability výrubu a deformací horninového prostředí v přijatelných mezích,
- nedochází k žádnému významnému plastizování horninového prostředí,
- rozšíření tryskové injektáže o 4,0 m na každou stranu od výrubu nepřináší žádný významný přínos.

Na základě výše uvedených výsledků a s využitím bohatých zkušeností společnosti Zakládání staveb, a. s., byla předmětná RDS na sanační opatření v blízkosti Šlechtovy restaurace ve Stromovce dopracována. Samotná realizace dvoupruhových tunelů je v tomto úseku navržena s horizontálním členěním výrubu a bude vzhledem ke komplikacím v předchozím úseku ražeb probíhat od



Obr. 4: Statický výpočet č. 2, konečný stav, izoplochy svislých deformací



Obr. 5: Statický výpočet č. 2, konečný stav, místa možného plastického přetváření

listopadu 2008 do ledna 2009. Nezbývá než doufat, že úsilí a finanční prostředky investované do navržených sanačních opatření povedou v tomto kritickém úseku k bezpečné ražbě podzemních děl.

Ing. Alexandr Butovič, Ph.D.,
 Ing. Tomáš Louženský, SATRA, a. s.

Tunnel complex Blanka – design of sanitation measures in natural preserved area Stromovka

The article describes a design of sanitation measures necessary for safe realization of driving of double-lined tunnels in geologically complicated environment below natural preserve Královská obora. Suggested solutions combines three technologies: jet grouting carried out from the ground surface, umbrellas made of micropiles carried out from the ground surface and pressure jet grouting carried out from the exploratory drift.



Celkový pohled na staveniště v Královské oboře

Realizace sanačních opatření tunelu Blanka v Královské oboře

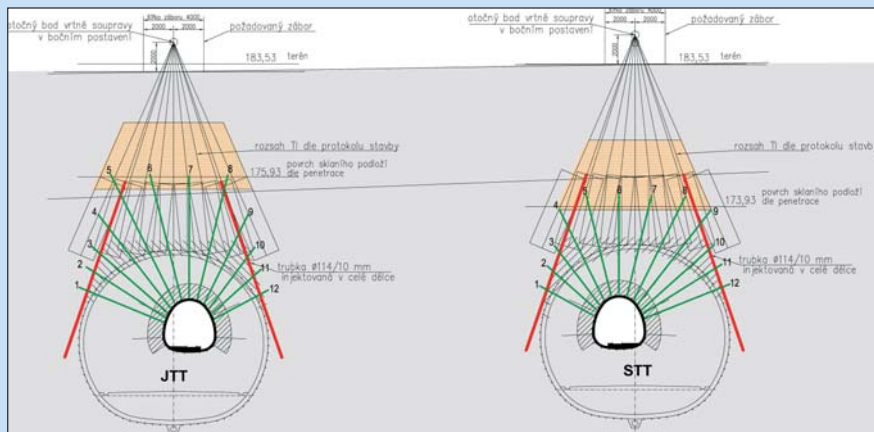
Článek navazuje na předchozí text projektanta a popisuje náročnou realizaci sanačních opatření nutných pro bezpečnou ražbu dvoupruhových tunelů pod přírodní památkou Královská obora. Práce probíhaly za velkého nasazení až 11 vrtných souprav současně, ale také za maximálních ochranných opatření tak, aby v chráněné oblasti nedošlo k poškození životního prostředí.

Podrobně je popsána realizace všech použitých technologií speciálního zakládání: tryskové injektáže, mikropilot a tlakové injektáže horninového prostředí.

Již druhým rokem nepřetržitě pokračují práce na „Souboru staveb Malovanka–Pelc-Tyrolka“ (část vnitřního pražského okruhu) o celkové délce úseku 6382 m, z čehož 5500 m je tunelový komplex Blanka. Celý tento soubor staveb, který má být dán do provozu koncem roku 2011, zajišťuje jako generální dodavatel firma Metrostav, a. s., generálním projektantem celého díla je společnost Satra, a. s., Zakládání staveb, a. s., je na této rozsáhlé liniové stavbě z velké části dodavatelem prací speciálního zakládání. Kromě zajišťování stavebních jam na jiných úsecích stavby č. 0079 Špejchar–Pelc-Tyrolka (ŠPELČ) měla firma od konce roku 2007 vázány velké výrobní kapacity na rozsáhlých injektčních pracích, které musely být provedeny pro zajištění ražby obou dvoupruhových tunelů pod přírodní památkou Královská obora v blízkosti

Šlechtovy restaurace v délce trasy cca 160 m. Projektant zde požadoval vytvoření kompaktního proinjektovaného bloku zeminy a horniny

z vějířů tryskové injektáže v kombinaci s vrtnými mikropilotami, a to vše ještě doplněné horninovou injektáží prováděnou z průzkumné štoly (viz obr. 1). V těchto místech se totiž dle podrobného hydrogeologického průzkumu nachází nad budoucími raženými tunely minimální skalní nadloží (mocnost 1–2 m) a mohlo by zde proto reálně hrozit provalení této horninové klenby a proniknutí vody ze štěrkové terasy do ražených tunelů. Práce probíhaly za velkého nasazení (pracovalo zde současně i 11 vrtných souprav), ale také za maximálních ochranných opatření tak, aby nedošlo k poškození životního prostředí v chráněné oblasti. To, že kvalitní provedení



Obr. 1: Charakteristický příčný řez obou budoucích tunelových trub s vyraženými průzkumnými štolami a kompletní sanací pomocí kombinace skutečně provedené tryskové injektáže, mikropilot a horninové injektáže



Během stavby sloužila Stromovka i v bezprostředním okolí staveniště stále občanům k relaxaci a odpočinku

těchto prací je životně důležité pro bezpečné provedení ražby obou tunelových trub ve velmi složitých geologických podmínkách potvrdilo i souběžné zastižení neočekávané poruchy při ražbě v jiném úseku, kde projekt předpokládal kompaktní skalní horninu, a nebyla zde proto navržena žádná zvláštní opatření. Uprostřed louky ve Stromovce došlo k neočekávanému výpadku porušené horniny a k následnému vykomínování trychtýře až k povrchu.

Geologické poměry

V listopadu a prosinci 2007 před zahájením vlastních sanačních prací si provedla firma Zakládání staveb na své náklady ještě doplňkový inženýrsko-geologický průzkum přímo v prostoru sanace. Vrtý a penetrační zkoušky byly rozmístěny po celém 160 m úseku tak, aby postihly geologické poměry v celém prostoru sanační tryskové injektáže nad oběma tunelovými troubami. Hlavním cílem tohoto průzkumu bylo zjištění úrovně skalního nadloží nad vrchlíkem budoucích tunelových trub a také upřesnění charakteru a ulehlosti fluvialních sedimentů Vltavy. Průzkumné práce byly provedeny v rozsahu 4 jádrových vrtů o úhmné hloubce 44 m včetně jejich detailní makroskopické dokumentace. Dále bylo realizováno 25 dynamických penetračních zkoušek, a 1 vrt kladivem se vzduchovým výplachem. Penetrační zkoušky byly realizovány jako dynamické, těžké německé, soupravou Pagani TG 63. Při realizaci zkoušek se vrstva navážek projevovala nízkým až středním penetračním odporem a podložní povodňové hlíny vykazovaly většinou také nízké hodnoty odporu. Ve fluvialních štěrkovitopísčitéch sedimentech penetrační odpor kolísal v závislosti na zrnitosti a ulehlosti jednotlivých vrstev, většinou ale dosahoval středních hodnot. Zastižení skalního podkladu, tvořeného ordovickými břidlicemi a křemenci, se projevovalo rychlým nárůstem odporu, mocnost

penetrovatelné vrstvy skalního podkladu se pohybovala kolem 20–80 cm. Průzkumné vrtý byly hloubeny z povrchu terénu počátkem prosince 2007 soupravou UGB V3-S v délce cca 10–12 m. Pro technické řešení sanace nadloží tunelových trub nebylo nutné ověřovat geologické poměry do větších hloubek. V následujícím přehledu jsou stručně shrnuty výsledky realizovaných prací:

- V zájmovém území se vyskytují antropogenní navážky o mocnosti kolem 0,4–1,6 m, v jejich podloží jsou fluvialní sedimenty Vltavy mocnosti kolem 7–11 m.
- Svrchní polohu tvoří holocenní povodňové hlíny mocnosti 3–7 m, jejich výskyt je plošný, vyšší mocnost byla zjištěna v jižní části území.
- V podloží hlín jsou fluvialní štěrkovitopísčité sedimenty vltavské terasy, jejich mocnost je proměnlivá. V jižní části území na severní tunelové troubě – STT (v prostoru penetračních zkoušek DP21, DP3, DP2, DP1) a na jižní tunelové troubě – JTT (DP20 a DP4) dosahují mocnosti pouze od 1 do 3 m a jedná se o písčité zeminy tříd S2 SP a S4 SM. Ve všech ostatních sondách a vrtech byla zastižena poloha štěrkovitých sedimentů o mocnosti 3–6 m, které lze zařadit do tříd G2 GP, G3 G-F, S4 SM.
- Předkvartérní podloží tvoří černé jílovité břidlice a světle šedé křemence ordovického stáří, skalní horniny byly zastiženy na kótě cca 169,27–176,56 m n. m. a lze je zařadit do tříd R5–R3.
- Zeminy v navážkách i kvartérních sedimentech jsou snadno až středně obtížně vrtatelné, břidlice jsou středně obtížně vrtatelné a křemence jsou velmi obtížně vrtatelné.

Hydrogeologické poměry

Podzemní voda byla zastižena ve všech vrtech, směr jejího proudění je zde od jihovýchodu k severozápadu, souběžně s místní erozní bází, tokem Vltavy. Podzemní voda je vázána na kvar-

térní kolektor v terasových štěrkopísčích Vltavy. Hladina podzemní vody je volná, její úroveň kolísá v závislosti na stavu vodní hladiny ve Vltavě. Úroveň kóty ustálené hladiny se v době průzkumu (12/2007) pohybovala na cca 176,40 m n. m. Většinou byla podzemní voda zastižena až pod bázi povodňových hlín na přechodu do štěrkovitopísčité sedimenty. V případě zvýšených stavů vody zde dochází k vytvoření napjaté hladiny v místech, kde jsou štěrkovitopísčité sedimenty překryty relativně nepropustnými povodňovými hlínami. Ve skalním podkladu se voda pohybuje v otevřených spárách břidlic a nevytváří výrazný souvislý horizont. Skalní hornina v předmětném úseku je mokrá a podstatně zvýšení propustnosti se projevuje v tektonických poruchách.

Pracovní plocha

Před zahájením vlastních prací z povrchu bylo nutné vyřešit velmi choulostivý problém, totiž požadavek na co nejmenší zábor parkové plochy a co možná nejšetrnější zásahy do zeleně a travnatých ploch. Nesměl být omezen pohyb osob po místních cestách ani v bezprostředním okolí staveniště, ani na cestě a v podchodu, které křížily staveniště. Nicméně pro pohyb vrtných souprav bylo nutné vytvořit celistvou zpevněnou plochu v ose obou budoucích tunelů. V šířce 6 m nad každou tunelovou troubou byla proto bez dalších úprav položena přímo na trávník ve dvou vrstvách geotextilie a na této separační vrstvě byla v celé délce (160 m) vytvořena souvislá betonová plocha proměnné tloušťky. Plocha byla v příčném řezu vspádována ke středu, kde byla vytvořena drážka hloubky 10 cm v šířce 0,5 m pro sběr vody a tekutého materiálu. Tloušťka plochy byla tedy proměnná od 25–30 cm na krajích ke 20 cm ve středu. Na obou okrajích byl ještě podélně nadbetonován zvýšený okraj o dalších 25 cm zabraňující znečištění okolí vyplaveným materiálem. Betonová pracovní plocha byla vyztužena při obou površích kari sítí 100x100x8. Po dokončení prací se celá tato plocha opět odbourala a po odstranění geotextilií mohlo dojít k opětovnému zatravnění poškozené plochy.

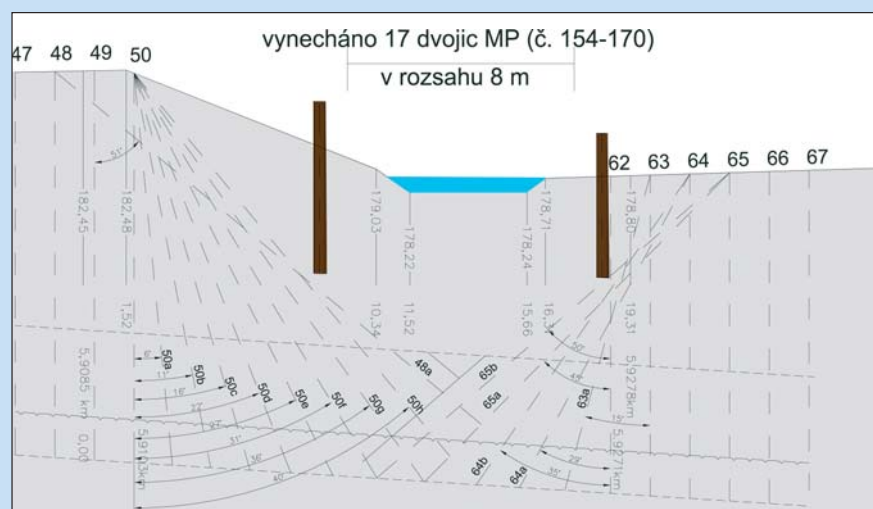
Trysková injektáž z povrchu

Princip navrženého technického řešení spočíval ve vytvoření roznášecí desky z překrývajících se sloupů tryskové injektáže v geologickém prostředí štěrkopísků nad skalním masivem v nadloží tunelové trouby. Cílem také bylo omezit propustnost v klenbě tunelu, a tedy omezit přítoky podzemní vody do výrubu tunelové trouby. Ochranná vrstva byla vytvořena z jednotlivých vějířů realizovaných v osové rozteči 1,4 m. Každý vějíř sestával vždy z 9 sloupů tryskové injektáže navzájem se překrývajících, minimálního průměru 1800 mm. Šířka takto vzniklého pásu nad oběma budoucími tunelovými tubusy

byla cca 16,0 m a tloušťka této vrstvy min. 3,0 m. Vrtné a injekční práce byly realizovány z povrchu z výše popsané zpevněné pracovní plošiny. Vrtly byly hloubeny rotačním způsobem ploščelbovým vrtným nástrojem o průměru minimálně 140 mm na vodní výplach. V případě zavalování vrtů a jejich nestability byl vodní výplach zaměněn za výplach cementovou suspenzí, která zajistila stabilitu vrtu. Projekt požadoval vytvoření sloupů tryskové injektáže o minimální pevnosti v prostém tlaku 3,0 MPa po 28 dnech. Jednotlivé sloupky TI byly realizovány vždy od středu (ve vrchlíku) do boků a vždy ob jeden oscilačně. V první fázi injektáže byly vytryskány všechny sloupky primární, ve druhé fázi pak sloupky sekundární. Sousední sloupky mohly být realizovány s minimální časovou prodlevou 6 hodin. Od hloubky zasahující již do sanované obálky byly vrtly hloubeny pouze na cementovou suspenzi. Hloubka vrtu byla proměnná a byla dána skutečně zastiženou polohou horní úrovně skalního masivu plus monitor a vrtný nástroj. Vzhledem ke skutečnosti, že penetrační sondy vytipovaly skutečný průběh skalního podloží, místy dosti odlišný

od předpokladů projektu, bylo možné podle vrtných hlášení kontrolovat a ještě korigovat zastižené anomálie (tvrdší polohy, velké kameňny atd.) a vytvořit tak spojitou proinjektovanou vrstvu. Vrtly byly po dohloubení na požadovanou úroveň injektovány při řízeném vytahování vrtné a injekční kolony. Pro tryskovou injektáž byla použita stabilní cementová injekční směs $c/v = 1,0$ s objemovou hmotností 1,51 kg/l. Pro její výrobu byl použit cement CEM I 42.5 R a aktivovaný bentonit Envigeo. Směs byla míchána v rychloběžné míchačce a udržována v pomaloběžné míchačce v neustálém pohybu. Z této míchačky byla odebírána vysokotlakým injekčním čerpadlem. V místě realizace injekčních vějířů, v těsné blízkosti lokálně zatrubněného potoka nad JTT, byly jednotlivé injekční vrtly odvrtány přes osazené PE chráničky vnitřního průměru 280 mm a délky minimálně 3,0 m. Osazené chráničky měly omezit možný průsak injekční směsi nebo vyplaveného materiálu do volného koryta potoka. Podél přírodního koryta potoka nad STT byly za stejným účelem zase zaberaněny po obou stranách krátké ochranné stěny ze štětovnic

Larsen a vějíře zde byly částečně realizované z rovnoběžných vrtů s měnicím se sklonem vějířů tak, aby byla vytvořena souvislá proinjektovaná oblast i pod potokem (viz obr. 2). Pro minimalizaci případných průsaků injekční směsi nebo vyplaveného materiálu do koryta potoka bylo upraveno i složení injekční směsi. Použita byla plastifikovaná stabilní cementová injekční směs $c/v = 1,0$ s objemovou hmotností 1,52 kg/l. Také v místě stávajícího podchodu nad JTT byly vějíře tryskové injektáže prováděny v atypickém tvaru. Vrtná souprava zde nemohla z důvodu omezeného přístupu vrtat klasické vějíře v kolmém řezu na budoucí tunelovou troubu (bylo zde nutné respektovat a obejít stávající stromy a keře a vypořádat se se svahy v předpolí podchodu). Byl zde proto také upraven počet vrtů ve vějíři a samotné vějíře byly částečně realizované z rovnoběžných vrtů s měnicím se sklonem vějířů tak, aby byla vytvořena souvislá proinjektovaná oblast i v této komplikované části trasy (viz obr. 3). Navíc zde bylo nutné použít i malou vrtnou soupravu v prostoru před tunelem k vykrytí nedostupných přechodových částí.



Obr. 2: Podélný řez severní tunelovou troubou v místě potoka s ochrannými štětovnicemi a s atypickým rozmístěním vrtů pro tryskovou injektáž

Statistika provedených prací:

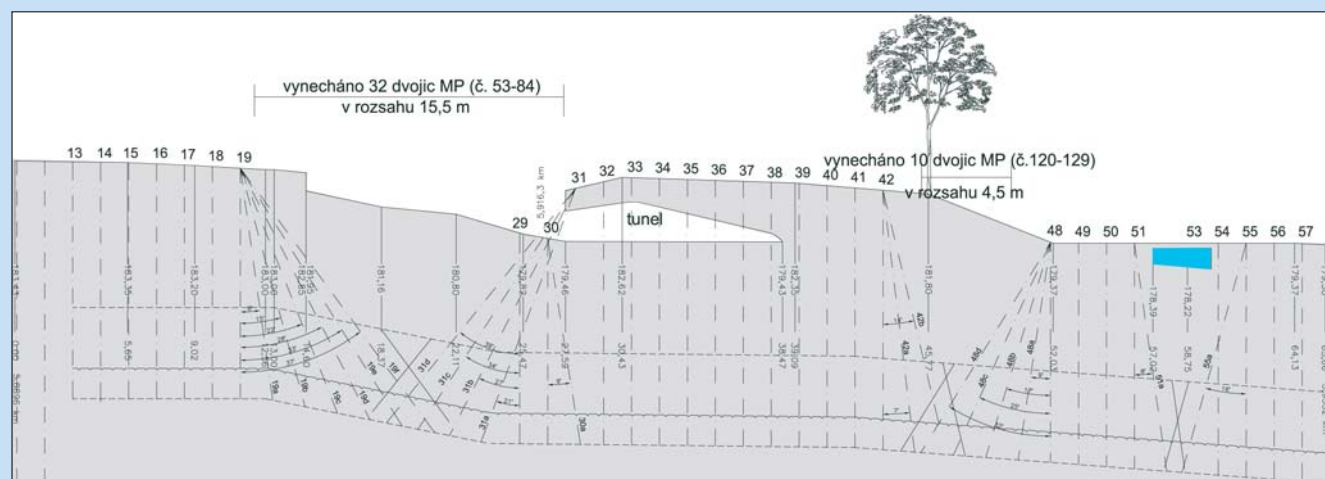
- ve vějíři vždy 9 sloupů (resp. 11 sloupů v prostoru u potoka a v místě podchodu),
- na STT provedeno 112 vějířů a na JTT 114 vějířů,
- délka vrtů cca 12 m,
- celkem 226 vějířů,
- celková délka vrtů 23 891 m,
- celková délka vytryskaných sloupů 9814,6 m.

Práce probíhaly od 22. 11. 2007 do 15. 3. 2008

Použité mechanismy

Vrtné soupravy:

- BG 25: od 22. 11. 2007 do 9. 2. 2008,
- HBM 150: od 30. 1. 2008 do 10. 3. 2008,
- CASSAGRANDE M5SD od 19. 2. 2008 do 15. 3. 2008,



Obr. 3: Podélný řez jižní tunelovou troubou s komplikovaným řešením injektáží v místě zatrubněného potoka, porostlého svahu a cesty s podchodem pro pěší



Trysková injektáž a mikropiloty byly prováděny z povrchu ze speciálně vytvořené betonové pracovní plochy

- HUTTE: od 8. 3. 2008 do 15. 3. 2008,
- W B0: od 23. 11. 2007 do 15. 1. 2008 převrtání betonů, od 4. 2. 2008 do 12. 2. 2008 převrtání betonů.

Vysokotlaká čerpadla: TW 351, GEO ASTRA 4 TS 350, GEO ASTRA 5 T 302;

Pojízdné kompresory firmy Atlas Copco: XAHS 515, XRHS 385 Dd, XAHS 175 Dd.

Mikropiloty

Tato část sanačního opatření byla prováděna rovněž z povrchu a zahrnovala realizaci roznašecího mikropilotového deštníku v bocích a nadloží budoucích tunelových trub. Deštník nad každým tubusem tvoří jednotlivé vějíře ve vzájemné rozteči 0,5 m. Každý vějíř sestává z dvojice vrtů délky 20,5 m, do kterých byly vkládány ocelové výztužné trubky. Vrtné a injekční práce byly realizovány ze stejné zpevněné pracovní plošiny jako TI. Po dohloubení vrtů na projektem požadovanou délku, dokonalém pročištění vrtů, zalití vrtů cementovou zálivkou, byly do vrtů osazeny výztužné trubky opatřené distančními prvky pro zajištění požadovaného krytí v celé jejich délce. Pro výztužné trubky mikropilot byly použity silnostěnné ocelové roury \varnothing 114/10 mm jakosti N 80, upravené na délky 3,0, případně 1,5 m. Jednotlivé díly výztužných trubek byly spojeny pomocí závitových vnitřních spojníků. V celé délce kořenové části mikropilot byly výztužné trubky perforovány injekčními reinjektabilními ventilkami. Osová vzdálenost injekčních ventilků byla 50 cm. Nejnižší injekční ventilek byl osazen 25 cm od spodního konce výztužné trubky. Průměr vrtu byl minimálně 156 mm, což zajistilo dostatečné, normou předepsané krytí výztužné trubky po

celé její délce. Současně s výztužnou trubicí bude do vrtu osazena injekční manžetová PVC trubka \varnothing 32/3,6 mm, sloužící jako alternativa pro následnou vysokotlakou injektáž kořenů mikropilot. Manžety byly v místě kořene ve vzájemné vzdálenosti 0,5 m. Spodní manžeta byla ve vzdálenosti 0,25 m od dna trubky. Cementová zálivka byla provedena vzestupně, od počvy vrtu až k ústí. Vrt byl plněn cementovou směsí čerpanou přes do něj zasunutou PVC trubku nebo vrtné soutyči. Pro cementovou zálivku vrtu byla použita stabilní cementová směs $c/v = 2,2/1$ o objemové hmotnosti 1,87 kg/l (cement CEM I 32.5 R). Injektáž byla zahájena za 12 hodin po osazení výztužné trubky. Určujícím kritériem injektáže bylo dosažení předepsaného injekčního tlaku. Pokud se tak nestalo, bylo pro jednotlivé etáže stanoveno kritérium spotřeby

injekční směsi v jednotlivých fázích. Druhá a případně další fáze injektáže následovaly nejdříve za 6 hodin po předcházející fázi. Po protržení zálivky maximálním injekčním tlakem 9,0 MPa se injekční tlak snížil a pokračovalo se v injektáži rychlostí 4 l/s při nejpomalejším chodu čerpadla. Po zainjektování kořene mikropiloty došlo k vyplnění výztužné trubky cementovou směsí až do úrovně jejího horního ústí. Cementovou výplň trubky bylo třeba zhruba po dvou dnech doplnit, aby se vyloučil odstoj cementové směsi. I v případě mikropilot bylo nutné upravit sklon vrtů ve vějíři v komplikované části trasy u potoka a podchodu. Některé mikropilotové vějíře zde dokonce po dohodě s projektantem nebyly vůbec realizovány.

Statistika provedených prací:

- ve vějíři vždy 2 mikropiloty pod úhlem 19° ,
- na STT provedeno 297 vějířů a na JTT 277 vějířů,
- délka vrtů 20,5 m,
- celkem 574 vějířů, tj. 1148 ks mikropilot,
- celková délka vrtů 23 534 m.

Práce probíhaly od 14. 12. 2007 do 29. 2. 2008

Použité mechanismy

Vrtné soupravy:

- HBM 120 DP: od 14. 12. 2007 do 29. 2. 2008,
- HBM 120 SB: od 4. 1. 2008 do 29. 2. 2008, BG 24: od 14. 1. 2008 do 29. 2. 2008,
- Klemm č. 1: od 2. 2. 2008 do 25. 2. 2008,
- Klemm č. 2: asi od 10. 1. 2008 asi do 26. 2. 2008,
- Klemm č. 3: asi od 17. 1. 2008 asi do 15. 2. 2008,
- JANO asi od 20. 12. 2007 do 29. 2. 2008,

Vysokotlaká injekční čerpadla: Haponic 4/52, Clivio 5 AP-OL,
Pojízdné kompresory firmy Atlas Copco: XAHS 515, XRHS 385 Dd, XAHS 175 Dd.



Vzhledem k požadovanému termínu dokončení byl na stavbě nasazen (na povrchu i v podzemí) současně větší počet vrtných souprav



Vrtání atypických vějířů z cesty nad podchodem pro pěší



Dokončuje se jedna etapa tryskové injektáže na severní tunelové troubě a připravuje se překročení potoka s atypickými vějíři pod ochranou již realizovaných štětových stěn.

Injektáž

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

Horninová injektáž skalního prostředí byla provedena pomocí husté sítě vrtů, vytvářejících jednotlivé vějíře kolmé na podélnou osu obou vystrojených průzkumných štól, ze kterých byly práce prováděny. Jednalo se o vějíře tvořené 12, resp. 14, vrtů. Rozteč vějířů v podélné ose tunelů byla 1,5 m, přičemž se nejdříve realizovaly vějíře ve vzdálenosti 3,0 m a pak se zahušťovaly na poloviční vzdálenost. Injektáž byla prováděna jako sestupná od ústí vrtu směrem k jeho počvě. Jednotlivý vrt ve vějíři byl injektován ve dvou etážích. Při této technologii je do puklin a ložných spár skalní horniny (břidlic, křemenců) čerpána injekční směs, která tyto pukliny vyplní a omezí propustnost puklin ve skalní hornině. Pro pojezd vrtné soupravy o celkové hmotnosti do 14 t muselo být dno štoly upraveno tak, aby nedošlo k porušení kolejového systému důlní dopravy (např. poval z pražců apod.). Vytyčení jednotlivých vrtů ve vějíři bylo vyznačeno na

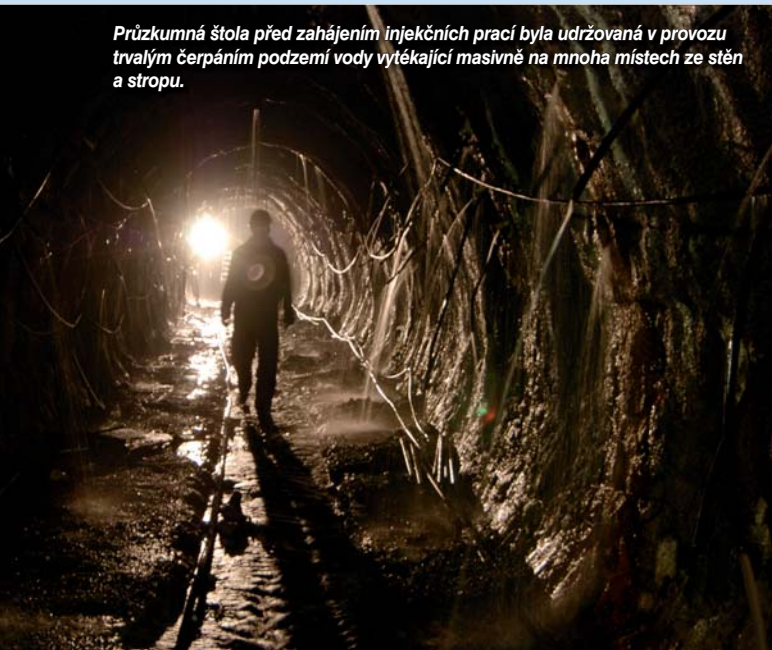
ostění průzkumné štoly. V místě manipulačního prostoru vrtné soupravy musely být demontovány „lutny“ ventilačního systému. Poloha jednotlivých injekčních vrtů ve vějíři byla vždy dána parametry uvedenými v platné RDS (tabulka injekčních vrtů). Zde byly uvedeny i patřičné délky jednotlivých vrtů. Vrtná souprava byla v místě realizace vrtných prací pro daný injekční vějíř pevně ustavena s otočným bodem v ose štoly a vlastní směrování vrtného soustředí bylo provedeno pouze úklonem lafety vůči směru osy štoly. Jednotlivé vrty byly hloubeny rotačním plnočelbovým, resp. rotačně-příklepovým, způsobem vrtání o průměru vrtu minimálně 75 mm na vodní, resp. vzduchový, výplach. V případě použití vzduchového výplachu bylo současně při vrtání použito odprašovací zařízení. Změny geologie oproti předpokladům projektu byly pečlivě zaznamenávány a zohledněny při úpravách délky vrtů a rozsahu injektáže tak, aby se vzájemně překrývaly se skutečně provedenými sloupy TI z povrchu a byla tím zajištěna souvislá proinjektovaná vrstva. Při případném průniku jednotlivých vrtů do neprotřaskaných kapes pod TI v silně propustných balvanitých terasových sedimentech bylo okamžitě vrtání ukončeno, vrtné nářadí bylo vytaženo z vrtu a vrt byl v ústí utemován dřevěným klímem. Pokud tedy při hloubení vrtu došlo k jeho zavalení a další postup vrtání by byl obtížný, byla nezavalená část vrtu zainjektována sestupným způsobem rozpínacím obturátorem. Po 6 hodinách od

ukončení injektáže této části vrtu se s vrtáním pokračovalo. Pokud došlo k opětovnému zavalení vrtu, postup se opakoval.

Postup vrtání a injektáže v rámci vějířů probíhal systémem primárních („A“) a sekundárních („B“) vějířů, kdy se vyhloubily a zainjektovaly nejdříve tři primární vějíře a poté se střídal sekundární vějíř mezi nejstaršími primárními vějíři s dalším primárním. Tímto systémem byla splněna podmínka neinjektovat sousední vějíře s časovou prodlevou kratší než 24 hodin. Postup provádění jednotlivých vrtů ve vějíři byl střídavě ob jeden od krajních stranových vrtů směrem k vrchlíku. Vějíř se tak uzavíral vždy ve vrchlíku. Průběh vrtání a injektáže byl sestupný (ve směru od ústí vrtu k počvě); po převrtání hluchého vrtu v prostoru budoucího výrubu tunelu byla vyhloubena první etáž (polovina délky vrtu ve 4,5 m mocné obálce situované ve skalním masivu). Po jejím zainjektování byla první etáž převrtána a vrt byl prohlouben do druhé etáže. Pro injektáž skalního prostředí byla použita stabilní injekční směs $c/v = 1,0$ s objemovou hmotností 1,51 kg/l. Pro výrobu cementové směsi pro injektáž byl použit cement CEM II/B-M 32.5 R, bentonit Bentovet K.

Po vyhloubení první etáže, tj. 1/2 celkové délky vrtu, byl do vrtu před injektovanou etáž osazen a rozepnut jednoduchý necirkulační rozpínací obturátor. Sestupná injektáž se řídila kritériem dosažení maximálního koncového injekčního tla-

Průzkumná štola před zahájením injekčních prací byla udržovaná v provozu trvalým čerpáním podzemí vody vytékající masivně na mnoha místech ze stěn a stropu.



Provádění vrtů a injekčních prací ve štole bylo pro obsluhu velmi náročné, postupně se dařilo jednotlivé úseky utěsnit a nakonec byl veškerý průsak vody zastaven.



ku 2,0 MPa v první fázi a množství daného 18 % injektovaného prostoru (prostor je dán délkou etáže a vzdáleností mezi sousedními vrtými a vějíři). Po dosažení jednoho z kritérií injektáže byl rozepnutý obturátor ponechán ve vrtu po dobu 15 min. (po tuto dobu se sleduje, jestli nedojde k poklesu tlaku). Následně bylo rozepnutí deaktivováno a obturátor vytažen z vrtu. Injektáž druhé etáže se řídila stejnými kritérii. Pokud došlo při injektáži k nežádoucímu obtékání osazeného a rozepnutého obturátoru injekční směsí, byla injektáž zastavena a obturátor vytažen z vrtu. Dále byla do volné délky vrtu osazena neperforovaná PVC trubka \varnothing 32/3,6 mm s jednostranným závitem tak, aby přečnívala ústí vrtu o cca 20 cm. Dále bylo utěsněno ústí vrtu a přes plnicí hadičku vyplněno v celé délce mezikruží, které je tvořeno ostěním vrtu a osazenou PVC trubkou. Na volný konec trubky byl pak našroubován jednocestný ventil a přes takto vytvořenou injekční sestavu se pokračovalo v injektáži.

Po realizaci všech projektovaných vějířů byla ještě v daném úseku vždy prováděna vizuální kontrola ostění štol. Pokud na něm byly zjištěny nějaké výrony vody či mokré mapy, byly provedeny kontrolní průvrty a dodatečné injekční zahušťovací vrtý pro dotažení zjištěných průsaků. V některých místech se silně rozpukanou horninou byly do vrtů vkládány i výztužné pruty pro zpevnění proinjektovaného masivu.

Statistika provedených prací:

- ve vějíři vždy 12 injekčních vrtů (resp. 14),
- na STT provedeno 105 vějířů a na JTT 106 vějířů, celkem 211 vějířů,
- délka injekčních vrtů 16 683,2 m + 6840,0 m technologických převrtů, tj. celková délka vrtání 23 523,2 m.
- celková spotřeba injekční směsi 2841,14 m³.

Zálivky

Už i tak napjatý termín dokončení sanačních prací (striktní termín opětovného uvedení parku do původního stavu s příchodem jara) byl podroben další zkoušce v okamžiku, kdy bylo v důsledku přehodnocení realizačního projektu vlastních tunelových trub nutné provést rozšíření raženého profilu o bezpečnostní zálivky v obou tunelových troukách v těsné blízkosti námi zajišťovaného úseku. Požadavkem projektanta bylo utěsnit skalní masiv v klenbě nad zálivky proti průsakům podzemní vody. Cílem bylo omezení propustnosti v klenbě tunelu a tedy omezení přítoků vody do výrubu. Kromě skutečnosti, že podstatně vzrostl objem injekčních prací, které bylo nutné provést prakticky ve stejném čase (vzhledem k blížící se razbě tunelových trub a závaznému termínu pro obnovu parku), bylo zde nutné řešit i problém s absencí druhé průzkumné stoly. V místě projektovaných zálivů totiž již byla k dispozici pouze jedna průzkumná štola (průzkumné štoly se zde již spojily v jednu). Další zábor z vrchu v chráněné oboře nebyl již prostě možný, a tak veškeré práce bylo třeba provést z této stoly. Nakonec se ve spolupráci s projektantem podařilo zálivky ještě posunout o něco blíže k oblasti obou štol, takže mohly být provedeny ve větší části opět klasické vějíře, jen ve větším rozsahu pokrývajícím širší oblast nad zálivky. Přibližně v jedné třetině severní trouby však musely být přesto opět vytvořeny atypické vějíře (v místě spojení obou štol) dle rozkreslené dílenské dokumentace zpracované naší firmou.

Statistika provedených prací:

- ve vějíři vždy 24 injekčních vrtů,
- na STT provedeno 45 vějířů a na JTT 34 vějířů, celkem 79 vějířů,

- délka injekčních vrtů 17 514,93 m + 5254,68 m technologických převrtů, tj. celková délka vrtání 22 769,61 m,
- celková spotřeba injekční směsi 1839,51 m³.

Práce probíhaly od 18. 12. 2007 do 31. 8. 2008.

Použité mechanismy

Vrtné soupravy:

- HBM 12 KHY od 18. 12. 2007 do 31. 8. 2008,
- MSV I od 8. 1. 2008 do 23. 6. 2008,
- MSV II od 13. 3. 2008 do 31. 8. 2008,
- MSV Lump od 5. 2. 2008 do 23. 6. 2008.

Vysokotlaká injekční čerpadla: Haponic 4/52, Clivio 5 AP-OL;

Pojízdné kompresory firmy Atlas Copco: XAHS 515, XRHS 385 Dd, XAHS 175 Dd.

Závěr

Z výše uvedeného popisu a předložených výměr je zřejmé, že rozsah a způsob sanace vybočuje výrazně z obvyklého rámce pomocných prací při výstavbě dopravního inženýrského díla, na které jsme zvyklí. Pomocí kombinace několika technologií zde projektant musel řešit nelehký úkol, který před něho postavily na jedné straně technické i ekonomické požadavky na co možná optimální vedení nivelety tunelů a na straně druhé nutnost zajištění maximálně bezpečné razby ve velmi složitých geologických podmínkách v údolní nivě Vltavy. Věříme, že i společné úsilí techniků a dělníků společnosti Zakládání staveb, a. s., pomůže tento nelehký úkol splnit.

Ing. Michael Remeš, Zakládání staveb, a. s.

Foto: Libor Štěrba



Po dokončení sanačních prací z povrchu byly okamžitě zahájeny zahradnické práce a park byl velmi rychle uveden do původního stavu

Realization of sanitation works in the tunnel Blanka

The article links to previous text written by the designer of the project and describes demanding realization of sanitation works necessary for safe driving of double-lined tunnels below natural preserve Královská obora. The works were undertaken by means of up to 11 drilling rigs at the same time. It was also necessary to adhere to safety measurements so that no harm was caused to the environment. You can read about utilization of all special foundation technologies in detail: jet grouting, micropiles and pressure jet grouting of rock environment.



Jáma č. 1, 5, 6 a jáma č. 4 s přeložkou stoky DN 2000.

Městský okruh Myslbekova–Pelc-Tyrolka, hloubené tunely Blanka – stavební jáma č. 4

Stavební jáma č. 4 je jednou z nejmenších jam v hloubeném úseku na trojském břehu. Od sousedních stavebních jam č. 1, 5, 6 na jedné straně a č. 2 na druhé straně byla po celou dobu prací na hloubených úsecích oddělena provizorními štětovými stěnami. Vlastní zajištění jámy č. 4 bylo provedeno obdobným způsobem jako u jiných jam na hloubených tunelech Blanka, náročné však byly přípravné práce před vlastním zahájením výstavby.

Přípravné práce v jámě č. 2

V této jámě bylo nutné zabezpečit komunikaci, po které se vyváží materiál z ražby tunelu. Vrchní část komunikace je zabezpečena kotvenou štětovou stěnou navrženou tak, aby štětovnice vyčnívaly cca 2 m nad povrch a tvořily tak fyzickou a psychologickou zábranu, oddělující komunikaci od dna stavební jámy. V úseku, kde pažení jámy již netvoří štětové stěny, byly do vrtů průměru 300 mm osazeny válcované profily HEB 240, délky 5 m, v osové vzdálenosti 2 m a hloubce 3 m zabetonované na výšku vrtu. Před zahájením hloubení této stavební jámy bylo nutné vyplnit stávající průzkumnou štolu v úseku 60 m betonem. Tato štolu zasahuje částečně i do jámy č. 4.

Přípravné práce v jámě č. 2

V této stavební jámě bylo nutno vybudovat provizorní přeložky inženýrských sítí, které procházely jámou č. 4. Jednalo se o stoku DN 2000, vedení



Jáma č. 6: zapažení komunikace štětovou stěnou a svodidly z HEB 240

VN PRE 22 kV a vodovod staveniště. Dále bylo nutné zajistit štětovou stěnou výkop přes staveništní komunikaci a vyústění kanalizace do Vltavy štětovou jímkou proti zvednutí hladiny.

Zajištění stavební jámy č. 4

Zajištění jámy bylo provedeno pomocí podzemních a štětových stěn. Podzemní stěna tl. 600 mm zajišťuje pažení podélných stěn stavební jámy v místech, kde základová spára stavební jámy zasahuje pod úroveň skalního podloží, a tam, kde zemní tlak nedovoluje použít štětové stěny. Pata podzemní stěny byla stanovena na základě penetračních zkoušek a realizace již provedených podzemních stěn stavebních jam č. 2, 5 a 6. Štětové stěny jsou navrženy v místě křížení se stávajícím a nově provedeným odlehčovacím sběračem DN 2000. Napojení štětových stěn na podzemní stěnu a dotěsnění paty štětové stěny je provedeno sloupy tryskové injektáže. Zámky štětovnic budou dotěsněny butylkaučukovým těsněním. Kotvení podzemní a štětové stěny je navrženo jako dočasné pomocí 4pramencových kotev. Kotvení skalní stěny je zajištěno ocelovými svorníky profilu 2xR 25 tvaru L do vrtů délky 5 až 8 m. Svorníky, které jsou osazovány v rastru 1,50x1,50 m vystřídáné, jsou překryty svařovanou sítí 100/100/6,3 a je proveden nástřik



Průzkumná štolu v jámě č. 6

betonem tl. 10 cm. Technologické postupy provádění jednotlivých technologií jsou shodné s jámou č. 1, 5, 6 a 2 (viz Zakládání 3/2007).

Závěr

Po zajištění stavební jámy č. 4 nás čeká na hloubeném úseku v Troji – po provedení přeložky tramvajové trati a plynového potrubí – dokončení II. etapy jámy č. 7. Po zhotovení hloubených tunelů a dopravního napojení s portálem hloubených tunelů bude zahájena realizace stavební jámy č. 5.

Petr Vokrouhlik, Zakládání staveb, a. s.

Foto: autor a Libor Štěrba

City ring road Myslbekova–Pelc-Tyrolka, excavated tunnels Blanka – foundation pit No. 4

Foundation pit No. 4 is one of the smallest ones in excavated part on Troja riverbank. It was separated from neighbouring foundation pits number 1, 5, 6 on one side and number 2 on the other side by temporary sheet piles. Securing of this pit was undertaken similarly as with other pits for excavated tunnels Blanka, but demanding were preparatory works before commencing the construction itself.

Velký městský okruh Dobrovského B – stavební jámy hloubených částí tunelů Žabovřesky

Královopolský tunel je součástí velkého městského okruhu v Brně a spojuje již hotové úseky městského okruhu v městských částech Žabovřesky a Královo Pole. Je rozdělen na dvě samostatné tunelové trouby. Ražená část tunelů má délku cca 1050 m, zbylou část tvoří hloubené úseky pro jednotlivé tunelové trouby délky 134 m pro tunel I a 148 m pro tunel II. V textu je popsáno technické řešení zajištění stavební jámy tunelu I a tunelu II, provizorních portálů a definitivního portálu.



Hloubení podzemních stěn definitivního portálu

Geologické a hydrogeologické poměry

Svrchní vrstvy zájmové oblasti jsou tvořeny převážně konstrukčními vrstvami stávajících vozovek o mocnosti až 1 m. Stavební jáma tunelu I zastihne pouze souvrství neogenních jílu. Hloubením stavební jámy tunelu II je odkryt i kvartérní pokrov, který tvoří **spraše a sprašové hlíny**. Zeminy tohoto typu vytvářejí souvrství, v němž dominují prachovité a jílovité hlíny s převážně nízkým podílem jemnozrné a střednozrné klastické příměsi. Dle klasifikace ČSN náleží tyto zeminy převážně do třídy F6 CI, méně F6 CL a ojediněle F4 CS či F2 CG.

Ve stavební jámě se dále nacházejí podložní fluviální sedimenty – **jílovité hlíny**. Zeminy tohoto typu vytvářejí souvrství, v němž dominují jílovité hlíny s proměnlivým, ale převážně nízkým podílem písčité frakce. Dle klasifikace ČSN náleží tyto zeminy převážně do třídy F6 CI, méně F6 CL. Místně se vyskytují polohy až s vysokou plasticitou, které tvoří zemina třídy F8 CH.

Neogenní jíly tvoří v zájmovém prostoru spodní část zkoumaného masivu, v níž zvětrávací procesy již podstatně neovlivňují jejich geotechnické vlastnosti. Zeminy neogenního masivu mají charakter zemin soudržných – jílu

nebo jílovitých hlín. Dle klasifikace ČSN 73 1001 náleží do skupiny F8 symbolu CV. Konzistence zemin tohoto typu je převážně pevná, méně tuhá. Do násypů jsou nevhodné. Podle ČSN 73 3050 jsou zeminy zařazeny převážně do 3. třídy těžitelnosti dle TKP 4 do I.

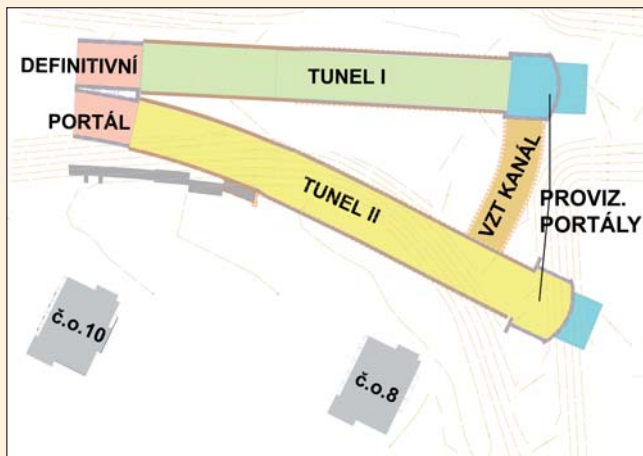
Podzemní voda byla zjištěna v provedených vrtech IG průřezu jen ojediněle. Bývá vázána na bázi tenkých vrstev písků a štěrků v povrchu terciérních jílu. V povrchu potrhovaných jílu se ztrácí podél trhlinek do hlubších poloh v terciéru. Z hlediska chemického složení vykazuje voda síranovou agresivitu ve stupni XA2 v prostoru provizorního portálu TII v hodnotě 1180 mg/l. V prostoru stavební jámy Žabovřesky byla voda zastižena pouze v oblasti kolem provizorního portálu tunelu II, a to pouze v archivních vrtech.

Technické řešení stavby

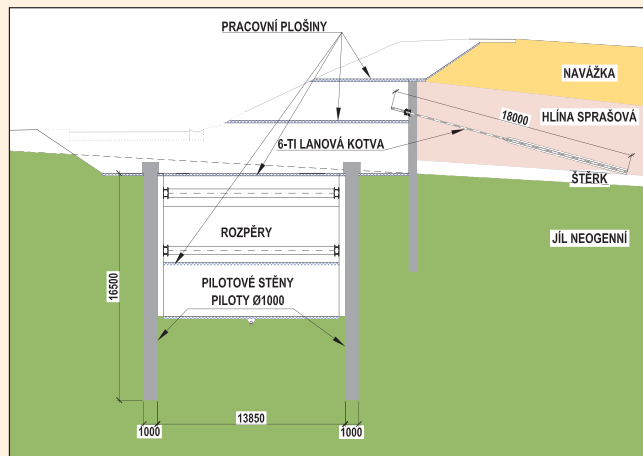
Prostor výstavby hloubených částí tunelů v Žabovřeskách je situován do cca 7 m hlubokého zářezu šestiproudové komunikace na ulici Žabovřeská před jejím mimoúrovňovým křížením s ulicí Hradecká. Ulice Žabovřeská je součástí VMO, ulice Hradecká je čtyřproudová radiála z Brna směrem na Svitavy. V tomto prostoru jsou kromě portálových a hloubených částí tunelů navrženy ještě nájezdové rampy mimoúrovňového křížení ulic Hradecká–Žabovřeská, které spolu s galeriemi a protihlukovými stěnami částečně kříží obě tunelové trouby a zčásti s nimi bezprostředně sousedí. Z hlediska technického řešení lze rozdělit stavbu na **stavební jámu tunelu I, stavební jámu tunelu II, provizorní portály a definitivní portál.**

Stavební jámy tunelů I a II

Tunelové trouby ve svých hloubených částech budou monoliticky vybetonovány do stavebních jam, pažených oboustranně pilotovými



Obr. 1: Situace



Obr. 2: Příčný řez stavební jámou tunelu II v km 0,420



Detail zhlaví pilot pažení jámy tunelu I



Pohled na stavební jámu tunelu I od provizorního portálu

stěnami. Pilotová stěna stavební jámy pro tunel I je budována z úrovně vozovky ulice Žabovřeská, stavební jáma tunelu II zasahuje svojí pravou stranou do svahu zářezu Žabovřeské, kde se přibližuje k panelové zástavbě na ulici Voroněžská. Tento svah byl nejprve zajištěn záporovým pažením z dřevěných pažin ze svařovaného předkopu výšky 2 m. Záporny jsou navrženy z profilů HEB 240–280 délky 9–14 m v osové vzdálenosti 1,54–2,0 m. Kotveny jsou v jedné řadě šestipramencovými kotvami délky 15,5–16,5 m přes ocelové převázky. Celková délka záporové stěny je 70,5 m.

Pažení stavebních jam vrтанými pilotami

Pažení stavební jámy tunelu II je provedeno oboustrannou rozpíranou pilotovou stěnou v osové vzdálenosti 7,425 m od osy tunelu II. Piloty prům. 1000 mm á 1,50 m jsou zhotoveny z pracovní plošiny postupně se snižující až na úroveň cca –2,5 m pod stávající komunikací na ulici Žabovřeské. Hloubka pilotových stěn je 16,0–16,5 m, při odkopu 8,6–11 m. V koruně jsou pilotové stěny spojeny převázkovým trámem 1,2x0,8 m. Piloty v začátku stavební jámy jsou vrтаны z úrovně zadní stěny galerie větve H5 mimoúrovňového křížení, tj. o 3,5 m výše než zbývající piloty pažnicích konstrukcí. Zčásti je zde převázka pilot společná se základovým blokem galerie větve H5. Tento úsek je proto v převázkovém trámu kotven šestipramencovými kotvami délky 15,5 m. Zbývající úseky pilotových stěn jsou rozpírány

v jedné až dvou úrovních trubkovými ocelovými rozpěrami z ocelových trub \varnothing 610/8 mm v rozteči 2,5–4 m. Úrovně rozpírání musely zohledňovat podjezdnu výšku mezi dnem etáže výkopu, stavební jámy a rozpěrů. Půdorysné rozteče rozpěr a délky dílčích ocelových převázkových trámů pod rozpěrami byly navrženy s ohledem na postupnou demontáž rozpěr při betonáži jednotlivých dilatačních celků hloubených tunelů. Pažení stavební jámy tunelu II je navrženo jako konstrukce trvalá. Po skončení své pažnicí funkce, tj. po betonáži tunelu, budou přes korunní převázkový trám vybetonována příčná roznašecí žebra jako nosníky pod základy cca 10 m vysoké protihlukové stěny se zásypem a následnou parkovou úpravou.

Pažení stavební jámy I je řešeno stejným způsobem jako u stavební jámy pro tunel II, jen piloty byly provedeny přímo z úrovně stávající komunikace.

Pažení stavební jámy pro vzduchotechnický kanál

Pažení je navrženo z pilot prům. 660 mm á 1,50 m, délky 8,5 m. V koruně je pilotová stěna spojena převázkovým trámem příčných rozměrů 1,2x0,8 m a následně rozepřena ocelovými trubkami 377/10 mm á 4 m v úrovni převázkového trámu. Hloubka výkopu je zde cca 4–4,5 m. Pilotové stěny všech částí stavební jámy budou při postupné těžbě jámy začištěny a opatřeny vyrovnávací vrstvou betonu tloušťky do 0,5 m,

kteřá bude sloužit jako podklad pod hydroizolaci tunelové trouby.

Provizorní portály tunelů

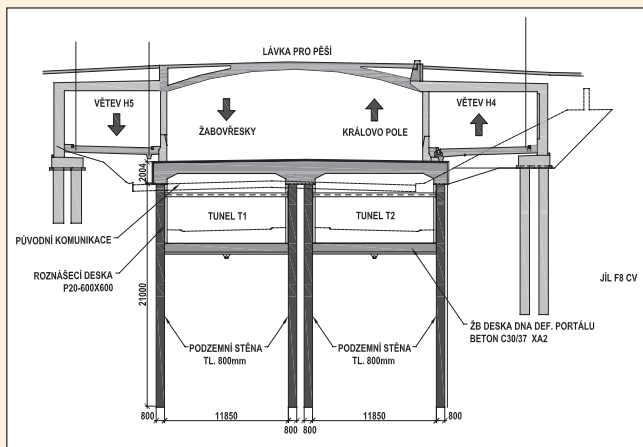
Jedná se pažení boků a čela stavební jámy podzemními stěnami. Čelo má v půdorysu tvar klenby (s poloměrem oblouku 14,45 m) v místě začátku ražby tunelů. Začátek ražby je proveden z čelní stěny pod ochranou mikropilotového deštníku.

Provizorní portál tunelu I

Hloubka podzemní stěny je zde 20,0 m při max. odkopu 13,2 m. V koruně jsou podzemní stěny zmonolitněny žlb. převázkou rozměru 0,90x0,80m. V hloubce 1,5 m pod korunou podzemních stěn je navrženo rozepření ocelovými trubkami 610/8 mm. Na úrovni –6,5 m pod korunou stěn jsou podélné části pažení kotveny sedmipramencovými kotvami délky 22,0/14,0 m. V pravé boční stěně portálu je navrženo napojení vzduchotechnického kanálu. Pro tento účel bude ve stěně vybourán otvor rozměrů 10x4,75 m. Před bouráním musí být odstraněny rozpěry v horní úrovni pažení. V této fázi je stěna přikotvena pouze jednou řadou kotev, což klade vysoké nároky na jejich únosnost. Požadovaná zaručená síla v kotvách je 980 kN, přičemž celá délka kotev je v neogenním jílu.

Provizorní portál tunelu II

Hloubka podzemní stěny je 25,0 m při maximálním odkopu 15,5 m. V koruně jsou podzemní



Obr. 3: Příkladný řez portálem

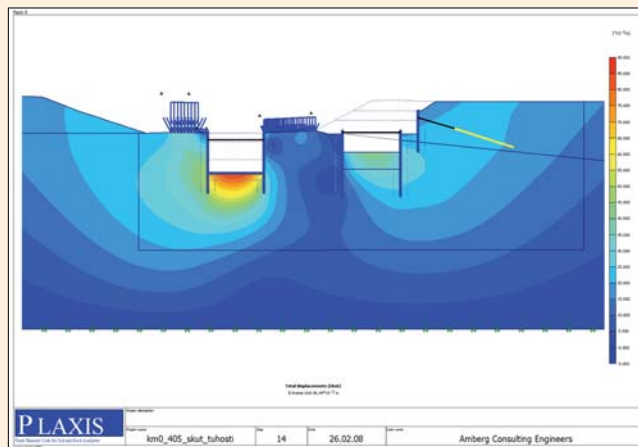
stěny zmonolitněny žlb. převázkou rozměru 0,90x0,80 m. Stěny jsou rozepřeny v koruně monolitickými žebry průřezu 1,5x0,5 m. Tato žebra slouží po dobu výstavby jako rozpěry, v definitivním stavu budou vynášet základy protihlukové stěny. Po výšce je stěna kotvena dvěma řadami předpjatých lanových kotev – v první řadě šestilanovými délkou 26,0/12,0 m a ve druhé řadě sedmilanovými délkou 22,0/12,0 m.

Definitivní portál

Definitivní portál tvoří vjezd do tunelové trouby a nachází se cca 150 m před provizorním portálem. Délka portálové části je cca 18,5 m. Pažení definitivního portálu tvoří zároveň svislou část ostění tunelů v portálové části. Důvodem je stísněnost prostoru výstavby – po levé straně probíhá těsně provizorní komunikace, převádějící veřejnou dopravu z původní šestiproudé komunikace ve dvou pružích. Ta je hluboce zaříznuta do svahu zářezu ulice Žabovřeská. Na pravé straně navazuje portál tunelů na větev mimoúrovňové vozovky H5 a protihlukové galerie. Na stropní desce jsou

uloženy vnitřní stěny galerií, přes konstrukce galerií stropní deska přenáší i zatížení lávky pro pěší přes velký městský okruh.

Nosnou svislou část konstrukce portálu tvoří po obou stranách podzemní stěny hl. 21,0 m a tl. 0,8 m. Mezi tunelovými troubami I a II tvoří pažící podzemní stěny výztužnými pilíř. Střední stěny obou tunelů jsou mezi sebou propojeny dvěma příčnými výztužnými stěnami rovněž z podzemních stěn tl. 800 mm. V čele středního pilíře z podzemních stěn je navrženo sepnutí střední podzemní stěny tunelu I a II dvěma dvojicemi ocelových táhel z oceli 32 mm. Podzemní stěny jsou rozepřeny v definitivním stavu deskami dna tunelů a stropní deskou. Desky dna tunelu tl. 800 mm jsou rozděleny na dva dilatační celky se zalomenými pracovními spárami. V příčném směru je deska kloubově uložena do podzemních stěn. Kloub je tvořen dvěma vyfrézovanými průběžnými drážkami do podzemní stěny šířky 250 mm do hloubky 75 mm při horním a spodním povrchu, do kterých budou navrtány šikmé otvory pro trny prům. R20. Stropní deska tvoří jeden dilatační celek nad oběma tune-



Obr. 4: Společný výpočtový model obou jam v programu PLAXIS

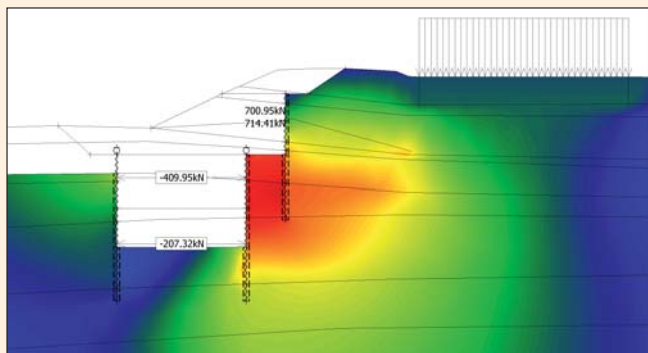
lovými troubami. V příčném řezu je navržena jako spojitý nosník o dvou polích s tloušťkou 1100 mm a nad podporami je zesílena podélnými prahy na celkovou tl. 2100 mm. Betonována bude ve dvou krocích, pracovní spára je navržena v polovině délky. Odstup betonáže by měl být cca 5–7 dní, kdy proběhne větší část smrštění první části stropní desky. Celková plocha desky je 501 m².

Statické výpočty

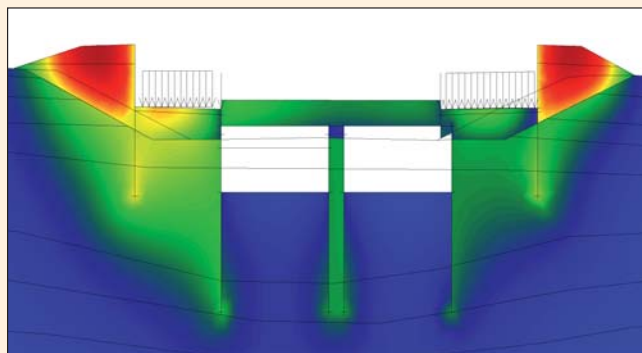
Vzhledem k závažnosti geotechnické problematiky a návaznosti ostatních objektů na stavbu hloubených částí tunelů byla konstrukce pažení posouzena ve více stupních zpřesnění. Vlastní návrh konstrukce byl proveden programem GEO4 – MKP a programem PLAXIS. Dílčí části pažících konstrukcí pak v modulech programu GEO5. Posouzení probíhalo v krocích odpovídajících reálným postupům výstavby. Pro vzájemné ovlivnění obou stavebních jam byl použit společný model v programu PLAXIS. Celková šířka společného modelu je 250,0 m, výška pak 45,0 m (dno modelu bylo uvažováno cca 15,0 m pod dno jámy). Zeminy byly modelovány pomocí Hardening Soil modelu s efektivními parametry. Tento model umožňuje vycházet z rozdílného chování při prvotním přitížení a odtížení, kdy je uvažován vyšší deformační modul.

Ve výpočtu jednotlivých řezů stavebními jámami a portálem programem GEO4 – MKP byl použit modifikovaný Mohr-Coulombův materiálový model (s hladkou plochou porušení v deviatorové rovině). Tímto způsobem byly posouzeny všechny separátní řezy konstrukcí. Řez stavební jámou tunelu II v km 0,420 byl navíc posouzen ve dvou fázích. V prvním posudku Mohr-Coulombovým materiálovým modelem byly získány dimenzační vnitřní síly na konstrukci. Pro modelování reálných deformací objektů (a rovněž reálné hodnoty zvedání dna stavební jámy) byl podobně jako v Hardening Soil modelu v programu PLAXIS zadán modul E_{ur} , který byl zadán ručně do vstupních hodnot přibližně jako trojnásobek původně zadaných E_{def} . Důvodem je blízkost panelového domu





Obr. 5: Matematický model řezu v km 0,420 tunelu II



Obr. 6: Matematický model definitivního portálu

Voroněžská 8 a rovněž fakt, že v tomto řezu probíhá napojení VZT kanálu na tunel II. Právě odtěžení příčného kanálu vnese do masívu odlehčení, které znamená vysoké deformace celé oblasti včetně obytného domu. Proto musel být upraven postup výstavby tak, aby odtěžení kanálu proběhlo až po betonáži části tunelové trouby v předmětném úseku.

Závěr

Stavební jáma hloubených částí tunelů v Žabovřeskách je jednou z největších stavebních jam v zastavěné části Brna. Výstavbu významně komplikují souběžně probíhající přeložky inženýrských sítí a organizace veřejné dopravy přes staveniště. Díky úzké spolupráci zpracovatele projektu s přímým

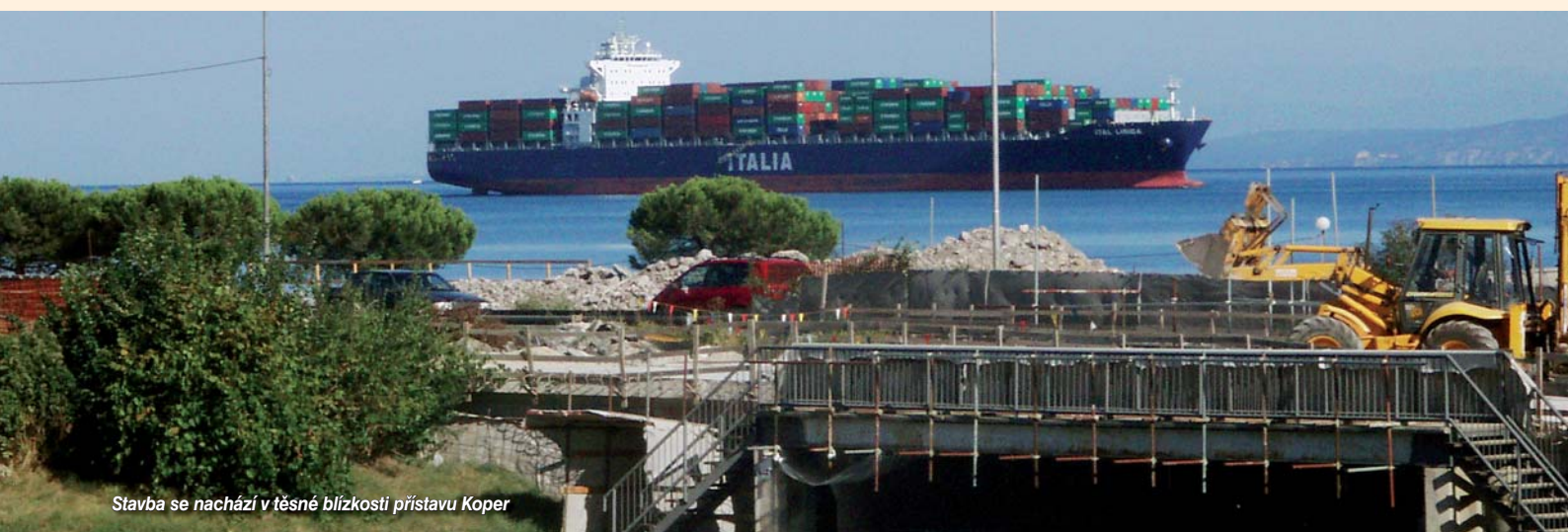
zhotovitelem stavby (Zakládání staveb, a. s.) ve fázi vypracování realizačního projektu se podařilo optimalizovat návrh pažicích konstrukcí. Průběh výstavby je po celou dobu sledován podrobným monitoringem stavby se zaměřením na kritická místa. Sledovány jsou deformace geodetických bodů na konstrukcích pažení stavebních jam, kotvení síly dynamometrů na kotvách a inklinometry jsou měřeny deformace podzemních stěn provizorních portálů i definitivního portálu. Objekt Voroněžská 8 je po dobu výstavby sledován geodeticky.

Ing. Jaroslav Lacina, Amberg Engineering Brno, a. s.

Foto: autor a Libor Štěřba

Big city ring road Dobrovského B – foundation pits of excavated tunnel parts Žabovřesky

Královopolský tunel is a part of a big city ring road in Brno and connects the parts in city districts Žabovřesky and Královo Pole, which has already been finished. It is divided into two independent tunnel tubes. Driven part is 1,050 m long, the rest are driven parts for individual tunnel tubes at the length of 134 m for tunnel I and 148 m for tunnel II. In the text you can find information about technical solution of securing the foundation pit of tunnel I and tunnel II, temporary portals and finished portal.



Stavba se nachází v těsné blízkosti přístavu Koper

Dosavadní výsledky naší spolupráce se slovinskou firmou Primorje d. d. Ajdovščina

Na podzim roku 2007 se po dlouholeté předešlé spolupráci podařilo podepsat oficiální dlouhodobou smlouvu o spolupráci mezi slovinskou stavební firmou Primorje d. d. a Zakládáním staveb, a. s. Od doby podpisu smlouvy jsme ve Slovinsku realizovali několik zajímavých akcí, v textu se podrobněji věnujeme stavbě komunikace H5 Koper-Lucija, založené na beraněných prefabrikovaných železobetonových pilotách.

Smlouva mezi oběma společnostmi má za úkol zkvalitnit a rozšířit dosavadní spolupráci na slovinském trhu a případně i na území republik bývalé Jugoslávie a bývalého Československa. Primorje d. d. zastupuje celou skupinu Primorje a Zakládání staveb, a. s., zastupuje celou skupinu Zakládání staveb.

Primorje d. d. Ajdovščina

Stavební firma Primorje d. d. Ajdovščina byla založena v roce 1946 a je jednou ze tří největších stavebních firem ve Slovinsku. Sídlo firmy je v malém městečku Ajdovščina (7 tisíc obyvatel) na severozápadě země blízko italských hranic. Kromě samotné akciové společnosti Primorje d. d. má firma ve své skupině (holdingu) dalších 22 firem většinou systému spol. s r. o. na území Slovinska a dalších 15 firem v zahraničí (Bulharsko, Bosna a Hercegovina, Černá Hora, Chorvatsko, Itálie, Německo, Srbsko a Rusko). Samozřejmě s ohledem na minulost je skupina Primorje aktivní zejména v zemích bývalé Jugoslávie.

Firma má široký záběr stavebních prací od výstavby dopravních cest včetně mostů a ražeb tunelů přes klasickou stavební činnost až po práce speciálního zakládání a práce prováděné hornickou činností. Kromě toho vlastní několik závodů na výrobu různých prefabrikátů, téměř v každé významné lokalitě má betonárny, vlastní lom na těžbu kamene a má i určitý podíl v několika slovinských cementárnách. Z uvedeného vyplývá, že firma Primorje je vlastními silami v podstatě schopna provádět jakýkoliv druh stavební činnosti.

V celé skupině Primorje je zaměstnáno kolem tří tisíc zaměstnanců a skupina měla v roce 2007 roční obrát ve výši 460,7 mil. EUR.

V rámci skupiny Primorje existuje i samostatná firma Primorje Geotehnika d. o. o., která je určena na provádění prací speciálního zakládání. Tato dceřiná firma však ovládá a má zařízení jen pro určité technologie v oboru (vrtané piloty, mikropiloty, kotvy, šterkové piloty), což otevírá možnost pro naše subdodávky a naší stavební činnost. V rámci skupiny je Primorje Geotehnika odpovědná za veškeré práce související se speciálním zakládáním na stavbách celé skupiny Primorje.

Realizované stavby

Od výše zmíněného podpisu o naší vzájemné spolupráci se podařilo s firmou Primorje

domluvit a realizovat několik společných akcí zvláště na území Slovinska. Jedná se zejména o provedení železobetonových podzemních stěn, které realizovala firma Zakládání Group, a. s., na stavbě „**administrativní budovy Přístavu Koper**“ (viz časopis Konstrukce č. 1/2008, příloha) v Koperu pro firmu Stavbenik d. o. o., která je jednou ze zmíněných dceřiných společností. Na této stavbě jsme realizovali k oboustranné spokojenosti 2900 m² podzemních stěn s tím, že náš odběratel byl současně dodavatelem betonových směsí na stavbu i montáže armo-košů. Touto délbou práce byly minimalizovány celkové náklady stavby.

O tom, že spolupráce byla úspěšná, svědčí i skutečnost, že v současné době jsou obě organizace těsně před podpisem smlouvy o výstavbě podzemních stěn na dalším objektu v městě Koper, a to na objektu „**Olimpijski kompleks**“. Zde by společnost Zakládání staveb, a. s., měla ve stejném dodavatelském systému provádět cca 10 tisíc m² podzemních stěn a stavba by měla začít v polovině listopadu t. r. Několik dalších podobných akcí ve městě Koper se v současné době připravuje po technicko-projektovní stránce a pevně doufáme, že alespoň některé z nich dojdou do realizace a společně s firmou Stavbenik budeme úspěšně v výběrovém řízení.

Již několik měsíců provádíme v Koperu pro vlastní firmu Primorje d. d. (pro organizační jednotku Koper) beranění železobetonových pilot na stavbě „**H5 Koper-Lucija**“ – viz další podrobný text.

Dalším výsledkem spolupráce je, že jsme našim slovinským partnerům zapůjčili technologii CFA na jejich velkoprofilovou vrtnou soupravu Bauer BG24H pro provádění pilot touto technologií v Bělehradě v Srbsku. Poněvadž naši partneři tuto technologii ještě sami neprováděli, je jim na začátek prací k dispozici z naší strany i zkušený vrtmistr.

Z výše uvedeného vyplývá, že doposud se většina našich společných akcí odehrává ve Slovinském přístavu Koper.

Přístav Koper – Capodistria

Koper je dynamicky se rozvíjející přístav na západě země v nejsevernějším cípu Jaderského moře s bohatou historií. V současné době má okolo 47 tisíc obyvatel převážně slovinské a italské národnosti. Motorem celého města je námořní přístav, který se poslední dobou modernizuje a rozšiřuje a v současné době se objemem vykládky 15 miliard tun ročně stal největším obchodním přístavem na pobřeží bývalé Jugoslávie a předstihl i Rijeku, která byla nejvýznamnějším přístavem za éry Jugoslávie. Jak napovídá i italské označení Koperu – Capodistria, stává se toto město definitivně hlavním městem celého istrijského poloostrova.

Z tohoto důvodu nesmí za rozvojem přístavu zaostávat ani infrastruktura města. Město Koper má druhý největší rozpočet ve Slovinsku hned za hlavním městem Lublaní (Ljubljana), ačkoliv je podle počtu stálých obyvatel až šestým největším městem Slovinska. Nicméně ve městě žije po celý rok mnoho pracovníků přístavu a dalších profesí, zejména z oblasti stavebnictví, kteří počet obyvatel města ještě navyšují. Nezanedbatelný je v letních měsících i značný počet turistů, kteří jsou ve městě ubytováni.

Ve městě samotném je v blízkosti centra a přístavu velké množství ploch, které slouží jako parkoviště. Ty je třeba zastavět různými objekty, což s sebou nese nutnost přesunu automobilů do podzemí. Z toho důvodu musí mít již nyní veškeré nově budované větší objekty podzemní parkoviště, což staví investory před nový, zde dosud nepoznaný problém. Geologicky se totiž pod vrstvou navážek v této oblasti nachází velmi mocná vrstva (15 až 40 metrů) měkkých mořských naplavenin ($\varphi = 13-15^\circ$) a veškeré hlubší výkopy tak musí být řádně staticky a vodotěsně zajištěny, což ve většině případů vyžaduje nutnost zajištění výkopů železobetonovými podzemními stěnami.

Z výše uvedených důvodů se tedy jeví naše spolupráce se slovinskými partnery oboustranně přínosná, poněvadž ve Slovinsku v podstatě neexistuje dodavatel schopný podzemní stěny kvalitně provést.

Beranění železobetonových pilot na komunikaci H5 Koper – Lucija

V rámci naší vzájemné spolupráce se podílíme na výstavbě nové komunikace v zastavěné části města Koper, která by dále měla navazovat na výpadovku směřující k městečkům Izola a Lucija. Projekt spočívá v postupném kompletním zrušení stávající komunikace a ve výstavbě nové rychlostní komunikace. V jednom úseku se v podloží těsně pod komunikací nachází různě mocná vrstva mořských náplav tekuté konzistence a velmi malých únosností. Proto bylo investorem – DARS (obdobu našeho ŘSD) – rozhodnuto, že je třeba celé podloží pod nově budovanou komunikací zpevnit. Projektant vybral variantu zpevnění podloží na beraněných prefabrikovaných pilotách. Při výběru z několika nabídek se hlavní dodavatel stavby Primorje d. d. rozhodl svěřit tuto část prací naší firmě.

Celý úsek komunikace je dlouhý cca 350 metrů, šířky cca 15 metrů, ve dvou místech je rozšířen pro kruhový objezd. Prefabrikované armoované piloty jsou čtvercového průřezu 35x35 cm a jsou v závislosti na mocnosti náplav délek od 6 do 14 metrů. Piloty jsou navrženy v rastru ca 2,3x2,3 m. Celkem je na daném úseku navrženo 1326 ks pilot o celkové délce 13 550 m. Po odbourání a začištění hlav pilot na projektovanou kótu se provede beto-

Stavba se nachází v těsné blízkosti přístavu Koper





Úprava pracovní plochy pod základovou deskou



Piloty po odsřamování hlav, připravená plocha pro armování a betonáž základové desky

náž sítí armované roznášecí desky tl. 25 cm, na kterou se navezou a zhutní podkladní vrstvy šterku a šterkopísku pod samotnou konstrukci komunikace.

Po podepsání smlouvy a odkladech se zahájením stavby kvůli problémům s uzavírkou stávající komunikace jsme začátkem června 2008 přistoupili k realizaci. Jako nosič jsme nasadili Liebherr 952 HD (bývalý nosič vrtné soupravy Delmag RH 1413), pro vlastní beranění pilot jsme vybrali výbušné kladivo Birminghamer B21 s hmotností pístu 2,1 t. Součástí naší dodávky je také skládání dodávaných pilotových prefabrikátů z dopravních prostředků a jejich rozvoz dle potřeby po stavbě. K tomuto účelu se nám osvědčilo nasazení nakladače Volvo 70C. Betonové prefabrikáty vyrábí a na stavbu dodává náš objednatel.

Problémy s doberaněním, výpočty a úprava pracovního postupu

Ihned na počátku se objevily problémy doberaněním pilot. Piloty navržené délky jsme nebyli schopni zcela zaberanit – v závěrečné fázi beranění docházelo k destrukci hlav pilot, a to i přesto, že jsme používali překližkové vložky, osazené na hlavu pilot. V souladu se zadáním proběhlo tudíž měření dynamické únosnosti vybraných pilot, které provedla specializovaná Slovinská firma SLP d. o. o. Ljubljana. Tímto měřením a následným výpočtem provedeným systémem CAPWAP se zjistilo, že únosnost cca 10metrové piloty je na plášti kolem 300 kN a na patě zhruba 1200 kN, celkem tedy 1500 kN, což dvojnásobně převyšuje projektem požadovanou únosnost. Výsledkem těchto měření bylo stanovení pracovního postupu tak, aby bylo možno beranění ukončit i přesto, že pilota není zaberaněna zcela na požadovanou kótu. Kritérium pro ukončení bylo stanoveno v závislosti na parametrech našeho beranidla takto: beranění piloty lze ukončit tehdy, je-li vnik piloty do zeminy menší než 2 cm na 10 úderů kladiva. Hodnoty vniku piloty do zeminy jsou v závislosti na počtu úderů zaznamenávány do beraněcího protokolu.

Únosnost piloty lze však také spočítat i bez složitějšího měření z tzv. dánského vzorce upra-

veného dle Bažanta, dle něhož je dynamická únosnost piloty dána vztahem:

$$Q = (\eta \cdot W_H \cdot H) / (s + 0,5 \cdot se)$$

kde

η je účinnost daná typem beranu – v našem případě 0,9,

W_H je tíha beranu – v našem případě 0,021 MN,

H je výška pádu – v našem případě 1,5 m,

s je tzv. poslední vnik, což je aritmetický průměr vniků při posledních 10 (event. 20) rázech – v našem případě 0,00119 m,

se je pružné stlačení piloty, jež je dáno vztahem:

$$se = (2 \cdot \eta \cdot W_H \cdot H \cdot L / E \cdot As)^{1/2}$$

kde

L je délka piloty – v našem případě 9,0 m,

E je modul pružnosti betonu – v našem případě 26 500 MN/m²,

As je plocha příčného průřezu piloty – v našem případě 0,1225 m².

Po dosažení nám vyšla dynamická únosnost předmětné piloty $Q = 3800$ MN.

Výpočtová únosnost dané piloty je pak dána vztahem:

$$U_{vd} = Q / \gamma_p$$

kde

γ_p je dílčí součinitel stejnoměrnosti, jež se dosazuje hodnot v rozmezí 2 až 3 – v našem případě 2,5.

Z výše uvedeného nám takto jednoduchým a na stavbě vždy dostupným způsobem vyšla výpočtová únosnost dané piloty na 1520 kN; při oficiálním měření dynamické únosnosti téže piloty pomocí dynamické zkoušky byl výsledek 1529 kN (!).

Na základě takto provedených měření a v souladu se zadáním stavby bylo rozhodnuto, že v každém dilatačním úseku bude provedeno

jedno měření dynamické únosnosti piloty a dle jeho výsledku se případně upraví kritérium vniku piloty, při kterém je možno beranění zastavit. Práce provádí při zvoleném strojním vybavení jen tři naši pracovníci (obsluha nosiče, stražič – pomocník a obsluha nakladače) a při desetihodinové pracovní směně s přestávkou na oběd jsme schopni dosahovat průměrného výkonu 140 bm pilot za směnu.

V této souvislosti bych vyzdvihl i velmi malou energetickou náročnost technologie při daném strojním vybavení: cca 1,5 l nafty na všechny stroje na 1 metr zaberaněné piloty a možnosti pracovat v podstatě bez technologických přestávek, poněvadž se jedná o „suchou“ technologii, která je organizačně ovlivněna jen včasným zásobováním prefabrikátů z výroby. Celou technologii jsme zhruba po dvacetileté přestávce zvládli zcela bez problémů, k plné spokojenosti našeho objednatele i investora stavby a ověřili jsme si, že jsme schopni konkurovat zahraničním dodavatelům, a to jak kvalitou a produktivitou, tak i cenou prací. Na závěr zbývá jen věřit, že i na našem území najdeme vhodné lokality, kde by bylo možné a vhodné touto technologií provádět zakládání objektů, případně zpevňování podloží.

Ing. Oto Petrášek, Zakládání staveb, a. s.

Foto: Josef Znamenáček

Actual results of our cooperation with Slovene company Primorje d. d. Ajdovščina

In the autumn 2007 after long previous cooperation an official long-term contract on cooperation was successfully signed between the companies Primorje d. d. a Zakládání staveb, a. s. Since the signature of the contract we have realized some interesting construction works. In the text we focus on construction of road H5 Koper – Lucija, founded on rammed pre-cast reinforced piles.