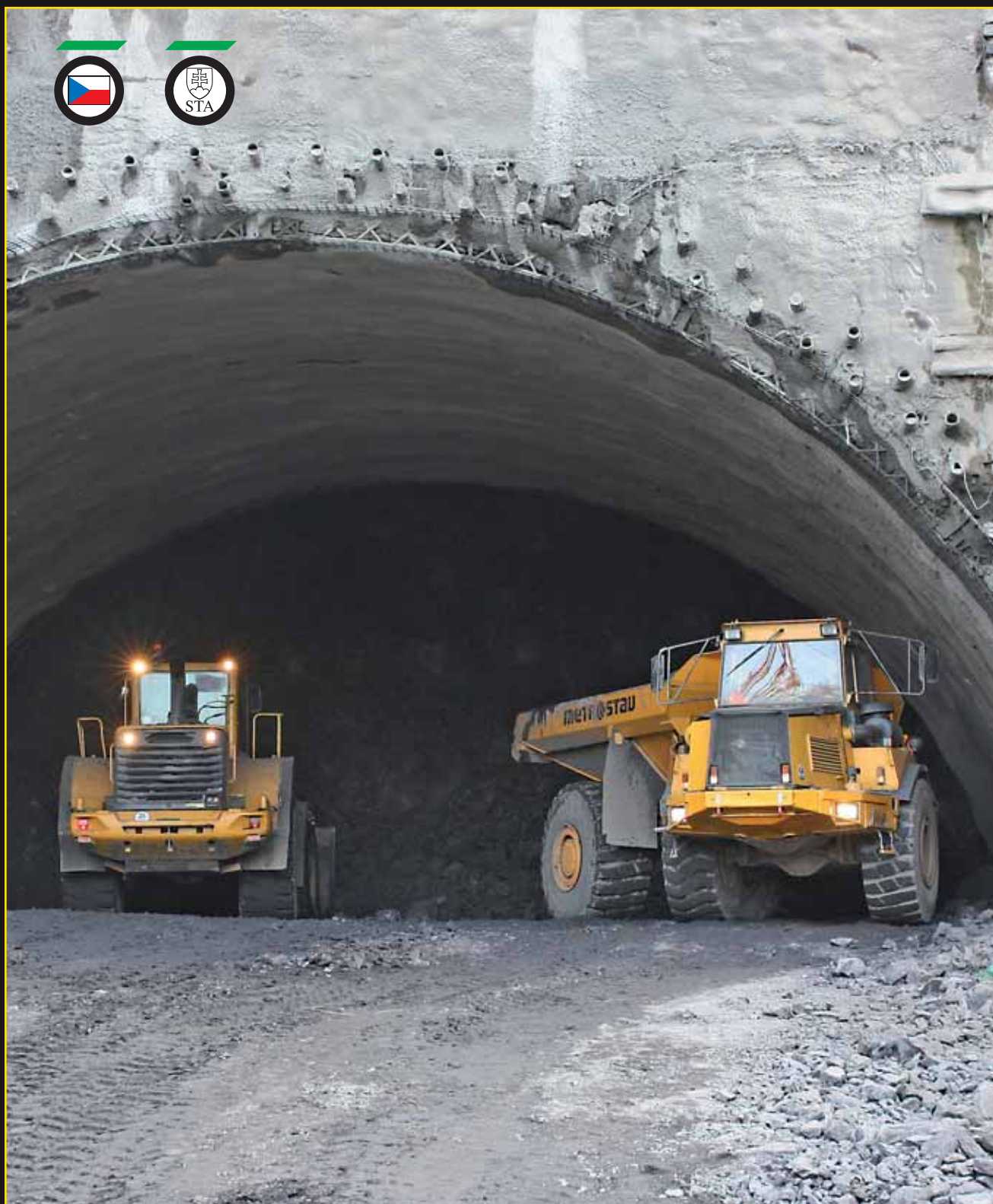


Tu nel

č. 3
2009

ČASOPIS ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA-AITES
MAGAZINE OF THE CZECH TUNNELLING ASSOCIATION AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES





Milé čtenářky a vážení čtenáři časopisu Tunel,

také se vám to někdy stává? Jedete tunelem a najednou zjistíte, že si nehlídáte jen vzdálenost od před vámi jedoucích vozidel, ale sledujete i četnost, velikost a konstrukční řešení výklenků na čištění drenáže, SOS kabin nebo požárních hydrantů, porovnáváte způsob zaústění tunelových propojek nebo obecně rozsah technologického vybavení tunelu. Mají zahraniční kolegové jedny dveře uprostřed propojky, nebo dvojce v jejích ústech? Projížděl jsem i tunely, kde bylo propojkou vidět do druhé tunelové trouby a pravděpodobně i ty vyhovovaly bezpečnostním standardům. Úvodník časopisu Tunel píše v exotickém prostředí ostrova Hvar, pode mnou šplouchá moře a klid ruší jen cvrkot cikád. Téměř 1200 km dlouhá cesta nebyla jen trochu úmornou nutností, ale i zajímavou tunelářskou exkurzí. Již při průjezdu Vídní z města příliš nevidím, neboť většina cesty se odehrává pod zemí a jeden městský tunel střídá druhý. Dálnice pak míří do Alp a napadá mě otázka, jaká je asi kategorie tunelů, kterými projíždím? Šířkové uspořádání efektivně využívá plochu příčného řezu, což minimalizuje investiční náklady. Jako řidič oceňuji již téměř standardní vybavení světelnými diodami podél hrany chodníků, které zvyšují pohodu při průjezdu tunelem. Chorvatsko nabízí komfortní spojení od hranic se Slovinskem až do střední Dalmácie. Rychlost, s jakou byl dálniční tah náročným terénem postaven, je obdivuhodná a bez tunelů by byla realizace nemyslitelná. Opět mě napadá, jaký je recept na úspěch? Svou roli jistě hraje nalezení kompromisu mezi stavebním řešením, technologickým vybavením a zajištěním bezpečnosti provozu. Při cestě jsem se nesetkal s okázalými portálovými monumenty či složitým architektonickým ztvárněním bezpečnostního značení uvnitř tunelu, které spíše odvádějí pozornost řidiče, než by přispívaly ke zvýšení bezpečnosti provozu. Střízlivé portálové objekty citlivě zapadají do krajiny a nenápadně plní svou funkci. Ve většině tunelů je bez ohledu na délku povolena rychlost 100 km/hod. Je to tím, že jsou zde řidiči ukázněnější a jsou schopni i při této rychlosti jezdit bezpečně? Těžko říct, státní příslušnosti řidičů je podle označení na automobilech velmi pestrá, podstatnou část tvoří i čeští řidiči smutně vyhláslí svou neukázněností.

Českou republikou stejně jako řadou dalších zemí zmítá ekonomická krize. Mezi politiky se začíná hovořit o změkčování norem pro trasování silnic a železnic, které by umožnilo vést trasu z větší části po terénu a minimalizovalo počet ekonomicky náročných tunelů, které jsou podle normy navrhovány na životnost 100 let. Pokud mají být smysluplně využity a investice zhodnocena, musí být na stejnou „životnost“ navrhována i navazující trasa. To si zřejmě mnozí neuvědomují. Na nás tunelářích, trasářech, technologích i specialistech na požární bezpečnost je hledat taková řešení, která by umožnila ekonomicky i technicky efektivní návrh tunelů a výškového i směrového vedení trasy, které by s jejich využitím dávalo našim potomkům šanci na bezpečnou, rychlou a z hlediska ekologické zátěže i provozních nákladů konkurenceschopnou dopravu. A jak to vše souvisí s úvodníkem časopisu Tunel? Když listuji čísly časopisu Tunel, napadá mě analogie s cestováním. Časopis poskytuje možnost výměny zkušeností i názorů bez ohledu na firemní příslušnost, či profesní specializaci. Na návrhu a výstavbě tunelu se dnes podílí řada specialistů z mnoha oborů a každý z nich musí respektovat požadavky těch druhých, resp. musí být ochoten akceptovat specifika podzemní stavby. To vyžaduje mnohdy ústup z rutinních postupů používaných v daném oboru mimo tunel a mnohdy i nutnost sáhnout ke zněnělým norem a předpisů. Množící se články zahraničních autorů nabízejí možnost bližšího pohledu do „kuchyně“ našich sousedů, kam při pouhém průjezdu tunelem nemáme šanci nahlédnout a kde díky hornatému terénu na tunelech stojí koncepce silniční a dálniční sítě. Nové číslo Tunelu, které právě otvíráte, je opět velmi pestré a nabitě informacemi jak z oblasti projektování, tak realizace. Přeji nám všem i v těžkých dobách hledání ekonomických úspor osvěcené politiky a projektování i realizaci řady potřebných a bezesporu ekologických podzemních staveb. Všem čtenářům našeho časopisu přeji příjemné čtení i získání nových zkušeností a podnětů k zodpovědné práci, ke které podzemní stavby a tunely jistě patří.

ING. LIBOR MARÍK,
člen redakční rady

Dear readers of TUNEL journal,

Does it also happen to you sometimes? You are driving through a tunnel and, all of a sudden, you realise that you not only watch the distance from the vehicles driving in front of you but also follow the frequency, dimensions and structural design of drainage clearing niches, SOS cabins or fire hydrants, compare the design of connections of cross passages or, generally, the scope of tunnel equipment elements. Do foreign colleagues have one door in the middle of cross passages or two doors, at both ends? I have even passed through tunnels where it was possible to see the other tunnel tube through a cross passage and even they probably met safety standards. I am writing this editorial for TUNEL journal in an exotic environment of Hvar Island, with the sea splashing against the shore under me, and the silence being disturbed only by shrilling cicadas. The nearly 1200km long journey was not only a little bit gruelling necessity, but also an interesting tunnelling educational excursion. It is as early as during the passage through Vienna that I cannot see too much of the city because of the fact that the majority of the driving takes place underground, with one urban tunnel taking turns with another one. Then the motorway is heading toward the Alps. A question occurs to me as to which tunnel categories I am probably driving through. The width layout effectively uses the area of the cross section, thus minimising investment costs. As a driver, I appreciate nearly standard equipping of tunnels with light emitting diodes along walkway edges, which improve the comfort during tunnel passage. Croatia offers a comfortable connection from the border with Slovenia up to central Dalmatia. The speed of constructing the motorway route through a difficult terrain was admirable. Without tunnels it would have been unthinkable. It again occurs to me: What is the recipe for success? Finding a compromise between the structural design, tunnel fit-out and operational safety is certainly very important. I did not encounter sumptuous portal monuments or complicated architectural design for safety marking inside a tunnel, which rather divert driver's attention instead of improving operational safety. Simple portal structures are sensibly incorporated into the landscape, unobtrusively fulfilling their functions. The maximum speed permitted in the majority of the tunnels is 100km/h, no matter what the tunnel length. Is the reason the fact that drivers are more disciplined here and, therefore, capable of driving safely even at this speed? It is hard to say. According to the marking on vehicles, nationalities of drivers greatly vary, with Czech drivers, notorious for the lack of discipline, forming a significant part.

The Czech Republic, the same as many other countries, is being shaken by an economic crisis. A discussion started among politicians that standards for road and railway alignments could be lowered so that greater parts of the routes can run on the surface and the number of economically demanding tunnels, which are designed for a 100-year lifetime according to the standard, is minimised. If tunnels are to be used reasonably and the value of the investment be increased, it is necessary to design even the adjoining routes for the same life span. Many of the politicians do not realise this fact. It is a task for us, tunnellers, alignment designers, technologists and fire safety specialists, to search for such solutions which would make economically and technically effective tunnel and vertical alignment design possible, solutions which would give a chance to our descendants of using safe and fast transportation, competitive even in terms of the ecological load and operating costs. How are all of the above ideas related to this editorial in TUNEL? An analogy with travelling occurs to me while leafing through TUNEL issues. The journal allows readers to exchange experience and opinions without regard to their companies or professional specialisations. Designs and construction of tunnels are today carried out jointly by many specialists from various branches; each of them must respect requirements of the others, be willing to accept specifics of underground construction. This often requires that the routine procedures used in the particular branch outside tunnels be abandoned and, many times it is necessary to resort to changing the standards and regulations. Proliferating papers by foreign authors offer the opportunity to take a closer look into the "kitchen" of our neighbours, into which there is no opportunity to look during a mere passage through a tunnel and where, owing to mountainous terrain, the conception of the road and motorway network is based on tunnels. The new TUNEL issue you are now opening is again very chequered and stuffed with information from the field of both designing and construction. I wish all of us, even for the difficult time of seeking economic savings, that enlightened politicians are in power and many needed and certainly ecological constructions are designed and carried out. I wish all readers of our journal pleasant reading and gaining new experience and impulses applicable in their responsible work, which is certainly related to underground construction and tunnels.

ING. LIBOR MARÍK,
Member of Editorial Board





VÁŽENÍ ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL!

V květnu letošního roku uplynulo 35 let od zahájení provozu na prvním úseku pražského metra, tohoto moderního dopravního systému. Projektové práce však byly zahájeny mnohem dříve, datujeme je do druhé poloviny roku 1967, kdy se zrodil i název Metroprojekt. Původně státní firma, delší dobu součást pražského Dopravního podniku, prošla úspěšně privatizací a řadou organizačních změn. Dnes je soukromou akciovou společností.

Bez velké nadsázky lze říci, že pražské metro a METROPROJEKT Praha a. s. jsou dva pojmy, které cestující veřejnost vnímá jako jeden celek. Spojení slov metro a projekt symbolizuje projektovou činnost, kterou společnost svoje působení zahájila a na tomto dopravním systému vykonává průběžně dodnes.

První projektové začátky na metru, dosud v tehdejší Československu neprovozovaném, byly u nás značně obtížné. Nejen že chyběl technický kontakt se světem, ale i tehdejší politická orientace země sehrála svoji zápornou úlohu. Limitovala možnosti projektantů na tehdy místně dostupné stavební materiály a výrobky a v oblasti technologií ražeb podzemních děl na tehdejší strojně-technologické vybavení stavebních firem.

Přesto již na prvním provozním úseku trasy C byla projektantem navržena technologie provádění tunelů tzv. prstencovou metodou, ražbu na plný profil pod ochranou nemechnizovaného štítu, pažení otevřených stavebních jam pilotovými stěnami nebo tzv. milánskými podzemními stěnami. Výstavba stanice metra I. P. Pavlova pak byla navržena speciální technologií hloubené konstrukce, kde po vybudování obvodových pilotových stěn a zastřešení prefabrikovanými nosníky byla celá stanice postupně budována od shora dolů.

Na dalších trasách jsme se úspěšně zhostili technické problematiky návrhem technologie ražby pode dnem Vltavy. Byl navržen i úsek s technologií štítování a použití ostění z lisovaného betonu (presbetonu).

S rostoucími zkušenostmi projektantů (i stavitelů) dostávaly ražené stanice metra postupně nový výraz, stávaly se vzdušnějšími, velkorysejšími, podzemní prostory ztratily na své stísněnosti. Otevření naší země světu v roce 1989 pak pro projektanty znamenalo novou volnost jak v návrhu materiálů, tak i technologií. Veřejnost může tuto skutečnost objektivně posoudit na úsecích pražského metra uvedených do provozu po roce 1990. Rozvinulo se projektování a výstavba tunelů i ražených stanic Novou rakouskou tunelovací metodou, navrhli jsme výstavbu tunelů pod Vltavou z Holešovic do Troje naplavináním ze suchého doku a zanedlouho započne ražba prvních tunelových úseků pražského metra technologií TBM, která dále zefektivní výstavbu a sníží dopady ražby na povrchové objekty.

Nová ekonomická skutečnost, otevření trhu, se naší společností výrazně dotkla. Po roce 1989 jsme přestali být exkluzivním generálním projektantem pražského metra a firma byla zprivatizována na akciovou společnost METROPROJEKT Praha. Současně se příprava dalších úseků metra v první polovině 90. let výrazně zpomalila. Společnost, orientovaná prakticky výhradně na projekty metra a všech dalších systémů hromadné dopravy osob, musela podstatně rozšířit svůj záběr na trhu projektových a konzultačních služeb a oslovit i jiné klienty z veřejného i soukromého sektoru nejen pro stavby podzemního charakteru a uplatnit i zde svoje zkušenosti z koordinací projektových prací na rozsáhlých investicích.

Zaměřili jsme se na projekty rekonstrukcí a modernizací kompletních úseků železničních tratí na tranzitních koridorech, na projekty městských komunikací (ucelená část městského okruhu Blanka), na projekty mostních objektů, středem našeho zájmu jsou i investice charakteru komerčních a administrativních budov nad vestibuly metra i jiné pozemní stavby v širokém profesním spektru (Aquapark Čestlice, rekonstrukce budovy Českého rozhlasu, revitalizace areálu Klementina atd.).

Preferencí trvalého charakteru pro nás však stále zůstávají podzemní stavby, na kterých naše společnost vznikla a profesně se profilovala. Věříme, že kredit spolehlivé a solidní projektové firmy, získaný tvrdou prací po desítky let, nás bude provázet i nadále, abychom pro investory podzemních děl stále byli vyhledávaným partnerem.

DEAR READERS OF TUNEL MAGAZINE,

In May 2009, 35 years passed from the commencement of operation on the first section of the Prague Metro. The work on the design for this modern transit system had started much earlier, in the second half of 1967, which was also the time when the company name Metroprojekt, meaning metro design, was born. This, originally state-owned, company, which was part of the Prague Public Transit Company, successfully passed the process of privatisation and numerous other organisational changes. Today it is a private joint-stock company.

It is possible to say without gross exaggeration that the Prague Metro and METROPROJEKT Praha a. s. are two terms which are perceived by the travelling public as one unit. The combination of the terms 'metro' and 'projekt' (meaning a design in Czech) symbolises designing/consulting activities, through which the company commenced its existence and which have been continually carried out for this transportation system till now.

The beginning of the designing activities for the metro, which had not been operated in the then Czechoslovakia before, was very difficult. Not only did we miss a contact with the world in terms of the technology, even the political orientation of our country of that time played its negative role. The capability of designers was limited to the construction materials and products which were locally available and, as far as underground excavation technologies are concerned, to the mechanical equipment which was owned by construction companies then.

Despite this fact, it was as early as the work on the first operating section of C Line that the designer proposed tunnelling techniques comprising the ring method, full-face excavation using a non-mechanised shield, shoring of construction trenches by pile walls or Milan diaphragm walls. A cover-and-cut method was designed for the construction of I. P. Pavlova Station, with pile walls installed around the circumference and the roof deck consisting of precast beams.

Our technical solution for passages under the Vltava River on other lines was successful. Even a section driven by a mechanised shield installing a compressed concrete lining was designed.

With the growing experience gathered by designers (and also by builders), mined metro stations gradually received a new look; they became more airy, more spacious; the underground spaces became less confined. The fact that our country was opened to the world in 1989 meant a new freedom in terms of both materials and techniques which could be designed. The public can objectively judge this fact on the Prague metro sections which went into passenger service after 1990. Designing and constructing tunnels and mined stations using the New Austrian Tunnelling Method was developed; we designed the construction of tunnels under the Vltava River from Holešovice to Troja by floating tunnel tubes from a dry dock. Soon the driving of first tunnel sections using TBMs will start, thus the construction will become more effective and impacts of the excavation on existing buildings will be alleviated.

The new economic reality, the opening of the market, significantly affected our company. After 1989 we ceased to be the general designer for the Prague metro; the firm was privatised and converted to METROPROJEKT Praha, joint-stock company. At the same time, the planning for other metro sections was significantly slowed down in the first half of the 1990s. The company, which was virtually solely concentrated on designs for metro and all other mass transit systems, had to substantially expand the scope of its activities within the designing and consulting services market and address even other clients from the public and private sectors, not only for underground construction, and apply its experience gained in the coordination of design activities on large investment projects even to these projects.

We focused on designs for reconstructions and modernisation of complete sections of railway tracks on rail corridors, urban road designs (a self-contained section of the inner circle road in Prague – the Blanka project) and bridges; other aims of our interest comprise investment projects for commercial and administrative buildings over metro concourse halls and other underground structures requiring a wide spectrum of professions (Čestlice Aquapark, Reconstruction of the Czech Radio building, Revitalisation of Klementinum grounds etc.).

Nevertheless, underground structures, which were the basis when our company was originating and on which the company formed its profile, continue to be a permanent preference for us. We believe that we will enjoy the reputation of a reliable and solid design company we have earned by hard working for tens of years even in the future, to be further a sought-after partner for clients in the field of underground construction.

ING. JIŘÍ POKORNÝ

generální ředitel akciové společnosti METROPROJEKT Praha
Chief Executive Officer, METROPROJEKT Praha, joint-stock company



VÁŽENÍ ČTENÁŘI,

nemusím jistě zdůrazňovat, jak úzce je naše firma – Subterra a. s. – spojena s Českým tunelářským komitétem ITA-AITES a jeho časopisem Tunel. Stáli jsme u jejich vzniku jako spoluzakladatelé a trvale se podílíme na jejich životě.

V tomto čísle naleznete články pojednávající o vybraných tunelových stavbách firmy Subterra a. s. v České republice.

Jsou to například Královopolské tunely v Brně, o kterých píše manažer projektu ing. Bača společně s Václavem Dohnálkem. Zde se naši tuneláři vypořádali s extrémními geologickými podmínkami, nízkým nadložím, komplikovanou povrchovou zástavbou a z toho vyplývající nestandardní technologií výstavby.

V současné době se dokončuje projekt kompletace kanalizačních sběračů v Karvině, financovaný z EU. Technicky nejzajímavější částí stavby – mikrotunelování velkých profilů – prováděla naše firma. Práce byly dokončeny v předstihu oproti harmonogramu a ve špičkové kvalitě, jak zjistíte z článku ing. Franczyka.

V Praze dokončujeme další stavbu – kolektor Václavské náměstí (trasa B a C). Píše o ní manažer projektu ing. Jiří Patzák společně s Liborem Zapletalem.

Podílíme se také na významné stavbě tunelu Prackovice na dálnici D8. Píše o ní manažer projektu Oldřich Čejka společně s ing. Romanem Fuksou.

Tím však výčet aktuálních tunelových staveb firmy Subterra a. s. nekončí. V Praze např. dokončujeme definitivní ostění a některé provozní soubory na tunelu části 513 vnějšího městského okruhu, na Moravě provádíme technicky velmi komplikovanou rekonstrukci železničních tunelů v Mostech u Jablunkova.

O aktivní spolupráci firmy Subterra a. s. s Mezinárodní tunelářskou asociací ITA-AITES svědčí i velká účast našich zástupců na nedávném tunelářském kongresu v Budapešti, kde se rovněž objevily příspěvky z našich staveb. Také o tom se můžete dočíst v tomto vydání Tunelu.

A jaké jsou naše další záměry v oboru podzemního stavitelství? Víme, že se u nás neobejdeme bez zvládnutí technologie plnoprofilových razicích strojů (TBM). Máme zde na co navazovat. V našich řadách pracují odborníci, kteří již mají s touto technologií zkušenosti, ať už ze starších projektů v ČR nebo v zahraničí. Přípravujeme se proto na novou etapu českého podzemního stavitelství, která zcela jistě přinese pro TBM širší využití.

Rád bych vám popřál, vážení čtenáři, hodně štěstí a úspěchů na vašich stavbách i v životě.

DEAR READERS,

I certainly do not have to emphasise how closely our company, Subterra a. s., is connected with the ITA-AITES Czech Tunnelling Committee and its journal, TUNEL. We stood at their origination as co-founders and have permanently participated in their life.

In this journal issue you will find articles dealing with selected tunnelling projects implemented in the Czech Republic by Subterra a. s.

These are, for instance, the Královo Pole tunnels in Brno, which are written about by Ing. Bača, project manager, jointly with Václav Dohnálek. In this case our tunnellers have coped with extreme geological conditions, shallow overburden, complicated surface development and a non-standard construction technique following from the conditions.

Currently we are finishing the work on the EU-funded expansion of sewerage in Karviná. The technically most interesting part of the construction – large-diameter pipe jacking – has been performed by our company. As you will find in the article by Ing. Franczyk, the work was completed ahead of schedule and in top quality.

In Prague, we are finishing another construction – the Wenceslas Square utility tunnel (routes B and C). The article on it is by Ing. Patzák, project manager, and L. Zapletal.

We are also participating in another important construction, the Prackovice tunnel on the D8 motorway. It is written about by Oldřich Čejka, project manager, together with Ing. Fuksa.

However, the above-mentioned summary of current projects implemented by Subterra a. s. is far from complete. In Prague, for example, we are finishing the final lining and some operating units of construction lot 513 of the outer city ring road; in Moravia we are carrying out a complicated reconstruction of railway tunnels at Mosty u Jablunkova.

Another proof of the active collaboration of Subterra a. s. with the ITA-AITES, the International Tunnelling Association, is the great participation of our representatives in the recent World Tunnel Congress in Budapest, where papers on our construction projects were also presented. You can find information about it also in this TUNEL issue.

As far as our future intentions within the field of underground engineering are concerned, we know that we cannot cope without mastering tunnel boring machines (TBMs). There are things in this field for us to follow in. We have professionals among us who have already gained experience in this technology, both at older projects in the Czech Republic and abroad. We are, therefore, preparing a new stage of the Czech underground engineering, which certainly will bring wider application of TBMs.

Dear readers, let me wish you good luck and success both at your construction projects and in your lives.

ING. ONDŘEJ FUCHS

generální ředitel SUBTERRA a. s.
Chief Executive Officer SUBTERRA a. s.

MODERNIZACE TRATI PRAHA – Kladno, I. ETAPA S PŘIPOJENÍM NA LETIŠTĚ RUŽYNĚ

UPGRADE TO PRAGUE – Kladno RAIL LINE; STAGE 1 WITH A LINK TO THE RUŽYNĚ AIRPORT

OTAKAR HASÍK, JAN MARTINEC, PETR ZOBAL

ÚVOD

Nejvýznamnější evropská a světová letiště jsou spojena s centry měst kapacitní železniční dopravou, která navazuje nebo je integrována do soustavy městské hromadné dopravy. V Praze toto spojení v současné době neexistuje. Na letiště vede pouze několik autobusových linek, což není vzhledem k nízké spolehlivosti, kapacitě a cestovní rychlosti do budoucna udržitelné. Počet odbavených cestujících se každoročně zvyšuje a v roce 2019 má podle oficiálních odhadů Letiště Praha, s. p., dosáhnout 20 mil. cestujících za rok.

Letiště Praha Ružyně je situováno na severozápadní okraj Prahy. Nejbližší železnici je současná jednokolejná trať Praha–Kladno (pomineme-li vlečkové napojení stáčírny leteckých pohonných hmot). Kladno je s více než 70 tisíci obyvatel po Praze největším městem Středočeského kraje a spolu s dynamicky se rozvíjející spádovou oblastí podél trati generuje významný přepravní potenciál. Současná jednokolejná neelektrizovaná trať se zastaralým zabezpečovacím zařízením zde znemožňuje provozovat pravidelnou a kapacitní dopravu a intenzivní dopravní vazba obou měst je realizována prakticky výhradně silniční dopravou, se všemi negativními dopady na obyvatelstvo i životní prostředí.

Jako nejvýhodnější pro vytvoření kapacitní kolejové trasy je dnes hodnocena varianta modernizace původní Buštěhradské dráhy. Realizace projektu umožní rychlou, pohodlnou a ekologicky přijatelnou dopravu osob mezi centrem Prahy a Kladnem a zároveň s výhodou umožní napojení Letiště Praha Ružyně na železniční síť. Nabídka kvalitního, tj. rychlého, pravidelného, spolehlivého a bezpečného spojení mezi těmito centry atraktivní celé území a umožní jeho další rozvoj.

ZÁKLADNÍ PARAMETRY A ÚDAJE O MODERNIZACI

- Stavba je vymezena začátkem úprav v ŽST Praha Bubny a koncem úprav za ŽST Praha Ružyně. Délka upravovaného úseku je 12,73 km. Dále je součástí projektu novostavba úseku ŽST Praha Ružyně–ŽST Praha Letiště Ružyně v délce 5,49 km. Celková délka je cca 18,2 km.
- Z hlediska výškového vedení trasy překonává trať v úseku Praha Bubny Vltavská–Praha Dlouhá míle převýšení cca 170 m s maximálním podélným sklonem 30 ‰.
- Návrhová rychlost $v = 80$ km/hod.
- Pro plně zastávkové vlaky Praha Masarykovo nádraží–Praha Letiště Ružyně je jízdní doba 26 min, pro zrychlené spoje 21 min. V porovnatelném úseku Praha Masarykovo nádraží–Praha Ružyně dochází ke zkrácení jízdních dob o 6,5, resp. 5 min., tedy téměř o 30 %.
- Minimální poloměr směrového oblouku $R = 325$ m.
- Předpokládá se výlučný provoz vlaků osobní dopravy (výjimku tvoří ŽST Praha Ružyně, kde zůstávají v provozu vlečky do skladových areálů, obsluha bude zajištěna výhradně od ŽST Hostivice).
- Délka nástupišť 170 m (zdvojené třívozové jednotky, např. řady 471).
- Plná peronizace stanic a zastávek, výška nástupní hrany 550 mm nad TK.
- Provoz v celém rozsahu v závislé trakci (stejnoseměrná, 3 kV), dálkové ovládání provozu na trati.

INTRODUCTION

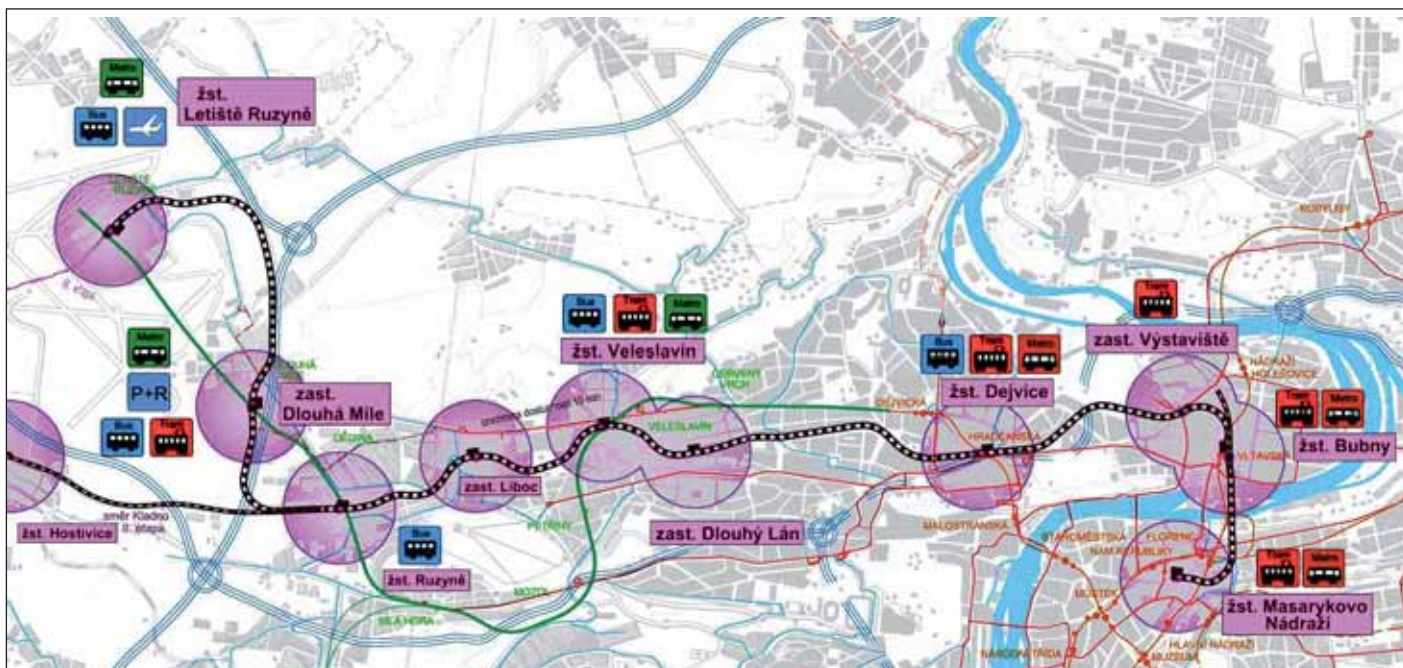
The most important European and worldwide airports are connected with city centres by high-capacity railway lines, which are linked to urban mass transit systems or are integrated into them. In Prague, this connection currently does not exist; only several bus lines lead to the airport. This situation is untenable for the future taking into consideration the low reliability, low capacity and low speed of travel. The number of passengers serviced every year increases – according to official estimations by Letiště Praha, s.p., it should reach 20 million passengers per year.

Praha Ružyně Airport is located at the north-western edge of Prague. The closest railway track is the current single-rail line Prague – Kladno (if we disregard a side track for an aviation fuel storage facility). With its population exceeding 70 thousand, the town of Kladno is the second largest town in the Central Bohemian region, just after Prague. Together with the dynamically developing catchment area along the rail line it generates significant transportation potential. The current single-rail, non-electrified track with an obsolete interlocking system makes the operation of regular and high capacity transport impossible. The intensive transport relationship between the two cities is realised virtually solely through road transport, with all negative impacts upon the population.

The upgrade to the original Buštěhrad rail line variant is today considered the most advantageous for developing a high-capacity railway route. The implementation of the project will make fast, comfortable and ecologically acceptable passenger transport between the centre of Prague and Kladno possible; at the same time it will provide an advantageous link of Praha Ružyně Airport to the railway network. The offer of quality, which means fast, regular, reliable and safe connection between the two centres, will increase the attraction of the entire area and will allow it to further develop.

BASIC PARAMETERS AND DATA ON THE UPGRADE

- The construction starts at Praha Bubny railway station and ends behind Praha Ružyně station. The length of the section to be upgraded is 12.73km. In addition, an about 5.49km long new section between Praha Ružyně and Praha Ružyně Airport stations is part of the project. The total length is about 18.2km.
- In terms of the vertical alignment, the track section Praha Bubny Vltavská – Praha Dlouhá Míle overcomes a difference in altitude of about 170m, with the maximum gradient of 30 ‰.
- Design speed $v = 80$ km/h
- Travel time between Praha Masarykovo Nádraží station and Praha Ružyně Airport station is 26 minutes for slow trains and 21 minutes for local express trains. Within the comparable section between Praha Masarykovo Nádraží station – Praha Ružyně, the travel times are reduced by 6.5 and 5 minutes respectively, i.e. nearly 30%.
- The minimum radius of a horizontal curve $R = 325$ m.
- Exclusive operation of passenger trains is assumed (with the exception of the Praha Ružyně station, where there are sidings to storage areas designed to remain in operation; they will be serviced solely from Hostivice station).
- Length of platforms 170m (for double three-coach sets, e.g. of the 471 type).
- All stations and intermediate stations will be provided with platforms; the platform edge 550mm high above the top of rail.
- Operation to the whole extent within dependent traction (direct current, 3 kV), remote control over the railway traffic.



Obr. 1 Schéma širších dopravních vztahů
Fig. 1 Wider transportation relationships scheme

- Pravidelný intervalový provoz, trať má vyhovovat špičkovému intervalu letištních vlaků 10 min a kladenských vlaků 15 min.
- Kromě vlastní železniční tratě projekt dále ukazuje možnosti řešení nových přestupních vazeb se stanicemi metra Vltavská a Hradčanská a ve výhledu Veveřslavín, Dlouhá míle a Letiště Ruzyně.
- Stavba bude realizována při nepřetržité výluce (cca 40 měsíců) v úseku ŽST Hostivice (mimo)–ŽST Praha Bubny. Po dobu výstavby bude zajištěna odklonová doprava z Kladna po trati ŽST Hostivice–ŽST Praha Zličín–ŽST Praha Smíchov.

POPIS TRASY

Trať vychází ze samotného centra Prahy ze stanice Masarykovo nádraží. Vzhledem k nevyjasněné budoucí podobě tohoto nádraží (vyhlášeno je zde velké rozvojové území) a samostatné rekonstrukce Negrelliho viaduktu je počátek modernizace trati situován do stanice Praha Bubny. Oproti současné stanici jsou nástupiště přesunuta blíže současnému vestibulu stanice metra trasy C Vltavská a vytváří se tak krátká přestupní vazba na stanici metra (vestibul) i tramvajové zastávky. Zároveň je vytvořena vazba i na nový severní vestibul stanice metra. Současná rozlehlá stanice je v podstatě zrušena, zachovány jsou pouze čtyři dopravní koleje se třemi nástupišti. Koleje jsou oproti současnému stavu u nástupišť zvýšeny až o cca 2 m, aby se odstranilo úrovněvé křížení s ulicí Bubenská. Princip odstranění úrovněvých přejezdů (resp. jejich náhrada nadjezdy a mosty) platí pro všechna ostatní křížení s tratí. Kralupská trať bude napojena na nynější stav před přemostěním ulice Plynární. Majitelem sousedních pozemků se stala společnost Orco Property, která zde připravuje stavbu nového subcentra Prahy.

Následující úsek podél Strojnické ulice je řešen výhradně na estakádě, která odstraní zemní těleso, čímž se zmenší koridor potřebný pro drážní provoz a prostor podél Strojnické ulice se významně uvolní. Plocha pod estakádou se navrhuje pro parkování automobilů, samozřejmě jsou protihluková opatření. Na estakádu navazuje nová zastávka Praha Výstaviště, která překračuje i třídu Dukelských hrdinů. Stanice by měla vytvořit počátek vstupního prostoru do areálu Výstaviště a Stromovky.

V dalším pokračování trať prochází při jižním okraji přírodní památky Stromovka. Současná trať je do okolí zapojena zářezem v délce cca 800 m, na něž navazuje krátký (100 m) hloubený tunel. Zde se navrhuje rozšířit drážní těleso tak, aby vyhovovalo dvukolejnému profilu. Předpokladem pro to jsou relativně rozsáhlé drážní pozemky, které umožňují nezasahovat do okolní zeleně s přírodní památkovou ochranou. Kolej je oproti dnešnímu stavu zahloubena o cca 0,7 až 2,5 m, čímž bude trať více zapojena do prostoru parku. Průjezdový profil dnešního jednokolejného tunelu je pro

- Regular interval traffic; the line is to meet requirements for peak intervals of 10 minutes and 15 minutes for airport trains and Kladno trains, respectively.
- Apart from the rail line itself, the design presents opportunities for solving new connections for transfer to and from Vltavská and Hradčanská metro stations and, in the future, Veveřslavín, Dlouhá míle and Letiště Ruzyně metro stations.
- The construction will be carried out during uninterrupted closing of the line for traffic (ca 40 months) between Hostivice station (beyond) and Praha Bubny station. Transportation from Kladno will be diverted during the construction work along the route between Hostivice – Praha Zličín – Praha Smíchov railway stations.

ROUTE DESCRIPTION

The route starts from the very centre of Prague, Masarykovo Nádraží station. Because of the non-clarified future configuration of this station (a large development area has been established here) and the independent Negrelli Viaduct Reconstruction Project. The starting point of the rail line upgrade project is located at Praha Bubny station. Compared with the current station, platforms are moved closer to the existing concourse of Vltavská station on the metro line C. In this way a short transfer connection is created to the metro station (the existing concourse) and tram stops. At the same time, a connection to the new, northern concourse of the metro station is formed. The existing large railway station is in substance closed down; only four running tracks with three platforms are maintained. Compared with the current state, the rails are elevated by up to ca 2m so



Obr. 2 Vizualizace nového povrchového uspořádání železniční stanice Praha Dejvice

Fig. 2 Visualisation of the new surface configuration of Praha Dejvice railway station

zdvoukolejnosti a elektrizaci nedostatečný. Vzhledem k historické hodnotě bude postupně rozebrán a nahrazen novým dvoukolejným. Bubenský portál je navržen jako replika stávajícího s využitím původního materiálu.

V dalším pokračování, až ke stanici Praha Dejvice, je trať vedena v mělkém tunelu, prostor nad stropem tunelu se uvolňuje pro další využití. Současná poloha povrchové železniční stanice Praha Dejvice se opouští a navrhuje se přesun do blízkosti stanice metra trasy A Hradčanská, nově v zahloubené poloze. Trasa modernizované trati je zde v těsném souběhu s tunely silničního městského okruhu. V tomto dopravním uzlu se prolínají téměř všechny druhy veřejné hromadné dopravy, tj. metro, tramvaje, autobusy a železnice, s krátkými přestupními vazbami. Hloubená dvoukolejná stanice Praha Dejvice Hradčanská obsahuje kolejové spojky umožňující v případě potřeby zde vlaky ukončit. Současně je navržen i druhý (výtahový) vestibul stanice metra Hradčanská a vazba na stávající vestibul stanice metra Hradčanská. Zahloubením stanice Dejvická bude vytvořen zcela nový urbanistický prostor určený pro další rozvoj.

Návrhový úsek mezi stanicemi Praha Dejvice a Praha Veleslavín propojuje obě krajní dopravní umístění v zahloubené poloze. Jejich vzájemný výškový rozdíl je 90 m na délku cca 4,4 km, což znamená průměrný podélný sklon přes 20 ‰. Na současně trati je v povrchovém mezistančním úseku sklon až 25 ‰. Trasa zde zároveň prochází v bezprostřední blízkosti zástavby, především u Proboštského dvora (Ořechovka) a podél ulice Glinkova. Vzhledem k rozsahu a složitosti opatření (protihlukové zakrytí trati, demolice soukromých objektů) navržených při povrchovém vedení trati byly hledány další možnosti, jak více minimalizovat dopady modernizace trati na okolí. Návrh nyní počítá se zahloubením trati, které po dokončení stavby téměř zcela eliminuje nepříznivé vlivy na obyvatelstvo. Návrhem zahloubeného tunelu bylo dosaženo příznivějších sklonových poměrů trati s pozitivním dopadem na napájení trati a spotřebu trakční energie. Délka tunelového úseku, který začíná ve Stromovce a končí za stanicí Praha Veleslavín, je 6,2 km. Na uvolněných drážních pozemcích nad tunelem se počítá s realizací cyklostezky.

Na základě připomínek k dokumentaci z posouzení vlivů stavby na životní prostředí (EIA) byla do projektu doplněna nová zastávka Praha Dlouhý lán. Je situována přibližně jeden kilometr před současnou stanicí Praha Veleslavín, do prostoru bývalých Strnadových skleníků. Nový územní plán zde počítá s výstavbou sídelního celku, s kombinací středně- a nízkopodlažní zástavby. Jedná se o novou podzemní zastávku s hloubkou až 17 metrů pod nynější úroveň trati. Stanice obsahuje boční nástupiště, hlavní přístup je navržen ze spojovací lávky nad koleje. V závislosti na vývoji záměru sídelního celku bude při spuštění provozu tratě zprovozněna i zastávka nebo bude pouze provedena stavební příprava pro budoucí zprovoznění.

Dnešní stanice Praha Veleslavín je vlivem náhrady úrovněového přejezdu s ulicí Veleslavínovou mimoúrovňovým křížením zrušena. Nová stanice je situována do severní části současného nádraží, nachází se v terénním odřezu, otevřená k severu. Stavební a dispoziční řešení umožňuje vytvoření přímé přestupní vazby

that the existing grade crossing with Bubenská Street is removed. The principle of removing the grade crossings (or replacing them by flyovers and bridges) applies to all other track crossings. The track from Kralupy will connect to the existing state before the bridge over Plynární Street. The neighbouring plots were obtained by Orco Property, which prepares the construction of a new Prague sub-centre in this location.

The following section, leading along Strojnická Street, is designed to run solely on a viaduct, which will require removing of the existing embankment, thus the corridor required for the railway and the passage through the space along Strojnická Street will be significantly improved. The areas under the viaduct are designed to be used for parking of vehicles; noise control measures are commonplace. The Praha Výstaviště intermediate station follows after the viaduct. It even crosses over Dukelských Hrdinů Avenue. The station should form the beginning of the entry space to the Výstaviště exhibition grounds and the Stromovka Park.

The route further passes along the southern edge of the natural monument of Stromovka Park. The existing track is incorporated into the surroundings area by an about 800m long open cut, which is followed by a short (800m long) cut and cover tunnel. Widening of the existing track-bed is designed for this location so that it meets requirements for a double-rail profile. It will be possible thanks to the relatively extensive railway right of way which makes it possible to avoid intervention into surrounding greenery protected as a natural monument. Compared with the current state, the track will be laid deeper by ca 0.7 to 2.5m. Thus the rail line will be better incorporated into the park landscape. The clearance profile of the existing single-rail tunnel is insufficient for the installation of a second rail and for electrification. With respect to its historic value, it will be step by step dismantled and replaced by a new double-rail tunnel. The Bubny portal has been designed as a replica of the existing portal, using the original material.

The route continues further to Praha Dejvice station through a near-surface tunnel; the space above the tunnel roof deck will be vacated for other use. The current location of Praha Dejvice station will be abandoned; the new location will be shifted close to Hradčanská metro station (Line A), newly in the sunk position. The route of the track being upgraded runs close along tunnels on the City Circle Road. Nearly all modes of mass transit, i.e. metro, trams, buses and railway are interwoven in this transport junction, with short connections for transfer between them. The cut and cover double-rail station Praha Dejvice Hradčanská comprises track crossovers allowing trains to terminate here in case of emergencies. In addition, the second (lift) concourse with a link to the existing concourse of Hradčanská station is designed for Hradčanská metro station. Owing to the lowered design of Dejvická station, completely new urban zone suitable for further development will originate.

The next track section between Praha Dejvice and Praha Veleslavín will connect both side operating control points (in a cut and cover tunnel). The difference in altitudes of the points is 90m, which means for the section length of about 4.4km that the average track gradient is over 20 ‰. The gradient of the existing at-grade interstation track section is up to 25 ‰. At the same time, the route in this location runs in close proximity of existing buildings, first of all along Proboštský Dvůr (Ořechovka) and Glinkova Street. Taking into consideration the extent and complexity of the measures which had been designed for the at-grade alignment (noise suppression covering of the track, demolition of private buildings), other new possibilities were investigated to more minimise the impact of the track upgrading on the surroundings. Now the design requires a cut and cover structure, which will eliminate unfavourable impacts on residents. Owing to the cut and cover tunnel design, more favourable track gradient conditions were achieved, with a positive impact upon power supplies for the track and consumption of traction energy. The length of the section passing through the tunnel, which starts in Stromovka Park and ends behind Praha Veleslavín station, is 6.2km. A cycle track is under consideration to be established on the vacated railway plots above the tunnel.

As a response to comments on EIA documents, a new intermediate station, Praha Dlouhý lán, was added to the design. It is located approximately one kilometre before the current station of Praha Veleslavín, in the area of Strnad greenhouses. The new land-use plan expects the development of a residential complex with medium-level and low-level buildings in this location. The new intermediate station will be built underground, at the depth up to 17 metres under the current track level. The station will consist of side platforms with the main access via a connection footbridge over the rails. Depending on the development of the intention regarding the residential complex, either the intermediate station will be opened at the moment of opening the railway line to traffic or only



Obr. 3 Vizualizace nové železniční zastávky Praha Liboc
Fig. 3 Visualisation of the new Praha Liboc intermediate railway station



Obr. 4 Vizualizace interiéru železniční stanice Praha Letiště Ruzyně
Fig. 4 Visualisation of the Praha Letiště Ruzyně railway station interior

ke stanici metra trasy A na připravovaném prodloužení směrem do Motola. S propojením bočních nástupišť železnice s ostrovním nástupištěm stanice metra se počítá přes mezilehlou podzemní úroveň podchodu.

Následující úsek trati k nové (resp. obnovené) zastávce Praha Liboc vykazuje největší směrovou odchylku nově navrhované dvoukolejné tratě od stávající osy jednokolejné tratě se špatnými směrovými poměry. Zastávka Praha Liboc umožňuje přímou obsluhu přílehlého území s obytnou funkcí. Zastávka je povrchová, s bočními nástupišti přístupnými v čelech. Následuje nové mimoúrovňové křížení s ulicí Libockou.

Další stanice Praha Ruzyně je ve stávající poloze pro osobní dopravu zrušena. Trať je vedena v místě nově navrhovaného mimoúrovňového křížení tratě s ulicí Drnovskou asi 3 m nad současnou niveletou. Nová stanice leží těsně za křížením s ulicí Drnovskou a je tvořena ostrovním nástupištěm. Stanice umožní přestup „hrana – hrana“ cestujících od Kladna na letiště (do doby realizace přímého spojení Kladna s letištěm). Za nástupištěm následuje bod rozvětvení tratí směrem k letišti a na Kladno. Rozvětvení je navrženo jako mimoúrovňové (se směrovým uspořádáním), v prostoru mezi tratěmi je situován svazek dopravních kolejí, který umožňuje odstavování souprav pro vyrovnání potřeb v době dopravní špičky a mimo ni.

Ve směru Letiště Ruzyně následuje novostavba tratí. Po vykřížení s estakádou pražského silničního okruhu se trasa dostává do ochranného pásma radiomajáku vzletové a přistávací dráhy (RWY 13/31) a je zde vedena v hlubším zářezu, který pokračuje v souběhu se silničním okruhem do prostoru mimoúrovňové křižovatky s ulicí Evropskou a K letišti. Zde je navržena zastávka Praha Dlouhá míle. Hlavním záměrem je vytvoření dopravního terminálu zejména pro přestup z autobusů hromadné dopravy a na výhledovou trasu tramvaje vedenou po nové ulici Fajtlava. Součástí uzlu je rovněž kapacitní parkoviště systému P+R, které je umístěno v těsné vazbě na stanici na její východní straně. V bezprostřední blízkosti budoucí zastávky leží obchodní centrum Šestka.

V dalším pokračování je v rámci koordinace se stavbou paralelní vzletové a přistávací dráhy (RWY 06R/24L) navržen průchod jejím budoucím ochranným pásmem ve formě hloubeného tunelu. Tunelový úsek má délku cca 400 m. Trať dále sleduje v odstupu cca 20 m stopu silničního okruhu a stáčí se západním směrem ke koncové stanici. Delším mostním objektem překonává řečiště Kopaninského potoka. Před křížením s ulicí Aviatická trať vchází portálem do tunelu.

Tunel končí ve stanici Praha Letiště Ruzyně, v areálu mezinárodního Letiště Praha Ruzyně, má přímou vazbu k existujícímu i novému terminálu a dalším objektům v rámci předprostoru letiště. Současně umožňuje návaznost na doplňkovou autobusovou dopravu, výhledovou stanici prodloužené trasy metra A a v prostoru letiště představuje požadovaný prvek integrace letecké dopravy s pražskou integrovanou dopravou s odpovídajícím standardem funkce a kvality. Koncept řešení se ustálila na podzemní hloubené stanici, která v budoucnu umožní podchod objektu Terminál Sever 2 a pokračování tratí směrem do Jenče. Koncová železniční stanice je situována v přímém úseku. Obsahuje tři kusé koleje a ostrovní a boční nástupiště.

construction preparation will be carried out for placing it into service in the future.

The today's Praha Veleslavín station is cancelled as a result of the replacement of the grade crossing with Veleslavínská Street by a grade-separated crossing. The new station is placed to the northern part of the existing railway station; it is found in a shelf open toward the north. The structural and layout design makes the creation of a direct transfer connection to the metro station on the planned extension of the Line A toward Motol possible. The connection between railway side platforms and the intermediate platform in the metro station is planned to be provided via an intermediate underground level of a passenger subway.

The following section of the track leads to the new (or reinstated) intermediate railway station Praha Liboc. It exhibits the greatest directional deviation of the newly designed double-rail track from the existing centre line of the single-rail track, the horizontal alignment conditions of which are unsatisfactory. Praha Liboc intermediate station makes direct servicing of the adjacent residential area possible. The station is on the surface, with side platforms accessible from the front ends. Then a new grade-separated intersection with Libocká Street follows.

The next station, Praha Ruzyně, is cancelled for passenger transportation in its current location. The track in the location of the newly designed grade-separated intersection between the railway track and Drnovská Street leads about 3m above the existing alignment. The new station lies just behind the crossing with Drnovská Street. It is composed of an intermediate platform. The station will make 'edge-edge' transfer of passengers traveling from Kladno to the airport possible (until the direct link between Kladno and the airport is established). Beyond the platform, the track bifurcates toward the airport and toward Kladno. The bifurcation is designed as a grade-separated structure (in the configuration with separate platforms allotted to each direction of travel); a bunch of running tracks is located within the space between the tracks. The tracks make parking of trains possible, to balancing of the needs both during and beyond peak traffic.

In the direction of the Ruzyně Airport, the construction of a new track follows. After crossing the viaduct on the Prague City Circle Road, the route gets to the protected zone of a runway localising beacon (RWY 13/31). In this location it is led in a deeper open cut continuing alongside the Prague City Circle Road to the area of the grade-separated intersection with Evropská and K Letišti Streets. The intermediate station Dlouhá Míle will be established in this location. The main intention is to develop a traffic terminal, first of all for transferring from mass transit buses and to the future tram route running along Fajtlava Street. Part of the terminal is also a high-capacity park-and-ride yard, which is located on the eastern side of the station, in a close connection to it. 'Šestka' commercial center is in close vicinity of the future intermediate station.

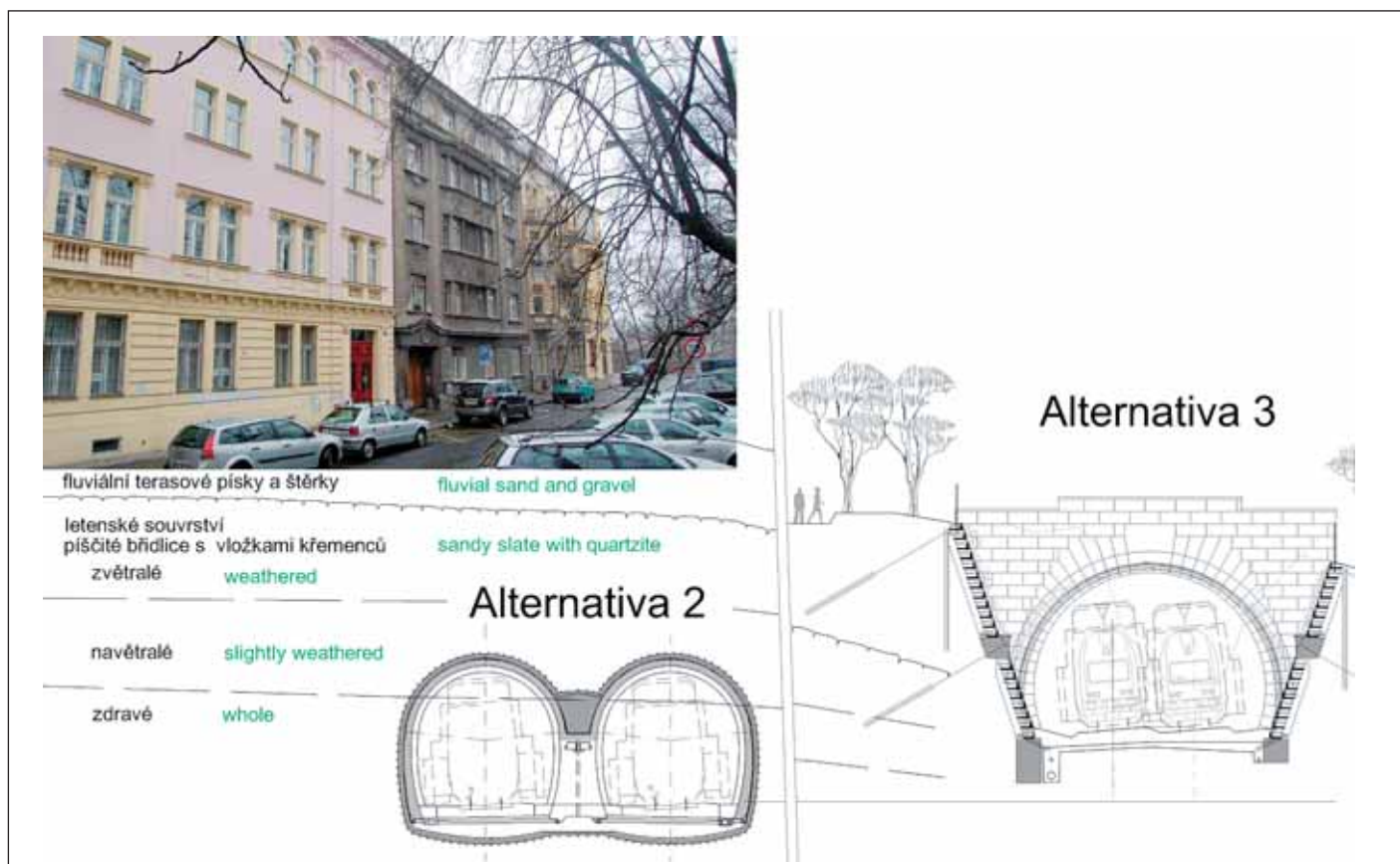
The further continuation is designed in coordination with the construction of a parallel runway (RWY 06R/24L), passing through the future protected zone of the runway in the form of a cut and cover tunnel. The tunneled section is about 400m long. The track further follows the Prague City Circle Road route, at the distance of ca 20m, and turns west toward the terminal station. It passes across the Kopaniny stream bed along a rather long bridge. Before the intersection with Aviatická Street it enters a tunnel portal.

The tunnel end is at Prague Letiště Ruzyně station, on the grounds of the Prague Ruzyně International Airport. The tunnel is directly connected to both the existing terminal, new terminal and other structures existing in the area in front of the airport. At the same time it makes links possible to both the existing supplementary bus traffic and the future station on the metro Line A extension; it represents a desired element of air passenger service integration with the Prague Integrated Transport system, having an adequate function and quality standard. The design concept has been stabilised, choosing an underground cut and cover station, which will make the construction of a pedestrian subway under Terminal North 2 and the continuation of the track toward Jeneč possible. The terminal railway station is located on a straight track. It comprises three dead-end tracks and both intermediate and side platforms.

TUNNELS IN STROMOVKA PARK – COMPARISON OF ALTERNATIVES

The currently existing track runs along the edge of the southern part of the Stromovka Park, via an about 800m long open cut merging into the landscape; it passes under the south-western part of the park via a tunnel.

Upgrading this section represents one of the most complicated tasks of the project because it will get to a direct contact with the natural monument of Královská Obora (Stromovka Park) and pass in close vicinity of



Obr. 5 Alternativa 2 a 3
Fig. 5 Alternatives 2 and 3

TUNELY VE STROMOVCE A POROVNÁNÍ ALTERNATIV

Současná trať prochází při okraji jižní části Stromovky zářezem zapojeným do okolí v délce cca 800 m, jihozápadní část parku podchází tunelem.

Modernizace představuje jeden z nejsložitějších úseků trasy, protože se dostává do přímého kontaktu s přírodní památkou Královská obora (Stromovka) a vede v těsné blízkosti vysokých obytných budov. Byly zde hodnoceny tři alternativy. Hodnocení se zabývá klíčovými prvky, které tvoří stavební dílo. Jako nejvhodnější podle níže uvedeného je vyhodnocena alternativa vedení dvoukolejné trati ve stávající ose, která je také podrobně navržena v dokumentaci DUR.

Alternativa 1 – Ražený tunel jednokolejný + stávající kolej

V alternativě 1 se předpokládá vedení pravé koleje v trase stávající tratě. V tunelu na okraji Stromovky bude snížena niveleta koleje tak, aby bylo možno tímto stávajícím tunelem vést elektrickou trať, tzn. že bude prohloubeno pouze dno tunelu.

Levá kolej před klenutým nadjezdem v areálu Stromovky (oblast u ulice Kamenické) je směřovně odkloněna k jižnímu okraji Stromovky k areálu AVU a pokračuje raženým jednokolejným tunelem v délce cca 580 m pod zástavbou bloků lemovaných ulicí Nad Královskou oborou s portálem raženého úseku před křížením s ulicí Korunovačnická. Dále je pak vedena v hloubeném tunelu až do hloubené zastávky Praha Dejvice Hradčanská. V nadloží hloubeného tunelu je po povrchu vedena pravá kolej cca do oblasti Sparty, kde se začíná zahluňovat a dostávat se tak na niveletu levé koleje. Obě pak společně vstupují dvoukolejným hloubeným tunelem do výše uvedené zastávky. Průchod raženého tunelu pod zástavbou, resp. délka tohoto úseku byla minimalizována s ohledem na geologické poměry v trase. Zároveň však toto řešení s sebou přináší nutnost demolice současného silničního nadjezdu ulice Korunovačnická a výstavbu nového nadjezdu.

Nadloží raženého tunelu tvoří kvarterní fluviální terasové písků a štěrky mocnosti cca 10 m, které částečně zasahují i do profilu raženého tunelu. V podloží štěrpkopískové terasy jsou ordovické jílovito-písčité břidlice s křemenci patřící do letenského souvrství. Ražba tunelu se předpokládá technologií Nové rakouské tunelové metody

high-rise residential buildings. Three alternatives have been assessed for this section. The assessment deals with key elements of the construction works. As shown below, the double-rail track running along the existing alignment, which has also been presented in detail in documents of the zoning process, was assessed as the most suitable alternative.

Alternative 1 – A single-rail mined tunnel + the existing rail

Alternative 1 proposes that the right-hand rail copy the alignment of the existing track. The vertical alignment of the rail will be lowered in the tunnel at the edge of the Stromovka Park so that electric traction can be installed in the existing tunnel, which means that only the tunnel bottom will be deepened.

The horizontal alignment of the left hand rail before the vaulted flyover in the Stromovka Park (the area near Kamenická Street) is diverted to the southern edge of the Stromovka, toward the AVU grounds; the rail continues through an about 580m long mined single-rail tunnel under existing blocks of houses bordered by Nad Královskou Oborou Street, with the mined tunnel portal located before the crossing with Korunovačnická Street. Further on the rail runs through a cut and cover tunnel, up to the Praha Dejvice Hradčanská cut and cover intermediate station. The right hand rail is led on the surface, above the cut and cover tunnel, approximately to the area of the Sparta stadium, where it starts to sink to get to the level of the left hand rail. Then both rails jointly enter the above-mentioned intermediate station through a double-rail cut and cover tunnel. The length of the passage of the mined tunnel under existing buildings was minimised with respect to geological conditions along the route. At the same time, this solution brings about the necessity for demolishing the existing flyover crossing Korunovačnická Street and constructing a new flyover.

The mined tunnel overburden consists of Quaternary fluvial terrace sands and gravels, about 10m thick, which partially extend to the mined tunnel cross section. The bedrock under the gravel-sand terrace is formed by the Letná Member quartzites. The New Austrian Tunnelling Method (NATM) is planned for the tunnel excavation. The excavation vault will be supported during the driving through gravel-sands by horizontal fans of jet grouted piles. Thus the overburden subsidence as well as the settlement of existing buildings above the tunnel will be minimised.

Alternative 2 – A double-rail tunnel under residential buildings

The principle of this solution is that both rails before the vaulted flyover in the Stromovka Park (the area of Kamenická Street) are diverted in

(NRTM). Při ražbě bude klenba výrubu ve šterkopiscích zajišťována většími horizontálními pilot prováděných tryskovou injektáží. Tím budou minimalizovány poklesy nadloží a tím i povrchové zástavby nad raženým tunelem.

Alternativa 2 – Ražený dvoukolejný tunel pod obytnými domy

Princip řešení spočívá v tom, že **obě koleje** před klenutým nadjezdem v areálu Stromovky (oblast u ulice Kamenické) **jsou směrově odkloněny** mimo stávající stopu tratě ČD do stopy jednokolejného raženého tunelu Alternativy 1 – zde však je řešení s **dvoukolejným raženým tunelem**, s portálem raženého úseku před křížením s ulicí Korunovační. Dále jsou obě koleje vedeny v hloubeném dvoukolejném tunelu až do hloubené zastávky Praha Dejvice Hradčanská. Opět toto řešení s sebou přináší nutnost demolice silničního nadjezdu ulice Korunovační a výstavbu nového nadjezdu.

V této alternativě se počítá s vybudováním dvojice nových jednokolejných ražených tunelů v délce cca 580 m. Oba tunely budou mít společnou střední opěru z monolitického železobetonu, která bude vybudována s předstihem v samostatné opěrové štolě, která bude využita i jako průzkumná štola pro ověření geologických poměrů. Poloha ražených portálů bude upřesněna dle detailního inženýrsko-geologického průzkumu.

Na východní straně, tj. směrem ke Stromovce bude na ražené tunely navazovat krátký hloubený tunel délky cca 90 m. Na západní straně bude na ražené tunely navazovat dlouhý hloubený tunel až k podpovrchové zastávce Praha Dejvice Hradčanská.

V této alternativě se uvažuje s opuštěním tunelu na okraji Stromovky.

Alternativa 3 – Dvoukolejná trasa ve stávající ose

Na rozdíl od předchozích alternativ je zde navrženo **povrchové vedení dvoukolejné trati přibližně v ose stávající trati**. Navrhuje se rozšíření drážního tělesa tak, aby vyhovovalo dvoukolejnému profilu. Předpokladem pro toto řešení jsou relativně rozsáhlé drážní pozemky, které umožňují, aby se nezasahovalo do pozemku sousedních s přírodní památkovou ochranou. Tomuto vedení trati napomáhají vhodné geologické poměry – zejména přítomnost pevných dobrotivských břidlic, které minimalizují nutnost výstavby masivních betonových zdí. Jsou volena nadstandardní technická řešení (zárubní zdi místo svahování včetně využití menších stavebních mechanismů, aby se zcela minimalizovaly zábory pozemků, byť jen dočasně). Niveleta koleje je oproti současnému stavu zahloubena o cca 0,7 až 2,5 m, což vytváří předpoklady pro snadnější integraci do prostoru Královské obory. Vychází dále z předpokladu, že by bylo možno snést stávající nadjezd Kamenická, respektive rozebrat jej a následně nově sestavit na vhodně vybraném místě v areálu Stromovky, případně jinde. Na jeho místě pak postavit nový nadjezd (dle striktně zadaných urbanistických a historicko-architektonických kritérií) umožňující vykřížení s dvoukolejnou tratí.

Zároveň je předpokládána možnost **postupného rozebrání stávajícího tunelu** dlouhého cca 100 m a jeho **nahrazení novým dvoukolejným tunelem** rámové konstrukce. Tunel je navržen jako hloubený, bude realizován ve stavební svahované jámě. Bude podkovoitého tvaru se železobetonovými základovými pasy a krytem dna z prostého betonu, případně se spodní klenbou, ostění tunelu bude z monolitického železobetonu. Portály by bylo možno opět sestavit v původní podobě buď v rámci předpolí nových portálů, nebo jako jejich součást. Celé okolí zejména v nadnásypu tunelu bude uvedeno do stavu, který opět vyhoví nejpřísnějším architektonickým požadavkům. Zároveň je nutno konstatovat, že nedojde k ohrožení chráněného objektu severně od osy nynějšího tunelu ani ulice Nad Královskou oborou.

Dále je trať vedena po povrchu do oblasti Sparty, zde se zahlubuje a v dvoukolejném hloubeném tunelu je přivedena do zastávky Dejvice Hradčanská.

KOMPLEXNÍ POSOUZENÍ ALTERNATIV

Trasování

Navržené kolejové úpravy umožňují v celém úseku zvýšit traťovou rychlost na 80 km/h. Přitom směrově výhodnější je alternativa s tunely pod zástavbou, protože má větší poloměr. Rovněž výškové

ground plan from the existing Czech Railways track alignment to the alignment of the single-rail mined tunnel designed in Alternative 1. The difference is that this is to be a **double-rail mined tunnel**, with the portal of the mined section located before the crossing with Korunovační Street. Further on, both rails run through a cut and cover double-rail tunnel, up to the Praha Dejvice Hradčanská cut and cover intermediate station. Again, this solution brings about the necessity for demolishing the existing flyover over Korunovační Street and constructing a new flyover.

In this alternative it is assumed that a pair of about 580m long new single-rail mined tunnels will be built. Both tunnels will have a common cast-in-situ reinforced concrete central pillar, which will be constructed in advance, inside an independent abutment gallery; the gallery will be also used as an exploration gallery to verify geological conditions. The location of the mined portals will be closer specified according to the results of a detailed engineering geological survey.

On the eastern side, i.e. toward the Stromovka Park, a short, about 90m long cut and cover tunnel will follow after the mined tunnels. On the western side, a long cut and cover tunnel will connect to the mined tunnels, ending at the Praha Dejvice Hradčanská underground intermediate station.

This alternative assumes that the existing tunnel at the edge of the Stromovka Park will be abandoned.

Alternative 3 – A double-rail track along the existing alignment

In contrast with the previous alternatives, this one comprises an **at-grade alignment for the double-rail track, approximately following the existing track**. It proposes widening of the track bed so that it meets requirements for a double-rail track cross section. The condition for this solution is the existing relatively vast railway right of way, owing to which there is no need for expanding into the neighbouring natural monument areas. This alignment is also possible thanks to favourable geological conditions, above all strong Dobrotiv shales, which minimise the necessity for constructing massive concrete walls. Above-standard civil engineering solutions are adopted (revetment walls instead of slopes, including the use of smaller construction equipment so that land use for construction, even though temporary, is minimised as much as possible). The rail alignment is deeper by about 0.7 to 2.5m compared with the current state. This design creates conditions for easier integration into the Královská Obora space. It is further based on an assumption that it would be possible to remove the current Kamenická Street flyover or dismantle and newly assemble it in an appropriately selected location in the Stromovka Park area or elsewhere. A new flyover would be erected (according to newly specified urban and historic-architectural criteria), which would make the crossing with the double-rail track possible.

At the same time, this alternative assumes that it will be possible to **step by step dismantle the about 100m long tunnel and replace it by a new, double-rail tunnel** (a framed structure). The tunnel has been designed as a cut and cover structure, to be constructed in an open trench with sloping sides. The tunnel lining is designed in cast-in-situ reinforced concrete. Horseshoe geometry is designed for the tunnel, with RC continuous footing and the bottom covered with unreinforced concrete, or with an invert. Portals could be re-assembled in the original form either within the framework of the area in advance of new portals or as a part of the new portals. The entire surroundings, first of all on the embankment above the tunnel, will be brought into a condition which will satisfy the most stringent architectural requirements. At the same time it is necessary to state that neither the historic building north of the existing tunnel nor Nad Královskou Oborou will be endangered.

Further on, the alignment runs on the surface to the Sparta Stadium area, where it sinks to a cut and cover double-rail tunnel leading to Dejvice Hradčanská intermediate station.

COMPREHENSIVE ASSESSMENT OF THE ALTERNATIVES

Route alignment

The proposed rail line modifications make increasing of the speed limit over the track to 80km/h possible throughout the length of the route. In terms of the horizontal alignment, the alternative comprising tunnels under existing buildings is more advantageous because it has a larger curve radius. The vertical alignment proposed by this alternative is also more advantageous – there is smaller (or no) rising grade behind the adjacent stations.

Passage through the residential area, conflicts of interest

Alternatives 1 and 2 extend under private plots with residential buildings. Experience in designing similar constructions suggests that these

vedení nivelety je výhodnější u tunelové alternativy, za přílehlými stanicemi je při rozjezdu menší (resp. žádná) stoupání.

Průchod obydleným územím, střety zájmů

Alternativa 1 a 2 zasahuje pod soukromé pozemky s obytnými budovami, dle zkušeností s projednáváním obdobných staveb by se mohly tyto varianty stát neprůchodné. Další nejistotou jsou zábery pro přístupové cesty a nástupní plochy pro hasiče u portálů.

Doba výstavby

Tunelové varianty představují přibližně 3x časově náročnější výstavbu nežli povrchová varianta.

Množství materiálů a manipulace s materiálem

Předpokládá se naložení zemin a rubaniny buď přímo na železniční vagony v trase stavby, nebo na nákladní automobily s přesunem na meziskládku nebo přímo na definitivní úložiště. Dopravní zátěže na odvozových komunikacích kolem stavby a objemy vytěžených materiálů a betonu jsou u tunelové alternativy zhruba 3x vyšší.

Zařízení staveniště, umístění

Ve všech případech bude zřízeno zařízení staveniště a budou probíhat stavební práce buďto pod obytnou zástavbou, nebo v chráněné oblasti.

Vliv stavby na životní prostředí

Železniční doprava ve stopě stávající Buštěhradské dráhy je vedena hustě zastavěnými částmi hlavního města. Ochrana zástavby si vyžaduje nadstandardní **protihluková opatření** z důvodů dodržení požadovaných hygienických limitů vyplývajících z platné legislativy. Vzhledem k vedení otevřené trati v zářezu s protihlukovými bariérami lze však tuto variantu považovat za rovnocennou tunelové řešení.

Obdobně lze hodnotit narušení krajiny, protože u otevřené trati se v pohledu jedná o pokračování současného stavu.

Geologické poměry a průzkum

Podrobný geologický a hydrogeologický průzkum nelze pod objekty dostatečně provést, proto zjištění vstupních parametrů pro návrh a dimenzování konstrukcí není spolehlivé vzhledem k rizikům, která nevhodné řešení může přinést. Pasportizace objektů pro tunelové řešení musí být podrobná a vysoce odborná pro zjištění potřebných údajů.

Ohrožení stability domů a konstrukcí

Ražba tunelu NRTM znamená výrub s otevřeným čelem. Při tomto postupu nelze zcela vyloučit možnost kolapsu. Lze provést náročná předstihová opatření, která tuto možnost minimalizují, ovšem vzhledem k souvislé zástavbě je jejich provedení obtížné.

Možnost poškození konstrukcí a právní spory

Poklesy od ražby tunelů při metodě NRTM a nízkém nadloží tunelů nelze vyloučit, proto je pravděpodobné riziko vzniku právních sporů a nutnost náhrad škod.

Koncepce bezpečnosti

Úroveň bezpečnosti v tunelech je dnes již tak vysoká, že ji lze považovat za rovnocennou volné trati.

Investiční náklady

Investiční náklady v tomto případě, kdy u volné trati dochází jen k úpravě stávajícího tělesa (rozšíření a opěrné zdi), jsou přibližně 3x nižší než u alternativy s tunelem.

Provozní náklady

Tunely znamenají zvýšené náklady na údržbu vybavení, osvětlení, větrání avšak vhodnější vedení nivelety trati (rozjíždění při klesání) tuto nevýhodu převáží.

Vyhodnocení

Jako nejvhodnější dle uvedených kritérií je vyhodnocena varianta 3 – vedení modernizované trati v ose stávající trati.

HLOUBENÝ ÚSEK V OBLASTI LETNÉ

V prostoru Letné navazuje více než 700 m dlouhý úsek hloubeného dvoukolejného tunelu umístěného těsně pod povrchem, který probíhá až k podpovrchové stanici Praha Dejvice Hradčanská. Stavební jáma je zde pažena částečně pilotovými stěnami, částečně je vysvahovaná. Konstrukčně jde o železobetonový monolitický

varianty could become obstructed. Other uncertainties are associated with permissions for using land for access roads and mustering areas for fire-fighters at portals.

Construction duration

The variants comprising tunnels represent approximately 3 times more demanding construction than the at-grade variant.

Quantity of materials and material handling

It is assumed that earth and muck will be loaded either directly on wagons on the construction route or on lorries, depositing it either on an intermediate stockpile or directly on a final dump. The traffic volume along the haul routes in the vicinity of the construction, as well as the volumes of excavated materials and concrete is roughly 3 times higher in the case of the tunnelling alternative.

Construction site facilities - location

In all of the cases, construction site facilities will be erected and construction works will be performed either under existing residential buildings or within a conservation area.

Environmental impacts of the construction

Railway traffic along the route of the existing Buštěhrad rail line is led through densely developed areas of the capital. The protection of existing buildings requires above-standard **noise abatement measures** to maintain required hygiene limits following from valid legislation. Taking into consideration the depressed route of the track with noise suppression barriers, this variant can be regarded as equivalent to the solution containing a tunnel.

The disturbance of the landscape can be assessed similarly because, as far as the view of the open route is concerned, it is the continuation of the existing state.

Geological conditions and survey

Detailed geological and hydrogeological surveys cannot be conducted under existing buildings sufficiently. For that reason the determination of input parameters for the design and structural analyses is not reliable taking into consideration the risks which may be brought by an improper design. The condition survey of buildings for the design comprising a tunnel must be very thorough and highly professional to obtain required information.

Endangering buildings and structures

The NATM excavation means that open excavation face is involved. It is impossible to completely exclude the possibility of a collapse when this technique is used. It is possible to implement demanding advance measures minimising this possibility, but they are very difficult to perform with respect to the continuous residential development.

Possibility of damaging buildings and civil proceedings

At the NATM technique and shallow tunnel overburden, it is impossible to exclude terrain settlement caused by the tunnelling, therefore the risk that civil proceedings and necessity of compensating for damages is probable.

Safety concept

The level of safety in tunnels is today already so high that it can be considered equivalent to the open route.

Investment costs

In our case, when only the existing trackbed is to be modified (the widening and retaining walls), investment costs are approximately 3 times lower than in the case of the alternatives comprising tunnels.

Operating costs

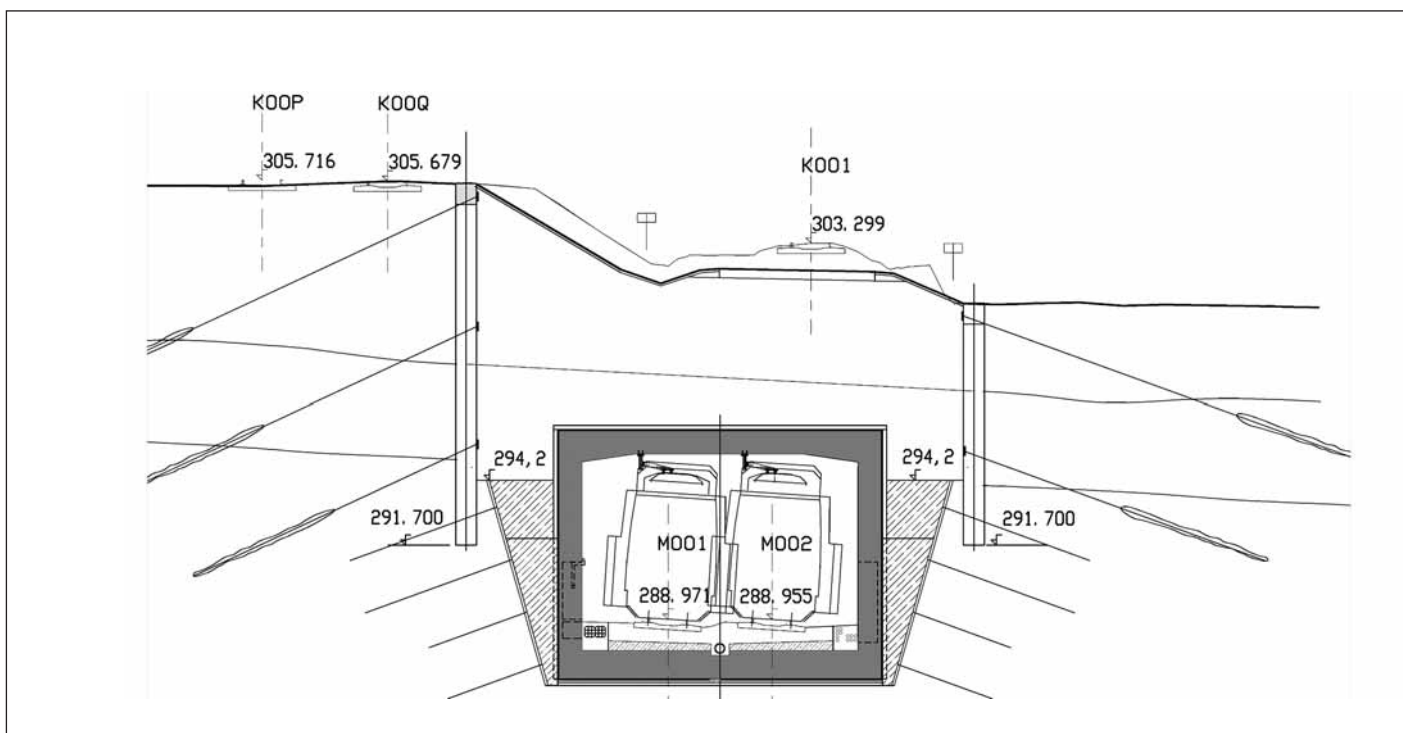
Tunnels mean increased costs of maintenance, equipment, illumination, ventilation and other, but the more advantageous alignment of the track (starting on a down gradient) outweighs this disadvantage.

Assesement

Variant 3, the upgraded line running on the existing track axis, is assessed as the most suitable in terms of the above mentioned criteria.

CUT AND COVER SECTION IN LETNÁ AREA

An over 700m long section consisting of a cut and cover double-rail tunnel located close under the surface follows in the area of Letná. The tunnel leads up to the Praha Dejvice Hradčanská underground station. The construction trench for this tunnel is partially stabilised by pile walls and partly provided with side slopes. The structure is a reinforced concrete,



Obr. 6 Vzorový řez hloubeným tunelem

Fig. 6 Typical cross section through the cut and cover tunnel

jednoduchý rám prováděný v otevřeném výkopu. Toto řešení umožňuje mimoúrovňové křížení s několika příčnými ulicemi před stanicí. Konstrukce hloubených tunelů se těsně přibližuje ke konstrukci výjezdní rampy z tunelů MO, která je v současné době realizována s opatřeními, která umožní následnou výstavbu tunelů dráhy. Na tento tunelový úsek navazuje hloubený tunel provedený v konstrukčních podzemních stěnách, který přechází v konstrukci stejně řešené stanice Praha Dejvice Hradčanská. Podzemní stěny zde tedy tvoří již definitivní vodotěsné ostění tunelu. Stanice těsně sousedí s konstrukcí tunelů MO, se kterými má v úseku cca 200 m společnou střední stěnu a jejichž výstavba právě probíhá.

TUNELY MEZI STANICEMI DEJVICE A VELESLAVÍN

Trat' je v celém tomto úseku vedena pod zemí, převážně v hloubených tunelech, v trase je i několik ražených úseků. Uprostřed úseku byla vložena hloubená podzemní zastávka Dlouhý lán.

Hloubené tunely jsou v tomto úseku navrženy zásadně jako dvoukolejné, prováděné v otevřené stavební jámě. Stavební jámy dosahují místy značných hloubek (niveleta koleje se pohybuje až v hloubce 17 m). Jsou paženy ve vrstvách pokryvných útvarů pomocí kotvených pažicích stěn (pilotových, záporových), případně, pokud to prostorové podmínky dovolí, jsou svahovány. Ve vrstvách skalního podkladu je pak stavební jáma zajištěna převážně kotveným skalním svahem se stříkaným betonem.

Geologické podmínky jsou na začátku úseku poměrně nepříznivé, mocnost pokryvných útvarů zde zasahuje hluboko, většinou až pod dno stavební jámy. Dále se mocnost pokryvů postupně zmenšuje a tunely začínají zasahovat do vrstev skalního podkladu ordoviku – dobrotivských břidlic, které jsou místně přerušeny pásem skaleckých křemenců a pískovců, ke konci úseku potom pak tvoří ordovické podloží šárecké břidlice.

Na začátku úseku prochází trasa pod nově budovaným mostem ve Svatovítské ulici. Obě stavby jsou koordinovány, založení mostu je navrženo tak, aby bylo možné následně vybudovat tunel dráhy mezi prvky hlubinného založení opěr mostu.

Nosnou konstrukci tunelů bude tvořit železobetonový monolitický jednoduchý rám s deskovou stropní konstrukcí s náběhy. Předpokládána kvalita betonu je min. C30/37. Konstrukční díly tunelů se vzájemně oddělují svislými dilatačními spárami. Železobetonové podzemní konstrukce budou izolovány použitím fóliové izolace dle úrovně hladiny podzemní vody a korozních účinků bludných proudů.

cast-in-situ single-span frame, which is built in an open trench. This solution makes grade-separated crossing with several streets before the station possible. The cut and cover tunnels structure gets close to the structure of an exit ramp from the City Circle Road, which is currently being constructed, with measures which will allow the subsequent construction of the railway tunnels. This tunnelled section is followed by a cut and cover tunnel, which is built within structural diaphragm walls. This tunnel passes into the Praha Dejvice Hradčanská station, which has the same design. Diaphragm walls form the final waterproof lining of the tunnel in this location. The station is in close proximity of the tunnel structures on the City Circle Road. The tunnels, which are currently under construction, have a common central wall throughout a length of about 200m.

TUNNELS BETWEEN DEJVICE AND VELESLAVÍN STATIONS

The route passes underground throughout the length of this section, mostly cut and cover tunnels; there are also several mined tunnels on the alignment. The Dlouhý Lán cut and cover underground station was inserted to the mid point of the section.

The cut and cover tunnels which are designed for this section are solely double-rail structures, to be built in open construction trenches. The construction trenches locally reach significant depths (the rail alignment depth is up to 17m). They are stabilised by anchored shoring walls (pile or soldier beam and lagging walls) when excavated in surface deposits or, where the spatial conditions allow it, their sides are sloped. The trenches passing through the bedrock are stabilised mostly by anchored rock slopes with shotcrete.

Geological conditions at the beginning of the section are relatively unfavourable; the thickness of surface deposits reaches deep, mostly even under the bottom of the construction trench. Further on, the thickness of the surface deposits diminishes and the tunnels will start to pass through the bedrock consisting of Ordovician – Dobrotiv shales, which are locally interrupted by a strip of Skalec quartzites and sandstone; the Ordovician bedrock is at the end of the section formed by Šárka shales.

At its beginning, the route runs under a bridge to be newly built in Svatovítská Street. Both projects are coordinated; the bridge foundation is designed in a way which will make the subsequent construction of the railway tunnel possible between elements of the deep foundation of the bridge abutments.

The load-bearing structure of the tunnels will be formed by a cast-in-situ single-span frame, with a haunched roof slab. The minimum C30/37 quality of concrete is assumed. Casting blocks of the tunnels are separated from each other by vertical expansion joints. Reinforced concrete underground structures will be provided with waterproofing membranes, depending on the water table level and corrosive effects of stray currents.

HLOUBENÉ TUNELY ZA STANICÍ PRAHA RUZYŇ

V úseku novostavby mezi stanicí Praha Ruzyně a koncovou stanicí Praha Letiště Ruzyně je navrženo několik úseků hloubených tunelů tam, kde není možno vést trasu po povrchu z důvodu přechodu silničních těles a ochrany letištních zařízení. Tunely jsou opět navrženy jako monolitický železobetonový rám, obdobně jako v úseku popsáném výše.

STANICE PRAHA LETIŠTĚ RUZYŇ

Stanice Praha Letiště Ruzyně je umístěna v prostoru mezi letištními terminály podél mostní estakády. Její výšková i směrová poloha umožňuje následné podejití objektu Terminálu Sever 2 tak, aby nemuselo dojít k bourání a funkčním změnám jeho nových konstrukcí a aby bylo možné technicky vyřešit průchod kolizními místy mezi objekty Letiště Ruzyně a navrhovaného železničního spojení – průjezdné varianty. Těmito kolizními místy jsou především mostní objekty – plošina před terminálem a příjezdová estakáda.

Prostor stanice bude kromě přímého výstupu na povrch propojen také s budovami letiště podzemními spojovacími chodbami – dvojicí východních ražených chodeb spojující stanici s původním Terminálem Sever 1 a objektem Parkingu C a západní hloubenou chodbou, spojující stanici s nedávno dokončeným novým Terminálem Sever 2. Pro tuto chodbu byl v souvislosti se stavbou nového terminálu vybudován podzemní předstihový objekt, který umožní dobudování chodby pod mostní plošinou před terminálem bez ovlivnění povrchu.

Pro budoucí podejití objektu Terminálu Sever 2 raženými tunely je nutno v rámci výstavby stanice provést předstihové objekty ochranných desek želvy v oblasti mezi stanicí a objektem Terminálu Sever 2 a podchytit pilíře mostní plošiny před objektem Terminálu Sever 2, jejichž pilotové založení přímo zasahuje do prostoru budoucích tunelů. Podchytávky musí být částečně prováděny z navrhované spojovací chodby (v budoucnu, kdy už bude chodba v provozu, by je nebylo možno realizovat). Řešení je navrženo s ohledem na minimalizaci vlivu stavby na komunikace pod plošinou. Spočívá ve vybudování železobetonových vynášecích trámů opřených o svazky mikropilot v příčných štolách nad horním lícem budoucích tunelů.

Pod stanicí je umístěn dále předstihový objekt, který umožní následně projít kolmo pod stanicí dráhy raženou stanicí metra.

Výstavba stanice se předpokládá v otevřené stavební jámě, přičemž bude nutno postupně kotvit a podchytávat základové piloty pilířů souběžné mostní estakády. Tato estakáda byla sice založena tak, aby bylo možno otevřít stavební jámu pro výstavbu stanice, byla však předpokládána menší hloubka stanice a pilíře estakády je tak nutno nejen přikotvovat, ale i podchytávat pomocí železobetonových prahů a svazků mikropilot. Stavební jáma je pažena kotvenými nasazenými záporovými a mikrozáporovými stěnami, ve spodní části (v oblasti skalního podkladu tvořeného písčitymi slínovci bělohorského souvrství) je pak navrženo kotvený skalní svah zajištěný střikaným betonem a kotvami CPS.

Nosná konstrukce stanice je monolitická železobetonová, hlavní trakt obsahuje dvě koleje s ostrovním nástupištěm, vedlejší vyvýšený trakt, oddělený od hlavního traktu společnou střední stěnou, potom jednu kusou kolej s bočním nástupištěm. Zastropení hlavního traktu je řešeno stropní deskou podepřenou soustavou žebrových stěn s klenutým spodním lícem, které jednak podporují tuto desku a jednak rozpírají vnější stěny.

Výstavba stanice bude probíhat v etapách, které musí zajistit funkčnost dopravy v prostoru letiště po dobu výstavby a možnost přepojení inženýrských sítí nutných pro provoz letiště.

ING. OTAKAR HASÍK, hasik@metroprojekt.cz,
ING. JAN MARTINEC, martinec@metroprojekt.cz,
ING. PETR ZOBAL, zobal@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT PRAHA, a. s.

Recenzoval: doc. Ing. Dr. Jan Pruška, CSc.

CUT AND COVER TUNNELS BEHIND PRAHA – RUZYŇ STATION

There are several cut and cover tunnel stretches designed for the newly constructed section between Praha – Ruzyně station and the terminal station, Praha-Letiště Ruzyně, where the at-grade route is not possible because of crossings with road embankments and protection of airport facilities. Again, the tunnel design comprises a cast-in-situ reinforced concrete frame, similar to the above-mentioned one.

PRAHA LETIŠTĚ – RUZYŇ STATION

Praha Letiště Ruzyně station is located in the space between the Ruzyně Airport terminals, alongside a road viaduct. The horizontal and vertical alignments of the station make subsequent passing under the Terminal 2 North building possible, so that demolishing and functional modifications of new structures of the Terminal North 2 and the passage through collision points between existing structures of the Ruzyně Airport could be solved. The collision points are first of all found at the bridge structures carrying the platform in front of the terminal and the access viaduct.

Apart from the direct exit to the surface, the space of the station will be connected with the airport buildings through underground galleries: a pair of eastern, mined galleries connecting the station with the original Terminal North 1 and the Car Parking C, and the western cut and cover gallery connecting the station with the recently completed new Terminal North 2. To facilitate the new gallery construction, an underground structure was constructed in advance in the context of the new terminal construction. It will make the completion of the gallery construction under the bridge platform in front of the terminal possible without affecting the surface.

The future passage of the mined tunnels under the Terminal North 2 building requires constructing advanced structures of the "tortoise shell" in the area between the station and the Terminal North 2 building, and underpinning of the pillars carrying the platform in front of Terminal North 2, the pile foundation of which directly extends into the space of the future tunnels. The underpinning must be partially carried out from the connection corridor being designed; this operation would be impossible in the future when the gallery will be in service. The solution is designed with respect to the need for minimising the impact of the construction on roadways under the platform. It comprises the installation of reinforced concrete load-bearing beams, in lateral adits above the upper surface of the future tunnels. The beams will be supported by bunches of micropiles.

An advance structure is further located under the station, which will subsequently allow a mined metro station to pass perpendicularly under the railway station.

The station construction is assumed to be carried out in an open trench. It will be necessary during the works to step by step anchor and underpin the foundation piles supporting the pillars of the viaduct running in parallel with the station. The truth is that the viaduct was founded in a way allowing the excavation of the construction trench for the station construction; however, the depth of the station which was assumed is smaller, therefore the viaduct pillars must be not only anchored but also underpinned by reinforced concrete sills and bunches of micropiles. The construction trench is braced by anchored micro soldier beam and lagging walls; anchored rock slopes stabilised by shotcrete and CPS anchors are designed for the bottom part which is found in the bedrock consisting of sandy marlstone of the Bílá Hora Member.

The cast-in-situ reinforced concrete framing of the station is divided into two bays. The main bay houses two rails with an intermediate platform, while the adjoining elevated bay, which is separated from the main bay by a common central wall, contains one dead-end track with a side platform. The main bay is covered by a roof slab supported by a system of ribs with vaulted soffits, which on the one hand support the slab and, on the other hand, brace the external walls against each other.

The construction of the stations will proceed in stages so that the functionality of traffic in the airport area and the possibility to change connections of engineering networks crucial for the airport is secured throughout the construction period.

ING. OTAKAR HASÍK, hasik@metroprojekt.cz,
ING. JAN MARTINEC, martinec@metroprojekt.cz,
ING. PETR ZOBAL, zobal@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT PRAHA, a. s.

RAŽENÉ TUNELY TRASY METRA V A V PRAZE MINED TUNNELS ON PRAGUE METRO LINE V A

MIROSLAV KOCHÁNEK, JAN KOREJČÍK

ÚVOD

Prodloužení trasy A metra ze stanice Dejvická na Letiště Ruzyně má celkově zlepšit kvalitu dopravní obsluhy severozápadního sektoru města kapacitní kolejovou dopravou, která se projeví mimo jiné redukcí autobusových a tramvajových linek v této oblasti Prahy. V koordinaci s přípravnou dokumentací Modernizace trati Praha–Kladno je uvažováno také s přestupy mezi metrem a železničním spojením do centra města ve stanicích Veleslavín, Dlouhá míle a Letiště Ruzyně. Stanice Dlouhá míle je navíc navržena jako univerzální kapacitní přestupní uzel mezi železnicí, regionální i městskou hromadnou dopravou a záchytným parkovištěm.

Pokračování trasy metra A ze stanice Dejvická k Letišti Ruzyně je etapovitě rozděleno na tři provozní úseky VA, VIA a VIIA. Navržená trasa navazuje na současnou konečnou stanici metra Dejvická, pod Evropskou ulicí stoupá západním směrem údolím bývalého Dejvického potoka až do oblasti Vokovic a Veleslavína, kde se stáčí k jihu a prostupuje vyvýšeninou Břevnova, pod severními svahy motolského údolí se obrací znovu k severozápadu a dále pokračuje až k Letišti Praha Ruzyně.

První část prodloužení, tj. provozní úsek VA, navazuje na současnou stanici Dejvická a končí odstavnými a obrátovými kolejemi dočasně konečné stanice Motol. Trasa propojí hustě obydlené oblasti podél Evropské a Kladenské ulice, sídliště Červený vrch a sídliště Petřiny. Navíc umožní snadný přístup do Fakultní nemocnice Motol, která je jednou z největších nemocnic v ČR i v Evropě.

ZÁSADY ŘEŠENÍ

Provozní úsek trasy metra VA je dlouhý 6,12 km a jsou na něm navrženy tři ražené stanice Červený vrch, Veleslavín a Petřiny a jedna hloubená stanice Motol. Mezistaniční úseky jsou téměř celé ražené. Traťové tunely jsou v převážném rozsahu navrženy jako jednokolejné, pouze v okolí stanice Motol budou dvoukolejné.

Dokumentace pro výběr zhotovitele byla dokončena v lednu letošního roku. V současné době probíhá veřejná soutěž na zhotovitele

INTRODUCTION

The metro Line A extension from Dejvická station to the Ruzyně Airport is to improve quality of overall traffic services within the north-western sector of the city by adding high-capacity rail-bound traffic, which will result, among others, in reducing the numbers of bus and tram lines in this area of Prague. The coordination with the design documentation for issuance of zoning and planning decision for the Upgrade to Prague – Kladno railway line results, among others, in the possibility of transferring between metro and the rail line leading to the centre of the city, at Veleslavín, Dlouhá Míle and Letiště Ruzyně stations. In addition, Dlouhá Míle station is designed as a universal, high-capacity intersection for transferring between the railway, regional and urban mass transit and a park-and-ride yard.

The continuation of the metro Line A from Dejvická Station toward the Ruzyně Airport is divided into stages during which three operating sections will be constructed: V A, VI A and VII A. The proposed alignment starts from the current terminal metro station, Dejvická, under Evropská Street. It ascends westward along the valley of the former Dejvický Brook up to the area of Vokovice and Veleslavín, where it turns south and passes through Břevnov mound; it again turns north-west under southern slopes of the Motol valley and continues further up to the Prague Airport.

The initial section of the extension, operating section V A, starts from Dejvická Station and ends by dead-end and head-shunt tracks behind a temporarily terminal station, Motol. The route will connect the densely populated areas along Evropská and Kladenská Streets and the residential areas of Červený vrch and Petřiny. In addition, it will provide easy access to the Faculty Hospital Motol, which is one of the largest hospitals in the Czech Republic and even in Europe.

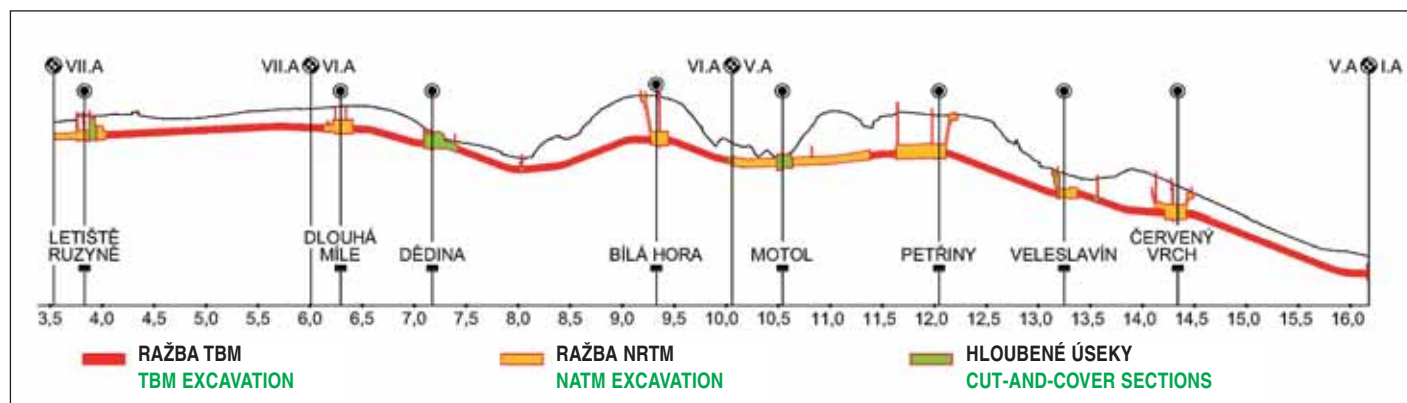
DESIGN FUNDAMENTALS

The metro operating section V A is 6.12km long and contains 3 mined stations, Červený Vrch, Veleslavín and Petřiny, and 1



Obr. 1 Situace trasy

Fig. 1 Layout of the route



Obr. 2 Převýšený podélný profil, technologie výstavby
Fig. 2 Exaggerated longitudinal section – construction techniques

stavby. Stavební práce by měly začít do konce tohoto roku a celý úsek VA má být předán do provozu v roce 2014.

Předpokládá se, že ihned po dokončení úseku VA bude zahájena výstavba navazujících úseků VIA a VIIA, které jsou vedeny až na Letiště Ruzyně. Úsek VIA má délku 4,08 km a jsou na něm tři stanice, zatímco úsek VIIA má délku 2,47 km a pouze jednu stanici. Traťové tunely budou v převážné délce ražené, jednokolejné.

POPIS TRASY

Následující základní popis trasy výsledného řešení je dle zvyklostí zpracován ve směru staničení, to je od stanice Motol do stanice Dejvická.

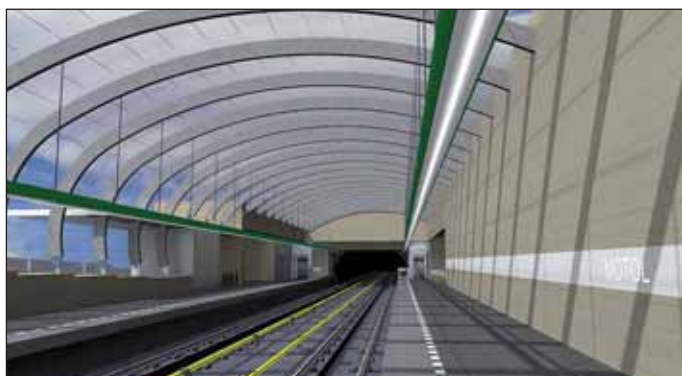
Stanice Motol

Stanice metra Motol je situována proti hlavnímu vstupu do areálu nemocnice Motol, severně od ulice Kukulovy. Je to mělká hloubená stanice s bočními nástupišti. Osová vzdálenost kolejí ve stanici je 4,5 m. Prosklená střešní konstrukce stanice umožňuje prosvětlení nástupiště denním světlem. Projekt minimalizuje zábor přilehlého svahu s vegetací a zajišťuje nepřerušovaný provoz na Kukulově ulici po celou dobu výstavby. V odřezu zajištěném pilotovou stěnou s trvalými kotvami bude vybudována hloubená stanice.

Konstrukce stanice je navržena z monolitického železobetonu. Objekt je dvoupodlažní. Na vestibul v úrovni pod nástupištem navazuje podchod pod ulicí Kukulova, s výstupními rampami k oběma protisměrným autobusovým zastávkám a do areálu nemocnice.

Součástí stanice je také ražený tunel pro obrátové koleje. Jedná se vlastně o ražený dvoukolejný tunel, v němž jsou dočasně umístěny dvě koleje délky 410 m pro obrát a odstav vlaků. Na konci tunelu je umístěna stavební jáma, ve které se u portálu vybuduje hloubený železobetonový objekt strojovny hlavního větrání s větracím objektem na povrchu. Zde bude dočasně ukončen provozní úsek trasy metra VA. Navržená stavební jáma umožní ražbu dvoukolejného tunelu obrátových kolejí, která se bude provádět podle zásad technologie NRTM, a dále umožní v budoucnu montáž razících mechanismů TBM a ražbu dvou jednokolejných tunelů metra na trase metra VIA.

Dalším důležitým objektem stavebního oddílu jsou odvodňovací šachta a štola, které jsou umístěny v nejnižším místě dvoukolejného



Obr. 3 Stanice Motol
Fig. 3 Motol Station

cut-and-cover station, Motol. Nearly all interstation tunnel stretches will be mined. Running tunnels are designed in the prevailing extent as single-track structures; double-track tunnels will be only in the vicinity of Motol Station.

The tender documents were completed in January 2009. The public tendering is currently underway. Construction works should commence by the end of 2009; the entire section V A is to be opened to traffic in 2014.

The construction of the following sections, VI A and VII A, which lead up to the Ruzyně Airport, is expected to start immediately after the completion of section V A. Section VI A is 4.08km long and contains 3 stations, while the 2.47km long section VII A has only 1 station. Major part of running tunnels will be single-track structures, built by mining.

DESCRIPTION OF THE ALIGNMENT

The following basic description of the resultant alignment design is, as usual, processed in the direction of chainage, i.e. from Motol Station toward Dejvická Station.

Motol Station

Metro station Motol is located in front of the main entrance to the grounds of the Motol hospital, north of Kukulova Street. It is a near surface cut-and-cover station with side platforms. The track centre distance in the station is 4.5m. A glazed station roof structure makes the illumination of platforms by daylight possible. The design minimises the use of land on the adjacent slope with vegetation and secures uninterrupted traffic in Kukulova Street throughout the construction period. The cut and cover station will be constructed in a shelf, which will be stabilised by a pile wall with permanent anchors.

The two-level station structure is designed in cast-in-situ reinforced concrete. The concourse at the level under the platform links a pedestrian subway under Kukulova Street, with exit ramps leading to two bus stops (for both directions) and the hospital area.

Part of the station is also a mined tunnel for the headshunt. It is a mined double-track tunnel temporarily housing two 410m long rails for turning back and shunting of trains. There will be a construction trench at the end of the tunnel, in which the main ventilation plant cut and cover structure will be built, with a ventilation structure at the surface level. The operating metro section V A will be temporarily terminated here. The above-mentioned construction trench will make the NATM excavation of the double-rail headshunt tunnel possible; in the future it will make the assembly of TBMs and driving of two single-rail tunnels on VI A metro line possible.

Another important structure within the construction lot is a drainage shaft and adit, which is located in the lowest point of the double-rail headshunt tunnel. The structure will be used for gravity evacuation of seepage water, tunnel rinsing water and also water originating during a possible defect on the tunnel hydrant line to a storm sewer in Kukulova Street.

The alignment turns north from Motol Station toward Petřiny Station through a left-hand curve to enter the space of Petřiny Station. At the beginning it passes through an about 770m long, mined double-rail tunnel, which will be driven by the NATM. Then two about 550m long single-rail tunnels follow, from an excavation

obratového tunelu. Objekt bude sloužit pro odvádění průsakových vod, vod z omývání tunelu, jakož i vod vzniklých při možné havárii tunelového vodovodu gravitačním způsobem do dešťové kanalizace v ulici Kukulově.

Od stanice Motol směrem ke stanici Petřiny se trasa levostrannými oblouky stáčí na sever a je přivedena do prostoru stanice Petřiny. Nejprve se jedná o ražený dvoukolejný tunel délky cca 770 m prováděný podle NRTM. Od místa šachty pro montáž razicích mechanismů pokračují dva jednokolejné tunely délky cca 500 m ražené pomocí technologie TBM. Mezistaniční úsek obsahuje ještě raženou stolu se strojovnou vzduchotechniky a větrací šachtu, které se budou provádět podle NRTM.

Stanice Petřiny

Stanice Petřiny je situována pod ulicí Brunclíkovou. Vlastní stanice je navržena jako jednolodní ražená, s ostrovním nástupištěm 37 m pod úrovní terénu. Osová vzdálenost kolejí ve stanici je 14,7 m. Na stanici ve směru ke stanici Motol navazuje jedna obrotová kolej umístěná v jednokolejném tunelu mezi oběma traťovými tunely. V místě, kde končí, jsou všechny tři tunely propojeny a do strany je vyražena stola se strojovnou hlavního větrání zakončená větrací šachtou. Jižní část nástupiště je bezbariérově propojena s povrchem dvěma výtahy a únikovým schodištěm umístěným ve společné svislé šachtě s povrchovým vstupním objektem. Výstup ze severního konce stanice do vestibulu je navržen pomocí trojice eskalátorů v raženém eskalátorovém tunelu. Na vestibul navazuje podchod v prostoru křižovatky ulic Na Petřinách a Brunclíkova.

Za stanicí se trasa obloukem stáčí k severovýchodu a současně klesá do stanice Veleslavín. Maximální podélný spád v úseku je 38,7 ‰. Ražené jednokolejné tunely s propojkami mají délku cca 1070 m a budou ražené razicími mechanismy.

Stanice Veleslavín

Stanice Veleslavín se středem přibližně pod ulicí Evropskou je situována v prostoru mezi nynější tratí ČD a východním úsekem ulice K Červenému vrchu. Stanice je navržena jako mělce ražená trojlodní, s ostrovním nástupištěm 19 m pod terénem. Osová vzdálenost kolejí je 15 m. Západní čelo nástupiště sousedí s hloubeným objektem, kterým je vedena trojice eskalátorů a výtah do podpovrchového vestibulu. Poloha stanice, vestibulu a jednotlivých výstupů je navržena tak, aby umožňovala přímé vazby na dočasný autobusový terminál, k tramvajovým zastávkám na ulici Evropská a zároveň bez nutnosti přestavby v předstihu reagovala na předpokládanou modernizaci tratě ČD včetně stanice rychlodráhy. Na východní konec nástupiště navazuje technologická část stanice. Zde je také umístěno únikové schodiště ze stanice, které ústí do únikové štolky ležící nad stanicí. Na tuto stolu navazuje šachta s pevným schodištěm až na terén.

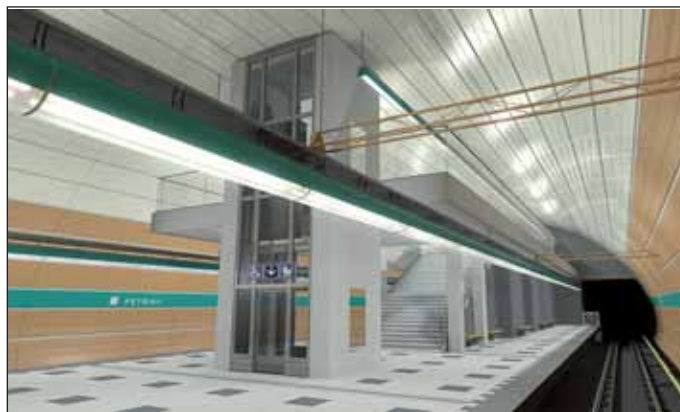
Dále pokračuje trasa dvěma raženými jednokolejnými tunely délky cca 800 m do stanice Červený vrch, prováděnými pomocí razicích mechanismů. Asi 150 m za stanicí jsou ražené traťové tunely přerušeny cca 50 m dlouhým hloubeným objektem, který obsahuje strojovnu vzduchotechniky s větrací šachtou umístěnou mezi dva jednokolejné traťové tunely. V úseku jsou opět navrženy vzduchotechnické propojky. Maximální spád v úseku je 35 ‰.

Stanice Červený vrch

Stanice Červený vrch je situována pod ulicí Evropskou a je navržena jako ražená jednolodní, s jedním hloubeným vestibulem. Hloubka



Obr. 5 Stanice Veleslavín
Fig. 5 Veleslavín Station



Obr. 4 Stanice Petřiny
Fig. 4 Petřiny Station

equipment assembly shaft (TBMs). In addition, the interstation section contains a mined gallery, housing the ventilation plant and a ventilation shaft; these structures will be constructed by the NATM.

Petřiny Station

Petřiny Station is located under Brunclíkova Street. The station itself is designed as a single-span mined structure with an intermediate platform found 37m under the surface level. The track centre distance in the station is 14.7 m. There is a single-rail tunnel between the running tunnels containing one headshunt track, which leads from beyond the Petřiny Station toward Motol Station. All of the three tunnels are interconnected at the point in which they terminate and a gallery housing the main ventilation plant is driven to a side. The gallery is terminated by a ventilation shaft. The southern part of the platform is connected with a surface entrance structure in a barrier-free way, by two lifts and via an escape staircase, which are located in a common vertical shaft. The exit from the northern end of the station to the concourse is designed to comprise a bank of three escalators installed in a mined escalator tunnel. A pedestrian subway is connected to the concourse in the area of the intersection between Na Petřinách and Brunclíkova Streets.

Beyond the station the alignment turns north-east and descends to Veleslavín Station, at the maximum gradient of 38.7 ‰ in this section. The length of the mined single-rail tunnels with cross passages is about 1070m; they will be driven by tunnel boring machines.

Veleslavín Station

Veleslavín Station, with its centre roughly under Evropská Street, is located in the space between an existing Czech Railways' track and the eastern section of K Červenému Vrchu Street. The station is designed as a near surface, three-span mined structure with an intermediate platform found at the depth of 19m under the surface. The track centre distance is 15.0m. The western end of the platform neighbours with a cut and cover structure housing a bank of three escalators and a lift to the underground concourse. The locations of the station, concourse and individual exits are designed in a way making direct connection to a temporary bus terminal and tram stops in Evropská Street possible. At the same time, the design responded in advance to the expected upgrading of the existing Czech Railways' line and a high-speed railway station, requiring no subsequent reconstruction. There is the services part of the station at the eastern end of the platform. The staircase for escaping from the station is also in this location. It leads to an escape gallery found above the station. This gallery is connected to a shaft by a fixed staircase leading to the surface.

Further on the route continues through two about 800m long single-rail tunnels to Červený Vrch Station, which will be driven by TBMs. Approximately 150m beyond the station, the mined running tunnels are interrupted by a ca 50m long cut and cover structure, which houses the ventilation plant with a ventilation shaft, which is located between two single-rail running tunnels. Again, ventilation cross passages are designed for the section. The maximum gradient within the section amounts to 35 ‰.



Obr. 6 Stanice Červený vrch
Fig. 6 Červený Vrch Station

ostrovního nástupiště pod terénem ve středu stanice je 27 m. Osová vzdálenost kolejí je 13 m. Západní strana stanice bude vyhrazena pro technologickou část a z této strany je napojena přístupová štola, která bude v definitivu částečně využita pro strojovnu vzduchotechniky doplněnou větrací šachtou.

Vestibul, přístupný z východního čela stanice pomocí trojice eskalátorů, je situován do křižovatky s Horoměřickou ulicí, s vazbou na uvažovaný malý terminál městských a příměstských linek autobusové dopravy. Na vestibul navazuje podchod pod ulicí Evropskou, který umožňuje také přímý přestup na tramvajovou trať vedenou touto ulicí.

Západní část nástupiště je bezbariérově propojena s povrchem dvojicí osobních výtahů s únikovým schodištěm, které jsou umístěny ve společné svislé šachtě. Výtahy jsou zaústěny do podchodu pod Evropskou ulicí v blízkosti ulic Arabská a Kamerunská.

Za stanicí Červený vrch pokračuje trasa metra pod Evropskou ulicí dvěma jednokolejnými raženými traťovými tunely délky 1760 m ústícími do prostoru odstavných kolejí současné koncové stanice Dejvická. Traťové tunely jsou opatřeny vzduchotechnickými propojkami a klesají v maximálním sklonu 39,5 ‰ směrem ke stanici Dejvická. V úseku je navržen společný hloubený objekt pro měnirnu a pro strojovnu vzduchotechniky s větrací šachtou. Objekt je umístěn na okraji parku a s trasou je propojen dvěma raženými štolami.

VÝBĚR TECHNOLOGIE RAŽBY TRAŤOVÝCH TUNELŮ

V posledních letech byla při výstavbě nových ražených úseků pražského metra používána téměř výhradně Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM) s využitím trhacích prací nebo s mechanizovaným rozpojováním horniny.

S ohledem na relativně velkou celkovou délku nového úseku 6,12 km a další faktory popsané níže, byla pro ražbu jednokolejných traťových tunelů v souladu s celosvětovým trendem navržena v převážném rozsahu ražba pomocí moderních tunelovacích strojů. Staniční tunely, dvukolejné traťové tunely a ostatní ražené objekty budou realizovány technologií NRTM.

Hlavním kritériem pro výběr technologie ražby traťových úseků byla snaha o minimalizaci poklesů terénu nad raženými tunely. Ražba v daných geologických podmínkách pod povrchovou zástavbou, frekventovanými komunikacemi s řadou inženýrských sítí a v některých úsecích i tramvajovými tratěmi by byla technologií NRTM možná jen s obtížemi. Pro omezení deformací nadloží by bylo třeba provádět doplňující opatření, jako je například vertikální členění výrubu, kotvení čelby apod. Tato opatření výrazně zpomalují stavební postupy, zvyšují náklady, a přesto nelze dosáhnout poklesů dosahovaných při ražbě tunelovacími stroji v obdobných podmínkách. Proto je ražba pomocí NRTM navržena jen v místech, kde je to nezbytně nutné. Jedná se o části traťových úseků u stanice Motol, která má boční nástupiště. Zde budou realizovány dvukolejné traťové tunely. Při etapové výstavbě této trasy metra bude dvukolejný traťový úsek za stanicí Motol využíván dočasně pro obraty vlaků metra.

GEOLOGICKÉ POMĚRY

Předkvartérní podklad zájmového území budují horniny barrandienského staršího paleozoika (ordovik – silur), zastoupené převážně břidlicemi, pískovci, prachovci a drobnými, místy s polohami křemenců. Minoritně jsou také zastoupeny horniny ordovického vulkanismu, tvořené převážně bazaltovými tufy a tufity a bazaltovými aglomeráty.

Červený Vrch Station

Červený Vrch Station is located under Evropská Street. It is designed as a mined, single-span structure with one cut and cover concourse. The depth of the intermediate platform under the surface, at its centre, is 27m. The track centre distance is 13.0 m. The western side of the station will be assigned for services. An access gallery, which will be in the final state partially used for the ventilation plant with a ventilation shaft, will be connected from the western side.

The concourse, which is accessible from the eastern end of the station via a bank of three escalators, is located in the intersection with Horoměřická Street, with a connection to a small terminal for city bus and suburban bus lines, which is under planning. A pedestrian subway under Evropská Street is connected to the concourse. It allows even direct transfer to the existing tram line running along this street.

The western part of the platform is connected in a barrier-free way with the surface by a pair of passenger lifts and an escape staircase, which are installed in a common vertical shaft. The lifts lead to a pedestrian subway under Evropská Street in the proximity of Arabská and Kamerunská Streets.

Behind Červený Vrch Station the metro route continues under Evropská Street via two 1760m long, mined single-rail running tunnels, ending in the space of the stabling tracks which are part of the current Dejvická terminal station. The running tunnels are provided with ventilation cross passages; they descend at the maximum gradient of 39,5 ‰ toward Dejvická Station. A common cut and cover structure for a converter station and the ventilation plant with a ventilation shaft is designed to be built in this section. The structure is located at the edge of a park; it is connected to the route by two mined galleries.

SELECTION OF TUNNELLING TECHNIQUE FOR RUNNING TUNNELS

In recent years the New Austrian Tunnelling Method (NATM) with the ground disintegration by drill and blast or mechanically has been nearly the only method used during the construction of new sections of Prague metro.

With respect to the relatively great overall length of the new section (6.12km) and other below-mentioned factors, the excavation by modern tunnelling machines (TMs) has been designed for major part of single-rail running tunnels, in line with the worldwide trend. The station tunnels, double-rail running tunnels and the other mined structures will be constructed by the NATM technique.

The main criterion for the selection of the technique for driving running tunnels was the effort to minimise settlement of the surface above the mined tunnels. Driving tunnels by the NATM through the given geology, under existing buildings, busy roads with numerous utility services buried under their surface and even tram lines within some route sections, would be possible only with difficulties. Reducing deformations of the overburden would require implementation of additional measures, for example dividing the excavation face into side drifts and a central pillar and anchoring of the face. However, even these measures significantly reduce advance rates and increase costs. In addition, despite the measures, the settlement values achievable when TMs are used in similar conditions cannot be achieved. This is why the NATM excavation is designed only for locations where it is necessary, i.e. in parts of running tunnel section at Motol Station, which has side platforms. There will be double-rail tunnels there. During the construction of this metro line, which is divided into stages, the double-rail section behind Motol Station will be temporarily used for turning back metro trains.

GEOLOGICAL CONDITIONS

The Pre-Quaternary bedrock within the area of operations consists of Early Palaeozoic rocks of the Barrandian unit, which are first of all represented by shales, sandstone, siltstone and greywacke, locally with the occurrence of quartzite layers. There is also a minor proportion of rocks resulting from Ordovician volcanism, comprising mostly basalt tuffs, tuffites and basaltic agglomerates. The Palaeozoic rocks are folded, generally dipping SE at 30-60°. The Ordovician period is represented by series of layers which are

Paleozoické horniny jsou zvrásněné, s generelním úklonem vrstev mezi 30–60° směrem k JV. Ordovik je zastoupen souvrstvími charakteristickými pro pražskou geologii – souvrství šárecké, dobrotivské, libeňské, letenské, vinické, záhořanské, bohdalecké, královské a kosovské. V okolí stanice Motol vystupuje zpod křídly liteňské souvrství siluru.

Další horniny předkvartérního podkladu jsou mesozoického stáří a náleží k svrchní křídě, konkrétně se jedná o souvrství perucké, korycanské a bělohorské. Tyto horniny jsou zastoupeny jíly a jílovci s uhlíovým pigmentem, pískovci, slepenci a ve svrchních partiích slínovci. Křídové horniny jsou generelně subhorizontálně uloženy a spočívají diskordantně na podložních paleozoických horninách.

Kvartérní pokryv představují zejména deluvialní, deluviofluvialní, eolické a fluvialní terasové sedimenty. V trase stavby byly zjištěny rovněž uloženiny antropogenního původu.

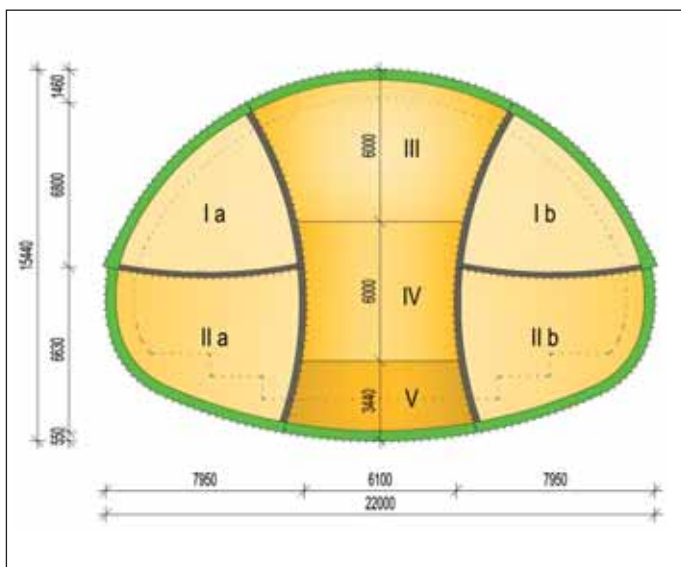
Z hlavních tektonických linií se v horninách ordoviku a siluru uplatňuje okrajový podélný zlom, který patří k pražskému zlomovému pásmu a objevuje se v blízkosti trasy ve svahu v prostoru stanice Motol. Druhou význačnou tektonickou linií je šárecký zlom, který prochází severně od stanice Veleslavín, cca 150 metrů od trasy.

Z hydrogeologického hlediska je proterozoikum a paleozoikum prostředím s omezenou puklinovou propustností a v rozloženém skalním masivu i omezenou průlinovou propustností, v obou případech s velmi nízkou vydatností podzemních vod. Ve svrchní křídě je nutné počítat s oddělenými zvodněmi jednotlivých souvrství s převážně puklinovou až průlino-puklinovou propustností. Zvodnění kvartérních pokryvu je vázáno především na údolní fluvialní sedimenty, kde hladina podzemní vody komunikuje s vodami ve vodotečích. Periodické zvodnění lze očekávat i v deluviofluvialních sedimentech.

TECHNICKÉ ŘEŠENÍ RAŽENÝCH STANIC

Ze tří navrhovaných ražených stanic jsou dvě stanice (Červený vrch a Petřiny) hluboko uložené ražené jednodolní stanice. Výška nadloží nad klenbou staničních tunelů se pohybuje od 15 m do 29 m. Zbývající stanice Veleslavín je navržena jako trojlodní ražená stanice s relativně malým nadložím.

Kaverny jednodolních staničních tunelů s šířkou 22 m u stanice Petřiny, 20,3 m u stanice Červený vrch a s výškou 15,4 m budou raženy technologií NRTM za použití trhačích prací. Předpokládá se jak horizontální, tak i vertikální členění výrubu s primárním zajištěním stříkaným betonem v kombinaci s kotvením. V první fázi budou vyraženy a primárně zajištěny oba boční výrubu, které budou ještě horizontálně členěny. Dále bude vyražena a primárně zajištěna střední část výrubu, která bude opět horizontálně členěna a její klenba bude opřena o klenbu bočních výrubů. Velikosti jednotlivých dílčích výrubů budou přizpůsobeny nasazené mechanizaci tak, aby byla zajištěna maximální možná rychlost výstavby. Po primárním zajištění celého staničního profilu bude provedena mezilehlá fóliová hydroizolace a nakonec bude provedeno sekundární železobetonové ostění. Navržená třída betonu definitivního ostění je C 30/37.



Obr. 7 Ražba jednodolní stanice

Fig. 7 The single-span station tunnel excavation sequence

distinctive of Prague geology, namely the Šárka, Dobrotiv, Libeň, Letná, Vinice, Záhořany, Bohdalec, Králův Dvůr and Kosov Members. The Silurian Liteň Member rises up from under the Cretaceous mass.

Other Pre-Quaternary rocks forming the bedrock are of the Mesozoic age. They belong to the Upper Cretaceous formation, namely the Peruc, Korycany and Bílá Hora Members. These rocks are represented by clays and claystone pigmented by coal, sandstone, agglomerates and, in the upper parts, marlstone. The Cretaceous rocks are in general deposited sub-horizontally, resting discordantly on the underlying Palaeozoic rocks.

The Quaternary cover is represented, above all, by deluvial, deluviofluvial, Aeolian and fluvial terrace sediments. Anthropogenic fills were also identified along the metro extension route.

A boundary strike slip fault belonging to the Prague Fault Zone is the principal tectonic line which exists within the Ordovician and Silurian rock formations, in the vicinity of the route, in a slope in the Motol Station area. The other significant tectonic line is the Šárka Fault, which runs north of Veleslavín Station, at the distance of about 150 m from the route.

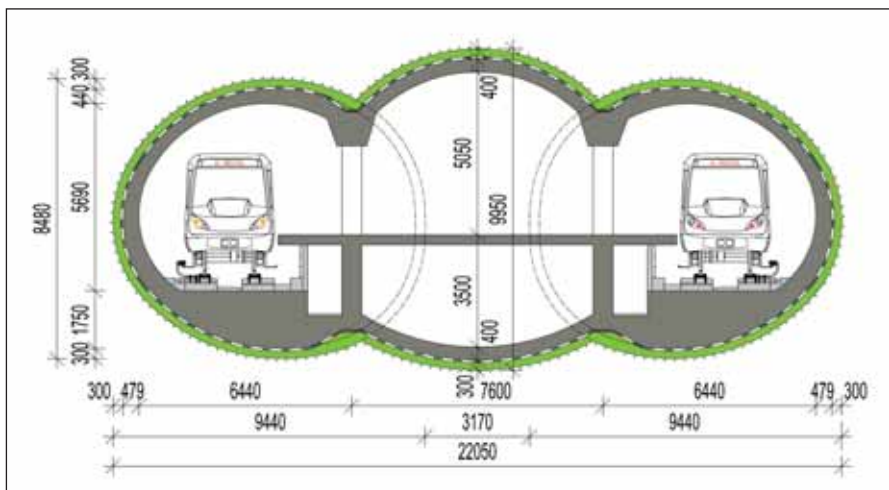
From the hydrogeological point of view, the Proterozoic and Palaeozoic formations provide an environment with limited fissure permeability and, in decomposed rock mass, even limited interstitial permeability. In both cases the groundwater discharge is very low. In the Upper Cretaceous formation it will be necessary to take into account the isolated aquifers existing in individual geological members, featuring mainly fissure to interstitial-fissure permeability. The saturation of the Quaternary cover is bound above all to valley fills (fluvial), where the water table communicates with water in streams. Periodical saturation with water can be expected even in deluviofluvial sediments.

TECHNICAL SOLUTION FOR MINED STATIONS

Of the three mined stations being designed, 2 stations (Červený Vrch and Petřiny) are deep seated, mined, single-span structures. The height of overburden above the vaults of the station tunnels vary from 15 m to 29 m. The remaining station, Veleslavín, is designed as a three-span structure, with relatively shallow overburden.

The 15.4 m high caverns for the single-span Petřiny and Červený Vrch stations will be 22.0 and 20.3 m wide, respectively. They will be driven by the NATM, using the drill and blast. It is expected that the excavation sequence will be combined, using both the sidewall drifts with a central pillar system (the so-called vertical sequence) and top heading, bench and invert system (the so-called horizontal sequence). The primary support will consist of shotcrete combined with anchoring. In the initial phase, both sidewall drifts will be excavated and provided with the primary support (the drifts will be horizontally sub-divided). Then the middle part of the tunnel will be excavated and provided with the primary support (again, the excavation will be divided horizontally). The vault over this excavation will be supported by vaults of the sidewall drifts. Dimensions of the individual partial headings will be accommodated to the equipment used so that the maximum possible construction advance rate is secured. When the whole profile of the station tunnel is provided with the primary lining, the intermediate waterproofing membrane will be installed and, finally, the secondary reinforced concrete lining will be erected using C 30/37 grade concrete.

As far as the three-span station, with the width of 22.1 m and the height of the highest middle tunnel of 10 m, is concerned, the NATM technique with the drill and blast is again designed. Taking into consideration the small height of the overburden, it is conceptually assumed that first the 9.5 m wide by 8.5 m high sidewall drifts will be driven and provided with primary support. The horizontal excavation sequence (top heading, bench, invert) will be applied; the sequence will be switched to the vertical one (sidewall drifts and a central pillar) in the cases of deteriorated geology or existence of settlement-sensitive utility networks in the tunnel overburden. The intermediate waterproofing membrane and final cast-in-situ reinforced concrete lining of the station's side tunnels will be installed in these initial headings, including longitudinal rows of columns supporting the vaults of the tunnels, both the station's side tunnels and the central tunnel, which will be driven subsequently. Continuous, longitudinal structural dividing



Obr. 8 Trojlodní ražená stanice

Fig. 8 The three-span mined station

U ražené trojlodní stanice celkové šířky 22,1 m a výšku nejvyššího středního tunelu 10 m je uvažována opět ražba technologií NRTM za použití trhacích prací. S ohledem na malou výšku nadloží se koncepčně předpokládá nejprve ražba bočních výrubů šířky 9,5 m a výšky 8,5 m, zajištěných primárním ostěním. Členění výrubu bude horizontální, v případě zhoršených geologických podmínek nebo výskytu inženýrských sítí v nadloží tunelu, citlivých na poklesy, se přejde na členění vertikální. V těchto prvotních výrubech se provede mezilehlá fóliová hydroizolace a definitivní monolitické železobetonové ostění bočních staničních tunelů včetně podélných řad sloupů, tvořících podpory kleneb bočních staničních i následně realizovaného středního staničního tunelu. V technologických částech stanic jsou místo řad sloupů navrženy průběžné podélné nosné dělicí stěny. Po dokončení definitivního železobetonového ostění bočních staničních tunelů bude prováděna ražba středního tunelu s horizontálním členěním výrubu. Poté bude provedena mezilehlá hydroizolace a vybetonováno definitivní železobetonové ostění střední části stanice. Navržená třída betonu definitivního ostění je C 30/37, pilíře a průvlaky jsou navrženy z betonu SCC 40/50.

Ostatní ražené části stanic, jako jsou eskalátorové tunely, výtahové šachty, větrací šachty a štolky, budou raženy pomocí NRTM s případným horizontálním členěním výrubu. Konstrukce ostění bude opět dvouplášťová s primárním ostěním ze stříkaného betonu, mezilehlou hydroizolací a železobetonovým sekundárním ostěním.

TECHNICKÉ ŘEŠENÍ TRAŤOVÝCH TUNELŮ

Převážná část ražených mezistaničních úseků je navržena jako jednokolejné tunely ražené pomocí tunelovacích strojů. V okolí stanice Motol budou vybudovány dvoukolejné traťové tunely ražené technologií NRTM.

Ražba prováděná vhodným typem tunelovacího stroje zaručuje v proměnlivých geologických podmínkách a zejména v úsecích pod povrchovou zástavbou minimální deformace terénu a zároveň velkou rychlost ražby. Pro tento projekt je uvažováno nasazení zeminových štítů EPB (Earth Pressure Balance), které jsou schopny razit ve zcela porušených horninách a v měkkých horninách charakteru zemin v modu s plnou podporou čela. Současně lze stroje během krátkého času upravit pro ražbu v modu s částečnou podporou čela nebo ražbu bez podpory čela, které jsou vhodnější pro pevné skalní horniny a umožňuje rychlejší postupy ražby.

Jednokolejné tunely jsou navrženy jako kruhové s vnitřním průměrem 5,3 m. Ostění je jednoplášťové z prefabrikovaných železobetonových dílců (tybinků) tloušťky 250 mm z vodotěsného betonu. Prstence šířky 1400 mm sestávají ze 6 dílců (5 + 1). Protože provádět při této technologii hydroizolaci na rubové straně není možné, což je u staveb metra požadováno jako ochrana proti bludným proudům, je tento požadavek splněn zvýšenou kvalitou betonu. Minimální třída betonu bude C 35/45 při dodržení maximálního průsaku do 30 mm. Jednotlivé segmenty budou po obvodu opatřeny těsněním, které zajistí vodonepropustnost spár. Montáž prstenců ostění se provádí pod ochranou štítu a při posunu se štít opírá o čelo předchozího již hotového prstence

walls are designed instead of the rows of columns for equipment sections of stations. When the final reinforced concrete lining of the side station tunnels is complete, the central station tunnel will be driven using the top heading – bench – invert sequence. Then the intermediate waterproofing will be installed and the final reinforced concrete lining will be cast in the central part of the station. The concrete grade designed for the final lining and the columns and beams are C 30/37 and SCC 40/50, respectively.

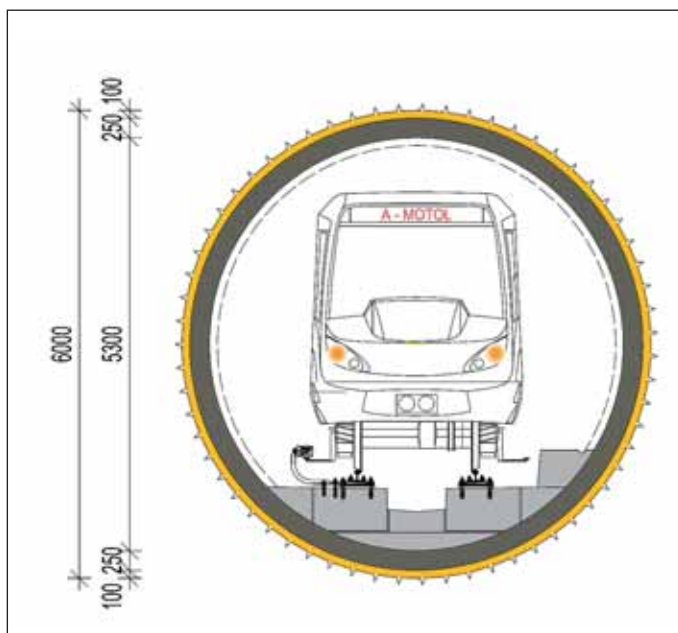
The other mined parts of the station, such as escalator tunnels, lift shafts, ventilation shafts and galleries, will be driven by the NATM, using the top heading-bench-invert sequence if necessary. Again, the lining will be a double-shell structure with the primary lining in shotcrete and secondary lining in reinforced concrete, with a waterproofing system between them.

TECHNICAL SOLUTION FOR RUNNING TUNNELS

The major part of the mined running tunnels between stations is designed as TM driven, single-rail structures. Two double-rail tunnels in the vicinity of Motol Station will be driven by the NATM.

The tunnel excavation by a proper type of a TM guarantees minimum deformations of surface and high advance rates of excavation when driving through variable geological environment, especially within sections passing under existing buildings. The design assumes that Earth Pressure Balance Shield will be used for this project. They are capable of driving through totally broken rocks and soft ground characterised as soils when they are in the EPB mode. At the same time, the machines can be modified within a short time to the mode allowing driving with partial face support or even the open face mode, which is more suitable for hard rock and allows faster driving.

The single-rail running tunnel is designed as a circular cross section structure with the inner diameter of 5.3m. The lining has a single shell consisting of 250mm thick precast reinforced concrete segments (water retaining concrete). One lining ring is 1400mm wide and consists of 6 segments. Because this technique does not allow the installation of waterproofing on the external side of the lining, which is required as the protection of metro structures against stray currents, this requirement is coped with by increasing quality of concrete. Concrete grade C35/45 will be the minimum, with the maximum seeping depth of 30mm. Individual



Obr. 9 Jednokolejné traťový tunel

Fig. 9 Single-rail running tunnel

ostění tunelu. Pro minimalizaci deformací v nadloží tunelu je nutné provádět okamžité výplň prostoru mezi rubem nově smontovaného prstence ostění a lícem výrubu. Vhodně zvolená technologie výplňové injektáže je zárukou minimalizace poklesů zástavby.

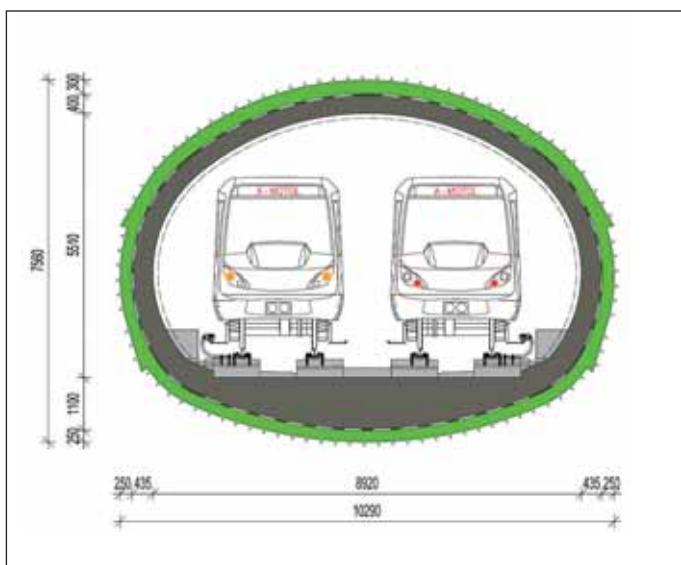
Jednokolejné traťové tunely budou po celé trase v intervalech maximálně 200 m propojeny vzduchotechnickými propojkami podkovovitěho profilu šířky 4,7 m a výšky 5,4 m s délkou cca 12 m, které snižují pístový účinek projíždějících souprav metra. Současně slouží pro možnou evakuaci osob a zásah záchranných jednotek. V případě detekce požáru budou propojky automaticky uzavřeny pomocí protipožárních vrat, ve kterých je dvojice protipožárních dveří pro únik osob oběma směry. Propojky budou s dvouplášťovým ostěním a mezilehlou fóliovou hydroizolací.

Ražba dvoukolejných traťových tunelů tvaru plochého oválu je navržena podle zásad technologie NRTM, při použití trhacích prací. Předpokládá se horizontální členění výrubu. Podle geologických podkladů se očekává ražba v technologických třídách 3, 4, 5a, 5b a 5c. Těmto jednotlivým třídám odpovídají výrobové prostředky a tloušťky primárního ostění. Základní profil je navržen pro osovou vzdálenost kolejí (o. v.) 3,7 m a má šířku 10,3 m a výšku 7,6 m. Pro úseky, kde dochází k postupnému zvětšování osové vzdálenosti kolejí (přechod na dva jednokolejné tunely), byly navrženy další zvětšené profily dvoukolejného tunelu: o. v. 3,9 m, o. v. 4,5 m, o. v. 5,0 m a o. v. 5,8 m a o. v. 6,5 m. V těchto úsecích potom dochází vždy ke zvětšení profilu tunelu skokem. Ostění tunelu je navrženo jako dvouplášťové s uzavřenou mezilehlou fóliovou hydroizolací. Vnější primární ostění je ze stříkaného betonu, vnitřní ostění je z monolitického železobetonu. Navržená třída betonu definitivního ostění je C 25/30.

Ostatní ražené části traťových úseků, jako jsou větrací šachty a štoly, strojovny větrání, odvodňovací štola a šachta, přístupové štoly a demontážní komory štítu s přístupovým tunelem u stanice Dejvická, budou raženy rovněž podle zásad NRTM s případným členěním výrubu a použitím dalších zajišťovacích prostředků. V místě zahájení ražeb bude přístropí zajišťováno mikropilotovými deštníky, při ražbě v zeminách pod hladinou podzemní vody se předpokládá zajištění pomocí překrývajících se vějířů tryskové injektáže. Ostění trvalých konstrukcí bude opět dvouplášťové s primárním ostěním ze stříkaného betonu, mezilehlou hydroizolací a železobetonovým sekundárním ostěním. U všech dočasných konstrukcí, jako jsou přístupové štoly, bude vybudováno pouze primární ostění a zbylý prostor bude po ukončení funkce díla zaplněn poplínobetonem.

POSTUPY PROVÁDĚNÍ TRATĚVÝCH TUNELŮ

Výstavba dvoukolejných traťových tunelů v okolí stanice Motol, prováděných technologií NRTM, bude probíhat ze dvou rozsáhlých stavenišť směrem ke stanici. První staveniště poblíž ulice Kukulovy je na konci tunelu pro obrátové koleje a bude později využito pro ražbu navazujících provozních úseků trasy VIA a VIIA. Druhé staveniště se



Obr. 10 Dvoukolejný traťový tunel
Fig. 10 Double-rail running tunnel

segments will be fully gasketed to provide waterproof joints. The lining rings are assembled under the protection of the shield. Propulsion of the TBM is by pushing from the front end of the previous completed tunnel lining ring. To minimise deformations in the tunnel overburden, it is necessary to immediately backfill the annulus between the external surface of the newly erected lining ring and the inner surface of the excavation. The properly chosen method of backgrouting guarantees that the settlement of existing buildings is minimised.

The single-rail running tunnels will be interconnected throughout the route length at maximum intervals of 200m by about 12m long ventilation cross passages (horseshoe shaped profiles, 4.7m wide, 5.4m high), which reduce the piston effect of passing metro trains. At the same time, they allow evacuation of people and intervention of rescue units. In the case of a fire, the cross passages will be automatically closed by fire protection gates with a fire-check door allowing escaping of persons in both directions. The cross passages will have a double-shell lining with intermediate waterproofing membranes.

The excavation of the horizontally elongated oval cross section double-rail running tunnels is designed according to the NATM principles, using the drill and blast. The top heading, bench and invert excavation sequence is expected. The excavation support classes 3, 4, 5a, 5b and 5c are anticipated on the basis of geological survey data. The means of support and thickness of the primary lining correspond to the support classes. The basic cross section is designed for the track centre distance (TCD) of 3.7m; it is 10.3m wide by 7.6m high. Other enlarged profiles were designed for the sections where the track centre distance increases (transition to two single-rail tunnels): 3.9m TCD, 4.5m TCD, 5.0m TCD, 5.8m TCD and 6.5m TCD. Enlarging of the tunnel profile within these sections is carried out by jump. The tunnel lining is designed as a double-shell structure with a closed intermediate waterproofing membrane system. The outer primary lining is in shotcrete, while the inner lining is in cast-in-situ reinforced concrete. The C 25/30 concrete grade is designed for the final lining.

The other mined parts of the track sections, such as ventilation shafts and galleries, ventilation plants, a drainage gallery and shaft, access adits and shield dismantling chambers with an access tunnel near Dejvická Station, will be driven by the NATM. The excavation face will be divided and means of support applied as required. At the beginning, the top heading will be protected by canopy tube pre-support; a support system comprising overlapping jet grouted fans is expected to be applied while driving through soils under the water table. The lining of the permanent structures will consist of two shells: a shotcrete primary lining, intermediate waterproofing membrane and a reinforced concrete secondary lining. All temporary structures, such as access adits, will be provided only with a primary lining; the remaining space will be back-filled with cinder concrete when the function of the working has been terminated.

RUNNING TUNNELS – CONSTRUCTION PROCEDURES

The construction of double-rail running tunnels in the vicinity of Motol Station, which are to be excavated by the NATM, will proceed from two large construction sites, in the direction of the station. The first construction site, near Kukulova Street, is at the end of the tunnel for headhunt tracks; it will be later used for the excavation of adjacent operating sections, VI A and VII A. The other site is near Na Vypichu Street. It will be used also for the EPBS driving of the single-rail tunnels. The double-rail tunnel excavation will start before the deployment of EPBS; part of the completed double-rail tunnels will be used as an assembly chamber.

The construction procedure for single-rail running tunnels assumes that 2 tunnel boring machines will be deployed in the section between Motol and Petřiny Stations, in the vicinity of the Vypich road intersection. In this location the site facility allows high-capacity supplying with materials for the excavation of both tunnels, simultaneously with the mucking out. Both EPBS will be lowered one at a time down a circular construction pit (21.6m in diameter), which will be sunk up to the depth of 33.1m. The shaft will allow the tails of the EPBS to be shifted inside the assembly chamber pre-excavated in the double-rail tunnel. The chamber is connected with the surface via an access tunnel (7.1m wide and 6.6m high),

nachází poblíž ulice Na Vypichu a bude sloužit i pro ražbu jednokolejného tunelů pomocí štítů. Ražba dvoukolejného tunelu začne ještě před nasazením štítů a část hotových dvoukolejných tunelů bude využita jako montážní komora.

Postup výstavby jednokolejných tratových tunelů předpokládá nasazení dvou razicích strojů v tratovém úseku mezi stanicemi Motol a Petřiny v blízkosti křižovatky Vypich. Zařízení staveniště zde umožňuje kapacitní zásobování materiálem pro ražbu obou tunelů a současně odtěžování vyrubané horniny. Oba štíty budou postupně spouštěny v hloubené kruhové stavební jámě průměru 21,6 m a hloubky 33,1 m, s možností zasunutí zadní části strojů do předem vyražené montážní komory v místech dvoukolejného tunelu. Komora je spojená s povrchem přístupovou štolou (šířka 7,1 m a výška 6,6 m) s navazující sjezdovou rampou. Ražba pomocí štítů bude prováděna ve směru ke stávající stanici metra Dejvická. Po projetí strojů prostorem stanice Petřiny, kde se později oba tunely postupně přebudují na jednokolejné stanici, bude pokračovat úpadní ražba tratových tunelů ke stanici Veleslavín. V této třílůžkové stanici se předpokládá v předstihu vyražení obou bočních výrubů zajištěných primárním ostěním tak, aby mohly být stroje stanic protaženy a dále pokračovaly ke stanici Červený vrch.

Přibližně 150 m za stanicí Veleslavín vjedou stroje do předem vyhloubené stavební jámy půdorysných rozměrů 51x31 m. Po projetí obou razicích mechanismů touto jámou bude celý komplex obsluhy stroje (odtěžování rubaniny, skládka železobetonových dílců, napojení na média atd.) přenesen k této stavební jámě a další ražba tratových tunelů bude zajištěna z tohoto místa. To umožní v průběhu další ražby tratových tunelů zároveň pokračovat v ražbě stanic Petřiny a Veleslavín. Po protažení razicích strojů stanicí Červený vrch, která bude budována v předstihu z raženého přístupového tunelu s portálem u ulice Kladenské, bude pokračovat ražba tratových tunelů až k provozované stanici metra Dejvická.

Oba štíty budou postupně rozebrány v ražených kruhových demontážních komorách průměru 9,4 m, které budou předem vyrazeny cca 50 m od konce odstavných a obrátových kolejí provozované stanice Dejvická. Demontážní komory budou se stanicí propojeny dvěma jednokolejnými tratovými tunely, které budou budovány pomocí NRTM. Jednotlivé díly strojů budou přemístěny přístupovým tunelem do 23 m hluboké demontážní šachty půdorysných rozměrů 10 x 15 m, odkud budou vytaženy na povrch. Navržený profil přístupového tunelu o šířce 12,2 m a výšce 11,3 m umožní přesunutí celého štítu (bez závěsu) do šachty bez potřeby otáčení. Po ukončení ražeb se předpokládá další nasazení razicích mechanismů na provozním úseku trasy VIA ve stavební jámě za stanicí Motol.

ZÁVĚR

Prodloužení trasy A metra je rozsáhlá komplexní liniová stavba v hustě obydlené části hlavního města Prahy, při jejíž výstavbě bude použita řada různých technologií. Razit se bude jak NRTM, tak pomocí zeminových štítů, což představuje první použití tohoto typu tunelovacích strojů pro dopravní tunely v České republice. Ražby budou probíhat často v obtížných geologických podmínkách, pod povrchovou zástavbou, frekventovanými komunikacemi s řadou inženýrských sítí a v některých úsecích i přímo pod tramvajovými tratěmi. Stavba zahrnuje prostorné stanice, dlouhé tratové tunely i na ně napojené provozní podzemní objekty.

Návrh technického řešení nebyl jednoduchý. Hlavním kritériem byla snaha o minimalizaci poklesů terénu nad raženými tunely a zároveň snaha o co nejkratší dobu výstavby. Z tohoto důvodu byla pro převážnou část tratových tunelů zvolena technologie ražby pomocí štítů. Celková koncepce ražeb byla dále ovlivněna nutnou koordinací výstavby tratových úseků s výstavbou jednotlivých stanic a v neposlední řadě též polohami volných ploch pro zařízení staveniště, jejichž výběr byl značně omezený.

Výstavba úseku VA bude jistě velkou výzvou pro všechny, kteří se na realizaci této stavby budou podílet. Věříme, že všechny problémy, které nastanou, budou úspěšně vyřešeny a v roce 2014 bude nový úsek předán do užívání všem obyvatelům i návštěvníkům Prahy.

ING. MIROSLAV KOCHÁNEK, kochanek@metroprojekt.cz,
ING. JAN KOREJČÍK, korejcik@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.

Recenzoval: Ing. Karel Rössler, Ph.D.

which is connected to an access ramp. The EPBS driving will be carried out in the direction of the existing metro station, Dejvická. When the EPBS pass through the space of Petřiny Station, in which the two tunnels will be later rebuilt to the single-span station, they will proceed to drive running tunnels, downhill toward Veleslavín Station. It is assumed that both sidewall drifts in this three-span station will be excavated and provided with a primary lining in advance so that the EPBS can be pulled through the station to proceed further toward Červený Vrch Station.

Approximately 150m beyond Veleslavín Station, the TBMs will arrive at a pre-excavated construction pit with ground plan dimensions of 51 x 31m. After both EPBS pass through this pit, the whole TBM servicing complex (mucking out, storage of reinforced concrete segments, utility services etc.) will be moved to the edge of this construction pit; the further driving of running tunnels will proceed from this location. Owing to this system it will be possible during the course of further driving to continue at the same time to excavate Petřiny and Veleslavín Stations. When the EPBS have been pulled through Červený Vrch Station, which will be built in advance from a mined access tunnel having its the portal near Kladenská Street, the running tunnels will be driven further up to the Dejvická operating metro station.

Both EPBS will be gradually dismantled in mined, circular, 9.4m diameter dismantling chambers, which will be excavated at the distance of about 50m from the end of the headshunt tracks in the operating station Dejvická. The dismantling chambers will be connected with the station via two single-rail running tunnels, which will be excavated by the NATM. Individual components of the EPBS will be moved through the access tunnel to a 23m deep dismantling shaft with ground plan dimensions of 10 x 15m, from which they will be lifted to the surface. The 12.2m wide and 11.3m high cross section which is designed for the access tunnel will make shifting of the whole EPBS (without the trailing backup) to the shaft without a need for turning it. It is expected that, when the drives are finished, the EPBS will be further deployed on operating section VI of the Line A, in the construction pit behind Motol Station.

CONCLUSION

The metro Line A extension is a large, complex linear construction to be carried out within a densely populated part of the capital, Prague, during which many various technologies will be used. The excavation will be performed by both the NATM and EPBS. It will be the first use of this shield type for transport tunnels in the Czech Republic. The excavation will often pass through difficult geology, under existing buildings, busy roads with lots of utility networks and, in some sections, even under tram lines. The project comprises spacious stations, long running tunnels and operating underground structures connecting to them.

The work on the design of means and methods was not simple. The main criterion was the capability of minimising subsidence of the surface above the mined tunnels and, at the same time, reducing the construction time as much as possible. This is the reason why EPBS excavation technique was chosen for the major part of running tunnels. The overall concept of excavation was further affected by the necessity for coordinating the construction of running tunnels with the construction of individual stations and, at last but not least, even by the locations of free areas for site facilities. The selection of the areas was very limited.

The construction of section V A will certainly be a great challenge for all of those who will participate in the implementation of this project. We believe that all problems which will be encountered will be successfully solved and, in 2014, the new section will go into passenger service to satisfy all Prague residents and visitors.

ING. MIROSLAV KOCHÁNEK, kochanek@metroprojekt.cz,
ING. JAN KOREJČÍK, korejcik@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.

NOVÝ JABLUNKOVSKÝ TUNEL – PROJEKT A REALIZACE NEW JABLUNKOV TUNNEL – DESIGN AND CONSTRUCTION

JIRÍ MÁRA, JAN KOREJČÍK

ÚVOD

V mrazivém listopadu roku 2007 projel Jablunkovským tunelem číslo II poslední vlak a po zpřístupnění tunelu veřejnosti spojeném s výstavou o jeho historii byl tunel předán stavbě III. železničního koridoru Optimalizace trati státní hranice SR–Mosty u Jablunkova–Bystrice nad Olší. Od té doby uplynulo více než 1,5 roku a stavba je i přes mnohé obtíže v plném proudu. Technické zajímavosti z dosavadní výstavby již byly publikovány jak ze strany zhotovitele, tak dozoru investora a zhotovitele geomonitoringu. Tento článek se soustřeďuje na celou problematiku z hlediska projektanta. Technické řešení navržené v projektu stavby jsme podrobně popisovali ve čtvrtém čísle časopisu TUNEL z roku 2006 v článku Rekonstrukce Jablunkovských tunelů. Nyní se tedy můžeme zaměřit především na změny, které nastaly v dosavadním průběhu realizace.

ZÁKLADNÍ POPIS STAVBY

Nový dvoukolejný Jablunkovský tunel bude mít délku 612 m, z toho je 564 m ražených a u každého portálu dalších 24 m budovaných v zajištěné hloubené stavební jámě. Směrově je tunel veden v přímé, pouze posledních 60 m je v přechodnici. Dle sklonových poměrů se jedná o tunel vrcholový. Tunel je navržen v celé své délce se spodní klenbou a s uzavřeným systémem hydroizolace.

Ostění raženého tunelu je dvouplášťové s mezilehlou fóliovou hydroizolací tloušťky 3 mm. Primární ostění je ze stříkaného betonu C 16/20 s výztužnými příhradovými oblouky a dvěma vrstvami výztužných sítí. Stabilita přístropí při ražbě je zajištěna předražnými jehlami. Definitivní ostění je z monolitického železobetonu C 30/37, který je vyztužen příhradovými oblouky a vodorovnými příločkami. Pro betonáž klenby bude využit pojízdný bednicí vůz. Ostění hloubené části je navrženo jako jednoplášťové z vodotěsného betonu C 30/37 s prutovou vázanou výztuží a bude provedeno do oboustranného bednění. Prostor mezi spodní klenbou a šterkovým ložem je vyplněn betonem C16/20, líc je vyspádován směrem ke střední tunelové stoce umístěné v ose tunelu. Světla výška tunelové trouby činí 10 m, světla šířka 11,4 m. Po obou stranách tunelu jsou vedeny služební chodníky s kabelovody, suchovod je pouze na jedné straně. Záchranné výklenky jsou navrženy po 24 m vždy proti sobě.

Ražená část nového tunelu je budována pomocí Nové rakouské tunelovací metody (NRTM). Stávající jednokolejný Jablunkovský tunel číslo II z roku 1917 je po jednotlivých záběrech přestrojován na dvoukolejný tunel. Ostění starého tunelu je kromě pravého opěří (ve směru staničení) vybouráváno a profil je rozšiřován vlevo směrem k jednokolejnému Jablunkovskému tunelu číslo I z roku 1871. Postup je následující. V předstihu se po celé délce zajistí ponechávané pravé opěří Jablunkovského tunelu číslo II, a to stříkaným betonem s výztužnými sítěmi a PG kotvami, pomocí kterých je injektován rozvolněný prostor za ostěním. Potom se vyrazí kalota nového tunelu včetně vybourání části klenby starého tunelu. Kalota bude ihned zajištěna primárním ostěním. Následně bude vyražen a primárně zajištěn zbytek nového profilu včetně vybourání starého ostění zasahujícího do profilu. Dále bude provedena uzavřená mezilehlá hydroizolace a nakonec definitivní ostění nového tunelu.

GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Geologicky se širší okolí nachází ve vnějších západních Karpatech tvořených převážně sedimenty flyšového charakteru (střídání jílovců, prachovců, pískovců a slepenců), které jsou zastoupeny slezskou a račanskou jednotkou. Obě tyto jednotky tvoří samostatné příkrovy nasunuté přes sebe tzv. magurským nasunutím. Linie magurského nasunutí probíhá na východním úbočí Jablunkovského průsmyku (podél nového silničního tahu E 75, Jablunkov–Čadca). Složitá příkrovová stavba je doprovázena zlomovou tektonikou. Z inženýrsko-geologického hlediska je flyšový komplex typickým sesuvným územím.

INTRODUCTION

The freezing November 2007 saw the last train pass through the Jablunkov tunnel No. II. After opening the tunnel for public visits, which was combined with an exhibition on its history, the tunnel was handed over to the contractor for construction of the railway corridor III 'Optimisation of rail line between the border with the SR – Mosty u Jablunkova – Bystrice nad Olší'. Over 1.5 years have passed since then, and the construction is, despite many problems, in full swing. Technical information from the construction has been published both by the contractor and the resident engineer, as well as the contractor for geomonitoring. This paper is focused on the problems seen from consulting engineer's point of view. Our detailed description of the technical solution contained in the design was presented in issue 4 of TUNEL volume 2006, in the paper entitled 'Reconstruction to the Jablunkov tunnels'. Now we can concentrate above all on the changes which have taken place during the construction to date.

BASIC DESCRIPTION OF THE CONSTRUCTION

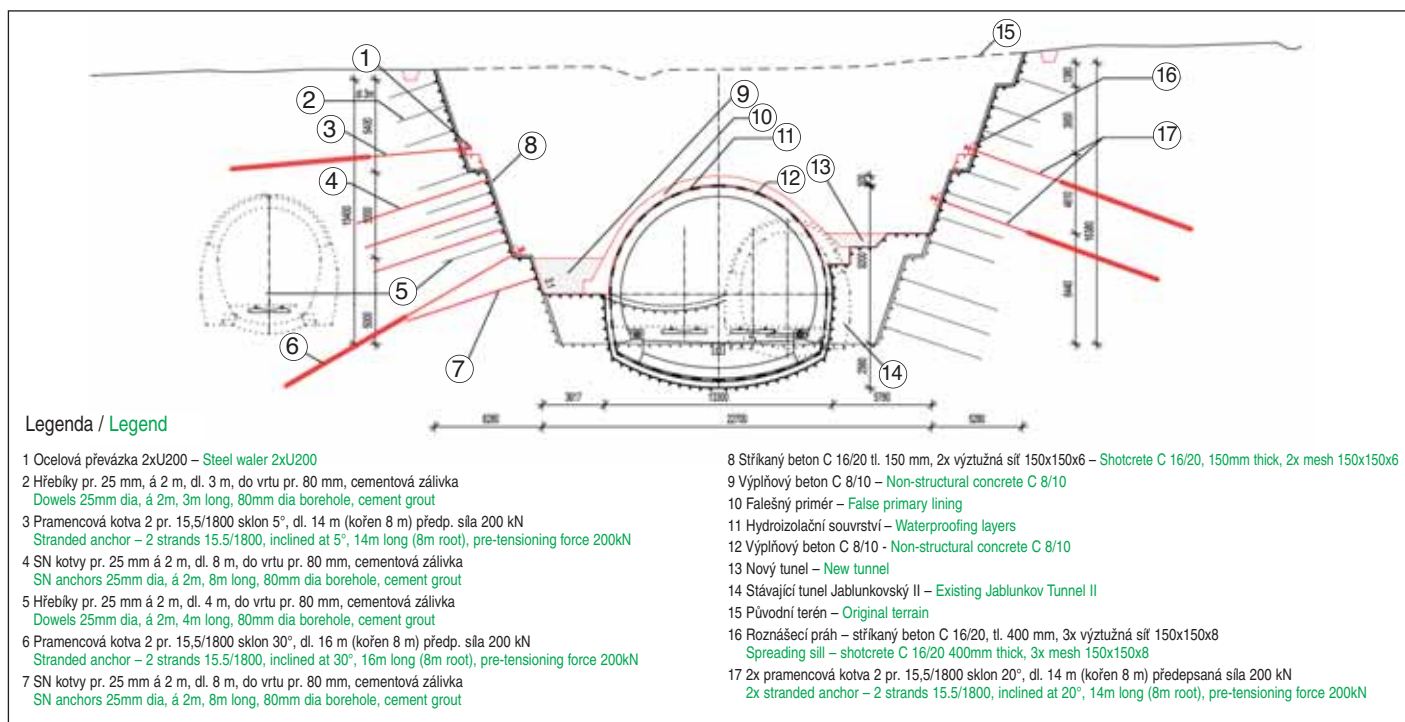
The new Jablunkov double-rail tunnel will be 612m long, with a 564m long mined section and a 24m long cut and cover section at each portal, which will be built in a secured construction trench. The horizontal alignment is straight, with the exception of the last 60m long section, which is on a transition curve. In terms of the vertical alignment, the tunnel is of the summit type. The tunnel design requires an invert and a closed waterproofing system throughout the tunnel length.

The lining of the mined tunnel consists of two shells and a 3mm thick intermediate waterproofing membrane. The primary lining consists of a C 16/20 shotcrete layer, lattice girders and two layers of mesh. The top heading stability during excavation is secured by a spiling umbrella. The final lining is in C 30/37 grade, in-situ concrete, which is reinforced by lattice girders and horizontal steel bars. Traveller formwork will be used for casting of the vault. The lining within the cut and cover sections is designed as a single-pass structure in C 30/37 water retaining concrete, reinforced with tie-up rebars. It will be cast using double-sided formwork. The space between the invert and gravel ballast is filled with C16/20 concrete; the inner surface is inclined toward the central tunnel drain located on the tunnel centre line. The net height and net width of the tunnel tube is 10m and 11.4m, respectively. Service walkways lead along either side of the tunnel. Cableways and a hydrant line are only on one side. Safety recesses are on both sides, at 24m intervals, directly opposite each other.

The mined part of the new tunnel is constructed by the New Austrian Tunnelling Method (NATM). The existing single-rail Jablunkov tunnel No. II from 1917 is being relined, round by round, and converted into a double-rail tunnel. The lining of the old tunnel is being broken out, with the exception of the right-hand side wall (viewed in the direction of chainage) and the cross section is being widened to the left side, in the direction of the Jablunkov tunnel No. I, which was built in 1871. The following procedure is being used: The right-hand side wall of the Jablunkov tunnel No. II, which is to remain unbroken, is in advance stabilised by shotcrete, welded mesh and PG anchors, through which grout is injected into the loosened rock mass behind the lining. Then the top heading of the new tunnel is excavated, concurrently with breaking out a part of the old tunnel lining. The top heading is immediately stabilised by a primary lining. Subsequently the remaining part of the new profile will be excavated and provided with the primary support; the old lining extending to the excavation profile will be broken out concurrently. Then the closed intermediate waterproofing system will be installed. The final lining of the new tunnel will follow.

GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

In terms of geology, the wider surroundings are found in the Outer Western Carpathians, consisting mostly of flysch sediments (alteration of claystone, siltstone, sandstone and agglomerates), which are represented by the Silesian and Račany Units. Both units form independent sheets, which are thrust over one another, forming the so-called Magura Overthrust. The Magura



Obr. 1 Změna zajištění vjezdového hloubeného úseku P1

Fig. 1 The modification of the support of the entrance cut-and-cover section, P1

Vlastní trasa tunelu se nachází ve svrchní části slezské jednotky paleogenního stáří, tvořené převážně jílovci s rohovcovitými a pískovcovitými polohami (menilitové souvrství). Tunely jsou raženy v nejméně příznivých geologických podmínkách, v souvrství drobně cyklického flyše, s převahou vápnných jílovců, s velmi nízkou až extrémně nízkou pevností (dle ČSN 73 1001 třídy R5-R6). Současnou ražbou tunelu byly zastiženy zejména laminované tmavošedé jílovce, provrásněné, částečně zbřidličnatělé až podrcené. Nežádka také tektonicky postižené s hojným výskytem tzv. tektonických zrcadel (dynamickými pohyby vyhlazené plochy do podoby sklovité struktury). Jílovce obsahují různě mocné nepravidelné vložky prachovců a pískovců. Jílovce jsou silně zvětralé s převládající pevností R6, směrem do nadloží přecházející do pevného jílu (F8). Po natěžení se hornina rozpadá na nesoudržnou zeminu.

Hydrogeologické poměry lokality jsou složité. Všechny povrchové i podzemní vody tekoucí z obou úbočí přilehlých vrchů jsou soustředovány do nejnižší položeného místa, a tím je právě oblast tunelu. Podzemní voda je v hloubkách 0,25–6,0 m pod terénem. V povrchových vrstvách terciérních hornin se jedná o společnou průlinovou až průlinově-puklinovou zvěď s napjatou hladinou. Během ražby nebyly zastiženy výraznější přítoky vody, výrub byl suchý až vlhký. Problémy byly na portálech, kde drobné, nicméně hojné výrony vod způsobovaly rozbřídání jílu, resp. jílovité výplně rozpadlých jílovců, a tím snižování stability odtěžených stěn.

ZMĚNY V PROJEKTU BĚHEM REALIZACE

Zájmové území stavby je z inženýrskogeologického hlediska mimořádně složité a pro realizaci podzemní stavby velmi náročné prostředí. Kvalitativní parametry horninového, resp. zeminového prostředí jsou nízké a velmi proměnlivé, změny a přechody jednotlivých geologických vrstev a rozhraní velmi rychle a neočekávatelné.

Při provádění zemních prací na vjezdovém hloubeném úseku P1 byly zastiženy výrazně horší parametry hornin a zemin, než jaké byly indikovány inženýrskogeologickým průzkumem, který sloužil jako podklad pro vypracování projektu stavby. Zhoršené parametry byly následně zastiženy i při ražbě kaloty tunelu. V těchto chvílích se projevil výhody observační metody, která byla aplikována na hloubený i ražený úsek. Podle průběhu a velikosti deformací bylo zesilováno zajištění stavební jámy i kaloty a účinnost provedených opatření byla následně ověřována pokračováním monitoringu.

Na základě výše popsaných komplikací byl proveden průzkumný ověřovací vrt v oblasti výjezdového hloubeného úseku P2, jehož vyhodnocení odpovídalo doposud zastiženým podmínkám. Po dosažení nových výpočtových parametrů bylo v jednotlivých oblastech posouzeno stávající řešení, které pro nové parametry nevyhovovalo.

Overthrust line runs along the eastern slope of the Jablunkov Pass (alongside the new E 75 road between Jablunkov and Čadca). The complex overthrust structure is accompanied by fault tectonics. In terms of engineering geology, the flysch complex is a typical slide area.

The tunnel route itself is found in the upper part of the Palaeogene Silesian Unit, consisting mostly of claystone with hornblende and sandstone layers (menilite series of measures). The tunnels are driven through the least favourable geology, consisting of micro-cyclic flysch series of strata with prevailing calcareous, very low to extremely low strength claystone (R5-R6 class according to ČSN 73 1001). The excavation has encountered first of all folded, partially schistose to sheared, laminated dark-grey claystone, which is often faulted, with frequent occurrence of faulting polishes (glassy appearance surfaces, smoothed out as a result of dynamic movements). The claystone contains varying thickness, irregular interbeds of siltstone and sandstone. It is heavily weathered, with R6 strength prevailing; it passes to firm clay (F8) in the direction toward the cover. Once excavated, the ground disintegrates into non-cohesive soil.

Hydrogeological conditions within the location are very complex. All surface water and groundwater flowing from the sides of both adjacent hills is gathered at the lowest lying point, which is, by accident, in the tunnel area. The water table is found at the depths of 0.25 – 6.0m under the surface. Common interstitial to interstitial-fissure confined aquifers exist within the surface layers of the Tertiary ground. No more significant inflows have been encountered during the excavation; the excavation has been dry to moist. Problems occurred at the portals, where small but frequent springs caused slaking of the clay or the clayey filling of fractured claystone, resulting in reduced stability of the walls exposed by the excavation.

DESIGN CHANGES MADE DURING CONSTRUCTION WORK

From the engineering geological point of view, the area of operations is extremely complicated, forming an environment which is very difficult for executing an underground construction. The quality parameters of the rock or soil environment are poor and very variable; changes in the layers and transitions between individual geological layers and interfaces take place very rapidly and unexpectedly.

Significantly worse parameters of the rock and soil than the engineering geological survey which was used as a basis for the construction design had indicated were encountered during the execution of earthwork in the entrance cut and cover section, P1. Deteriorated parameters were further encountered even during the tunnel top heading excavation. At that time the advantages of the observational method, which was applied to both the cut and cover and mined sections, showed up. The support of both the construction trench sides and the top heading was reinforced depending on the development and magnitude of deformations; effectiveness of the implemented measures was subsequently verified by the continuing monitoring.



Obr. 2 Vjezdový hloubený úsek P1
Fig. 2 Cut-and-cover entrance section, P1

Proto bylo na základě nových statických výpočtů navrženo upravené technické řešení, podle kterého probíhá výstavba doposud.

VJEZDOVÝ HLOUBENÝ ÚSEK P1

Stavební jáma vjezdového hloubeného úseku byla původně navržena jako svahovaná, rozčleněná pomocí laviček na tři etáže a zajištěná stříkaným betonem C 16/20 s dvěma vrstvami výztužných sítí a rastrem ocelových hřebíků nebo SN kotev. V čelní stěně byl navržen nad budoucím výrubem mikropilotový deštník délky 12 m.

Během realizace byly naměřeny zvýšené deformace stěn jámy. Za hlavní důvody lze označit syčení jílovitých materiálů podzemní vodou (i přes vybudování organizovaných svodů), nepravidelný výskyt poloh silně rozpadlého jílovce s nulovou soudržností a také místa s nedostatečným zhutněním zásypů hloubených částí starých tunelů.

Reakcí na tyto komplikace bylo zahuštění SN kotev a jejich prodloužení někde až na 8 m a dále vybudování dvou řad průběžných ocelových převážek s roznášecím prahem ze stříkaného betonu v místě laviček. Převážka byla přikotvena pramencovými kotvami délky až 16 m, které se musely vyhnout provozovanému jednokolejnému tunelu.

Uklidnění deformací však trvalo pouze do zahájení ražeb kaloty tunelu. Navíc začaly ve stříkaném betonu svahů v okolí portálu vznikat trhliny. Bylo rozhodnuto nepokračovat s hloubením stavební jámy až na její dno, ale vybudovat tzv. falešný primár, přiléhající k čelu portálu dlouhý 12 m. Jedná se o klenbovou konstrukci tloušťky 500 mm opřanou do základových pasů, která bude sloužit jako ztracené bednění pro klenbu ostění tunelu. Konstrukce je ze stříkaného betonu, vyztužená stejnými prvky jako primární ostění v ražené části tunelu. Není však dimenzována na zatížení od zásypů, ty budou provedeny až po realizaci definitivního ostění. Po vybudování falešného primáru a vyplnění prostoru mezi jeho patou a bočními svahy stavební jámy se deformace konečně ustálily a tento stav trvá doposud.

RAŽENÁ ČÁST TUNELU

Ražba kaloty byla zahájena od vjezdového portálu P1 po obnažení tubusu starého tunelu, který byl ze začátku ponechán ve stavební jámě pro zvýšení její stability. Starý tunel byl zasypáván až na úroveň dna kaloty, aby se rozšířila pracovní úroveň pro nasazené mechanismy. Ražba byla zahájena v technologické třídě NRTM 5, se spodní klenbou mezi levou patou klenby kaloty a levou opěrou starého tunelu. Hned od začátku dosahovaly deformace levé strany kaloty vysokých hodnot se strmým průběhem a pomalým uklidňováním. Starý tunel v pravé části působil jako stabilizační prvek, kolem kterého se proti směru hodinových ručiček otáčel zbytek profilu kaloty, takže nejvíce se zatlačovala levá pata klenby. Okamžitě byla přijata a realizována řada opatření, jejichž účinek byl kontrolován pomocí monitoringu. Nejdříve průběžný roznášecí práh ztužující levý dolní roh a rozšíření paty klenby směrem do masivu, tzv. sloní noha. Dále mikropiloty délky 6–9 m vrtané dolů přes roznášecí práh a samozávrtné kotvy do levého boku kaloty. Žádné z těchto opatření přes dočasné zlepšení nemělo v jílovitých materiálech dlouhodobý účinek. Jako nejplatnější se ukázalo podstojkování klenby pomocí

A verification borehole was drilled in the area of the exit cut and cover section, P2, on the basis of the above-mentioned complications. The assessment of the borehole corresponded to the conditions which had been encountered till that time. When new calculation parameters had been applied to individual areas, it was proved that the support design was inadequate. For that reason the design of means and methods was modified on the basis of new structural calculations. This design has been used to date.

THE ENTRANCE CUT-AND-COVER SECTION, P1

In the beginning, the construction trench for the entrance cut-and-cover tunnel section was designed with sloped sides. The slopes were divided into three stages by berms. They were stabilised by C 16/20 shotcrete, two layers of welded mesh and a grid of steel nails or SN anchors. A micropile umbrella was designed to be installed in the front wall, above the future excavation.

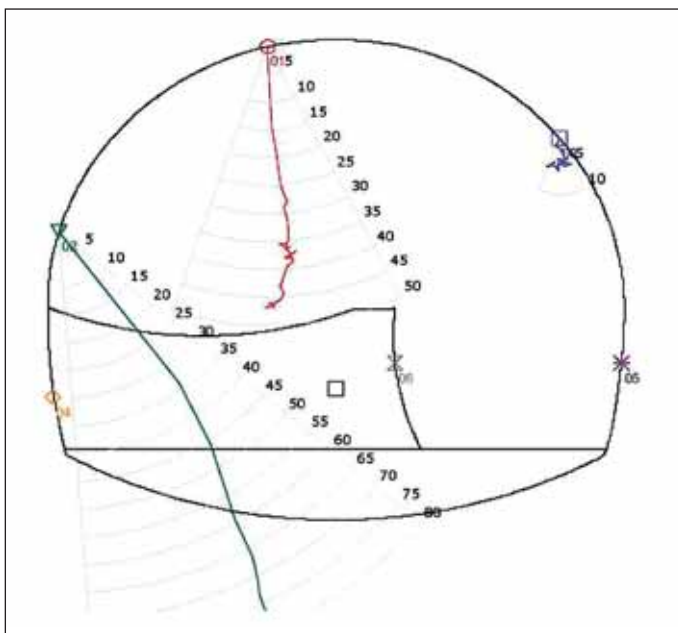
Increased deformations of the sides of the trench were measured during the excavation. The main reasons can be determined to be the continuing saturation of clayey materials with ground water (despite a system of collecting drains), the irregular occurrence of layers of heavily decomposed claystone with zero cohesion, and even locations in which the backfill of the cut-and-cover parts of the old tunnel was found inadequate.

The response to the complications comprised a densified grid of SN anchors, increased length of the anchors (in some locations even up to 8m), installation of two tiers of continuous steel walers with a shotcrete spreading sill on the berms. The waler was tied to the slope by up to 16m long stranded anchors, which had to be drilled outside the operating single-track tunnel.

The resultant stabilisation of deformations lasted only until the tunnel top heading excavation commenced. In addition, cracks started to develop in the shotcrete layer covering the slopes in the vicinity of the portal. The decision was made not to continue the excavation of the construction trench up to the bottom and to install a 12m long 'false primary lining' adjacent to the portal. The false lining is a 500mm thick, vaulted structure, which is supported by strip foundation. It will serve as sacrificial formwork for the tunnel vault structure. The lining is in shotcrete with the same reinforcement elements as that used for casting of the primary lining within the mined part of the tunnel. However, it is not calculated for the load which will be imposed by the backfill. The backfill will be carried out only after the completion of the final lining. When the false primary lining had been erected and the space between the springing and the side slopes of the construction trench had been back-filled, the deformations finally stabilised.

MINED PART OF THE TUNNEL

The top heading excavation started from the entrance portal, P1, after exposing the old tunnel tube, which was in the beginning left in the construction trench with the aim of increasing its stability. The old tunnel was filled up to the calotte bottom level so that the width of the working platform was increased to be sufficient for construction equipment. The



Obr. 3 Konvergence na začátku ražeb
Fig. 3 Convergences at the beginning of excavation



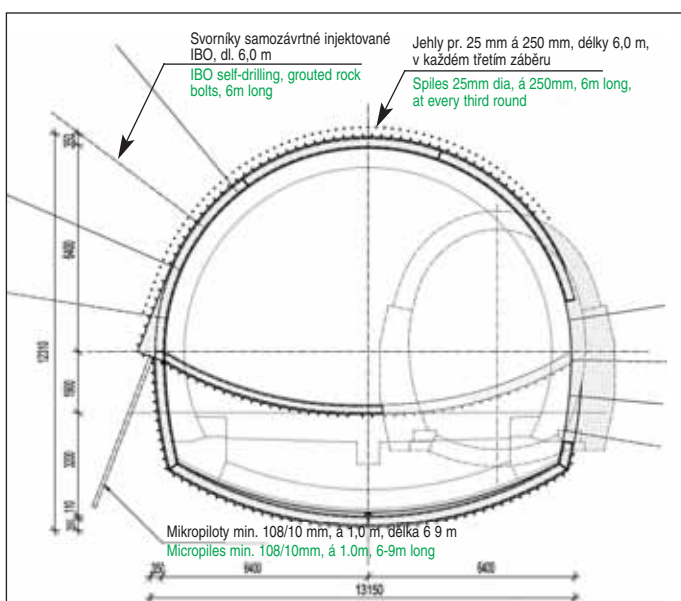
Obr. 4 Zmáhání závalu

Fig. 4 Dissolving of the collapse

mohutných kmenů přibližně v ose kaloty, které však vadilo razicím mechanismům.

Když už se zdálo, že provedená opatření začínají fungovat a ražba se dostává do trochu lepších geologických podmínek, došlo dne 4. 5. 2008 v nočních hodinách v TM 54,5 (tunelový metr) k mimořádné události. Při odtěžování a zajišťování kaloty došlo k závalu v délce cca 8 m se zničením primárního ostění a na povrchu se vytvořil kráter o průměru asi 10 m. Naštěstí nebyl nikdo zraněn. Za jednu z hlavních příčin byl stanoven historický zával nebo velký nadvýmlohm vzniklý při ražbě starého tunelu v pravé straně klenby. V tomto místě zřejmě došlo k výraznému lokálnímu zatížení, které klenbová konstrukce primárního ostění nebyla schopna přenést. Po prohlídce stavby byla přijata následující opatření. Přisypáním rubaniny a stříkaným betonem se sítěmi byl stabilizován materiál uvnitř tunelu. Dále byla podstojkována klenba co nejbližší k závalu. Následně byl kráter vyplněn ve spodní části prostým betonem a u povrchu hutněným zásypovým materiálem. Zával byl zmáhan se svislým členěním výrubu pod ochranou mikropilotového deštníku délky 12 m, který byl navíc použit pro provedení injekekcí rozvolněného prostoru. Další 35 m ražby probíhalo stále se svislým členěním pod ochranou jehel, s co nejdelším zachováváním dočasného ostění mezi oběma výrubu. To bylo určeno velikostí a dosahem razicích mechanismů.

Po řadě jednání, týkajících se mimořádné události, byl upraven způsob zajištění výrubu dle doposud získaných zkušeností modifikací technologické třídy NRTM 5 na tři třídy 5a, 5b a 5c. Ve všech modifikovaných třídách byla upravena geometrie dočasné spodní klenby kaloty podle spodní klenby celého tunelu, byly doplněny



Obr. 5 Technologická třída NRTM 5a

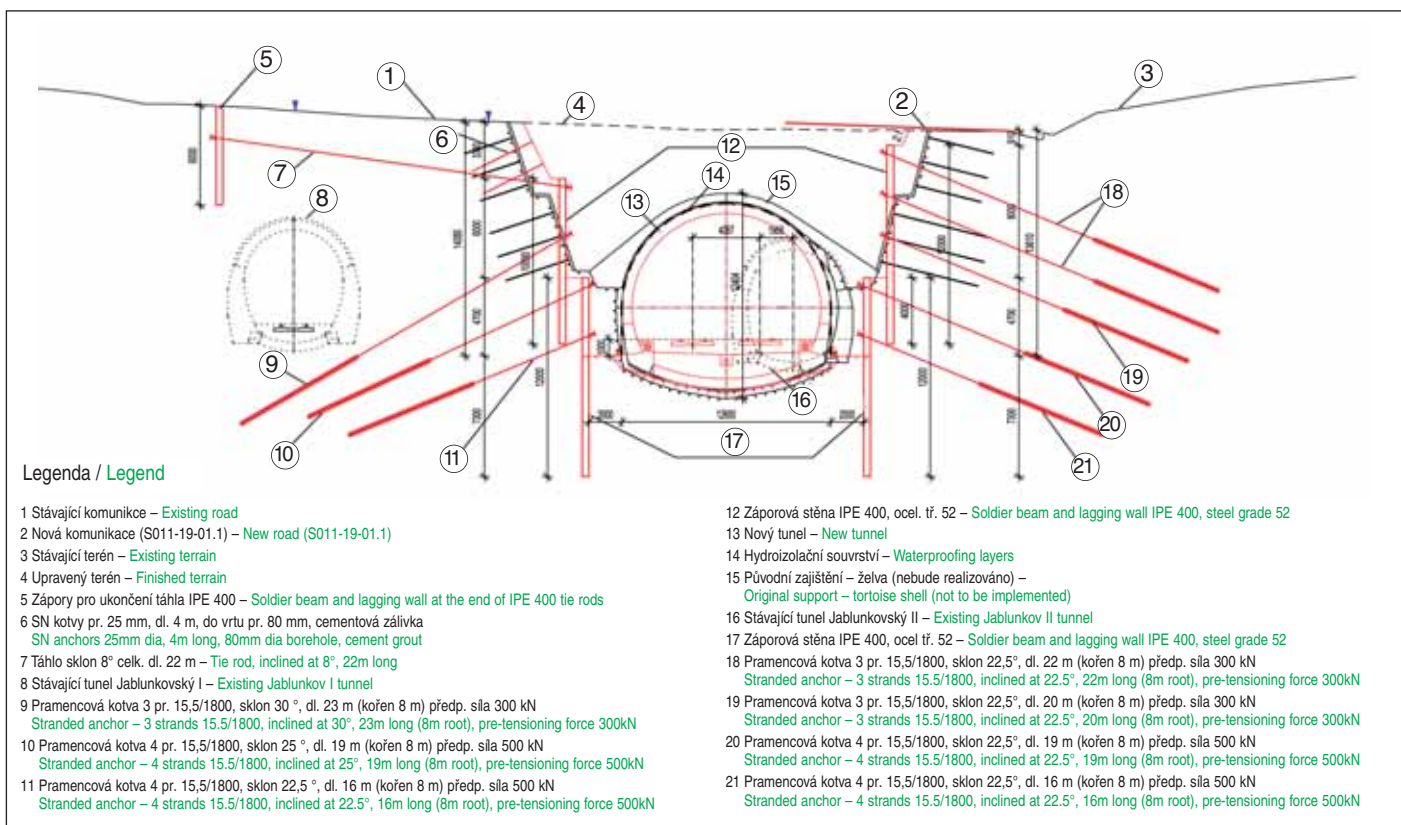
Fig. 5 NATM excavation support class 5a

NATM excavation support class 5 was encountered at the beginning. It required the application of an invert between the left springing of the calotte vault and the left sidewall of the old tunnel. Right since the beginning, deformations of the left side of the top heading reached high values. They developed rapidly and stabilised very slowly. The old tunnel in its right-hand part acted as a stabilising element. The remaining part of the calotte rotated around it, in the anti-clockwise direction (the left springing of the vault sank most of all). A series of stabilisation measures were immediately adopted and implemented. The effect was checked by the monitoring. First of the measures was a longitudinal spreading sill reinforcing the left bottom corner, and widening of the vault springing toward the rock mass, the so-called Elephant's Foot. Further, 6-9m long micropiles, drilled down through the spreading sill, and self-drilling anchors were installed into the left side wall of the top heading. Despite temporary improvement, none of the measures had any long-term effect in the clayey materials. Supporting the vault by mighty logs approximately on the centre line of the top heading proved to be the most effective; on the other hand, it obstructed the work of excavation equipment.

When it seemed that the implemented measures had started to work and the excavation had arrived at slightly better geology, an incident took place on 4/5/2008 night, at chainage TM 54.5 (tunnel metre). A collapse happened during the excavation and installation of the top heading support. The collapse affected the top heading length of about 8m. The primary lining was damaged and a crater about 10m in diameter appeared on the surface. Fortunately, nobody was injured. A historic collapse or a large overbreak which had developed during the excavation of the old tunnel on the right side of the vault was determined as one of the main causes. A significant local increase in the loads developed in this location; the primary lining vault structure was not able to carry them. The following measures were adopted after checking the construction: The collapse material inside the tunnel was stabilised by depositing a pile of muck and applying shotcrete with welded mesh. Further, the vault was supported by props as close to the collapse location as possible. Subsequently the bottom of the crater was backfilled with unreinforced concrete and compacted soil was placed on it. The collapse was dissolved using the side drifts and central pillar sequence, under the protection of a 12m long canopy tube pre-support, which was, in addition, used for the work on injecting grout into the loosened space. The next 35m long section was still excavated using the side drifts and central pillar sequence, under the protection of spiling. The temporary lining between the side drifts was left untouched as long as possible. This length was determined by the size and reach of the excavation equipment.

Many negotiations regarding the incident were held, resulting in a modification of the excavation support specifications to correspond to the experience obtained till that time. The NATM excavation support class was divided into three sub-classes: 5a, 5b and 5c. The geometry of the temporary invert of the top heading was changed to correspond to the invert of the whole tunnel; self-drilling anchors were added to the left sidewall and micropiles were installed into the left-hand springing. Because the micropiles did not acquit themselves too much, they were installed only in the beginning. The closing of the temporary invert within as short time as possible yielded the greatest effect on reducing deformations under acceptable limits.

Class 5c corresponds to the procedure applied to dissolving of the collapse, while class 5b with spiling is for the side drifts and central pillar sequence, which was used beyond the collapse location. Starting from chainage TM 90, the excavation support class 5a was applied, which means full face driving of the top heading under the protection of spiling umbrellas (of course, with immediate closing of the invert and using self-drilling anchors). This class was applied to the major part of the tunnel – 446m in total. Complications were encountered while passing through several historic overbreaks of various sizes, and in the section between chainages TM 278-330, in which acts of sabotage were conducted during World War 2. From TM 482, the closing of the temporary invert ceased to be carried out because of the fact that very strong quartzose sandstone was encountered, gradually rising up and filling the entire top heading face area. At TM 505 even the drill and blast technique had to be used. The transition from hard sandstone to weathered, locally decomposed sandstone took place literally within several metres. At TM 530 the decision was made that the mechanical disintegration and closing the invert according to the specification for class 5a was to be resumed. An overbreak happened after a mere 6m. A rather large volume of rock and soil material fell inside the excavation. The main cause was determined to be the occurrence of disturbed materials in a part of the excavation face, combined with an unfavourable trend and dip of the bedding. After a thorough assessment of the whole situation and with respect to the character of the rock mass, the reducing thickness of the tunnel cover and the presence of a road with traffic passing in the vicinity of the exit portal, the specification for excavation support class 5a was modified for the excavation of the remaining section ending at



Obr. 6 Změna zajištění výjezdového hloubeného úseku P2

Fig. 6 Changes in the means of support of the exit cut-and-cover section, P2

samozávrtné kotvy do levého boku a mikropiloty do levé paty. Mikropiloty se však příliš neosvědčily a byly prováděny pouze ze začátku. Největší účinek na snížení deformací do přípustných mezí mělo jednoznačně uzavírání dočasné protiklenby v co možná nejkratším čase.

Třída 5c odpovídá technologii zmáhání závalu a třída 5b ražbě se svislým členěním a jehlováním za závalem. Od TM 90 byla zahájena realizace dle třídy 5a, která představuje ražbu na plný profil kaloty pod ochranou jehel (samožřejmě s okamžitým uzavíráním spodní klenby a použitím samozávrtných kotev). V této třídě se razila převážná část tunelu – celkem 446 m. Komplikace nastávaly při procházení několika různě velkými historickými nadvlymy a v úseku TM 278-330, který byl sabotován za druhé světové války. Od TM 482 bylo upuštěno od uzavírání dočasné spodní klenby z důvodu výskytu velmi pevných prokřemenělých pískovců, které postupně vystoupaly do profilu celé čelby kaloty a v TM 505 musely být dokonce zahájeny trhací práce na jejich rozpojování. Přejechod od pevných pískovců k zvětralým, místy až rozloženým, proběhl doslova na několika metrech. V TM 530 bylo rozhodnuto znovu začít rozpojovat mechanizovaně s uzavíráním spodní klenby dle třídy 5a. Po pouhých 6 m došlo k nadvylomu, při kterém z čelby vypadlo větší množství horninového a zeminového materiálu. Hlavní vliv na to mělo výskyt porušených materiálů v části čelby v kombinaci s nepříznivou orientací a sklonem vrstevnatosti. Po důkladném posouzení celé situace a s ohledem na charakter hornin, snižující se nadloží tunelu a přítomnost provozované místní komunikace v blízkosti výjezdového portálu, byla pro ražbu zbylého úseku až k portálu technologická třída 5a upravena. Ražba probíhá stále na plný profil s okamžitým uzavíráním spodní klenby, ale místo jehlování je prováděn mikropilotový deštík s přesahem. Dokončení ražby kaloty bylo plánováno na druhý týden v červnu.

VÝJEZDOVÝ HLOUBENÝ ÚSEK P2

Stavební jáma výjezdového hloubeného úseku byla původně navržena jako svahovaná, zajištěná stejným způsobem jako na vjezdovém úseku P1. Dvanáctimetrový úsek u raženého portálu měl být z důvodu blízkosti provozované místní komunikace proveden pomocí konstrukce želvy. Princip i tvar konstrukce jsou podobné jako u falešného primáru, rozdíl je ve způsobu provádění. Terén je upraven do tvaru vnitřní klenby, přičemž slouží jako spodní bednění a celá konstrukce je prováděna z vrchu. Pak může být zasypana a tunel se pod její ochranou vyrazí.

the exit portal. The full face excavation with closing of the invert continues, but overlapping canopy tube pre-support fans are installed instead of the spiling. The completion of the top heading excavation is planned for the second week of July.

THE EXIT CUT-AND-COVER SECTION, P2

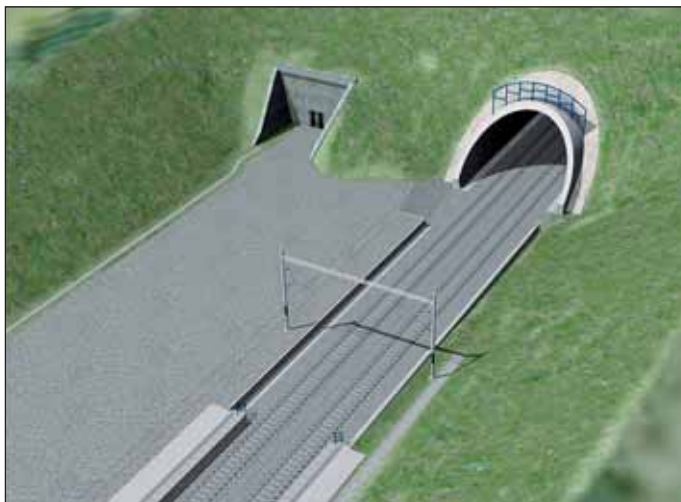
The construction trench for the exit cut-and-cover tunnel section was originally designed as a trench with sloped sides, with the means of support identical with those used in the entrance section, P1. Because of the existence of the local, traffic carrying road, a twelve metres long stretch adjacent to the mined portal was to be constructed using a top-down (cover and cut) technique (the so-called tortoise shell technique). The principle and shape is similar to that of the false primary lining; the difference is only in the construction procedure. The terrain is excavated and treated to assume the shape of the inner lining, serving as a mould for the inner vault. Subsequently, the concrete vault is backfilled and the tunnel is excavated underneath.

When the parameters had been determined on the basis of the verification borehole, the construction trench support was reassessed. The support as well as the tortoise shell structure were found inadequate. The entire cut-and-cover section was redesigned according to the modified values. The support



Obr. 7 Výjezdový hloubený úsek P2

Fig. 7 The exit cut-and-cover section, P2



Obr. 8 Vizualizace vjezdového portálu P1
Fig. 8 Visualisation of the entrance portal, P1

Po stanovení parametrů z ověřovacího průzkumného vrtu bylo znovu posouzeno zajištění stavební jámy, které bylo shledáno nevhodným, stejně jako provedení konstrukce žely. Celý hloubený úsek byl podle nových hodnot přeprojektován. Zajištění bylo změněno na kotvené záporové stěny rozdělené výškově na dvě části, zvýšené v místě přiblížení ke komunikaci. Záporny jsou kotveny ve čtyřech úrovních pomocí ocelových převážek s pramencovými kotvami délky až 23 m. Kotvení bylo třeba vyhnout stávajícímu jednokolejnému tunelu. Vzhledem k malé hloubce byla horní řada kotev nahrazena subhorizontálními ocelovými táhly, která byla na druhém konci upnuta ke krátké záporové stěně umístěné až za nynější tunel. V čelní stěně jsou záporny navrženy tak, aby nezasahovaly do budoucího profilu tunelu. Tento prostor je stabilizován pomocí rastru laminátových kotev s mikropilotovým deštníkem délky 12 m nad obvodem budoucího výrubu.

Proměnlivost geologie v oblasti portálu byla dobře patrná při beranění zápor, které na některých místech probíhalo velmi rychle, zatímco na jiných s velkými problémy i po provedení několika předvrtů. V současné době je jáma vyhloubena na úroveň dna a zatím nebyly zaznamenány žádné problémy s deformacemi stěn.

DALŠÍ POSTUP PRACÍ

Po proražení kaloty bude pokračovat ražba zbývajících profilů tunelu opačným směrem, od výjezdového portálu P2 k vjezdovému P1. Za ražbou bude s odstupem prováděna fóliová izolace a sekundární ostění v celé ražené části. Nakonec budou vybudovány hloubené portály a provedeny zásypy. V TM 258 bude ještě vyražen zárodek únikové štoly směrem do provozovaného jednokolejného tunelu. Po dokončení veškerého vybavení nového tunelu bude tunelový úsek znovu zdvoukolejněn. Avšak až do ukončení stavebních prací v navazující stanici Mosty u Jablunkova bude jedna kolej vedena stále starým jednokolejným tunelem a druhá novým dvoukolejným. Po převedení obou kolejí do nového tunelu bude vyražen zbytek propojky do starého jednokolejného tunelu. Propojka spolu s částí starého tunelu směrem k vjezdovému portálu bude sloužit jako úniková štola, zatímco zbylá část směrem k výjezdovému portálu bude zrušena.

ING. JIŘÍ MÁRA, mara@metroprojekt.cz,
ING. JAN KOREJČÍK, korejcik@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.

Recenzoval: Ing. Ota Jandajsek



Obr. 9 Vizualizace výjezdového portálu P2
Fig. 9 Visualisation of the exit portal, P2

system was changed to a system comprising anchored soldier beam and lagging walls, divided in terms of the height into two parts, with the higher wall designed for the location adjacent to the road. The soldier beam and lagging wall is supported by four tiers of up to 23m long stranded anchors, passing through steel walers. The anchors had to be directed outside the existing single-rail tunnel. Because of the small depth, the upper tier of anchors was replaced by sub-horizontal steel tie rods, which were fixed at the other end in a short soldier beam and lagging wall, which was constructed as far as beyond the existing tunnel. The soldier beams supporting the front end of the trench are installed taking into consideration the requirement that they must not extend into the future tunnel cross section. This space is stabilised by means of GRP anchors and a 12m long micropile umbrella above the circumference of the future tunnel excavation.

The variability of geology in the portal area was well obvious when the soldier beams were being driven in. In some places the driving was very fast, while it posed serious problems in other places even when several boreholes had been pre-drilled. Till now, the excavation of the trench has reached the bottom level and no problems associated with deformations of the walls have been registered.

FURTHER CONSTRUCTION PROCEDURE

After the top heading breaks through, the excavation of the remaining cross section will continue in the opposite direction, i.e. from the exit portal, P2, toward the entrance portal, P1. The installation of the waterproofing membrane and erection of the final lining will follow at some distance behind the excavation face, throughout the length of the mined part of the tunnel. Finally the cut-and-cover portals will be constructed and the tunnels will be backfilled. In addition, a germ of an escape gallery will be excavated at chainage TM 258, toward the operating single-rail tunnel. When the installation of all new tunnel equipment is completed, the double-rail trackwork will be laid. However, the rail running through the old single-rail tunnel will continue to be in service and the other operating rail will lead through the new double-rail tunnel until the construction work in the adjacent station, Mosty u Jablunkova, is finished. When both rails are re-routed into the new tunnel, the remaining part of the cross passage to the old single-rail tunnel will be driven. The cross passage, together with the part of the old tunnel leading to the entrance portal, will serve as an escape gallery, while the remaining part of the old tunnel (toward the exit portal) will be closed.

ING. JIŘÍ MÁRA, mara@metroprojekt.cz,
ING. JAN KOREJČÍK, korejcik@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

- Růžička, J., Korejčík, J. (2006): Rekonstrukce Jablunkovských tunelů, časopis Tunel, 15. ročník, č. 4, str. 44-47.
Macháček, E., Ďurkáč, P. (2008): Optimalizace trati státní hranice SR–Mosty u Jablunkova–Bystrice nad Olší, přestavba železničního tunelu Jablunkovský č. 2, časopis Tunel, 17. ročník, č. 3, str. 3-8.
Macháček, E., Tesař, J. (2009): Optimalizace trati st. hranice SR–Mosty u Jablunkova–Bystrice nad Olší, přestavba železničního tunelu Jablunkovský č. 2, sborník 14. ročníku konference Železniční mosty a tunely str. 55-60; časopis Silnice Železnice, 4. ročník, č. 1, str. 44-46.
Jandajsek, O., Veselý, V., Mára, J. (2009): Tunel Jablunkov – zhodnocení geotechnických rizik přestavby železničního tunelu, sborník 14. ročníku konference Železniční mosty a tunely str. 61-65; časopis Silnice Železnice, 4. ročník, č. 1, str. 12-13.

KRÁLOVOPOLSKÉ TUNELY – ZKUŠENOSTI Z DOSAVADNÍHO PRŮBĚHU VÝSTAVBY

KRÁLOVO POLE TUNNELS – EXPERIENCE OBTAINED DURING THE CONSTRUCTION TO DATE

JOSEF BAČA, VÁCLAV DOHNÁLEK

ÚVOD

Jižní a severní Královopolský tunel, Dobrovského tunely (zkráceně „Dobrák“), tunel I, II anebo projekční a investiční označení stavební objekt C 604.1 a 604.2 jsou používány synonymy pro ražené úseky tunelů **stavby silnice I/42 Brno, VMO Dobrovského B**.

Stavba silnice I/42 Brno, VMO Dobrovského B a zejména jeho tunelové objekty, se po svém dokončení stane významným prvkem rozsáhlého komplexu staveb velkého městského okruhu Brno (VMO Brno), (obr. 1).

Umístění provizorních portálů – západní Žabovřesky a východní Královo Pole – i ze situace (obr. 2) patrná trasa ražených úseků obou tunelů pod městskou zástavbou přináší nebyvalé nároky na zhotovitele. K „běžným“ nárokům na omezení hluku, prašnosti, čistotu komunikací se přidává i ohrožení zástavby spojené s poklesovou kotlinou, která při výšce nadloží cca 5–20 m zasahuje zejména nadzemní objekty nad či v těsné blízkosti trasy tunelů. Zcela neočekávaným omezujícím faktorem se ukázaly hluk a seismické otřesy vznikající při bourání dočasných betonových konstrukcí, které se šíří horninou do základů budov. Změna technologie bourání betonových konstrukcí a zejména efektivní komunikace zástupců investora, TDI i vedení sdružení VMO s obyvateli i zástupci státní správy přináší oboustranně přijatelná řešení.

ZÁKLADNÍ ÚDAJE

Stavba: Silnice I/42 Brno, VMO Dobrovského B
 Stavební objekt: C604.2 tunel II
 Místo stavby: Brno (k. ú. Královo Pole, Žabovřesky)
 Investor: Ředitelství silnic a dálnic ČR (ŘSD), správa Brno
 TDI: Brněnské komunikace, a. s. (BKOM)
 Generální projektant: ... IS VMO Dobrovského
 Projektant: AMBERG Engineering Brno, a. s.
 Zhotovitel: Sdružení VMO Dobrovského B
 Účastníci sdružení: ... OHL ŽS, a. s., Metrostav a. s., Subterra a. s.

TUNEL II

V rámci podílu účastníka Sdružení VMO realizuje tento stavební objekt společnost Subterra a. s., divize I.

Základní údaje

Ražená část tunelu II je ohraničena začátkem staničení v km 0,452 T2 (provizorní portál Žabovřesky) a končí v km 1,512 T2 (provizorní portál Královo Pole). Tunel II je dvoupruhový a převádí jednosměrnou dopravu z městské části Žabovřesky do směru Brno–Královo Pole. Celková délka ražené části tunelu II je 1060 m. Standardní profil raženého tunelu (cca 130 m²) je doplněn o výklenky pro skříň SOS a rozvodné skříň, požární výklenky a nouzový zářiv (cca 147 m²; rozšíření 1,5 m; délka 50 bm – st. km 0,812–0,862). Součástí objektu C 604.2 je VZT šachta (st. km 1,120) a jáma napojující tunel II na technologické centrum II.

Směrové vedení

Osa tunelu se na začátku tunelu odpojí od osy TI dvěma protisměrnými oblouky, po přímé asi ve třetině tunelu je vložen pravostranný oblouk. Následuje přímá část k poslednímu úseku tunelu, kde se osa opět dvěma protisměrnými oblouky vrací k ose TI. Největší osová vzdálenost obou tunelů je cca 90 m. Tunely TI a TII jsou propojeny čtyřmi technologickými spojkami (třemi přímo, jedna vede do TCI), které jsou navrženy jako průchozí pro pěší. Tunelové spojky jsou samostatným stavebním objektem C 604.3.

INTRODUCTION

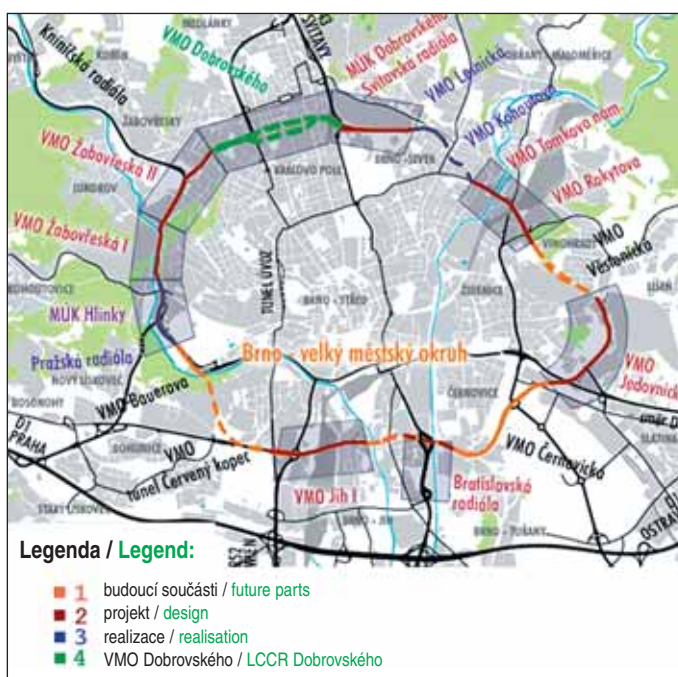
The Southern and Northern Královo Pole tunnel tubes or the Královo Pole Tunnel, Tunnel I, II or, according to the design marking, structures C 604.1 and 604.2 are synonyms used for mined sections of the tunnels contained in **I/42 Brno Road, the Large City Circle Road Dobrovského B project**.

I/42 Brno Road, the Large City Circle Road Dobrovského B project, first of all the tunnels which are parts of the construction lot, will become when completed a significant element of the extensive complex of construction lots forming the Large City Circle Road Brno (the LCCR Brno). (see Fig. 1)

GENERAL DATA ON THE CONSTRUCTION:

Project: I/42 Brno Road, the Large City Circle Road Dobrovského B
 Construction lot: C604.2 Tunnel II
 Construction location: ... Brno (cadastral district of Královo Pole, Žabovřesky)
 Client: Road and Motorway Directorate of the Czech Republic, Division Brno
 Site Supervision: Brněnské komunikace, a. s.
 General Designer: IS VMO Dobrovského
 Designer: AMBERG Engineering Brno, a. s.
 Contractor: Sdružení VMO Dobrovského B consortium
 Members of the consortium: ... OHL ŽS, a. s., Metrostav a. s., Subterra a. s.

The location of temporary portals (the western portal in Žabovřesky and eastern portal in Královo Pole) and the alignment of both mined sections of the tunnels passing under existing buildings (see the layout in Fig. 2) make exceptional demands on the contractor.



Obr. 1 Mapa VMO Brno s jeho součástmi

Fig. 1 Map of the Large City Circle Road Brno and its components



Obr. 2 Umístění tunelů v městské zástavbě

Fig. 2 Location of the tunnels within the urban setting

Výškové řešení

Osa tunelu II od žabovřeského portálu klesá ve sklonu 4,5 %, v km 0,763 se nachází vrchol výškového oblouku, niveleta pokračuje v klesání 2,3 % a údolnicovým obloukem s vrcholem v km 1,432 přechází do stoupání 4,50 % až k portálu Královo Pole. Vrchol údolnicového oblouku je nejnižším místem tunelu a jsou zde situovány jak dočasná, tak trvalá čerpací jámka pro odvodnění tunelu.

Inženýrskogeologické a hydrogeologické poměry

Aniž by bylo vhodné snižovat důležitost vrchních vrstev nadloží (antropogenní sedimenty, spraše a sprašové hlíny, kvartérní fluvialní hlíny), jsou pro ražení tunelů rozhodující polohy hlinitých štěrků a písků (zahliněné nesoudržné zeminy s proměnným obsahem štěrkových zrn, ulehle a pod hladinou podzemní vody zvodnělé – tvoří vodní kolektor, netvoří však souvislé vrstvy, jsou vyvinuty v proměnných mocnostech v izolovaných ostrovech; zvrstvení je chaotické, na krátké vzdálenosti se mocnost skokovitě mění z několika decimetrů na několik metrů) a zejména neogenních jílu. Neogenní jíl jsou charakterizovány jako jemnozrnné zeminy s velmi vysokou plasticitou, mají většinou tuhou konzistenci, která ve větších hloubkách přechází do konzistence pevné a v prostoru tunelu jsou překonsolidované.

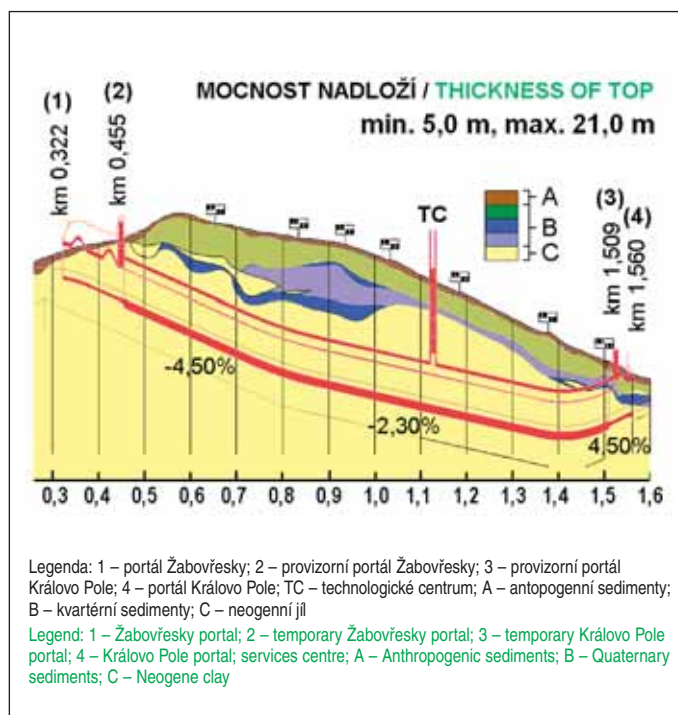
Podzemní voda se vyskytuje jak v kvartérním souvrství – zejména v nesoudržných zeminách, tak i v masivu neogenních jílu, který lze považovat jen za relativně nepropustný. Hladina podzemní vody není obecně souvislá, a to ani v kvartérním souvrství. Jedinou oblastí, v níž lze vymezit hydrogeologický režim podzemní vody se spojitou hladinou, je oblast fluvialních sedimentů v oblasti královopolského portálu a ulice Veleslavínovy / Dobrovského (obr. 3).

Koncepce stavebně-technického řešení raženého tunelu

Konstrukce raženého tunelu je dvouplášťová s mezilehlou uzavírací tlakovou hydroizolací ze svařované fólie PVC (3 mm se signální vrstvou). Sestává z primárního pláště – primárního nosného ostění a sekundárního pláště – sekundárního trvale nosného ostění. Stavba tunelu se provádí Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM) s horizontálně i vertikálně členěným výrubem. Jde o metodu, jejíž nedílnou součástí je monitoring a v případě potřeby operativní reakce na projevy deformací úpravou kroku ražby nebo způsobu výstroje. Ražba tunelu navazuje na již realizovanou ražbu průzkumných štol IIA a IIB (z let 2002–2003).

Samotný výrub tunelu je členěn vertikálně a horizontálně na šest dílčích výrubů. Pro ražbu je vytyčován a prováděn výrub teoretický, zvětšený o 60 mm po celém obvodu horní klenby a o 40 mm na obvodu spodní klenby na konvergence a očekávané deformace. Technologicky nutný nadvýrub je uvažován 100 mm vně teoretického obrysu výrubu. Následně platí zásada, že pro vzájemnou vzdálenost dílčích čeleb tunelu v libovolné kombinaci platí, že nesmí být k sobě půdorysně blíže než 6 m v kterékoli fázi ražby (obr. 4).

Lícové krytí profilů tuhé výztuže (HEB, HBX) po obvodu výrubu je navrženo konstantní 80 mm, v dočasných vnitřních žebrech je lícové krytí pásnice HBX rovněž konstantní o hodnotě 40 mm při dodržení



Obr. 3 Geologický profil

Fig. 3 Geological profile

Apart from 'common' requirements for noise and dust control and cleaning of roads, there is another problem associated with the settlement trough threatening the construction. At the overburden about 5-20m high, the trough affects first of all surface buildings found above the tunnel route or in close proximity to the route. A totally unexpected limiting factor appeared, resulting from the noise and seismic vibrations generated during the demolition of temporary concrete structures, which propagate through the ground to building foundations. A modification of the concrete structure breaking technique and, first of all, effective communication between representatives of the client, client's site supervision and the contractor consortium with residents and representatives of state administration have yielded solutions acceptable for both parties.

TUNNEL II

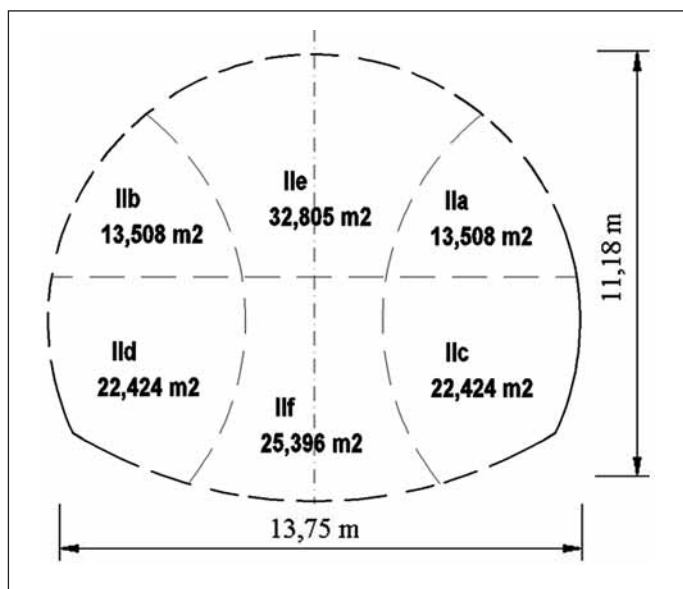
This part of the construction is being carried out by Subterra a. s., Division 1, representing its member share in the Sdružení VMO consortium.

Basic data

The mined part of Tunnel II has its starting point at chainage km 0.452 T2 (the Žabovřesky temporary portal) and the end at km 1.512 T2 (the Královo Pole temporary portal). Tunnel II has two traffic lanes; it will transfer unidirectional traffic from the district of Žabovřesky to the direction of Brno-Královo Pole. The mined part of Tunnel II is 1060m long. The standard cross section of the mined tunnel (ca 130m²) is supplemented by niches for SOS boxes, switch boxes and fire equipment, and an emergency lay-by (ca 147m²; additional width 1.5 m; 50m long – chainage km 0.812-0.862). Parts of the construction lot C 604.2 are a ventilation shaft (chainage km 1.120) and a construction trench linking Tunnel II with the Services Centre II.

Horizontal alignment

At the beginning, the tunnel centre line is set off the Tunnel I centre line via two counter curves; a right-hand curve is inserted after a tangent route stretch, roughly at one third of the length of the tunnel. Then a straight section follows, up to the last tunnel section, where the route returns to the Tunnel I centre line via a pair of counter curves. The greatest centre to centre tunnel spacing is about 90m. Tunnels TI and TII are interconnected by four service cross passages passable for pedestrians (three provide direct connection, while the fourth one leads to the Service Centre I. The cross passages form an independent construction C 604.3.



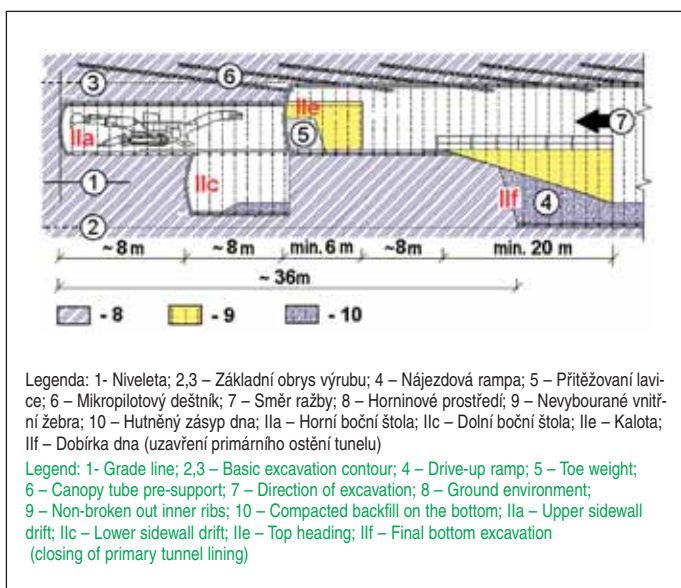
Obr. 4 Vertikální členění výrubu – celková plocha cca 130 m²
Fig. 4 Vertical excavation sequence – total area of ca 130 m²

tloušťky SB 350 mm na trvalém primáru a 300 mm na později bouraném vnitřním ostění štol. Samozřejmostí je osazování rubové i lícové vrstvy KARI sítí (napojení mezi dílčími výrubu pomocí vylamovacích profilů).

Příruby rámu tuhé výztuže pro následné připojování dalších dílců v dalším kroku ražby (ražba navazujícího dílčího výrubu) jsou chráněny z obou stran v místech šroubů způsobem zaručujícím použitelnost přírub pro napojení dalších částí oblouků tuhé výztuže. Základní osová vzdálenost tuhé výztuže je 1 m (v nouzovém zálivu 0,75 m).

Významným prvkem stavebně-technického řešení jsou i mikropilotové ochranné deštníky. MKP deštníky jednak zajišťují samotné portály (délka 25 m) a dále pak jsou zhotovované ve značné délce trasy tunelu z čelby kaloty. Jeden vějíř MKP v podzemí sestává z 19 ks mikropilot délky 17 m. Projektem uvažované úseky jsou čtyři (oblast královopolského portálu 24 vějířů st. km 1,496–1,313; oblast technologického centra 10 vějířů st. km 1,110–1,038; oblast „Telefónika“ 12 vějířů st. km 0,650–0,562; oblast žabovřeského portálu 4 vějíře st. km 0,513–0,489), tedy téměř 40 % trasy tunelu. Jednotlivé MKP vějíře jsou zhotovované v kroku 8 m.

Z důvodu vedení trasy tunelu pod městskou zástavbou v kombinaci s geologickou a hydrogeologickou (zejména úsek úvodních cca 80 m při portálu Královo Pole, nepravidelně se vyskytující lokální přítoky



Obr. 5 Podélný vertikální řez (schéma postupu ražby)
Fig. 5 Longitudinal vertical section (the excavation sequence)

Vertical alignment

The centre line of Tunnel II descends from the Žabovřesky portal at a gradient of 4.5 %; there is a vertical curve with the centre at km 0.763 from which the alignment continues to descend at 2.3%. It passes to an ascending section via a sag at km 1.432, at 4.50%, ending at the Královo Pole portal. The lowest point of the sag is the lowest point of the tunnel; there are pumping sumps, both temporary and permanent, in this location for the tunnel drainage (see Fig. 3).

Engineering geological and hydrogeological conditions

It would not be reasonable to reduce importance of upper layers of the overburden (anthropogenic sediments, loess and secondary loess, Quaternary fluvial loams), nevertheless, the layers of loamy gravels and sand (clayish incohesive soils with a variable content of gravel grains, dense and bearing water under the water table for an aquifer; although, they do not form continuous layers; they developed at various thickness layers, forming isolated islands; the layering is chaotic – the thickness changes from several decimetres to several metres in steps, within short distances) and, first of all, Neogene clays. The Neogene clays are characterised as fine-grained soils with very high plasticity. Their consistency is mostly stiff, passing to hard at greater depths. The clays are preconsolidated in the area of the tunnel.

Ground water is found both in the Quaternary layers, first of all incohesive soils, and in the Neogene clay mass, which can be considered to be only relatively impermeable. The water table is not generally continuous, even in the Quaternary series of strata. The only area in which it is possible to determine a hydrogeological regime of ground water with the continuous water table. The only area within which the hydrogeological regime of ground water with the continuous water table is the area of fluvial sediments around the Královo Pole portal and Veleslavínova and Dobrovského Streets. (see Fig. 4)

Mined tunnel structural design concept

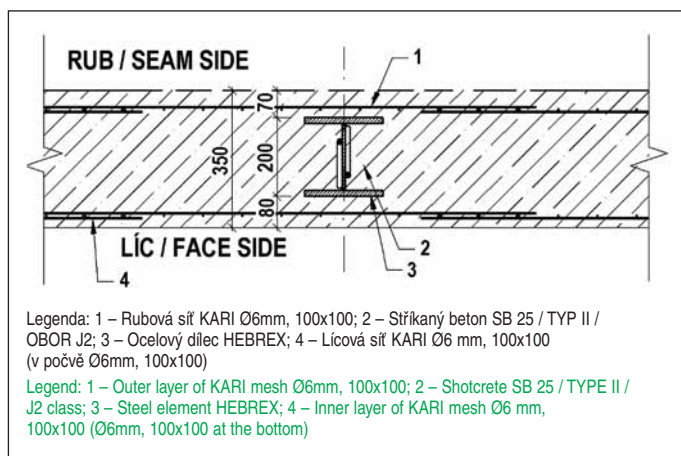
The mined tunnel is a double-shell structure with closed intermediate, hydrostatic pressure resistant waterproofing provided by a welded PVC membrane (3mm thick, with a signal layer). It consists of a primary shell, i.e. a primary load-bearing lining, and a secondary shell, i.e. a permanent load-bearing lining. The tunnel has been constructed by an observational method, with the excavation face divided both horizontally and vertically. Monitoring is an inseparable part of this method, with operative responses to manifestations of deformations, if required, by modifying the excavation round length or the system of support. The tunnel excavation follows the excavation of exploration galleries IIA and IIB, which was carried out in 2002 – 2003.

The tunnel excavation face is divided vertically and horizontally into six partial headings. Theoretical excavation cross section increased by 60mm along the entire circumference of the upper vault to allow for convergences and expected deformations is set out and excavated. The allowance along the circumference of the invert is reduced to 40mm. The unavoidable overbreak limit is considered to be 100mm beyond the theoretical excavation contour line. A rule applies to any combination of the partial headings that the mutual horizontal distance between them must not be shorter than 6m during any excavation phase. (see Fig. 5)

The design concrete cover over the rigid frame sections (HEB, HBX) along the circumference of the excavation is constant at 80mm, while, regarding temporary inner ribs, the cover over the HBX flanges is also constant at 40mm. The thickness of the permanent lining and the lining to be subsequently broken out has to be maintained at 350mm and 300mm, respectively. The installation of external and internal layers of KARI mesh is a commonplace (the connection between partial headings is by means of break-off profiles).

Flanges of the rigid reinforcement frames allowing the subsequent connection of other elements during the following excavation step (the subsequent heading) are protected on both sides at the locations of bolts so that the use of the flanges for connecting other parts of the rigid reinforcement frames is secured. The basic spacing of the rigid reinforcement frames is 1m (0.75m within the emergency lay-by).

Canopy tube pre-support is another important element of the structural design. For one thing, the canopies support the portals (25 long), for another, they are installed from the top heading face along a significant tunnel length. One canopy tube pre-support fan consists



Obr. 6 Skladba primárního ostění
Fig. 6 Primary lining structure

do 0,2 l/s) situací jsou projektem navržena i zvláštní opatření pro stabilizaci primárního ostění. Těmito opatřeními jsou:

- horizontální členění čelby kaloty,
- zkrácení kroku rážby (rozestupu rámu tuhé výztuže na min. vzdálenost 0,75 m, menší vzdálenost ocelových rámu není reálná, protože musí být zastříkány betonem a spolupůsobit s ním),
- kotvení (radiální kotvení počvy výrubu samozávrtnými kotvami TITAN 30/16 mm délky 8 m s injektovaným kořenem dl. 6 m),
- zkrácení délky uzavření profilu (vzdálenost čelbového rámu v kalotě a v opěři),
- zpevňující a trysková injektáž (zejména šterkové polohy v profilu kaloty v počátečním úseku rážby),
- hutněný zásyp spodní klenby,
- zesílení ostění (je nutné počítat i s případným přehodnocením sekundárního ostění),
- zesílení ostění vložením breteřů mezi rámy tuhé výztuže.

Rozhodnutí provádět, či neprovádět tato opatření jsou přijímána zhotovitelem a správcem stavby (doporučení Rady monitoringu stavby) v rámci NRTM.

Realizace ražení tunelu II – ražení a primární obezdívka

Základním omezením při rozhodování o organizaci výstavby, nasazení a počtu pracovníků, strojního vybavení a samotné technologie výstavby byla a je koncepce horizontálně a vertikálně děleného výrubu tunelu, resp. daného rozestupu jednotlivých dílčích čelb v kombinaci s krokem MKP vějíře 8 m. Dalším omezením organizace výstavby (zejména pro sekundární obezdívky) je přístup pouze z portálu Královo Pole (portál Žabovřesky bude uvolněn jen pro realizaci krátké zarážky v délce 8 m – návaznost na výstavbu hloubeného úseku tunelu), koncepce tunelových spojek jako neprůjezdných a umístění VZT šachty cca 400 m od portálu. Zde je na místě pro orientaci připomenout, že ražení probíhá z portálu Královo Pole, tedy ze st. km 1,512 proti směru staničení.

Hlavní myšlenkou je organizace výstavby na třech dílčích čelbách. Tyto tři aktivní čelby (b, c, e – a, d, f) se vždy v technologickém kroku (8–12 m) střídají v časovém cyklu tří dnů, tzn. že během šesti dnů postoupí o technologický krok všechny dílčí čelby. Neaktivní čelby (c, d, e, f) jsou zajištěny proti vyjetí horniny stříkaným betonem, při delší odstavce pak včetně KARI sítě nebo i kotvení 6–8 m laminátovými kotvami (obr. 5).

Obecný pracovní cyklus (1 bm) sestává z rozpojování zeminy tunelbagrem (délka otevření cca 1,5 m od posledního rámu výztuže), dočištění výrubu, stabilizační nástřik prefabrikovanou směsí betonu (cca 4 cm) čelby i obvodu výrubu, montáž rubové sítě, montáž tuhé výztuže, nástřik stříkaného betonu mokrou cestou po lícové pásnici výztuže, montáž lícové sítě a nástřik krycí vrstvy betonu cca 4 cm. Zbývající 4 cm betonu se nanáší až jako reprofilační vrstva pod mezilehlou izolaci. Na čelbách c–f platí, že je nutné propojit rámovou výztuž (napojovací patky) i betonářské sítě (podle projektu vylamované profily nebo překrytí). Každá aktivní čelba je obsazena v základní sestavě pěti pracovníky.

Hledání „optimální“ strojní sestavy rovněž muselo vycházet z prostorového uspořádání a velikosti jednotlivých dílčích štol a zejména nároku na bourací práce (více než 16 tis. m³ železobetonu).

of 19 pieces of 17m long pre-support tubes. The design expects four sections (24 fans in the Královo Pole portal area at chainage km 1.496-1.313; 10 fans in the area of the Services Centre at chainage km 1.110-1.038; 12 fans in Telefónika area at ch. 0.650-0.562; 4 fans in the Žabovřesky portal area at ch. km 0.513-0.489), to protect nearly 40 per cent of the tunnel route. The individual canopy tube pre-support fans consist of 8m long rounds.

The design even contains the following special measures to stabilise the primary lining with respect to the fact that the alignment passes under urban setting in combination with the given geological and hydrogeological situation (first of all in the initial about 80m long section at the Královo Pole portal, where local inflows up to 0.2 L/s irregularly occur):

- calotte excavation sequence consisting of top heading, bench and invert,
- reduced length of the excavation round (minimised spacing of rigid reinforcement frames at 0.75m; tighter spacing of steel frames in not realistic because the frames must be encapsulated by shotcrete to provide a composite action with it),
- anchoring (radial anchoring of the excavation bottom by 8m long self-drilling anchors TITAN 30/16mm, with 6m long grouted ends),
- reducing the length of the closed profile (the distance between the reinforcement frame at the top heading excavation face and that at the bench excavation face),
- stabilisation grouting and jet grouting (first of all into the gravel layer encountered within the top heading profile in the initial excavation stretch),
- compacted backfill of the invert,
- increased thickness of the lining (it is even necessary to expect that the secondary lining may be reassessed),
- reinforcement of the lining by inserting BRETEX lattice girders between the rigid support frames.

The decisions whether the above-mentioned measures are or are not to be implemented are made by the contractor and the project administrator (recommendations of the Monitoring Board) within the observational method rules for the tunnel excavation.

Tunnel II excavation process – the excavation and primary lining

The basic limitation when making decisions on the works organisation, deployment and numbers of workers, mechanical equipment and the construction technique itself has been the concept of the horizontally and vertically divided excavation sequence or the particular distances between partial headings in combination with the 8m long canopy tube pre-support fans. Another limitation on the works organisation (first of all for the secondary lining) is the access, which is possible only from the Královo Pole portal (the driving from the Žabovřesky portal will be allowed only for of a short, 8m long, opening section, making the construction of the adjacent cut and cover tunnel possible), the concept of cross passages not passable for vehicles, and the location for the ventilation shaft at a distance of ca 400m from the portal. It is reasonable to bring back to readers' minds the fact that the tunnel is excavated from the Královo Pole portal, from chainage km 1.512 against the direction of chainage.

The main idea is that the tunnelling will proceed at three partial headings. The three active headings (b, c, e – a, d, f) regularly take turns within the technological step (8-12m) within a three-day cycle; this means that the advance of each of the three headings during six days is equal to the length of the technological step. The slipping of rock from excavation faces of inactive headings (c, d, e, f) is prevented by shotcrete; KARI mesh or even 6-8m long GRP anchors are added in the cases of longer breaks. (see Fig. 6)

The general excavation cycle (1 lm) consists of the disintegration of ground by a tunnel excavator (up to the distance of 1.5m ahead of the last support frame), scaling, stabilisation spraying of a prefabricated concrete mixture (about 4cm) on the face and the circumference of the opening, erection of rigid support frames, application of wet shotcrete up to the internal flanges of the frames, installation of the internal layer of welded mesh and application of a ca 4cm thick layer of shotcrete covering the flanges. The remaining 4cm thick shotcrete layer is applied later, during the re-profiling work, to

Optimální je uvedeno v uvozovkách, protože se spíš jedná o kompromis mezi velikostí a výkonem, zejména tunelbagrů. K běžným strojům používaným na jiných tunelových stavbách (pracovní plošiny, stroje na stříkání betonu, traktorbagry, malé nakladače, nákladní automobily) je potřeba uvést tunelbagr Liebherr R 900 (pracovní výška vyhovuje čelbám c, d) v úpravě s rotací výložníku 360° pro lepší kopírování teoretického výrubu, dále pak stroje pro práci v prostoru průzkumných štol, bagr Takeuchi TB 153 s natočitelnou hlavou (bourání obezdívky štol a dočištění výrubu). Ve stísněném prostoru průzkumných štol se osvědčil manipulátor pro stříkání betonu Mayco ORUGA. Pro bourání vnitřních betonových žeber je zejména využíván tunelbagr Terex T210 osazen bouracími nůžkami (1700 kg).

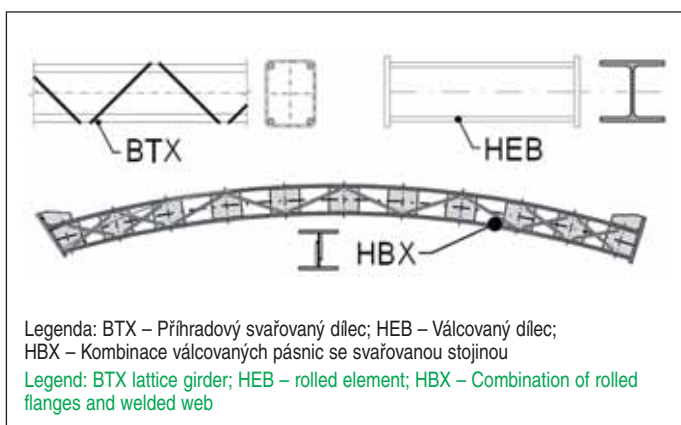
Jak je výše uvedeno, ražení tunelu navazuje na průzkumné štolky IIA a IIB (délka 831 m), které tvoří dílčí čelby IIA, IIB výrubu tunelu (zbyvajících cca 230 m bude doraženo). Při realizaci se ukázalo a ukazuje, že technologické vyřešení postupu zesilování či plného nahrazování ostění průzkumných štol je limitujícím faktorem v rychlosti postupu celého tunelu. Rovněž přesnost montáže počvového prvku tuhé výztuže (HEB 240) je předurčující pro postupnou dokompletaci celého prstence tuhé výztuže, tedy na směrové a výškové vedení celého díla. Měřičskou službu zajišťuje Subterra a. s., divize 12. Původní koncepce počítala se zesilováním stávající obezdívky průzkumných štol (TH výztuž, 10 cm SB, 1x KARI síť) vložním rámu HEB (počva dílec HEB 240, boky HEB 140). V případě prostorové kolize rámu tuhé výztuže s obezdívkou průzkumných štol bylo potřeba obezdívku částečně odstranit (zářez). Do původní obezdívky průzkumných štol byly osazovány kotevní trny pro dokonalejší spolupůsobení s nově nanášenou vrstvou stříkaného betonu vyztuženou KARI sítí (obr. 6, obr. 7).

Shrnutí postupu výstavby

Práce na zesilování obezdívky průzkumných štol byly zahájeny 15. 9. 2007 a ukončeny 7. 12. 2007 a podle původní koncepce zadávací dokumentace byl takto zesílen úsek 101 bm v obou štolách IIA a IIB. V tomto období z důvodu zvýšených přítoků vody (zejména z průzkumné štolky IIA) byla postupně v úseku st. cca km 1,512 až 1,450 v obou štolách prováděna chemická těsnění a zpevňující injektáž. Zpevňující injektáž byla vedena do prostoru budoucí kaloty tunelu a měla zejména zpevnit nesoudržné šterkové polohy. Hlavním dodavatelem těchto speciálních prací byla společnost Minova Bohemia, s. r. o. (Článek Využití chemických injektáží pro ražbu tunelu Dobrovského byl publikován v Tunel č. 3/2008.)

Rok 2007 byl i rokem horečných diskusí nad koncepcí ražení a zhotovování primárního ostění celého výrubu tunelu. I z tohoto důvodu byly práce na zesilování průzkumných štol zastaveny a dále byla všemi účastníky výstavby přijata koncepce plného nahrazení ostění bývalých průzkumných štol a optimalizace geometrického tvaru výrubu (výztuže) celého tunelu (prohloubení protiklenby, zvětšení výrubu tunelu z důvodu zvětšení prostoru pro očekávané konvergenční deformace). Dalším fenoménem, který byl akceptován všemi účastníky výstavby, bylo nahrazení prvků tuhé výztuže HEB (mimo počvové prvky HEB 240) prvky s pracovním názvem HEBREX 200 (HBX). Tyto svařence s prolamovanou stojinou byly akceptovány z důvodu lepšího kontaktu (prostříkání stojiny) se stříkaným betonem.

Za datum zahájení ražení tunelu II lze tak považovat i datum 14. 1.



Obr. 7 Výztužné prvky

Fig. 7 Reinforcing elements

provide a substrate for the intermediate waterproofing. A rule applies to headings c-f that it is necessary to interconnect the support frames (coupling flanges) and welded mesh (according to the design – using break-off profiles or lap splicing). Each active heading is manned by a basic crew of five.

The selection of an “optimum” set of equipment had to be based, among others, on the geometric design and dimensions of the individual partial headings and, above all, the requirements for demolition work (over 16 thousand m³ of reinforced concrete). The optimum is marked by inverted commas because it means rather a compromise between the size and output, first of all as far as tunnel excavators are concerned. Apart from common machines which are used on other construction sites (hoisting platforms, shotcrete machines, backhoes, small loaders, lorries), it is necessary to mention the Liebherr R 900 tunnel excavator (the operating height is suitable for the headings c and d) with 360° rotation capability, allowing better copying of the theoretical excavation contour, machines for working inside the exploratory galleries, namely Takeuchi TB 153 excavator with a rotating shovel/impactor facility (for breaking of the lining of the galleries and scaling). A Meyco ORUGA concrete spraying manipulator acquitted itself in the constricted space of the exploratory galleries. The internal concrete ribs are broken mainly by a Terex T210 tunnel excavator, with cutting pliers (1700 kg) mounted on it.

As mentioned above, the tunnel excavation operations links to exploration galleries IIA and IIB (831m long), which form partial headings IIA and IIB of the tunnel (the remaining length of about 230m is to be excavated). It has turned out during the works that the technique applied to the increasing of thickness or complete replacing of the lining of the exploratory galleries is a factor limiting the advance rate of the entire tunnel excavation. Another factor affecting the step-by-step work on the completion of the assembly of the whole rigid support ring, thus on the horizontal and vertical alignment of the whole tunnel, is the precision of the installation of the bottom elements of the rigid support frames (HEB 240). Survey services are provided by Subterra a.s., Division 12. The original concept counted on reinforcing of the existing lining of the exploration galleries (TH supports, 10cm thick shotcrete layer, 1 layer of mesh) by inserting HEB frames (HEB 240 for the invert; HEB 140 for side walls). In the case of spatial collision of a rigid support frame with the lining of exploratory galleries the lining had to be partially removed (a slot). Tie bars were inserted into the original lining of the exploratory galleries to improve the interaction with the newly applied layer of shotcrete, which was reinforced by KARI mesh. (see Figures 7 and 8)

Recapitulation of the construction procedure

The work on the increasing of thickness of the exploratory gallery linings started on 15th September 2007 and was completed on 7th December 2007. The section in which the thickness was increased, according to the original design, was 101m long in both galleries IIA and IIB. In this period of time it was necessary to carry out chemical sealing and stabilisation grouting, step by step within the section between change km 1.512 and 1.450, to stop increased inflows (first of all from exploration gallery IIA). The stabilisation grouting was applied to the space of the future tunnel top heading. It was designed to stabilise first of all incohesive gravel layers. The main contractor for the specialised work was Minova Bohemia, s. r. o. (the article entitled ‘The use of chemical grouting during the Dobrovského tunnel excavation’ was published in TUNEL No. 3/2008).

The year 2008 was also the year of feverish discussions on the concept of excavation and installation of the primary lining around the entire tunnel excavation. It was also for this reason that the work on reinforcing of the exploratory galleries was stopped and later all parties to the construction accepted the concept of the complete replacement of the lining of the former exploratory galleries and optimisation of the geometrical shape of the excavation (the reinforcement) of the entire tunnel (deepening of the invert, increasing the excavated tunnel cross section with the aim of increasing the space to be able to accommodate the expected convergence deformations). Another phenomenon which was accepted by all



Obr. 8 Celkový pohled (vnitřní žebra HEB)
Fig. 8 General view (HEB inner ribs)

2008, kdy byl realizován první záběr na čelbě IId. Postupně byly otvírány (v souladu s požadavky na odstupy jednotlivých čeléb) další dílčí čelby tunelu II (21. 1. 2008 čelba IIc, 29. 1. 2008 čelba IIe). Uzavření prvních metrů celého tmelu – čelby f – bylo uskutečněno 1. 3. 2008.

V tomto období bylo rozhodnuto i o preventivním zesílení primárního ostění v úseku st. 1.405–1.352 (úsek pod ulicí Palackého) vložením bretexových rámců mezi rámy HBX. Dalším významným omezením rychlosti postupu tunelu byla i příprava a zahájení realizace kompenzační injeckáže (KI) pod objekty v ulici Palackého a Pešanova (cca st. km 1.360–1.190). Přípravenost KI byla plánována v 6/2008 (práce prováděla společnost Zakládání staveb, a. s., jako samostatnou dodávku pro investora stavby), a proto bylo tempo výstavby tunelu koordinováno tak, aby řídicí čelba e – kalota k tomuto datu dospěla do st. cca km 1.350. Až do staničení km 1.313 byly v kalotě vrtány vějíře MKP v kroku 8 m (Zakládání staveb, a. s.) (obr. 8).

S postupem čelb c–f a s ohledem na dodržení rozestupu byl další postup na čelbách a, b zahájen v dubnu 2008 (od st. km 1.411). Ostění stávajících průzkumných štol je v celém rozsahu odstraněno a nahrazeno ostěním „standardním“ (350 mm SB, HEB 240, HBX 200, 2 vrstvy KARI síti) v nové geometrii výrubu. Z důvodů omezení hluku a seismických projevů na povrchovou zástavbu je ostění průzkumných štol příčně řezáno po 0,5 m diamantovými pilami (CaM DIAMaC, s. r. o.). Předřezávání ostění je organizováno v době, kdy je čelba neaktivní na délku technologického kroku (cca 12 m).

Poslední významnou změnou, kterou si opět vyžádal požadavek na omezení hluku a seismických projevů na povrchovou zástavbu bylo nahrazení tuhé výztuže HBX vnitřního bouraného žebra čelby a, b bretexovým prvkem (cca od st. km 1.350).

Všechny změny v koncepci výstavby tunelu kladly a kladou vysoké nároky na flexibilitu a vysoce profesionální přístup realizačních týmů zhotovitele. Důkazem, že projektový tým i kolektiv dělnických profesí divize 1 společnosti Subterra a. s. se s těmito nároky dosud beze zbytku vyrovnávají, je kvalita realizovaných prací a omezení všech negativních projevů výstavby tunelu na povrchovou zástavbu, které nedosahují hodnot očekávaných projektem. Za to patří poděkování i všem obchodním partnerům podílejícím se na realizaci výstavby tunelu II.

ZÁVĚR

Dá se říci, že rok 2007 byl hledáním koncepce výstavby tunelu. O roku 2008 se dá hovořit jako o roku, kdy tato koncepce byla přenesena do projekční podoby a s úspěchem realizována (do konce roku 2008 bylo vyraženo cca 400 bm). Rok 2009 přinese nutnost organizačně skloubit realizaci ražení a primárního ostění tunelu se zahájením vestavby sekundárního ostění. Rok 2010 pak bude rokem dokončení primárních i sekundárních konstrukcí tunelu II (prosinec 2010).

Ke konci května 2009 je vyraženo více než 600 m tunelu II a 30 m sekundárního ostění protiklenby. O zkušenostech s organizací současného provádění sekundárních obehádek a ražení tunelu II se podělíme v některých z příštích čísel tohoto časopisu.

ING. JOSEF BAČA, jbaca@subterra.cz,
ING. VÁCLAV DOHNÁLEK, vdohnalek@subterra.cz,
SUBTERRA a. s.

Recenzoval: prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc.

parties to the construction was the replacement of the HEB rigid reinforcement elements (with the exception of HEB 240 elements for the invert) by elements with the working name of HEBREX 200 (HBX). These weldments with lattice webs were accepted because they allowed better contact with shotcrete (spraying concrete through the web).

The date of 14/01/2008, on which the first excavation round was carried out at heading IId, can be considered the date of the Tunnel II excavation commencement. The work on other partial headings of Tunnel II started step by step, complying with the requirements for distances between them heading IIc on 21/01/2008; heading IIe on 29/01/2008). The first metres of the entire tunnel excavation including a primary lining were completed on 01/03/2008 (by completing the first round of partial heading f).

It was also during this period of time that the decision was made regarding the preventative reinforcing of the primary lining along the section chainage 1.405–1.352 (the section under Palackého Street) by means of inserting BRETEX lattice girders between the HBX frames. Another significant reduction in the excavation advance rate was due to the preparation and execution of compensation grouting (CG) under the buildings in Palackého and Pešanova Streets (ca chainage km 1.360–1.190). The completion of excavation for the commencement of the CG had been planned for 6/2002 (the work was performed directly for the project owner by Zakládání Staveb a. s., under a separate contract). The tunnel excavation advance rate was therefore coordinated so that the e – top, the controlling heading, reached chainage ca km 1.350.

The excavation at other headings, a and b, started from chainage km 1.411 in April 2008, with the headings c–f advancing and with respect to the requirement for maintaining respective distances between the headings. The lining of the exploration galleries has been cut transversally every 0.5m using diamond disk saws (CaM DIAMaC, s. r. o.) so that the noise and seismic effects are reduced. The pre-cutting of the lining is organised so that it is carried out during the period of time when the heading is inactive for the length equal to the length of the technological step (ca 12m).

The last significant change, which was also necessary because of the requirement for reducing the effect of noise and seismic manifestations on surface buildings, was the replacement of the HBX rigid reinforcement of the inner ribs being broken out at headings a, b by a BRETEX lattice girder (roughly from chainage km 1.350).

All changes in the tunnel construction concept put heavy demands on flexibility and highly professional attitude of contractor's project management and construction teams. The fact that the project management team and working crews of Subterra a.s. have fully coped with the requirements has been proved by the quality of the till now completed work and the reduction of all negative effects of the tunnel construction on surface buildings below the values anticipated by the design. The success has been achieved also thanks to the efforts of all business partners participating in the Tunnel II construction.

CONCLUSION

We can say that 2007 was the year during which the tunnel construction concept was searched for. The year 2008 can be referred to as the year during which this concept was translated into the design form and successfully implemented (the length of about 400m of the tunnel was excavated till the end of 2008). The year 2009 will bring the necessity for organisational reconciliation of the excavation operations and installation of the primary lining with the commencement of the erection of the secondary lining. Finally, 2010 will be the year during which both the primary and secondary structures of Tunnel II will be completed (December 2010).

As of the end of May 2009, over 600m of Tunnel II excavation and 30m of the invert secondary lining have been finished. We are going to share our experience as regards the organisation of the current installation of the secondary lining and excavation of Tunnel II in some of the future issues of TUNEL. (see Fig. 10)

ING. JOSEF BAČA, jbaca@subterra.cz,
ING. VÁCLAV DOHNÁLEK, vdohnalek@subterra.cz,
SUBTERRA a. s.

VELKOPRŮMĚROVÉ MIKROTUNELOVÁNÍ V KARVINĚ – SBĚRAČ CA2

LARGE-DIAMETER MICROTUNNELLING IN KARVINÁ

– CA2 TRUNK SEWER

KAREL FRANCZYK

ÚVOD

V Tunelu č. 3/2008 byl uveřejněn článek o prvních zkušenostech s mikrotunelováním v Karvině (První zkušenosti s mikrotunelováním větších průměrů v Karvině). Článek analyzoval zejména zkušenosti s realizací tzv. Kolektoru ALFA, který prochází ve světlem průměru 1000 mm centrem města. V závěru článku byly uvedeny pouze první informace o sběrači CA2, který má vnitřní profil 1400 mm a celkovou délku bezmála dva kilometry. Tehdy byly práce na sběrači na začátku, a slíbili jsme, že se i o tyto provozní zkušenosti se s čtenáři Tunelu podělíme.

ZÁKLADNÍ ÚDAJE

Kanalizační sběrač CA2 je stejně jako Kolektor ALFA a dalších devět samostatných staveb součástí projektu Karviná – rozšíření kanalizace financovaného z fondů EU a rozpočtu města. Realizace byla zahájena v listopadu 2007 a skončí na podzim letošního roku. Rozsah bezvýkopových a tunelářských technologií na tomto projektu je obrovský a zřejmě nemá v ČR obdoby.

Sběrač CA2, který je dlouhý 1980 m, se v délce 1936 m prováděl technologií mikrotunelování. A lze říci, že z důvodu tak velkého průměru i celkové délky se jednalo o nejzajímavější část projektu v Karvině. Sběrač se nachází v zastavěné části města v blízkosti obytných domů a v jednom místě podchází také kolejištěm Českých drah.

Vzhledem k hloubce a složitým geologickým podmínkám se projektant (Hydroprojekt Ostrava) rozhodl pro technologii mikrotunelování se zatlačováním sklolaminátových trub Hobas o světlosti 1400 mm.

Zhotovitelem stavby byla firma Subterra a. s. Prováděcí technologií byl stroj Iseki TCC Unclemole 1640 dodaný firmou AGD ISEKI. (Připomeňme ještě, že celou zakázku realizovalo sdružení firem TCHAS, VOKD a OHL ŽS.) Práce na sběrači byly zahájeny v květnu 2008 a ukončeny v prosinci téhož roku. Všechny podstatné technické informace jsou uvedeny v tabulce.

KOMENTÁŘ K TABULCE

Jednak je potřebné zmínit, že hned v úvodu ražeb došlo ke změně materiálu tlačných trub. První úsek (3–2–88 m) byl realizován s kameninovými troubami, což bylo první využití tak velkých kameninových trub při mikrotunelování na světě. Vzhledem k určitým problémům německého výrobce (Keramo Steinzeug) jak s kvalitou, ale zejména se zajištěním plynulého zásobování stavby, byl projekt změněn na roury sklolaminátové (Hobas). Nutno říci, že tato změna přinesla určité zdržení v úvodu výstavby, ale pak také řadu provozních výhod (nižší hmotnost, snadnější manipulaci, minimální tolerance v rozměrech, menší ztrátové časy), což potvrzují i zkušenosti ze světa. Na základě našich zkušeností by bylo vhodné, aby se pro mikrotunelování nad 1000–1200 mm DN používalo sklolaminátových trub pokud možno standardně – samozřejmě, pokud to bude vyhovovat budoucím uživatelům.

Zvlášť s přihlédnutím k určitým výše zmíněným zpožděním v rozjezdu mikrotunelování lze konstatovat, že dosažené časy, které jsou patrné z tabulky,



Obr. 1 Pohled do stavební jámy po ukončení mikrotunelování
Fig. 1 View down a launching shaft

INTRODUCTION

TUNEL issue No. 3/2008 presented a paper on initial experience learned during the microtunnelling in Karviná ('Initial experience of larger-diameter microtunnelling in Karviná'). The paper analysed, first of all, the experience of constructing the 1000mm diameter ALFA Utility Tunnel, which runs under the centre of the city. In its conclusion, the paper contained only initial information of CA2 Trunk Sewer, the inner diameter of which is 1400mm and the total length reaches nearly two kilometres. At that time the work on the sewer was just at the beginning. We promised that we would share our operating experience with TUNEL readers in the future.

BASIC DATA

CA2 Trunk Sewer as well as ALFA Utility Tunnel and other nine independent parts of the Karviná Sewerage Expansion Project are financed by EU funds and from the municipal budget. The construction started in November 2007 and is scheduled for completion in the autumn of 2009. The extent of trenchless and tunnelling technologies at this project is huge and probably has no equivalent in the Czech Republic.

A length of 1936m of the total length of 1980m of CA2 Trunk Sewer was constructed by a microtunnelling technology. It is possible to say that, because of such a large diameter and the great total length, it was the most interesting part of the Karviná project. The trunk sewer is found in a developed part of the city, in the vicinity of residential buildings; it even runs under Czech Railways' tracks in one location.

Taking into consideration the depth and the complicated geological conditions, the designer (Hydroprojekt Ostrava) opted for the microtunnelling technique combined with jacking of DN 1400mm HOBAS glassfibre reinforced plastic tubes.

The contractor, Subterra a.s., used an Iseki TCC Unclemole 1640 tunnelling machine supplied by AGD ISEKI. (Let us note that the entire project was implemented by a consortium consisting of TCHAS, VOKD and OHL ŽS.) The work on the trunk sewer started in May 2008 and was completed in December 2008. All substantial technical information is presented in the table on next page.

COMMENTARY ON THE TABLE

First of all, it must be noted that the material of the pipes to be jacked was changed from the very beginning of the driving operations. The initial section (3–2–88m) was constructed using stone-ware pipes, which was the first use of large-diameter stone-ware pipes for microtunnelling in the world. Because of certain problems of the German manufacturer (Keramo Steinzeug) with quality and, above all, keeping fluent supplies to the site, the design was changed to the use of glassfibre reinforced plastic pipes (Hobas). It must be noted that this change caused a certain delay



Obr. 2 Spouštění štítu do šachty – foto: Ing. Jiří Skupien
Fig. 2 Lowering of the shield into a shaft – photo: Ing. Jiří Skupien

Průběh ražeb na úseku sběrače CA2 The course of excavation of the CA2 Trunk Sewer

Úsek / Section	Délka / Length	Geologie / Geology	Průměrný postup / Average advance rate
3-2	88 m	balvanité štěrkopíský / Bouldery gravel-sands	7 m/den * / 7m per day *
3-4	124 m	balvanité štěrkopíský / Bouldery gravel-sands	11 m/den / 11m per day
5-4	170 m	balvanité štěrkopíský, rašelina / Bouldery gravel-sands, peat	14 m/den / 14m per day
5-7	192 m	štěrkopíský / Gravel-sands	17 m/den / 17m per day
8-7	200 m	jíly, štěrkopíský / Clay, gravel-sands	15 m/den / 15m per day
8-10	140 m	jíly, štěrkopíský / Clay, gravel-sands	16 m/den / 16m per day
10-11	129 m	jíly, štěrkopíský, rašelina / Clay, gravel-sands, peat	18 m/den / 18m per day
12-11	103 m	jíly, štěrkopíský / Clay, gravel-sands	15 m/den / 15m per day
12-13	120 m	jíly, štěrkopíský / Clay, gravel-sands	17 m/den / 17m per day
19-20	64 m	štěrkopíský / Gravel-sands	16 m/den / 16m per day
19-18	114 m	jíly, písčité jíly / Clay, sandy clay	15 m/den / 15m per day
17- 8	89 m	jíly, písčité jíly / Clay, sandy clay	18 m/den / 18m per day
17-16	154 m	písky, písčité jíly / Clay, sandy clay	14 m/den / 14m per day
15-14	181 m	písky, písčité jíly / Clay, sandy clay	16 m/den / 16m per day
15-16	59 m	písky, písčité jíly / Clay, sandy clay	15 m/den / 15m per day

* jednosměnný provoz

Celková délka ražeb 1936 m

Celková doba provádění ... 247 dnů

Průměrný postup včetně přesunů ... 7,84 m/den

Průměrný počet metrů na jeden měsíc provádění ... 242 m

* single shift operation

Total length of drives 1936m

Total duration of the work ... 247 days

Average advance rate (including changing of the places) ... 7.84m per day

Average monthly advance rate ... 242m



Obr. 3 Mikrotunelování umožňuje minimální zásah do životního prostředí
Fig. 3 The microtunnelling technique makes a minimum environmental impact possible

byly velmi dobré. Málokdo v květnu věřil, že se dá dokončit zahajovaný dvoukilometrový sběrač ještě do Vánoc, ale povedlo se. Nebylo ani nutné využívat druhý stroj, což se v počátku velmi zvažovalo, je ale třeba říci, že velmi pomohlo nasazení druhé tlačné stanice s příslušenstvím, která se od září montovala vždy v předstihu před dokončením úseku na další tlačné jámě, takže po dojetí bylo možno téměř ihned bez zbytečných zdržení startovat další úsek.

Z pohledu geologie, která je v Karvině velmi proměnlivá a pro většinu tunelářských technologií nepříznivá, lze říci, že problémy nebyly ani s balvany, které stroje o takto velkém průměru vesměs zdolávají bez problémů, ani s podzemní vodou ani s rašelinou. Určitý problém představoval vysoký obsah velmi jemných písků, který komplikoval a hlavně zdržoval separační proces (z důvodu rychlé a vysoké sedimentace v nádržích). Všichni účastníci provozu se shodli na tom, že příště by se do podobných podmínek patrně měla nasadit i hydrocyklóna, se kterou by separace probíhala určitě efektivněji, a tím by se denní postupy mohly zvednout v průměru až o 20–30 %.

ZÁVĚR

I tak můžeme říci, že realizace sběrače CA2 metodou mikrotunelování proběhla ve vynikajícím čase a bez výraznějších technických či provozních problémů. Stavba vůbec neovlivnila normální život v této velmi zabydlené části Karviné, a to jak z pohledu případných deformací na povrchu, tak i z pohledu celkové šetrnosti k prostředí, což by bylo úplně jinak, kdyby se použila např. výkopová metoda.

Za to všechno patří dík realizátorům z firmy Subterra vedeným vedoucím projektu ing. Drobíkem a hlavním stavbyvedoucím ing. Čenčíkem. Nelze také opomenout operátora stroje, kterým byl elitní pracovník firmy AGD Iseki, pan Jeff Ball. Ten se jistě vrací domů bohatší o řadu zajímavých dojmů z českého prostředí i o pár českých nadřazených slov.

ING. KAREL FRANCZYK, Ph.D., kfranczyk@subterra.cz,
SUBTERRA a. s.

Recenzoval: prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc.

at the beginning of the construction, however, it even brought several operating benefits (lower weight, easier handling, minimum dimensional tolerances, smaller losses of time). This has even been confirmed by news from the world. In our experience, it would be reasonable if glassfibre reinforced plastic pipes are used for microtunnelling profiles exceeding DN 1000 – 1200mm as a standard – of course, if it suits requirements of future operators.

It is possible to state, especially taking into consideration the above-mentioned delays in the commencement of the microtunnelling operations, that very good times were achieved (see the Table above). Few people believed in May that the work on the two-kilometre trunk sewer being commenced could be completed by Christmas, nevertheless, the effort was successful. It was even unnecessary to use the other machine, which solution was seriously discussed at the beginning. On the other hand, it must be admitted that the application of the second jacking station with accessories, which was always assembled in advance in the next launching shaft, before completing the particular section, was very helpful. It was therefore possible nearly immediately after the arrival of the machine into the receiving shaft, without unnecessary delays, to start the work on the next section.

In terms of geology, which is very variable and unfavourable for most tunnelling technologies in Karviná, we can even say that problems were not caused by boulders, which are dealt with without problems by so large diameter machines, nor by ground water or peat. A certain problem was caused due to the high content of very fine sands, which complicated and first of all delayed the separation process (because of a need for quick and high sedimentation in tanks). All parties to the construction agreed that a hydrocyclon separator should probably be installed if the conditions are similar. The separation would certainly be more effective and daily advance rates could be increased by 20-30% on average.

CONCLUSION

Despite the above-mentioned problems, we can say that the time taken by the construction of CA2 trunk sewer using the microtunnelling method was excellent and no significant technical or operating problems were encountered. The works did not in the slightest influence the normal life in this populated region of Karviná, neither in terms of contingent deformations of the surface nor in terms of the overall considerate attitude toward the living environment. Such a statement would have been impossible if, for example, open trenches had been required.

Words of thanks for the success are deserved by the construction team of Subterra a.s. led by Ing. Drobík, project manager, and Ing. Čenčík, construction superintendent. In addition, the role of AGD Iseki's elite worker, Mr. Jeff Ball, the machine operator must not be forgotten. He must have returned home enriched with numerous interesting impressions from the Czech environment and even with several earthy Czech words.

ING. KAREL FRANCZYK, Ph.D., kfranczyk@subterra.cz,
SUBTERRA a. s.

VÝSTAVBA KOLEKTORŮ TRASY B A C NA VÁCLAVSKÉM NÁMĚSTÍ CONSTRUCTION OF UTILITY TUNNELS ON ROUTES B AND C IN WENCESLAS SQUARE

JIRÍ PATZÁK, LIBOR ZAPLETAL

ÚVOD

Výstavba Kolektorů Václavské náměstí – Trasy C a B – byla v prostoru spodní části náměstí zahájena ve druhé polovině roku 2007 přeložkami inženýrských sítí a přípravnými pracemi. Hloubení šachet a zahájení ražeb proběhlo souběžně na obou stavbách začátkem roku 2008.

Na Trase B jsou v současné době (5/2009) v celém rozsahu dokončeny ražby, definitivní ostění je ve stadiu těsně před dokončením. Byla zahájena montáž ocelových konstrukcí (OCK) pro vystrojení kolektoru.

Na trase C, na úseku realizovaném Subterra, a. s. (mezi šachtami V2 a Š 51 včetně propojení tras C a B), byla kompletně dokončena realizace definitivních obezdívek a zahájena montáž OCK.

Faktické údaje o výstavbě kolektorů Václavské náměstí – Trasy B a C byly podrobně rozebrány projektantem v časopisu Tunel 3/2008. Následující text proto sleduje především zhodnocení razících prací na výše zmíněných úsecích zhotovitelem.

ZÁKLADNÍ ÚDAJE STAVBY

Název stavby: Kolektor Václavské náměstí – Trasa B
Investor: Hl. město Praha, zastoupené odborem městského investora (OMI)
Pověřený mandátář: Kolektory Praha, a. s.
Technický dozor investora: Zavos, s. r. o.
Projektant: Ingutis, spol. s r. o.
Zhotovitel: Sdružení kolektor Václavské náměstí B – Subterra, a. s., Energie stavební a báňská, a. s.

Název stavby: Kolektor Václavské náměstí – Oprava trasy C
Investor: Hl. město Praha
Pověřený mandátář: Kolektory Praha, a. s.
Technický dozor investora: Zavos, s. r. o.
Projektant: Ingutis, spol. s r. o.
Zhotovitel: Sdružení Menasu – Metrostav a. s., Subterra a. s., Navatyp Group, a. s.

INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Úroveň skalního podloží se nalézá v hloubce cca 14–15 m pod terénem a je tvořena ordovickými břidlicemi. Konstrukce obou kolektorových tras zasahují do těchto vrstev jen okrajově. Rozhodující část prací byla realizována v prostředí terasových kvartérních sedimentů reprezentovaných pískem, písčitémi štěrky a štěrky. Kvartérní vrstvy jsou kryty navážkami mocností cca 4 m.

Hladina podzemní vody se nachází v hloubce 12 m pod terénem, zvede výšky 1,5 až 3 m na bázi štěrko-pískových vrstev, značná průlinová propustnost.

TRASA B

Kolektor Václavské náměstí trasa B je nově budovaným kolektorem III. kategorie. Jeho primárním úkolem je umístění inženýrských sítí vedených dosud v uliční úrovni, napojení přilehlých povrchových objektů na tyto sítě a propojení provozovaných kolektorů v oblasti. Celková délka díla je včetně odboček a kolektorových přípojek 330 m, základová spára je v hloubce kolem 15 m pod terénem, průměrná hodnota hrubého výlomu hlavní trasy činí 16 m².

Realizace ražeb trasy B započala hloubením šachty Š 49 před objekty čp. 846/1 (Koruna) a čp. 841/3 (Diamant), který byl v rámci rekonstrukce objektu kompletně bourán během zahájení obou staveb kolektorů. Zajištění šachty bylo realizováno šikmými

INTRODUCTION

The Construction of Wenceslas Square Utility Tunnels – Routes C and B started in the lower part of the square in the second half of 2007 by relocating utility networks and performing enabling works. The shafts were sunk and the tunnel excavation started at the beginning of 2008, simultaneously on both routes.

As far as the Route B is concerned, as of today (5/2009), the excavation operations have been completed, the installation of the final lining is in the stage just before completion. The installation of metal structures carrying the tunnel equipment has been started.

On the Route C, the section constructed by Subterra a.s. (between shafts V2 and Š 51, including the connection between Routes C and B), the erection of the final lining has been completed and the installation of metal structures has started.

Factual data on the construction of Routes B and C of the Wenceslas Square utility tunnels was presented in detail by the designer in TUNEL issue No. 3/2008. This article is therefore focused, first of all, on contractor's assessment of the excavation operations performed in the above-mentioned sections.

BASIC CONSTRUCTION DATA

Project name: Wenceslas Square Utility Tunnel – Route B
Project owner: The City of Prague, represented by the City Investor Department
Authorised mandatary: Kolektory Praha, a.s.
Client's supervision: Zavos s.r.o.
Designer: Ingutis, spol. s r. o.
Contractor: Sdružení kolektor Václavské náměstí B consortium, consisting of Subterra a.s. and Energie stavební a báňská a.s.

Project name: Wenceslas Square Utility Tunnel – Repair to route C
Project owner: The City of Prague
Authorised mandatary: Kolektory Praha, a.s.
Client's supervision: Zavos s.r.o.
Designer: Ingutis, spol. s r. o.
Contractor: Sdružení MENASU consortium, consisting of Metrostav, a.s., Subterra a.s., NAVATYP GROUP a.s.

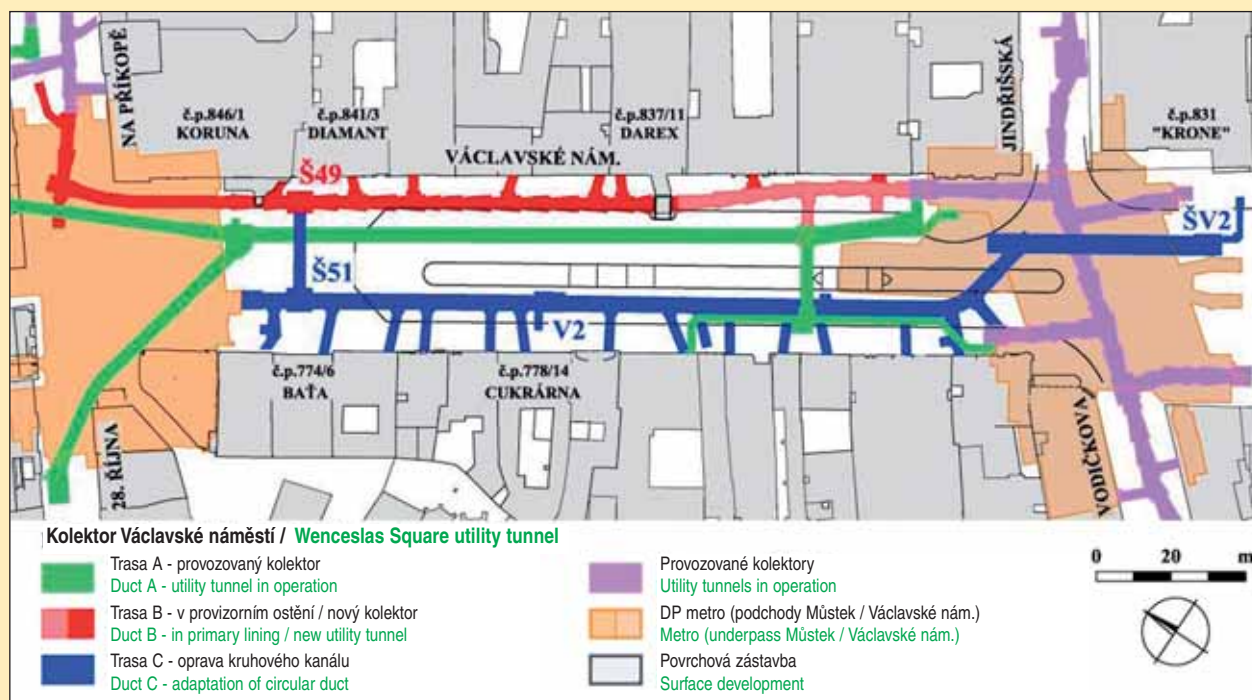
ENGINEERING GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

The rock head level is about 14–15m under the surface. The bed-rock consists of Ordovician shales. The structures of both utility tunnel routes extend into these layers only marginally. A substantial proportion of the work was performed in an environment formed by Quaternary terrace sediments, which were represented by sands, sandy gravels and gravels. The Quaternary layers are covered by an approximately 4m thick layer of made ground.

The water table is found at the depth of 12m under the surface; a 1.5 to 3m high, significantly interstitial aquifer is found on the base of gravel-sand layers.

ROUTE B

The Wenceslas Square Utility Tunnel, Route B is a newly built, category III utility tunnel. The primary purpose of the tunnel is to provide space for the engineering networks which have been till now located at the street level, to allow adjacent surface buildings to be connected to the networks, and make installation of connections between operating utility tunnels in the area possible. The total length of the tunnels, including branches and utility tunnel connections, is



Obr. 1 Situační schéma Kolektoru Václavské náměstí
Fig. 1 The Wenceslas Square utility tunnel layout

železobetonovými pilotami. Důvodem tohoto řešení byla minimalizace jámového terče (tj. i prostorových nároků zařízení staveniště) za současného dosažení požadovaných rozměrů ve spodní části šachty pro budoucí rozražení kolektorových tras.

Ražba hlavních tras byla členěna na dvě lávky a byla vedena pod ochrannými deštníky ze sloupů tryskové injektáže budovaných s postupem ražby. Objekty povrchové zástavby ve vzd. cca 6 m nebyly před stavbou zajišťovány. Primární ostění je tvořeno důlní výztuží a stříkaným betonem C 16/20 vyztuženým dvěma vrstvami sítě.

Vedení ražby oběma směry ze šachty Š49 se ukázalo být v průběhu realizace jako značně rozdílné. Ražba směrem k horní části Václavského náměstí (k ul. Jindřišská) byla vedena prostředím s nízkou soudržností a zvýšenou četností zón oslabení. Reakcí na zastižení těchto oblastí bylo rozhodnutí realizovat doplňková opatření pro bezpečné vedení ražby a minimalizaci poklesů na povrchu – stabilizace čelby zámkovými vrty ze sloupů TI (3 ks na každou čelbu), důsledné sledování vrtných prací atd., a to prakticky v celém úseku od Š49 k objektu Darex, kde bylo proraženo do stávajícího

330m; the foundation base is at the depth of about 15m under the surface; the average excavated cross sectional area of the main route tunnel is 16m².

The excavation on route B started by sinking the shaft Š 49 in front of the building No. 846/1 (Koruna) and building No. 841/3 (Diamant), which was completely demolished within the framework of reconstruction when the construction of the two utility tunnels was starting. The shaft support consisted of inclined RC piles. The reason for this design was the effort to minimise the shaft collar area (which meant also minimisation of the space for the construction site facility) and, at the same time, obtain dimensions in the bottom part of the shaft which were required for the future excavation of the utility tunnel routes from two points of attack.

The excavation face on the main routes was divided into two benches, using protective umbrellas consisting of jet grouted columns, which were installed step by step during the excavation. Surface buildings, which were at the distance about 6m, were not underpinned prior to the construction. The primary lining consists of colliery frames, C 16/20 shotcrete and two layers of welded mesh.



Obr. 2 Kolektor B, čelba zpevněná injektáží Dukol
Fig. 2 Utility tunnel B – excavation face stabilised by Dukol grouting



Obr. 3 Stávající vodovodní kanál, výchozí stav
Fig. 3 The existing water feeder tunnel – original condition



Obr. 4 Kolektor C, zmáhání vodovodního kanálu strojním způsobem
Fig. 4 Utility tunnel C – mechanical demolition of the water feeder tunnel

kolektoru zajištěného provizorním ostěním, který byl realizován jako předstihová etapa Trasy B v rámci výstavby Kolektoru Vodičkova.

Protiražba směrem k ul. Příkopý byla specifická zejména zastižením horninového prostředí zpevněným chemickou injektáží (Dukol). Tato injektáž byla realizována pro zlepšení geotechnických podmínek pro ražbu souběžně vedoucího kabelového kanálu v 70. letech dvacátého století (nyní Kolektor Václavské nám. – Trasa A). Kabelový kanál byl v oblasti Můstek budován bez primárního ostění pouze definitivním vystrojením z prefabrikovaných železobetonových prstenců. Stav proinjektovaného prostředí byl hodnocen odběry vzorků při opravě kabelového kanálu (Trasa A) s konstatováním, že chemická injektáž je zcela zdegradovaná, bez vlivu na ražbu Trasy B. Realitou však byla ražba vedená ve vrstvách kvartérních sedimentů značně zpevněných injektáží, s podstatnou změnou rozpojitelnosti. Negativa tohoto faktu lze spatřovat ve zpomalení postupu ražeb, způsobeného větší časovou náročností na rozpojování horniny s nezanedbatelným vlivem na ekonomiku výstavby. Na druhou stranu zlepšení prostředí významně přispělo k bezpečnému průchodu obtížným úsekem v bezprostředním kontaktu s podchodem metra Můstek (s nadloží 0,6–1,6 m) a provozovaným Kolektorem Václavské nám. – Trasa A přibližujícím se k ražbě až na vzdálenost 1,8 m.

Při ražbě byla zastižena řada volných podzemních prostor-kaveren, jež vznikly pravděpodobně vynášením jemných částic z horninového prostředí vodami z kanalizačních a vodovodních řadů. Největší z nich byla kaverna o velikosti 46 m³ (dle spotřeby injekční směsi). Naštěstí byla její přítomnost včas indikována, kaverna nebyla vyplněna zvodnělým materiálem, který by mohl pro ražbu představovat významný problém, a poloha kaverny vzhledem k ražbě se navíc nacházela v relativně příznivé poloze. Pro další bezpečné vedení stavby byl proveden georadarový průzkum, který predikoval další volné prostory. Ražba těmto okolnostem byla přizpůsobena, zastižené prostory byly před dalším postupem vždy vyplněny injekční směsí.

TRASA C

Kolektor Václavské náměstí trasa C vzniká zmáháním stávajícího vodovodního kanálu (postaven v letech 1975–1978) kruhového profilu na podkovovitý profil kolektoru tak, aby nové dílo bylo schopno plnit všechny požadované funkce kolektoru III. kategorie a zároveň vedení dvojice hlavních tranzitních vodovodů DN500. Celý rozsah prací zajišťuje napojení přilehlých objektů nově budovanými kolektorovými přípojkami celkové délky 160 m a také napojení na sousední kolektorové stavby. Celková délka hl. trasy je 270 m, hrubý výlom činí 24 m², hloubka základové spáry se nachází cca 14,5 m pod úrovní terénu.

Ražba trasy C byla vedena ze stávající šachty V2 před č. p. 778 (Cukrárna), kterou bylo pro zefektivnění prací nutno půdorysně rozšířit, a z nově hloubené šachty Š51 před č. p. 774 (Baťa), obdobné konstrukce jako šachta Š49 na Trase B.



Obr. 5 Kolektor C, postup ražby v první látce
Fig. 5 Utility tunnel C – first bench excavation procedure

The tunnel drives proceeding in both directions from shaft Š 49 showed to significantly differ. The excavation heading toward the upper part of Wenceslas Square (toward Jindřišská Street) passed through an environment characterised by low cohesion and increased numbers of weakness zones. As a response to encountering these zones, the decision was made to implement supplementary measures designed to secure safe excavation and minimise surface settlements. The measures comprised the excavation face stabilisation by means of jet grouted columns (3 per each face), consistent monitoring of drilling operations etc., virtually throughout the length of the section between shaft Š 49 and the Darex Building, where the route holed into an existing utility tunnel, which was supported by a temporary lining. This tunnel had been constructed as an advance stage of Route B, within the framework of the construction of the Vodičkova utility tunnel.

The opposite direction drive, heading toward Na Příkopě Street, was specific first of all because of encountering a ground environment which had been stabilised by chemical grouting (Dukol). This grouting was carried out in the 1970s, with the aim of improving geotechnical conditions for the excavation of a parallel cable tunnel (the current Wenceslas Square Utility Tunnel – Route A). This cable tunnel was built without a primary lining in the Můstek area. It had only a circular final lining consisting of precast reinforced concrete segments. The condition of the ground environment which had been treated by grouting was assessed during the repair to the cable tunnel (Route A) on the basis of samples. It was stated that the chemical grouting was completely deteriorated, without any effect on the excavation of Route B. However, the reality was that the excavation had to pass through Quaternary sediments significantly reinforced by grouting, with the breaking characteristic substantially changed. Negatives of this fact can be seen in the reduced excavation advance rates resulting from higher time intensity of the rock disintegration, with a non-negligible influence on the works economy. On the other hand, the improved environment significantly contributed to the safe passage through the difficult stretch, running in close proximity to the Můstek pedestrian subway (the overburden height of 0.6–1.6 m), where the operating Wenceslas Square Utility Tunnel Route A was at a distance of up to a mere 1.8 m.

Several underground cavities were encountered during the excavation. They probably developed as a result of transport of fine particles from the ground environment by water leaking from sewers and water mains. The volume of the largest cavity was 46 m³ (estimated according to the grouting mixture consumption). Fortunately, the presence of the cavern had been indicated in due time. It was not filled with a saturated material which could pose a significant problem for the excavation, and the cavern location was relatively acceptable for the excavation. A ground penetrating radar was used for surveying to guarantee further safe driving. The survey predicted other cavities. The excavation procedure was accommodated to these conditions – the encountered cavities were always backfilled with grout before proceeding further.



Obr. 6 Klasická ražba propoje tras B a C

Fig. 6 Traditional excavation of the connection between Routes B and C

Nadloží kolektoru bylo v předstihu zajištěno tryskovou injektáží realizovanou z povrchu, nikoli z podzemí, kde by zajišťovací práce silně komplikoval kruhový kanál.

Demontáž tybinkového ostění vodovodního kanálu byla na popísaném úseku prováděna výhradně strojním způsobem, bez použití trhačích prací. Vzhledem k omezeným prostorovým podmínkám ve stávajícím kanálu bylo možno použít pouze málo výkonného minirypadla s impaktorem, konkrétně typ JCB 8017. S ohledem na pevnost destruované konstrukce byl již tak malý teoretický výkon stroje nadále snižován omezenou možností zaujmout ve většině případů vhodnou pracovní pozici.

Další komplikací ražby představovala kvalita a rovnoměrnost provedení výplně prostoru mezi provizorním ostěním a tybinky vodovodního kanálu. Tento prostor měl být dle předpokladů projektu (opírajících se o podklady z archivu DP metro) celý vyplněn injektáží. Zastížená skutečnost však byla taková, že homogenita výplně tohoto prostoru byla s postupem ražby značně proměnlivá, místy byla injektáž nahrazena pískem, dřevem, lokálně nebyla provizorní výztuž dokonce provedena vůbec. S touto skutečností byla spojena nutnost zvýšené opatrnosti při vedení ražby a vznik nezaviněných nadvýmřů. Demontáž konstrukce vodovodního kanálu se tak stala časově, ale i materiálově velmi náročnou.

Druhým obtížným místem, v rámci prací Subterra, a. s., na Trase C, byla ražba propojení obou kolektorů z šachty Š51 do Š49. Ražba klasickým postupem (důlní výztuž + předrážené pažnice Union) byla realizována s nadložím mocným pouze cca 1,7 m, a to při dodržení požadavku zachování pěšího a automobilového provozu na povrchu. Ražba navíc byla znesnadněna zastižením velkého počtu starých inženýrských sítí (trubní vedení až DN700, kabelovody) a rozvolněných zón v jejich okolí.

ZÁVĚR

Závěrem lze konstatovat, že i přes náročné úkoly, které realizace musela řešit, nedošlo ani u jedné z popisovaných staveb k závažným komplikacím, k překročení limitních hodnot konvergencí, nivelačních měření na povrchu a ani dalších veličin měřených v rámci geotechnického monitoringu stavby.

Dokončení obou staveb je plánováno v druhé polovině roku 2009. Po dokončení montáže ocelových konstrukcí zbývá realizovat montáž a zprovoznění všech technologických celků a provozních souborů kolektorů.

ING. JIŘÍ PATZÁK, jpatzak@subterra.cz,
SUBTERRA a. s.,

ING. LIBOR ZAPLETAL, zapletal@ingutis.cz,
INGUTIS, spol. s r. o.

Recenzoval: doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

ROUTE C

The Wenceslas Square Utility Tunnel Route C is being developed by reconstructing an existing circular water feeder tunnel (built in 1975-1978) to a horseshoe shaped profile utility tunnel, so that the new tunnel can fulfil all required functions of a 3rd category utility tunnel and, at the same time, house a pair of DN 500mm transit water mains. The entire scope of work secures the connection for adjacent buildings through newly built services at the total length of 160m and connection to neighbouring utility tunnels. The total length of the main route is 270m, the gross excavated cross section is 24m², and the foundation base is at the depth about 14.5m under the surface.

The excavation of Route C started from the existing shaft V2 in front of the building No. 778 (Cukrárna), which had to be enlarged in ground plan to increase the effectiveness of the works, and from the newly built shaft Š51 in front of the building No. 774 (Bata Building), the design of which was similar to the design for shaft Š49 on Route B.

The utility tunnel overburden was stabilised in advance by jet grouting, which was carried out from the surface, not from the underground. The installation of this support from within the tunnel would have been significantly complicated by the existing circular tunnel.

The segmental lining of the existing water feeder tunnel within the section being described was carried out solely mechanically, without blasting. Because of the constrained space conditions in the existing water tunnel, it was possible to use only a low-performance mini-excavator with impact beaker, specifically the JCB 8017 type. Taking into consideration the strength of the structures being demolished, the theoretical performance of the machine, which was low on its own, was further reduced because of the limited possibility to assume, in most cases, a suitable working position.

The quality and uniformity of filling of the space between the temporary lining and the segments of the water tunnel lining posed another complication for the excavation. The design expected (on the basis of documents obtained from DP Metro archives) that this space had been completely filled with grout. The reality encountered was that the homogeneity of the filling of this space significantly varied with the excavation advancing; locally the grout was replaced by sand, timber or, in some places, it was found that the temporary support had never been carried out. This reality meant that increased alertness was necessary and unavoidable overbreaks developed during the excavation. As the result, the removal of the existing structure became very demanding in terms of time and material consumption.

Another difficult operation within the framework of the Subterra a.s. contract on Route C was the excavation of the connecting tunnel between the two utility tunnels, from shaft Š 51 to shaft Š 49. The excavation using a traditional technique (colliery frames + Union sheet piles used for forepoling) passed under an only about 1.7m thick cover, meeting the condition that foot traffic and vehicular traffic on the surface had to be maintained. In addition, the excavation was hindered owing to encountering great numbers of old engineering networks (pipelines up to DN700, cableways) and loose ground zones in their surroundings.

CONCLUSION

To conclude, it is possible to state that, despite the difficult problems which had to be solved during the realisation, none of the constructions being described experienced any serious complication, no limit values of convergences, settlement of the surface nor other quantities measured within the framework of the geotechnical monitoring of the works were exceeded.

The completion of both constructions is planned for the second half of 2009. When the installation of metal structures is finished, assembling and commissioning of all equipment and operating units of the utility tunnel will remain to be carried out.

ING. JIŘÍ PATZÁK, jpatzak@subterra.cz,
SUBTERRA a. s.,

ING. LIBOR ZAPLETAL, zapletal@ingutis.cz,
INGUTIS, spol. s r. o.

TUNEL PRACKOVICE NA DÁLNICI D8 – REALIZACE PRAŽSKÉHO PORTÁLU

PRACKOVICE TUNNEL ON D1 MOTORWAY – PRAGUE PORTAL CONSTRUCTION

ROMAN FUKSA, OLDŘICH ČEJKA

ÚVOD

Tunel Prackovice je součástí dálnice D8, stavby 0805 Lovosice–Řehlovice. Jedná se o poslední nedokončený dálniční úsek mezi Prahou a Drážďany. Součástí tohoto úseku, který prochází chráněnou krajinnou oblastí České středohoří, je právě tunel Prackovice. Je dvoupruhový, jedno-směrný, kategorie T 9,5 m. Pro každý dopravní směr má samostatnou tunelovou troubu. Levá trouba je dlouhá 270 m, pravá trouba je dlouhá 260 m.

Obě tunelové trouby tunelu Prackovice prostupují masiv hřebene kopce Debus (395 m n. m.), a to ve vrcholové partii bývalého Prackovického lomu nad obcí Prackovice. Těžba v lomu, v prostoru budoucího tunelu, byla prováděna převážně pomocí komorových odstřelů ve 2 těžebních etážích. Spodní etáž se pohybuje v úrovni budoucí dálnice, tj. na úrovni cca 317–319 m n. m., horní je na úrovni cca 340–341 m n. m. Úroveň vrcholového hřebetu je cca 360–362 m n. m.

GEOLOGICKÁ STAVBA ÚZEMÍ

České středohoří je sopečné pohoří, které vzniklo v palogénu, kdy vulkanická centra prorazila českou křídovou tabuli. Dále bylo území výrazně formováno erozí. Sopečná tělesa jsou tvořena mnohými výlevy a podpovrchovými intruzemi. Petrograficky se jedná převážně o bazalty, trachyty a fonolity. Dále jsou zde tufy, tufové aglomeráty případně i tufity, jíly a bobtnavé jíly. Celá geologická situace je komplikovaná intenzivní tektonickou činností.

Závěrečná zpráva hydrogeologického monitoringu upozorňovala, že proces bobtnání jílové složky – montmorillonitu – se může obnovit v souvislosti se stavbou a následně provozem stavby, nebudou-li provedena příslušná opatření, která zamezí styk hominového prostředí s vodou. Lze říci, že výsledky laboratorních zkoušek bobtnání vykazují. Hodnoty zjištěné v průzkumné štole zkouškami in situ vykazují velikost nabobtnání 0,17 mm, což je z hlediska bobtnacích tlaků hodnota relativně nízká, která by neměla stavbu ohrozit. Nutno říci, že při vlastní výstavbě zatím žádné problémy s bobtnacími tlaky nenastaly, i když se vrtné práce provádějí s vodním výplachem.

PŘEDSTIHOVÉ ZAHÁJENÍ PRACÍ

Přípravné práce k zahájení ražby tunelu začaly již v roce 2005 výstavbou průzkumné štoly z jižního (pražského) portálu skrz spodní těžební etáž lomu Prackovice. Odhalily výraznou nestabilitu masivu, který byl natřesen posledními komorovými odstřely. Od horizontálního portálu štoly muselo být upuštěno a ražba průzkumné štoly byla prováděna ze šachty, která byla umístěna na 2. etáži bývalého lomu. Následně po proražení štoly byly práce zastaveny. Další obnovení prací proběhlo až v roce 2008, a to s mýcením lesa a mimolesní zeleně. Ukázalo se, že obnažený terén neodpovídá mapovým podkladům, a proto bylo nutné provést jeho nové zaměření. V tomto okamžiku došlo opět



Obr. 1 Středový opěrný klín zesílený betonovým stabilizačním blokem založeným na mikropilotech

Fig. 1 Central supporting wedge reinforced by a stabilising concrete block founded on micropiles

INTRODUCTION

The Prackovice tunnel is part of the D8 motorway, construction lot 0805 Lovosice–Řehlovice. It is the last section between Prague and Dresden which remains to be completed. The Prackovice tunnel lies in the motorway section passing through the protected landscape area of České Středohoří (the Czech Central Mountains). This is a double-lane, unidirectional, T 9.5m category tunnel. Each direction of traffic has its own tunnel tube. The left tube and right tube are 270m and 260m long, respectively.

Both tubes of the Prackovice tunnel run through the massif of Debus Hill (395m a.s.l.), in the summit part of a former Prackovice quarry, above the village of Prackovice. The exploitation of the quarry, in the area of the future tunnel, was carried out mainly by chamber blasting, at 2 excavation benches. The lower level fluctuates about the future motorway level, i.e. about 317–319m a.s.l., while the upper level is at the altitude of about 340–341m a.s.l. The ridge summit is at the altitude of about 360–362m a.s.l.

GEOLOGICAL STRUCTURE OF THE AREA

The Czech Central Mountains originated through volcanic activities in the Palaeogene period. The Bohemian Cretaceous Plateau was pierced through at volcanic centres. In addition, the area was significantly moulded by erosion. The volcanic bodies are composed of numerous effusions and subsurface intrusions. From the petrographical point of view, they consist of basalts, trachytes and phonolites. Other rock types to be encountered are tuffs, tuff agglomerates or even tuffites, clays and swelling clays. The whole geological situation is complicated by intense faulting.

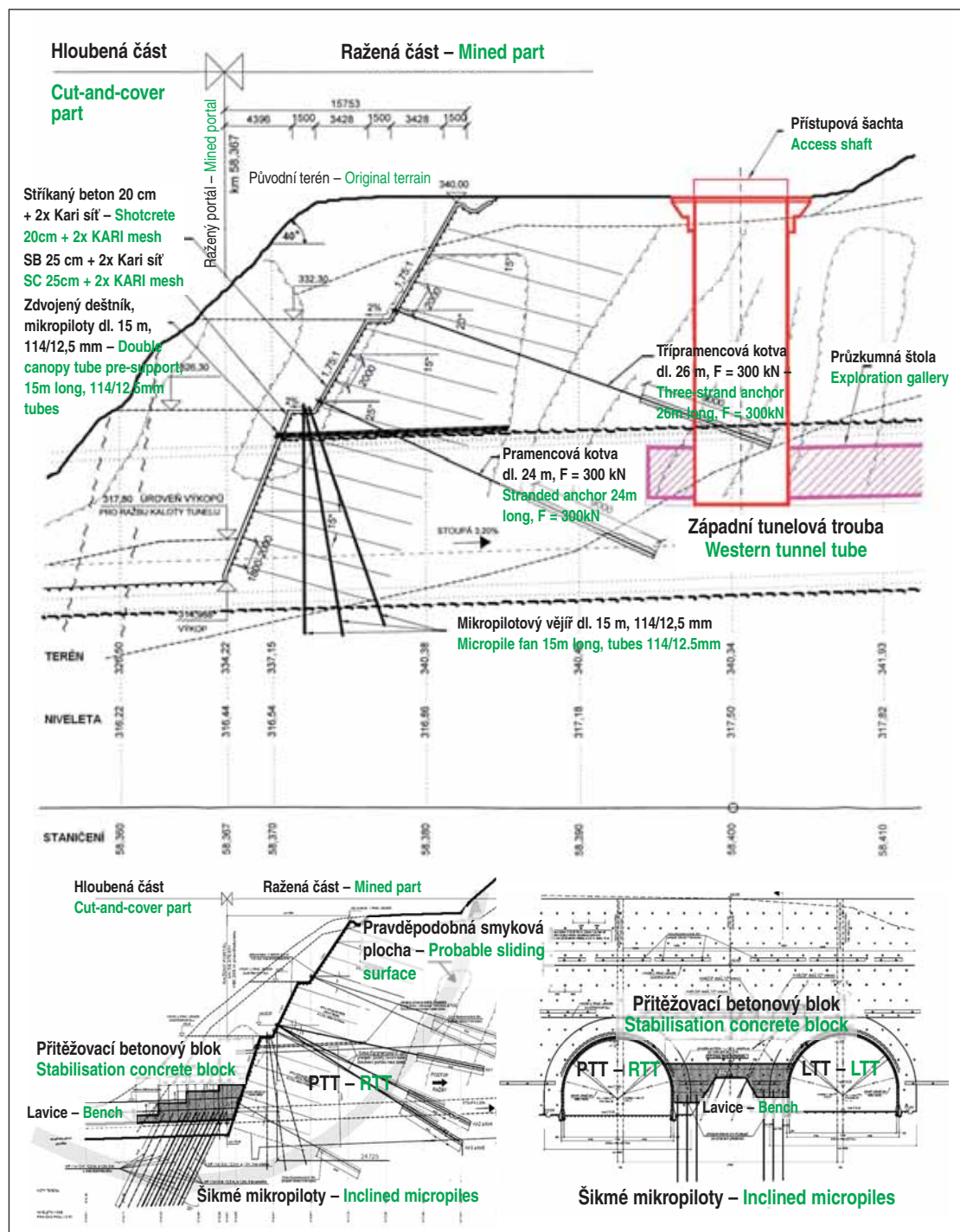
The final hydrogeological monitoring report warned that the process of swelling of montmorillonite, a clay component, may resume in the context of the construction and the subsequent tunnel operation if relevant measures preventing water from getting into contact with the ground environment are not implemented. It is possible to say that results of laboratory tests have proved the swelling. The values which were determined by in-situ testing in an exploratory gallery showed the magnitude of swelling of 0.17mm, which is relatively very small in terms of the swelling pressures. It should not threaten the structure. It must be stated that no problems with swelling pressures have been encountered during the construction itself, despite the fact that the water flush drilling was applied.

ADVANCED WORKS

The works enabling the commencement of the tunnel excavation started as early as 2005 by driving an exploratory gallery from the southern (Prague) portal through the lower excavation bench of the Prackovice quarry. Significant instability of the rock mass resulting from the fluffing up due to the last chamber blasting was revealed. The idea of a horizontal portal of the gallery had to be abandoned and the exploration gallery was carried out from a shaft, which was located at the 2nd bench of the former quarry. Subsequently, after the gallery breakthrough, the operations were suspended. They were resumed as late as 2008 when forest clearing and cutting of the trees and shrubs outside the forest was performed. It turned out that the exposed terrain did not correspond to the topographical base, therefore new survey had to be conducted. At that moment the construction work was again suspended. A significant danger originated that both the temporary support of the gallery and the whole massif behind the portal wall would lose its stability. Longer time lags during tunnel excavation unfavourably affect physical-mechanical properties of the rock mass, which is mostly composed of volcanic tuffs interlayered by swelling clays.

THE PRAGUE (SOUTHERN) PORTAL – SUPPLEMENTARY SURVEY

In April 2008, based on contractor's order, a supplementary survey verifying the kind and quality of the tunnel overburden was carried out at the



Obr. 2 Schéma zajištění pražského portálu (prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.)
Fig. 2 Prague portal support system (prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.)

k přerušení stavebních prací. Vzniklo zde velké nebezpečí jak ze ztráty stability provizorní výztuže průzkumné stoly, tak ze ztráty stability celého masivu portálové stěny. Delší časové prodávky v razbě nepříznivě ovlivňují fyzikálně-mechanické charakteristiky horninového masivu, tvořeného z velké části sopečnými tuhy s propláskami bobtnavých jííl.

PRAŽSKÝ PORTÁL (JIŽNÍ) – DOPLŇUJÍCÍ PRŮZKUM

V dubnu 2008 byl zpracován, na základě objednávky zhotovitele díla, doplňující průzkum pro ověření druhu a kvality tunelového nadloží v Prackovickém lomu. Byly provedeny další čtyři průzkumné vrty, jejichž úkolem bylo ověřit mocnost navážky – nestabilních kamenitých a balvanitých zemin nasypaných na čelo lomové etáže. Vrtný průzkum byl doplněn geofyzikální nepřímou průzkumnou metodou – mělkou refrakční seismikou. Průzkum ukázal, že z hlediska geologické stavby a morfologie terénu jde o území velmi komplikované. Jednotlivé lávové výlevy bazaltu – čediče se vícenásobně střídají se sopečnými vyvrženinami – pyroklastiky (sopečný popel). Zároveň znovu upozornil na možnost křížení se starým důlním dílem ve stanicích cca 55.350–55.360 km.

Prackovice quarry. Additional 4 boreholes were drilled with the objective to verify the thickness of the fill consisting of instable stony and bouldery soils which had been deposited against the face of the quarry bench. The borehole survey was supplemented by an indirect geophysical survey method, shallow refraction seismic measurements. The survey proved that, in terms of the geological structure and terrain morphology, the area was very complicated. Individual lava effusions of basalt frequently alternate with volcanic ejecta – pyroclastic materials (volcanic ashes). At the same time, it again warned that a crossing of an abandoned mine working would be possible at chainage about 55.350–55.360 km.

PRAGUE PORTAL SUPPORT

The Prague portal support was completed in December 2008. The main structural system is based on a quasi-gravity retaining wall. The wall is composed of anchoring dowels (bolts), combined with an area-covering plate-shell of shotcrete reinforced with welded mesh. The support is supplemented by two tiers of stranded anchors.

Because of very bad geological conditions, a trial field had to be established, where the effectiveness of the dowels, anchors, consolidation of the rock environment and viability of grouting was verified. When the trial had been completed, a decision was made that the required loading capacity of rod-type elements could be achieved only in an environment stabilised in advance by jet grouting. For that reason grouting was applied to the entire 1st bench. The por-

tal wall was constructed in stages, continually observing deformations within the framework of geotechnical monitoring.

The support elements used:

Rod anchors – dowels of concrete reinforcing steel – 2 rods Bst 500S, 25mm in diameter, the length of 8, 10 or 12m.

Three-strand anchors pre-tensioned at 300kN, the length of 28, 26 or 18 m.
Shotcrete SB C 20/25-X0, 200mm thick.

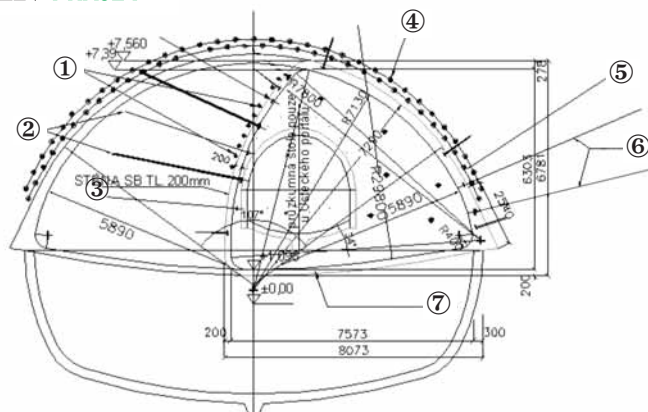
Shotcrete reinforcement of steel grade 10 505 (R); wire diameter 6mm, 150mm x 150mm grid.

Canopy tubes 114/12 stabilising the slope in the northern part of the 2nd bench of the quarry.

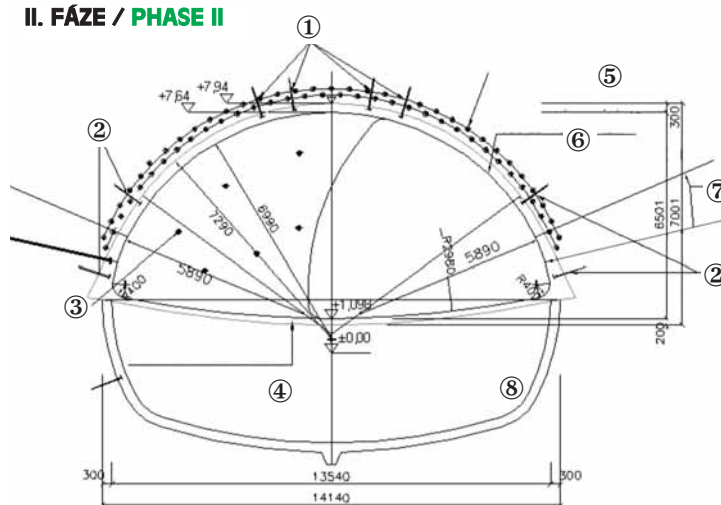
CANOPY TUBE PRE-SUPPORT

A double canopy tube pre-support system was installed above the circumference of the mined tunnel tubes during the work on the portal wall. The 20m long, 114/15.5mm canopy tubes are fixed by grouting. It was proved again during the grouting that the environment is full of voids since the

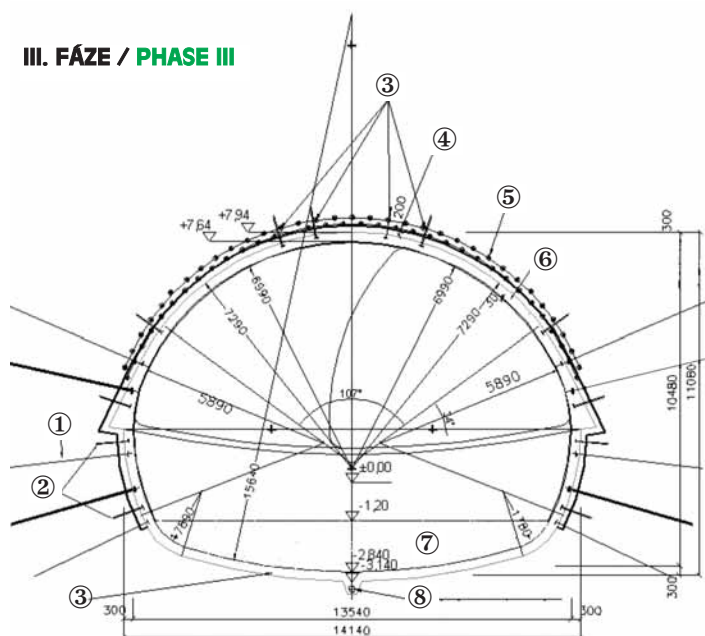
I. FÁZE / PHASE I



II. FÁZE / PHASE II



III. FÁZE / PHASE III



Ražba opěrové štoly + bourání průzkumné štoly, záběr 1 m (pouze u ústeckého portálu pod MP deštníkem)

Excavation of abutment gallery + breaking out of exploratory gallery, 1m round length (only at the Ústí portal; under canopy tube pre-support)

- ① Jehly Roxor pr. 32 mm nebo samozávrtné svorníky dl. 4 m, použit v každém záběru
Roxor spiles 32mm dia or self-drilling rock bolts 4m long; to be used in each round
- ② Hydraulicky upínané nebo samozávrtné svorníky dl. 4 m – Hydraulically expanded or self-drilling rock bolts, 4m long
- ③ Stěna SB tl. 200 mm – Shotcrete wall 200mm thick
- ④ Ochranný vějíř – mikropiloty pr. 114/12,5, dl. 20 m v rastru cca 0,55 m ve dvou řadách nad klenbou tunelu 20 až 25 cm, v počtu 63 ks
Canopy tube pre-support- tube dia. 114/12,5, 20m long, two tiers, 20-25cm above the tunnel roof, ca 0.55m spacing, 63 pcs
- ⑤ Primární ostění – SB C20/25-X0 tl. 300 mm + 2x KARI síť 6/100/6/100 + příhradový výztužný rám – Primary lining – SC C20/25-X0 300 mm thick + 2x KARI mesh 6/100/6/100 + lattice girder
- ⑥ Hydraulicky upínané nebo samozávrtné svorníky dl. 6 m – Hydraulically expanded or self-drilling rock bolts, 6m long
- ⑦ Spodní klenba opěrové štoly SB C20/25 tl. 200 mm 2x KARI síť 6/100/6/100
Invert of abutment gallery - SC C20/25 200mm thick, 2x KARI mesh 6/100/6/100

Ražba kaloty štoly + bourání stěny opěrové štoly záběr 1,0 m

Excavation of gallery top heading + breaking out of the wall of the abutment gallery, 1m round length

- ① Svorníky pro kotvení příhrad. výztuže při její montáži dl. 1,0 m – Rock bolts anchoring the lattice girders during assembly, 1m long
- ② Hydraulicky upínané nebo samozávrtné svorníky dl. 6 m – Hydraulically expanded or self-drilling rock bolts, 6m long
- ③ Zajištění čelby v případě potřeby – Face support if necessary
- ④ Spodní klenba kaloty SB C20/25 – X0, tl. 200 mm 2x KARI síť 6/100/6/100
Invert of top heading - SC C20/25 200mm thick, 2x KARI mesh 6/100/6/100
- ⑤ Ochranný vějíř – mikropiloty pr. 114/12,5, dl. 15,0 m v rastru cca 0,55 m ve dvou řadách nad klenbou tunelu 20 až 25 cm, v počtu 63 ks – Canopy tube pre-support: tube dia. 114/12,5, 15.0m long, two tiers, 20-25cm above the tunnel roof, ca 0.55m spacing, 63 pcs
- ⑥ Primární ostění – SB C20/25-X0 tl. 300 mm + 2x KARI síť 6/100/6/100 + příhradový výztužný rám – Primary lining – SC C20/25-X0 300 mm thick + 2x KARI mesh 6/100/6/100 + lattice girder
- ⑦ Kotvy samozávrtné nebo kotvy hydraul. upínané, dl. 6 m – Self-drilling anchors or hydraulically expanded rock bolts, 6m long

Ražba jádra dna + bourání protiklenby kaloty záběr 2,0 m

Bottom core excavation + breaking out of top heading invert; round length of 2m

- ① Hydraulicky upínané nebo samozávrtné svorníky dl. 4 m – Hydraulically expanded or self-drilling rock bolt, 4m long
- ② Svorníky pro kotvení příhrad. výztuže při montáži dl. 1,0 m – Rock bolts anchoring the lattice girders during assembly, 4m long
- ③ Spodní klenba SB C20/25, tl. 300 mm 2x KARI síť 6/100/6/100 – Invert of top heading - SC C20/25 300mm thick, 2x KARI mesh 6/100/6/100
- ④ Technologický nadvýrub – Unavoidable overbreak
- ⑤ Ochranný vějíř – mikropiloty pr. 114/12,5, dl. 15,0 m v rastru cca 0,55 m ve dvou řadách nad klenbou tunelu 20 až 25 cm, v počtu 63 ks – Canopy tube pre-support: tube dia. 114/12,5, 15.0m long, two tiers, 20-25cm above the tunnel roof, ca 0.55m spacing, 63 pcs
- ⑥ Primární ostění – SB C20/25-X0 tl. 300 mm + 2x KARI síť 6/100/6/100 + příhradový výztužný rám – Primary lining – SC C20/25-X0 300 mm thick + 2x KARI mesh 6/100/6/100 + lattice girder
- ⑦ Ochranná vrstva štěrku nebo recyklát – Protective layer of gravel or recycled muck
- ⑧ Stav. drenáž DN 200 ve štěrkovém loži – Construction drainage DN200 in gravel bed

Obr. 3 Postup technologické třídy NRTM 5a – LTT pod mikropilotovými deštníky cca 20 m u obou portálů

Fig. 3 Specification for the NATM excavation support class 5a – LTT under canopy tube pre-support reaching about 20m from both portals

ZAJIŠTĚNÍ PRAŽSKÉHO PORTÁLU

Zajištění portálu bylo dokončeno v prosinci roku 2008. Hlavní statické schéma zajištění portálu tvoří kvazitřizná zeď. Je vytvořena soustavou kotevních trnů (hřebů) v kombinaci s plošnou deskovou skořepinou ze stříkaného betonu vyztuženou svařovanými sítěmi. Zajištění je doplněno pramencovými kotvami, a to ve dvou kotevních úrovních.

grout consumption per borehole was up to 10 times higher than assumed in the design (up to 5000 l per borehole).

GEOTECHNICAL MONITORING

Geotechnical monitoring (GTM) is also a part of the construction process. It is provided for the client (the Directorate of Roads and Motorways)

S ohledem na velmi špatné geologické podmínky bylo nutné provést zkušební pole. Zde byla prověřena účinnost hřebíků, kotev, sanací horninového prostředí a realizovatelnost zálievek. Po vyhodnocení zkoušek bylo rozhodnuto, že požadovanou únosnost tyčových prvků lze dosáhnout pouze v předem proinjektovaném prostředí pomocí tryskové injektáže. Proto byla celá 1. etáž proinjektována. Výstavba portálové stěny byla prováděna postupně po etážích za neustálého sledování deformací realizovaného v rámci geotechnického monitoringu.

Použité výztužné prvky:

Tyčové kotvy – hřebíky z betonářské oceli – 2 pruty Bst 500S, prof. 25 mm, délky 8, 10 a 12 m.

Trápmenkové kotvy předpínané na 300 kN, délky 28, 26, a 18 m.

Strikaný beton tl. 200 mm SB C 20/25-X0.

Výztuž strikaného betonu ocel tř. 10 505 (R) Ø drátu 6 mm, Ø ok 150 mm.

Mikropiloty 114/12 tvořící ztužující svah v severní části 2. etáže lomu.

MIKROPILOTOVÝ DEŠTNÍK

Při provádění portálové stěny byl realizován zdvojený mikropilotový deštník nad obrysem ražených tunelových trub. Mikropiloty jsou ze silnostěnné oceli 114/15,5, dl. 20 m, zainjektované. Zde se znovu ukázalo, že prostředí je silně mezerovité, neboť injekční spotřeba na jeden vrt byla až desetkrát větší, než předpokládal projekt (až 5000 l na jeden vrt).

GEOTECHNICKÝ MONITORING

Součástí vedení stavby je také geotechnický monitoring (GTM), který zajišťuje pro objednatel díla (RSD) nezávislá organizace AZ Consult, spol. s r. o. V realizační dokumentaci jednotlivých objektů jsou stanoveny varovné a limitní stavy. Za varovný stav se považuje dosažení 3/4 hodnoty limitního stavu bez zjevné tendence ustálení deformací. Při varovných stavech musí zpracovatel výsledků měření ihned informovat předem dohodnutým způsobem partnery výstavby, svolat RAMO, aby se odborně stanovila příčina a aby se následně mohla učinit opatření pro stabilizaci vzniklého stavu. Během výstavby portálové stěny došlo 2x ke vzniku varovných stavů, kdy bylo nutné, dle pravidel observační metody, provést rychlé opatření.

OBSERVAČNÍ METODA V NEPŘÍZNIVÉ GEOLOGII

Na základě výsledků zkušebního pole došlo nejprve k úpravě základních nosných prvků zajištění na pražském portále. Byla prováděna předsanace horninového prostředí pomocí tryskové injektáže. Teprve v takto upraveném prostředí bylo možné zajistit únosnost kotevních trnů – hřebíků v průběhu výstavby. Dále bylo nutné doplnit zajištění stěny o další 3. kotevní úroveň pramencových kotev. Po zahájení ražeb došlo opět k pohybům a bylo nutné realizovat v místech největších pohybů (uprostřed stěny, kde byl zeminový klín) stabilizační betonový blok, založený na šikmých mikropilotách. Tato opatření proběhla v průběhu prosince 2008 a od té doby je portálová stěna stabilní. Toto potvrdilo podrobné měření v rámci GTM prováděné a vyhodnocované v průběhu vánočních svátků.

V průběhu ražeb se ukázalo, že významný stabilizující prvek portálové stěny je také rychlé uzavření celého profilu tunelu v primárním ostění. Proto bylo nutné detailně upravovat postup ražby jak LTT tak i PTT tak, aby byla zajištěna bezpečnost a ekonomičnost výstavby celého báňského díla.

RAŽBA TUNELŮ

Ražba obou tunelových trub tunelu Prackovice je prováděna dle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM). Druh výztuže a doba zabetonování byly stanoveny na základě výsledku průzkumu realizovaného v předstihu v průzkumné štolě. Bohužel v příportálovém úseku tato štolka nebyla realizována, neboť nebylo možné bez složitých zajišťovacích prací realizovat její portál. Toto zajištění se realizovalo až při vlastní výstavbě tunelu. Proto ražba a předstihová sanace daného úseku byly složitější a nákladnější. Odkrytí primárního ostění bylo nutné doplnit dalšími opatřeními pro stabilizaci obrysu výkru. Při portále byla ražba prováděna dle zásad vystrojení pro technologickou třídu NRTM 5a – viz příložené schéma výstavby. Navíc postup realizace byl podřízen chování portálové stěny. Byla snaha otevřený profil co nejdříve kompletně uzavřít a provést zásyp spodní klenby.

ZÁVĚR

Dálniční tunel Prackovice, zejména jeho pražský portál, je budován podle pravidel observační metody ve velmi nepříznivé geologii bývalého zrušeného lomu na čedič. Navíc se ukázalo, že prostředí je velmi narušeno seismickými účinky bývalých komorových odstřelů a jsou zde také zavalené stariny – bývalé štolý ložiskového průzkumu. Toto vše ztěžuje vlastní výstavbu a klade velké nároky na operativní vedení stavby a spolupráci se všemi partnery výstavby. Okamžitá reakce stavby na nepředvídatelné situace je podmínkou nutnou pro úspěšné provedení tohoto díla.

AD, projektant DSP	Pragoprojekt, a. s.
Zpracovatel RDS	Valbek, s. r. o.; Tubes, s. r. o.; FG Consult, s. r. o.
Zhotovitel GTM	AZ Consult, spol. s r. o.
Zhotovitel díla	Sdružení SSŽ, a. s. + Metrostav a. s.
Podzhotovitel díla	Subterra a. s.; Zakládání staveb, a. s.
TDI	Infram, s. r. o.

ING. ROMAN FUKSA, fuksar@metrostav.cz, METROSTAV, a. s.,
OLDŘICH ČEJKA, ocejka@subterra.cz, SUTERRA, a. s.

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

by an independent organisation, AZ Consult, spol. s r. o. Warning and limit states are specified in the design of means and methods. A warning state is achieved when a 3/4 value of the limit state is reached without obvious tendency for the deformations to become stabilised. When a warning state is reached, the person processing the results of measurements must immediately inform in a pre-agreed way the parties to the project and to call the Monitoring Board meeting to professionally determine the causes so that the measures designed to solve the dangerous state could be subsequently implemented. Warning states during which a rapid application of measures according to the observational method rules was necessary developed twice during the construction of the portal wall.

OBSERVATIONAL METHOD FOR UNFAVOURABLE GEOLOGY

Results of the trial field first led to modification of basic support elements at the Prague portal. The ground environment was pre-stabilised by jet grouting. Only then, in the treated environment, was it possible to secure the load bearing capacity of anchoring dowels during the course of the construction. In addition it was necessary to complement the wall support by adding three tiers of stranded anchors. When the tunnel driving had commenced, the movements reappeared, therefore it was necessary to build a stabilisation concrete block, founded on inclined micropiles in the location of the largest movements (in the middle of the wall, where there was a supporting rock wedge). These measures were implemented during December 2008; since then the portal wall has been stable. This fact was confirmed by detailed measurements within the framework of the GMT which were carried out during Christmas holidays.

It was proved during the tunnel excavation that quick closing of the whole tunnel profile by the primary lining is also a significant stabilising element. Details of the LTT and RTT excavation process had therefore to be modified so that safety and economy of the construction of the entire mine working was ensured.

TUNNEL EXCAVATION

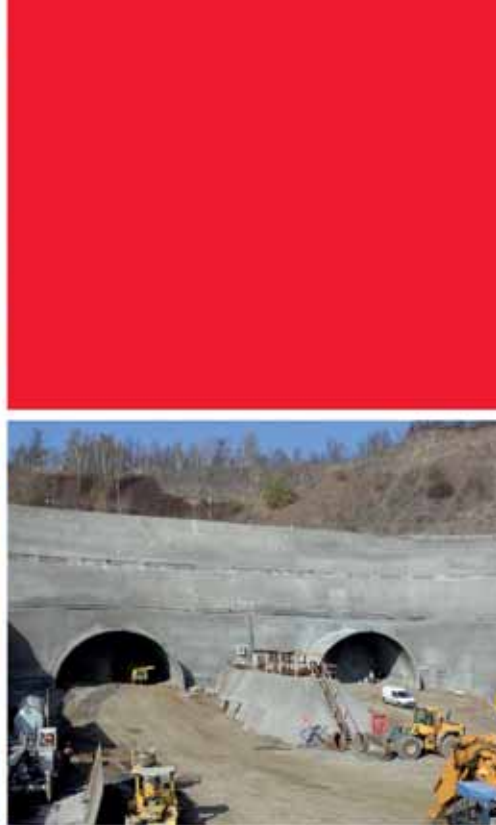
The Prackovice tunnel tubes are being constructed by the New Austrian Tunnelling Method (NATM). The support system and time of casting concrete was determined on the basis of the survey which was conducted in the exploratory gallery. Unfortunately, the gallery was not performed in the portal section because of the impossibility to construct the gallery portal without complicated stabilisation measures. The stabilisation measures were implemented later, during the construction of the tunnel itself. The excavation and advanced stabilisation of the particular section was complicated and costly. The primary lining structure had to be complemented by additional measures designed to stabilise the excavation contour. The excavation in the portal section was carried out according to the rules applying to the NATM excavation support class 5a – see the construction chart enclosed. In addition, the construction process was subordinated to the portal wall behaviour. Effort was made to completely close the open profile and place a fill on the invert as early as possible.

CONCLUSION

The Prackovice motorway tunnel, above all its Prague portal, is constructed according to the observational method rules in a very unfavourable geological environment formed by an abandoned basalt quarry. In addition, it was even found out that the environment was significantly disturbed by the effects of previous chamber blasting and there were abandoned workings there – former deposit survey galleries. All of this complicates the tunnel construction and puts heavy demands on the operative management of the works and collaboration with all parties to the project. An immediate response of the construction to unpredictable situations is a prerequisite for successful completion of this project.

Final design consultant DSP	Pragoprojekt, a. s.
Detailed design consultants	Valbek, s. r. o.; Tubes, s. r. o.; FG Consult, s. r. o.
Contractor for GTM	AZ Consult, spol. s r. o.
Construction contractor	Consortium of SSŽ, a. s. and Metrostav a. s.
Construction sub-contractors	Subterra a. s.; Zakládání staveb, a. s.
Client's supervisor	Infram, s. r. o.

ING. ROMAN FUKSA, fuksar@metrostav.cz, METROSTAV, a. s.,
OLDŘICH ČEJKA, ocejka@subterra.cz, SUTERRA, a. s.



Umění spolupráce

Kvalita, přesnost a důslednost v každém detailu. Společná koordinovaná práce lidí desítek oborů a profesí. Schopnost řešit problémy a odvaha hledat nové cesty. Je tohle umění? Možná ne. Jen to dobře umíme.

- | | | |
|---|---|---|
| 1 | 2 | 1/ Hédinsfjörður tunnels, silniční tunely, Island |
| | 3 | 2/ Dálniční tunel Lučice, Chorvatsko |
| | 4 | 3/ Dálnice D8, tunely Prackovice |
| | | 4/ Tunely Blanka, součást MO v Praze |

Metrostav a.s. divize 5
Na Zatlance 1350/13 Praha 5

metROSTAV
člen DDM Group

www.metrostav.cz

NEMECHANIZOVANÉ PROTLAČOVÁNÍ NA STAVBĚ LABE – LOUČNÁ V PARDUBICÍCH

NON-MECHANISED PIPE JACKING AT THE LABE – LOUČNÁ CONSTRUCTION SITE IN PARDUBICE

IGOR FRYČ

1. REMINESCENCE

Ve sborníku konference Podzemní stavby Praha 1993 autor, tehdy ještě velmi mladý, publikoval článek na téma Kombinace technologie protlačování a štítování jako optimální řešení problému ražby štol v profilech DN 800-3000 mm. V něm podrobně popisoval výhody a nevýhody technologie protlačování a stejně tak výhody a nevýhody technologie štítování pomocí nemechanizovaných nebo částečně mechanizovaných štítů, tak jak byly tyto technologie aplikovány u tehdejší akciové společnosti Ingstav Brno. I když se zdá, že není příliš vhodné, aby se autor v odborných publikacích opakoval, přesto považuje za vhodné některé postuláty z tohoto článku ve stručnosti opětovně uvést:

Srovnání technologie protlačování železobetonového potrubí s technologií štítování za využití železobetonového segmentového ostění.

Nevýhody protlačování oproti klasickému štítování:

- Kratší vzdálenosti možných protlačovaných úseků mezi startovací a koncovou šachtou.
- Menší přesnost ražby, resp. protlačování.
- Nemožnost provádění ražby v obloucích.
- Větší rozměry pro startovací šachty protlaku.

Výhody protlačování oproti klasickému štítování:

- Hladký vnitřní povrch ostění štol, resp. protlaku daného prefabrikovaným potrubím. Pro kanalizační stoku nejsou potřebné další povrchové úpravy.
- Mnohonásobně větší vodotěsnost ostění oproti štítované štolě z železobetonových segmentů, což je dáno jednak poměrem spár na 1 bm štol stejného vnějšího profilu (štítovaná štola DA 2000 mm – 18,56 m spár/bm štol vůči 3,14 m spár/bm protlaku) a jednak technickým řešením utěsnění spár.
- Nižší poklesy nadloží oproti štolám z železobetonových segmentů, kde je vždy nutné počítat s dotvarováním ostění vlivem zatížení okolním horninovým prostředím.
- Rychlost výstavby je obecně vyšší než při použití segmentového ostění.
- Práce v protlacích jsou bezpečnější a na lidskou práci méně náročnější, protože odpadá horizontální doprava a překládání železobetonových segmentů ostění.

„Objevným“ vyústěním tohoto článku bylo, že nejlepší je tyto technologie zkombinovat, využít výhod protlačování spolu s výhodami technologie štítování.

Na nemechanizovaném štítu byl plášť štítu zkrácen o 0,8 m a byl vymontován pákový ukladač prefabrikátů segmentového ostění. Dále byl na štít navařen přechodový kus pláště, aby byl vyrovnán nepatrný rozdíl mezi štítem a troubou.

Postup výstavby pak byl takový, že do „kolíbky“ ze železobetonových segmentů, připravené ve startovací šachtě, byl nejdříve spuštěn razicí nemechanizovaný štít. Ten se po otevření čelby v celé své délce zapíchl. Následně byla demontována „kolíbka“ a na podkladní beton v šachtě byla osazena protlačovací stanice. Po zabetonování opěrných patek bylo zahájeno vlastní protlačování. Postup ražby probíhal tak, že štít vyrazil jeden postup v délce cca 0,6 m. Posun štítu byl zajišťován písky po obvodu štítu, které se zapíraly o železobetonové potrubí. V okamžiku, kdy se stáhly píštěnice štítu, bylo započato ve startovací šachtě se zatlačováním železobetonové trouby, resp. kolony trub směrem do pláště štítu. Cyklus se pak pravidelně opakoval.

Tímto postupem pak bylo možné protlaky provést v podstatně větších délkách a s větší přesností. Rekordním počinem byla realizace protlaku v Brně na Nových Sadech, kde se podařilo protlačit 96 bm. Plánovaná délka byla sice 102 bm, ale zbývajících 6 m se (poměrně jednoduchou úpravou – do štítu byl zpětně namontován pákový ukladač) dorazilo pomocí tybinkového ostění. To byla další výhoda této technologie, protože pokud nutné tlačné síly překročí kapacitu protlačovací stanice a nelze dál pokračovat v protlačování, není potřeba kopat dodatečnou „záchrannou“ šachtu nebo činit jiná krkolomná opatření.

Pro protlačování se používaly železobetonové trouby IZX DN 1700 mm (délky 3,25 m) spolu se štítem DN 2000 mm a železobetonové trouby IZX 2200 mm (délky 2,25 m) spolu s štítem DN 2560 mm.

1. REMINESCENCE

As a very young author, I published a paper in the proceedings of the Underground Constructions Prague 1993 conference, on the topic of Combination of jacking and shield driving as an optimum solution to the problem of driving DN 800-3000mm profile galleries. In this paper I gave a detailed description of advantages and disadvantages of the pipe jacking technique, as well as advantages and disadvantages of shield driving using non-mechanised or partially mechanised shields, in the systems which were applied at that time in former Ingstav Brno, joint-stock company. Despite the fact that I do not consider too reasonable for an author to repeat himself in technical papers, I would like to repeatedly, briefly mention some postulates contained in this paper:

A comparison between reinforced concrete pipe jacking technique and shield driving technique using a reinforced concrete segmental lining:

Disadvantages of pipe jacking compared with traditional shield driving:

- Shorter lengths of the stretches between launching and end shafts which can be carried out by the pipe jacking technique.
- Lower precision of the excavation (jacking).
- Impossibility of driving on curves.
- Larger dimensions of launching shafts for pipe jacking.

Advantages of pipe jacking compared with traditional shield driving:

- A smooth inner surface of the gallery lining (the precast pipes being jacked). No additional treatment of the surface is required for the needs of the sewer.
- Many times greater waterproofing capacity of the lining compared with a shield-driven gallery lined with reinforced concrete segments, which follows from the proportion of joints per one linear metre of the gallery with the same outer diameter (a DA 2000mm shield-driven gallery has 18.56m of joints per one metre of the gallery, while a pipejack gallery has 3.14m of joints) and the technical design of the joint sealing.
- Smaller settlement of ground surface compared with segmentally lined galleries, where creeping of the lining due to loads exerted by the surrounding ground environment must always be counted on.
- The speed of construction is generally higher than when a segmental lining is used.
- Working in pipes being jacked is safer and less labour demanding because horizontal transport and reloading of RC segments is not required.

The 'innovative' conclusion of that paper was that the best solution would be to combine the two techniques, using the advantages of pipe jacking together with advantages of the shield driving technique.

The mantle of the non-mechanised shield was shortened by 0.8m and the segment erector arm was removed. In addition, a transition piece was welded to the shield mantle so that the tiny difference between the shield and the pipe was removed.

The construction procedure was as follows: First, the non-mechanised driving shield was lowered to the shaft bottom and placed to a 'cradle' formed by reinforced concrete segments, which had been prepared in advance. When the excavation started, the entire length of the shield was stuck into the face. Then the 'cradle' was dismantled and the jacking station was installed in the shaft on a concrete bed. The jacking itself started when casting of concrete support blocks had been finished. The excavation proceeded in the following way: the shield excavated one about 0.6m long round. Shifting of the shield was by hydraulic cylinders installed around its circumference, which pushed from the reinforced concrete pipeline. At the moment when the piston rods of the shield were retracted, the jacking started from the launching shaft, pushing the reinforced concrete pipe (or the string of pipes) inside the shield skin. The cycle was regularly repeated.

Owing to this technique, it was possible to carry out significantly longer pipe jacks, with higher precision. The pipe jacking in Brno, Nové Sady, where

Ve svém principu se jednalo o poměrně jednoduché technické řešení, které si nevyžadovalo masivnější investice, a úspěch se opravdu dostavil, protože v letech 1994–1997 takto byla realizována řada zdařilých protlaků například v Brně, Ostravě a ve Vyškově.

Rozpadem tehdejší akciové společnosti však tato metoda upadla v zapomnění a podobné realizace se již neopakovaly.

Z dnešního pohledu, kdy už v naší republice byly několikrát úspěšně odzkoušeny sofistikované mikrotunelární technologie s nasazením plnoprofilových štítů, se výsledek a závěr tehdejšího článku jeví jako poněkud anachronický či neaktuální. Jak bude patrné z níže uvedeného, opak se však stal pravdou.

2. PROJEKT LABE – LOUČNÁ RAŽENÁ KANALIZACE V ČÁSTECH FÁBLOVKA A POLABINY NÁVRH ZMĚNY TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

V průběhu roku 2007 proběhla veřejná obchodní soutěž na projekt Labe–Loučná a následovně se konala obchodní jednání, kde byl hledán dodavatel ražených částí předmětného projektu. Ve většině takových případů je podstatným kritériem výběru cena bez výraznějšího ohledu na technické řešení. Nicméně situace na tomto projektu byla odlišná.

Zadávací projektová dokumentace byla zpracována již v dřívějším období na základě historických projektů, které byly pro aktuální potřeby projektu pouze aktualizovány. Zadáání tedy vycházelo z dříve běžně uplatňovaných zvyklostí. Realizace kanalizačních sběračů byla navržena pomocí klasické technologie štítování za využití segmentového ostění. Úprava dna byla řešena pouze jednoduchou betonovou kynetou. Zajištění vodotěsnosti díla bylo navrženo pomocí těsnicí injektáže.

Pomocí nabídnutí, že takto realizovaná štítovaná štola (byť by byla provedena sebelépe), nemůže naplnit přísné požadavky zadavatele a provozovatele na vodotěsnost díla, což bylo navíc umocněno skutečností, že hydrogeologické podmínky avizované IG průzkumem a archivními sondami v zájmové lokalitě byly nepříznivé.

Zájmové území je geologicky jednoduché, jedná se o labskou nivu vyplněnou vrstvou povodňových hlín a níže štěrpkopískovou terasou, která nasedá na nepropustné vrstvy slínovce. Po celé trase obou ražených sběračů se tedy předpokládá výskyt silně zvodněných štěrpkopískových vrstev s mělkou hladinou podzemní vody, kolísající v intervalu 2,0–2,5 pod povrchem terénu. Možné přítoky byly odhadovány až 30–40 vteřinových litrů. Z některých archivních sond dokonce vyplývaly informace, že transmisivita (průtočnost) zvodněných štěrpkopísků může dosahovat hodnot až $\times 10^{-2}$ m²/s.

Na základě těchto vstupních informací se muselo nalézt nějaké schůdné technické řešení, které by zabezpečilo zdárnou realizaci vlastních ražeb ve vysoce složitých hydrogeologických podmínkách, a zároveň aby ostění štoly splnilo požadované kvalitativní podmínky. Třetím a nejdůležitějším kritériem pro technické řešení bylo vejít se do ceny, která byla dána výběrovým řízením. A to byl úkol věru nejsložitější.

Možné varianty řešení:

- Provést štolu ve shodě se zadáním pomocí štítu DN 2000 mm a pomocí těsnicí injektáže zajistit vodotěsnost štoly. Řešení zamítnuto na základě empirických zkušeností. Vodotěsnost nelze tímto způsobem garantovat v celém rozsahu díla. Nelze stanovit konečné náklady na jílocementovou těsnicí injektáž. Možná chemická injektáž na bázi polyuretanových hmot byla předem vyloučena z cenových důvodů.
- Do štítované štoly zatáhnout plastové nebo sklolaminátové potrubí DN 1400 mm a mezikruží vyplnit popílkocementem. Vodotěsnost by byla takto bezproblémově zajištěna. Varianta zavržena z důvodů vyšší ceny a snížení průtočného profilu. Rovněž zatahování potrubí DN 1400 mm s objímkami do štoly o jmenovité světlosti DN 1680 mm je sice proveditelné, ale velmi náročné na přesnost prvotní ražby.
- Nasazení plně mechanizovaného štítu s otevřenou čelbou firmy TAU-BER. S touto aplikací má Ingstav Brno velké zkušenosti a realizoval touto technologií velké akce v Písku a Strakoniciích (viz článek v časopisu Tunel č. 2/2005). Ideální aplikace pro dané podmínky však narazila na cenový strop a s těžkým srdcem byla zamítnuta.
- Využití technologie mikrotunelování – řízeného protlačování kameninových, sklolaminátových nebo železobetonových trub. I když v profilu 2 m lze již lépe hovořit o plnoprofilovém razícím štítu. Varianta opuštěna z důvodů neúnosně vysoké ceny bez ohledu na použité potrubí. Technickým úskalím této varianty bylo velmi nízké nadloží štoly. Ne však z obavy možných nadměrných poklesů nadloží, ale z přítomnosti velkého množství podzemních sítí s někdy těžko identifikovatelnou hloubkou uložení, které by mohly razicí stroj nekontrolovatelně poškodit.
- Oprášit zapomenuté znalosti a dovednosti a využít kombinace technologie klasického štítování a protlačování. Tato varianta byla zvolena jako konečné řešení.

the jacking length of 96m was successfully completed, was a record deed. The truth is that the planned length was 102m, however, the remaining 6m length of the drive was finished (by means of a relatively simple adjustment of the shield - the erector arm was installed back), using segmental lining. This solution is another advantage of this technique. If the thrust required for the jacking exceeds the capacity of the jacking station and further continuing of the jacking is impossible, there is no need for sinking any additional 'rescue' shaft or adopting other breakneck measures.

The jacking was performed using RC tubes IZX DN 1700 mm (3.25m long) together with a DN 2000mm shield and RC tubes IZX 2200mm (2.25m long) together with a DN 2560mm shield.

The principle of the technique was relatively simple, requiring no bigger investment. It met success; a number of pipe jacks was completed using this method during the period from 1994 to 1997, for example in Brno, Ostrava and Vyškov.

After the dissolution of the joint-venture company of that time, this method fell into oblivion and similar operations have not been repeated.

In hindsight, because sophisticated microtunnelling techniques using tunnel boring machines have been several times successfully tried in the Czech Republic, the result and conclusion of the paper published in 2003 appears to be a little anachronistic or non-topical. It will be proved below that the contrary is the case.

2. LABE – LOUČNÁ PROJECT – MINED SEWERS IN DISTRICTS OF FÁBLOVKA AND POLABINY – CHANGED METHOD DESIGN

A public tender for the Labe–Loučná (the Elbe–Loučná) project took place during 2007. It was followed by trading negotiations with the aim of choosing a contractor for the mined parts of the project. In most of such cases, a substantial criterion for selection is the price, no matter which excavation method is used. Nevertheless, the situation at this project was different.

The final design was developed earlier, on the basis of historic designs, which were only updated to suit the topical needs of the project. Thus the final design was based on habits which had been commonly applied in the past. The construction design for the sewers comprised the traditional shield driving technique, using a segmental lining. The bottom design required only the installation of a simple concrete bottom duct. Sealing grouting was designed to provide the waterproofing of the tunnel.

It was obvious that a shield-driven tunnel constructed in this way (no matter how well the work is carried out) could not meet strict client's and operator's requirements for the waterproofing capacity, moreover with respect to the fact that the hydrogeological conditions signalled by the EG survey and archive boreholes within the area of operations were unfavourable.

From the geological point of view, the area of operations is simple. It is a flood plain of the Elbe River, which is filled with a layer of flood loams, underlain by a gravel-sand terrace having impermeable sandstone underneath. Heavily saturated gravel-sand layers with the water table found shallow under the surface (the depth ranging from 2.0 to 2.5m) were predicted to be encountered throughout the length of both sewerage routes. The possible inflows were estimated at up to 30–40 litres per second. Some archive boreholes even indicated the possibility that the transmissivity of the water-bearing gravel-sands may reach values up to $\times 10^{-2}$ m²/s.

With the above-mentioned input information available, a viable technical solution had to be found which would guarantee successful execution of the tunnel excavation through extremely complicated hydrogeological conditions and, at the same time, the tunnel lining would meet required quality conditions. The third, the most important criterion for the technical design was the fact that exceeding of the bid price was not allowed. This particular task was the most difficult of all.

Possible variants of the design:

- Driving a gallery in compliance with the tender conditions, i.e. using a DN 2000mm shield, with the waterproofing capacity provided by means of sealing grouting. This design was rejected on the basis of empirical experience. The waterproofing capacity cannot be guaranteed for the whole extent of the working. The final cost of the clay-cement grouting cannot be determined. The other possibility, chemical grouting based on polyurethane materials, was excluded in advance for cost-related reasons.
- Pulling DN 1400mm plastic or glassfibre reinforced plastic pipes into the shield-driven gallery and backfill the annulus with cinder concrete. The waterproofing was secured without problems in this way. This variant was discarded because of higher costs and a reduced flow cross-section. Pulling DN 1400mm tubes with sleeves into the DN 1680mm gallery is, on the one hand, viable, but on the other hand, it is very demanding in terms of the precision of the initial excavation.



Obr. 1 Razicí štít upravený jako protlačecí stanice
Fig. 1 Driving shield modified to a jacking station

Varianta byla vybrána, ale k jejímu naplnění vedla ještě trnitá cesta, protože odštěpný závod INGSTAV Brno společností TCHAS zdaleka nedisponuje takovou materiálně-technickou základnou jako v dobách zašlé slávy. Bylo nutné pro dané účely upravit stávající protlačecí zařízení a pořídit i jedno zbrusu nové. Konstatování zbrusu nové je ale zavádějící, protože z úsporných důvodů (jak jinak) jsme se rozhodli upravit starší razicí štít do podoby svěbytné protlačecí stanice; 12 pístů umístěných po obvodu tak vytvořilo tlačný agregát (obr. 1 a 2).

Nevýhodou bylo, že tlačná síla těchto pístů (cca 250 t) úplně nevyhovovala našim představám. Na druhou stranu se však podařilo minimalizovat rozměry startovací šachty na 3,5x5,2 m.

Jako dodavatel železobetonových trub byla vybrána firma ZIPP Bratislava, spol. s r. o. Dodávané trouby typu IZX 131-160 OPX o vnitřní světlosti DN 1600 mm a délce 2 m plně vyhovovaly požadovaným parametrům (obr. 3). Na požadavek investora bylo pouze nutné zvětšit krytí výztuže z 3 cm na 5 cm. Vodotěsné spoje trub byly řešeny běžným způsobem pomocí pryžového těsnění a ocelového prstence. Pro zamezení drcení trub bylo mezi jednotlivé trouby vkládáno dřevotřískové mezikruží.

Trouba umístěná bezprostředně za štítem musela být ještě v délce cca 15 cm opatřena vybráním o tloušťce 2 cm, aby se dostala pod ochranný pancíř. Přímou ve výrobním závodě toto opatření bylo bezproblémově realizováno.

3. ZÁKLADNÍ A TECHNICKÉ ÚDAJE O STAVBĚ

Zadavatel:	Vodovody a kanalizace Pardubice, a. s.
Objednatel:	Metrostav a. s. a PSVS, a. s.
Generální projektant:	VIS, spol. s r. o., Hradec Králové
Projektant:	VISSO Olomouc a Ing. Vladimír Vaca
Zhotovitel:	TCHAS, spol. s r. o., odštěpný závod INGSTAV Brno
Celková cena prací:	81,9 mil. Kč (bez DPH)
Lhůta výstavby:	17 měsíců (04/08–09/09)
Celková délka protlačované kanalizace:	
Kanalizace Fáblovka (úsek ŠK13-OK5A)	704,68 bm
Kanalizace Polabiny (úsek Š8-OK4A)	660,26 bm
Průměrná hloubka nivelety protlačované stoky:	3,9 m
Fáblovka	
Minimální výška nadloží:	1,51 m
Maximální výška nadloží:	2,57 m
Polabiny	
Minimální výška nadloží:	1,23 m
Maximální výška nadloží:	2,25 m
Spád protlačovaných úseků:	0,6 promile (Fáblovka) a 0,45 promile (Polabiny)

Typické hydrogeologické podmínky:

- 0,0–1,0 m nesourodé navážky
- 1,0–1,9 m povodňové hlíny
- 1,9–4,2 m fluvialní písky a šterkopísky
- 4,2 m slíny a jíly, slínovce zvětralé a navětralé

Hladina podzemní vody zastížena v horizontu 1,4 až 3,5 m pod rostlým terénem. Projektem předpokládán režimní rozkyv hladiny + 0,5 až 1,0 m a předpokládán přítok podzemních vod do těžních šachet 0,8 m³/min. tj. 13,33 l/s.

Zařídění: třídy těžitelnosti 2 až 3, stupeň ražnosti III

Celkově bylo možné konstatovat, že hladina podzemní vody a hydrogeologické podmínky byly silně ovlivněny tokem řeky Labe a byly výrazně proměnlivé, hlavně co se týká přítoků podzemních vod.

c) Using a fully mechanised, open-face TAUBER shield. Ingstav Brno has lots of experience with this application. It completed large projects in Písek and Strakonice by this technique (see an article in TUNEL No. 2/2005). However, the application, which was ideal in terms of the work, hit a price ceiling and was, with a heavy heart, rejected.

d) Applying a microtunnelling technique – directional jacking of stoneware, glassfibre reinforced plastic or reinforced concrete pipes (it is better possible to speak about a TBM when 2m diameters are concerned). This variant was discarded because of an unacceptably high cost, no matter which pipe is used. A technical difficulty contained in this variant was the very low overburden of the gallery. The reason was not the fear of potential excessive surface settlement. The reason was the existence of numerous utility networks the depth of which was sometimes hard to identify, which could be uncontrollably damaged by the machine.

e) Brushing up knowledge and skills and using a combination of classical shield driving and jacking. This variant was chosen as the final solution.

The variant was selected, but there were problems to be encountered during the preparation of the application. The material and technical basis of ING-STAV Brno, a branch of TCHAS, spol. s r. o., is far from sufficient as it used to be in the glorious past. To suit the particular purposes, an existing jacking set had to be adjusted and one brand new set had to be obtained. However, the term 'brand new' is misleading because, for reasons of saving (what else), we decided to convert an older driving shield into a little peculiar jacking station: the jacking unit consisted of 12 cylinders installed around the circumference of the shield (see Figures 1 and 2).

The fact that the thrust developed by the cylinders (about 250 ton) did not fully satisfy our needs was a disadvantage. On the other hand, we managed to minimise dimensions of the launching shaft to 3.5x5.2 m.

ZIPP Bratislava, spol. s r. o. was chosen to be the supplier of reinforced concrete pipes. The DN 1600mm, 2m long IZX 131-160 OPX type pipes which were selected fully complied with the required parameters (see Fig. 3). The only modification was the increased cover over the reinforcement from 3cm to 5cm, as required by the client. Watertight joints between pipes were achieved by a common method, using rubber gaskets and steel sleeves. Chipboard rings were inserted between individual pipes to prevent crushing of the pipes.

An about 15cm long section of the pipe which was found immediately behind the shield had to be provided with a 2cm thick recess to allow the pipe to get under the protective armour. This recess was carried out without problems directly in the manufacturing plant.

3. BASIC DATA AND TECHNICAL DATA ON THE PROJECT

Project owner:	Vodovody a kanalizace Pardubice, a. s.
Client:	Metrostav a. s. and PSVS, a. s.
General designer:	VIS, spol. s r. o., Hradec Králové
Consulting engineer:	VISSO Olomouc and Ing. Vladimír Vaca
Contractor:	TCHAS, spol. s r. o., INGSTAV Brno plant
Total contract cost:	CZK 81.9 million (without VAT)
Construction contract time:	17 months (04/08-09/09)
Total length of the pipejack sewerage:	
Fáblovka sewer (section between shafts ŠK13-OK5A)	704.68m
Polabiny sewer (section between Š8-OK4A)	660.26m
Average depth of the jacked sewer (pipe) bottom:	3.9m
Fáblovka	
Minimum overburden height:	1.51m
Maximum overburden height:	2.7m
Polabiny	
Minimum overburden height:	1.23m
Maximum overburden height:	2.25m
Gradient of the pipejack sections:	0.6 per mille (Fáblovka) and 0.45 per mille (Polabiny)

Typical hydrogeological conditions:

- 0.0–1.0m heterogeneous made ground
- 1.0–1.9m flood loams
- 1.9–4.2 m fluvial sands and gravel-sands
- 4.2m marl and clay, marlstone, weathered and slightly weathered

The water table was encountered at the depth of 1.4 to 3.5m under the natural ground surface. Water table regime fluctuation ranging from + 0.5 to 1.0m was anticipated by the design; the groundwater inflow into hoisting shafts of 0.8 m³/minute, i.e. 13.33 l/s was assumed.

Categorisation: excavation classes 2 to 3; driving facility class III

In general, it was possible to state that the water table level and hydrogeological conditions were seriously affected by the Elbe River flow; they were significantly variable, first of all as far as groundwater inflows are concerned.



Obr. 2 Pohled do startovací šachty – protlačovací zařízení s vyjímatelnými nástavci
Fig. 2 View down a launching shaft – a jacking set with removable attachments

4. PŘÍPRAVA VÝSTAVBY

Projekt zadání stavby uvažoval v části Fáblovka s realizací 9 ks šachet a 2 ks komor (rozdělovací a odlehčovací). Celkem tedy 11 šachet rozdělvalo raženou část na 10 úseků o průměrné délce cca 70 bm (maximální délka úseku před úpravou 143 bm, po úpravě 68,9 bm).

Stejně tak zadávací projektová dokumentace podprojektu Polabiny uvažovala s realizací celkem 9 ks šachet a jedné velké odlehčovací komory. Tj. 10 kusů šachet dělilo raženou část na 9 úseků s průměrnou délkou cca 75 bm (maximální délka úseku 135 bm, po úpravě 67,5 bm).

Při návrhu záměny technologie protlačování za štítování se pečlivě posuzovaly možnosti protlačovací stanice, co se týká délky maximálně možných protlačovaných úseků. Výpočet nebyl zdaleka jednoduchý, přestože nebylo nutné počítat s odporem zeminy při vtačování předstítka do rostlé zeminy (soustava železobetonových trub je pouze dotlačovaná do ochranného pancíře razicího štítu). Teoretický výpočet určil maximální délku protlačovaných úseků na 72 bm při maximální tlačné síle 25 MPa. Po technickém a pragmatickém posouzení bylo uvažováno s reálnou délkou protlačovaných úseků 60 bm.

Vzhledem k tomu, že délka cca 30 % úseků byla delší, počítalo se s výše zmíněnou variantou, že pokud již nebude možné pokračovat v protlačování, jednoduše se do razicího štítu zpětně osadí pákový erektor a zbývající část úseku se dorazí klasicky pomocí tybinkového ostění. Potom je schůdnější zajistit průkazné vodotěsnost relativně krátkého úseku s velkým množstvím podélných a příčných spár, nežli tak činit po celé délce kanalizačního sběrače.

Technicky tedy vymyšleno do důsledků, nicméně investor a provozovatel tento postup shodili ze stolu s celkem logickým odůvodněním, že nechtějí kombinovaný hybrid stoky s různou konstrukční skladbou, ale železobetonové trouby po celé délce nově budované stoky. Pro splnění tohoto požadavku bylo nutné do trasy ražené kanalizace vkomponovat další mezilehlé těžní šachty, do kterých bude po ukončení protlačování vloženo železobetonové potrubí a proveden zpětný zásyp bez realizace revizní šachty. Na úseku Fáblovka bylo nutné přidat 3 ks mezilehlých šachet a do úseku Polabiny dalších 5 ks mezilehlých šachet. Tímto způsobem se zkrátily protlačované úseky na maximální délku 70 bm. Ke cti investora je nutné dodat, že si byl vědom opodstatněnosti dodatečně vložených šachet a tyto práce byly klasifikovány jako uznatelné vícenáklady.

5. PROVÁDĚNÍ RAZICÍCH PRACÍ

Práce na části Fáblovka byly zahájeny 21. 4. 2008. Hned při výkopu, pažení a roubení první startovací šachty se potvrdily ty nejčernější obavy a přítoky podzemních vod do šachty se pohybovaly v avizovaném rozsahu, tj. 30 a více vteřinových litrů. Situace se příliš nezlepšila ani bezprostředně po provedení odvodňovacích hydrovrtů. Zahájení prací v nestabilní zvodnělé čelbě tak bylo velice komplikované, ale příroda se nakonec umoudřila a po 3 týdnech intenzivního čerpání i v dalších těžních šachtách se podařilo v zájmovém území ani ne tak stáhnout hladinu spodních vod, jako snížit vydatnost přítoků na přijatelné množství 2–5 l/s. Písčité šterkopísky se staly stabilními (obr. 4) a nehrozilo jejich uždění do čelby a následné komínování, což by mělo vzhledem k velmi nízkému nadloží fatální důsledky na stav komunikací v nadloží.

První protlačované úseky byly situovány mimo frekventované komunikace a bylo tak možné odzkoušet účinnost zvolené technologie. V místech postupujícího čela štítu bylo vždy umístěno posuvné oplocení, aby se eliminovaly dynamické účinky zatížení na otevřenou čelbu. S ohledem na jeho rozměry cca 3x5 m se jednalo o minimální dopravní omezení.

4. CONSTRUCTION PLANNING

The final design assumed that 9 shafts and 2 chambers (flow splitting and overflow ones) would be constructed in the Fáblovka part. The total of 11 shafts divided the mined part into 10 sections at the average length of about 70m (the maximum length before the change reaching 143m was reduced to 68.9m after the change).

The final design for the Polabiny sub-project comprised 9 shafts and one large overflow chamber, which means that a total of 10 shafts divided the mined part into 9 sections at the average length of about 75m (the maximum section length of 135m was reduced to 67.5m after the change).

When the proposal for changing the shield driving technique to pipe jacking was being prepared, the capacity of the jacking station as far as the maximum possible length of the sections to be jacked was thoroughly analysed. The calculation was far from simple despite the fact that it was not necessary to allow for the resistance of ground during pressing the front end of the shield into the natural ground (the set of reinforced concrete pipes is only to be forced into the protective armour of the driving shield). The theoretical calculation determined the maximum length of the pipe jacking sections to be 72m at the maximum thrust of 25MPa. The realistic length of the pipejack sections of 60m was expected after a technical and pragmatic assessment.

Because the length of about 30% of the sections was greater, the above-mentioned variant was counted on, which means that the erector arm would be reinstalled in the shield in the cases where the further jacking would be impossible; the remaining part of the section would be excavated using the traditional technique with segmental lining. It was more feasible then to ensure the waterproofing within a relatively short section containing many longitudinal and transverse joints than it would have been if this system had been applied throughout the sewer length.

Even though this solution was thoroughly thought over, the project owner and operator rejected it for a totally logical reason. They did not wish to have a hybrid sewer consisting of different components. They required reinforced concrete pipes throughout the length of the newly built sewer. To meet this requirement, it was necessary to incorporate additional intermediate hoisting shafts into the design. When the pipe jacking operations are completed, the reinforced concrete pipes will be installed in the shafts and the shafts will be backfilled, without constructing manholes. The Fáblovka section required 3 intermediate shafts, other 5 additional intermediate shafts were necessary for the Polabiny section. Owing to this measure, the lengths of the jacked sections were reduced to the maximum of 70m. To the project owner's credit, we must add that they were aware of the fact that the incorporation of additional shafts was necessary and the work was classified as acknowledgeable additional cost of the project.

5. TUNNEL DRIVING OPERATIONS

The work on the Fáblovka part started on 21/4/2008. The worst fears were confirmed from the very beginning, during the sinking (excavation, shoring and timbering) of the first launching pit. Groundwater inflows into the shaft varied within the anticipated range, i.e. 30 and more litres per second. The situation did not improve even immediately after drilling of dewatering boreholes. The beginning of the work on the instable, water-bearing excavation



Obr. 3 Železobetonové trouby IZX DN 1600 mm – pohled z čela štítu směrem k tlačné stanici

Fig. 3 IZX DN 1600mm reinforced concrete pipes – a view from the front end of the shield toward the jacking station



Obr. 4 Pohled do čelby štítu DN 2000 mm – hydrogeologické podmínky téměř idylické
Fig. 4 View of the DN 2000mm shield heading – nearly idyllic hydrogeological conditions

Jeden z problémů, který se před zahájením prací dal předpokládat, nastal v okamžiku dotlačování některých delších úseků. Kvůli velkým tlačným silám docházelo ve výjimečných případech k posunu pažení a roubení startovacích šachet z důvodu „vytlačení“ zeminového klínu za tlačnou stěnou protlačovacího zařízení. Tyto potíže nastávaly logicky v místech nejmenšího nadloží, resp. nejmenší hloubky startovacích šachet. Jako protiopatření se použilo dodatečné přitížení nadloží za opěrnou stěnou pomocí silničních panelů. Pokud toto opatření nepomohlo a dál pokračovala destabilizace šachty, bylo nezbytné protlačování ukončit a vykopat dodatečně mezilehlou startovací šachtu a pokračovat v protlačování z mezilehlé šachty. Jak již bylo uvedeno výše, nebylo možné dokončit úsek štoly za využití segmentového ostění. Zde je nutné poznamenat, že ačkoli jsme tyto potíže předpokládali, nepovažovali jsme za nutné je předem nějak detailněji projekčně a staticky řešit. Důvody byly hlavně ekonomické, protože opatření připadající v úvahu (kotvení, štětové stěny apod.) by byla drahá a v projektu na ně nebyly peníze navíc. Proto se problém řešil až v okamžiku, kdy nastal. Což někomu může připadat až příliš fatalistické a netechnické, ale ve výsledku se tento vyčkávací pragmatický postoj ukázal jako velmi ekonomický. K nutnosti výkopu mezilehlé šachty došlo naštěstí v průběhu výstavby pouze dvakrát.

Průměrný postup ražby činil 2 bm (tj. zatlačení jedné trouby) za směnu. Práce po většině probíhaly ve dvousměnném nepřetržitém provozu. Principem bylo hlavně nepřerušit protlačování v druhé polovině tlačeného úseku. Nejdelší z protlačených úseků měřil 70 bm (obr. 5).

Finální úpravy v protlačích spočívaly v provedení jednoduché kynety (kameninové nebo čedičové pozlábky s betonovou bermou, obr. 6). Těžní, resp. startovací a koncové šachty byly po ukončení ražeb využity pro realizaci atypických monolitických revizních šachet (obr. 7).

Metoda žabích skoků

Během výstavby došlo k několika stresovým situacím, které plynuly z potřeby držet plánovaný harmonogram postupu prací. Harmonogram



Obr. 5 Nejdelší z protlačených úseků – 70 bm
Fig. 5 The longest of the pipejacking sections – 70m

face was therefore very complicated. Fortunately, nature eventually turned fair and, after 3 weeks of intensive pumping even from other hoisting shafts, even though the groundwater lowering was not successful, the groundwater discharge was reduced to acceptable 2 – 5 L/s. The sandy gravel-sands became stable (see Fig. 4) and did not threaten that they would slip to the excavation and subsequently form cave-ins, which would have, because of the low overburden, fatal impacts on the condition of roads above the headings.

The first of the pipe jacking sections were located outside busy roads, therefore, it was possible to try effectiveness of the selected technique. Movable fencing was erected in the locations above the advancing driving shield face with the aim of eliminating effects of dynamic loading on the unsupported face. Because of the small dimensions about 3x5m, this meant a minimum restriction to traffic.

One of the problems which could be anticipated before the work commencement was encountered at the moment when the jacking of some longer sections was to be finished. Because of big pushing forces, the shoring and timbering of launching shafts was sometimes displaced as a result of the ground wedge being 'pressed' behind the support wall which is part of the jacking set. Logically, these problems originated in the locations where the overburden was the lowest (or where the depth of launching shafts was the smallest). The countermeasure which was used consisted of additional loads acting on the overburden behind the support wall, which were induced by road panels. If the measure did not help and the destabilisation of the shaft continued, the jacking had to be terminated and an additional intermediate shaft had to be sunk, from which the jacking could continue. As mentioned above, a section of the gallery could not be finished using a segmental lining. It must be noted that despite the fact that we had anticipated these problems, we did not consider necessary to solve them in advance in more detail by the design and a structural analysis. The reasons were first of all economic because the possible measures (anchoring, soldier beam and lagging walls etc.) would have been expensive and no additional money was available for them. For that reason the problem was solved only at the moment when it occurred. This approach may seem to somebody too much fatalistic and non-technical. Nevertheless, it eventually turned out to be very economic. Fortunately, the necessity for sinking an intermediate shaft was encountered only twice during the construction.

The average excavation advance rate was 2m per shift (i.e. one length of pipe being jacked). The round-the-clock work was mostly organised in two shifts. The principle was that the jacking was not allowed to be interrupted above all in the second half of the jacking section. The longest of the pipe-jacking sections was 70m long (see Fig. 5).

The final work in the pipejacks comprised installing a simple bottom duct (stoneware or basaltic gutters with a concrete berm (see Fig. 6). The hoisting shafts (or starting and terminal shafts) were used after the completion of driving for construction of atypical cast-in-situ manholes (see Fig. 7).

Frog leaps method

Several stressful situations were experienced during the construction that followed from the necessity to keep to the construction works programme. Despite the initial delay, the construction programme was planned realistically. However, as it from time to time happens in the construction industry, another unplanned contract of the same character had to be carried out in parallel and it was necessary to distribute production capacities between two directions. When the basic jacking station had been withdrawn and sent to the other



Obr. 6 Provádění kynety v protlaku do požadovaného promílového spádu
Fig. 6 Construction of the bottom duct at the required gradient



Obr. 7 Definitivní úpravy stavební části šachty
Fig. 7 Finishing civil works on the shafts

stavby byl i přes počáteční zdržení realisticky naplánován, ale jak už tomu ve stavebnictví bývá, došlo k neplánovanému paralelnímu souběhu dvou akcí stejného charakteru a bylo nutné rozložit výrobní kapacity do dvou směrů.

Po nezbytném stažení základní tlačné stanice na jinou zakázku se nečekaně projevila „záračná“ vlastnost protlačecí stanice vyrobené ze starého razicího štítu. Její osazení bylo vcelku jednoduché a ve startovací šachtě ji nebylo nutné pevně fixovat. Po zatlačení železobetonové trouby na protlaku č. 1 bylo možné tlačnou stanici po stažení pístů vyjmout (na obr. 1 je patrné, jak je protlačecí stanice opatřena manipulačními úchyty) a ihned osadit do další startovací šachty protlaku č. 2. Souběžně pak pokračovalo zatlačování kolony trub v protlaku č. 2 směrem do čelby razicího štítu, zatímco v protlaku č. 1 razil štít, jehož písty se opíraly o dotlačené železobetonové potrubí. Tento postup se pak opakoval 4x denně. Jinými slovy jedna protlačecí stanice tlačila souběžně na dvou protlacích.

Výše uvedené provizorní opatření skutečně po nezbytnou dobu fungovalo a nedošlo k zásadním odchylkám ve směrovém a výškovém vedení protlaku. S jednou protlačecí stanicí pracovaly tak během 24 hodin čtyři směny při průměrném denním výkonu šest metrů.

K datu 31. 5. 2009 bylo na stavbě úspěšně provedeno již cca 95 % protlaků z celkové délky 1365 bm, a tudíž je možné konstatovat, že se staronová metoda plně osvědčila.

Souběžně byly pomocí kombinované technologie protlačování a štítování provedeny dva podchody pod dálnici D1 v rámci akce Vírský oblastní vodovod – 3. etapa, přivaděč Leskava–Moravany. Jednalo se o železobetonové protlaky délky 60 bm pod tělesem dálnice, které slouží jako průlezné chráničky pro litinový vodovod DN 600 mm. Realizace proběhla úspěšně a při výšce nadloží asi 5 m nedošlo k žádnému měřitelnému poklesu nadloží.

Na konci tohoto článku chce autor poděkovat svým kolegům, bez kterých by nebylo možné tuto akci zdárně zrealizovat, za spolupráci na tomto zajímavém projektu. Jmenovitě Zdeňku Žabenskému jako duchovnímu otci protlačecího zařízení, které vzniklo doslova „na koleně“ a za velmi skromných podmínek. Dále pak vedoucímu projektu Pavlu Karáskovi a stavbyvedoucím Pavlu Žabenskému a Stanislavu Blažkovi.

6. CENOVÉ SROVNÁNÍ

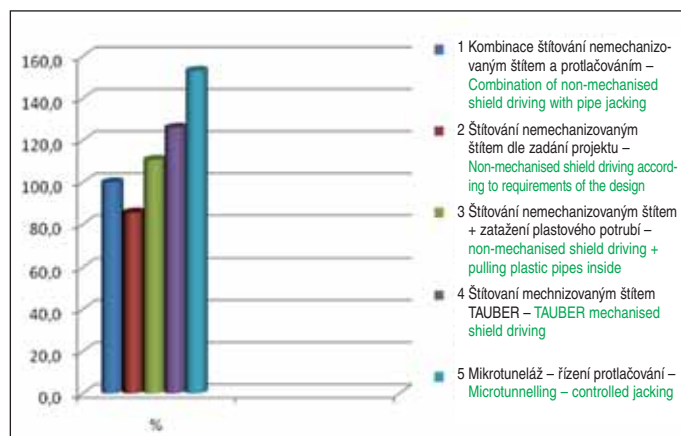
Závěrem je uvedeno cenové srovnání jednotlivých technologií formou sloupčového grafu (obr. 8). Jako základnu 100 % jsme stanovili konečnou variantou řešení, tj. kombinaci štítování a protlačování. Percentuální srovnání se týká jednotkových cen za kompletní realizaci jednoho běžného metru štol, resp. protlaku.

Nejlevněji vychází samozřejmě původní zadání, ale jak již bylo zdůvodněno, nebylo možné garantovat požadované parametry s důrazem na vodotěsnost a tvorbu poklesové kotliny.

Srovnání lze brát pouze jako orientační, které vychází ze znalostí věci v okamžiku, kdy jsme se rozhodovali, jakým způsobem projekt řešit. Kolegové z jiných spřízněných firem a s jinými zkušenostmi a znalostmi by možná dospěli k jiným údajům.

ING. IGOR FRYČ, fryc@tchas.cz, TCHAS, a. s., o. z.,
INGSTAV BRNO

Recenzoval: doc. Ing. Vlastimil Horák, CSc.



Obr. 8 Grafické srovnání cen za 1 bm štol pro jednotlivé varianty provádění
Fig. 8 Graphical comparison of costs per 1 metre of the gallery for individual variants of the procedures

contract, a ‘miraculous’ property of the jacking station which was produced using the old driving shield unexpectedly surfaced. Installing the station was relatively simple and it was not necessary to fix it firmly in the launching shaft. Once the pushing of a reinforced concrete pipe at the pipejack No. 1 had been completed, the cylinders were retracted and the jacking station could be removed (the handling hangers the jacking station is provided with are shown in Fig. 1) and immediately be lowered into another launching shaft on the pipejack No. 2 route. Pushing of the string of pipes at the pipejack No. 2 continued concurrently, whilst the shield was driving at the pipejack No. 1 (hydraulic cylinders of the shield pushed from the reinforced concrete pipeline which had been forced into the shield mantel). This procedure was repeated four times a day. In other words, a single jacking station pushed concurrently at two pipejacks.

The above-mentioned temporary measure really functioned for a certain time and no significant deviations from the horizontal and vertical alignment of the pipejacks were registered. This system meant that four shifts worked with a single jacking set during 24 hours, reaching an average advance rate of six metres per day.

As of 31st May 2009, about 95% of the total pipejacking length of 1365m have been completed. It is therefore possible to state that the old-new method has acquitted itself well.

Concurrently, two passages under the D1 motorway were carried out within the framework of the Vír Regional Water Main Project (stage 3, the Leskava – Moravany water feeder). Reinforced concrete pipes were jacked under the motorway embankment, forming crawlways housing a DN 600mm cast iron water pipeline. The construction was successful; no measureable settlement of the ground surface occurred (the overburden height was about 5m).

At the conclusion of this paper, I would like to thank my colleagues for their collaboration, without which I would not have been able to realise this event. In particular my thanks go to Zdeněk Žabenský, who is the father of the idea of creating the jacking set, literally in the ‘do-it-yourself’ way, under very modest conditions. Further, thanks to Pavel Karásek, contractor’s project manager, and Pavel Žabenský and Stanislav Blažek, site engineers.

6. COST COMPARISON

The comparison of costs of individual techniques in the form of a bar chart is presented in the conclusion (see Fig. 8). We used the final variant of the solution, i.e. the combination of shield driving and pipe jacking, as the 100% basis. The comparison of percentages deals with unit prices for complete construction of one linear metre of a gallery or pipejack.

Of course, the original design turns out to be the cheapest. However, as mentioned above, it was not possible to guarantee the required parameters in terms of the waterproofing capacity and development of a settlement trough.

The comparison can be taken only as guidance information. It is based on the knowledge of the problem we had at the moment when we were deciding on the method to be applied to the design. Colleagues from other related companies, even having different experience and knowledge, would have possibly come to different data.

ING. IGOR FRYČ, fryc@tchas.cz, TCHAS, a. s., o. z.,
INGSTAV BRNO

SILNIČNÍ TUNELY NA ISLANDU DORAŽENY

EXCAVATION OF ROAD TUNNELS IN ICELAND FINISHED

ŠTEFAN IVOR, VÁCLAV PAVLOVSKÝ, IVAN PIRŠČ, ERMÍN STEHLÍK

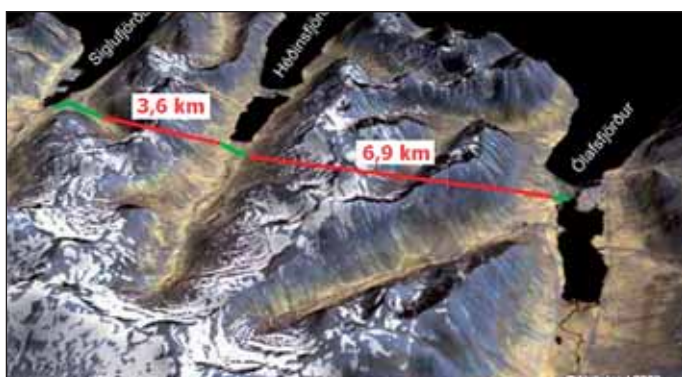
ÚVOD

V roce 2007 byl v č. 2 časopisu Tunel publikován článek Výstavba silničních tunelů Hédinsfjörður na Islandu, ve kterém byly podrobně popsány detaily zakázky, kterou Metrostav a. s. společně s místní firmou Háffel ehf. realizoval od září 2006. V tomto článku jsou proto popsány činnosti a události, které ovlivnily průběh výstavby od druhé poloviny roku 2008 až do proražení tunelů. Ražba tunelu Siglufjörður o délce 3,65 km byla dokončena v březnu 2008 a v dubnu 2009 byl proražen i tunel Ólafsfjörður o délce 6,9 km (obr. 1). Hlavním problémem celé výstavby byly neočekávané přítoky studené vody o vysoké vydatnosti a tlaku, se kterými se pracovníci Metrostavu a. s. potýkali zejména při ražbě tunelu Ólafsfjörður. Této problematice je proto věnována v článku zvýšená pozornost a je podrobněji popsána.

TUNEL SIGLUFJÖRDUR

Ražba tunelu začala v září 2006 a proražen byl v březnu 2008. Průměrné měsíční postupy včetně uvažovaných dvoutýdenních vánočních přestávek byly 200 m, nejlepší měsíční výkon byl 302 m tunelu zajištěného primárním ostěním ze stříkaného betonu a ocelových svorníků. Ražba probíhala v relativně dobrých geologických podmínkách, bez výskytu extrémních přítoků vody. Velký rozdíl byl, v porovnání s tunelem Ólafsfjörður, zejména v její teplotě, která se pohybovala mezi 8 °C až 20 °C. Z tohoto důvodu bylo možné pro sanace předpolí čelby (systém pre-grouting) používat cementové injektáže. V začátku ražby tunel procházel v blízkosti geotermálních zón, ze kterých je čerpána voda pro městečko Siglufjörður, naštěstí nedošlo k žádnému ovlivnění režimu podzemních vod. Při dovrchní ražbě v délce cca 1,6 km přítoky vody nebyly významné, ale poté co ražba dosáhla vrcholového bodu a razilo se úpadně na délku cca 2 km, objevily se velké přítoky vody pod vysokým tlakem. Bylo proto nutné instalovat systém čerpacích jímek s automaticky spouštěnými čerpadly a záložními dieselagregáty. Několikrát, v případech velkých přítoků z průzkumných předvrtů (obr. 2), byla situace tak kritická, že bylo nutné od čelby stěhovat vrtací vůz Tamrock Axera T11. Dosahované postupy za těchto podmínek byly obdivuhodné a týmy techniků a razičů zaslouží plné uznání.

Zmiňované zastížené přítoky vody byly sanovány většinou pomocí cementových injektáží při použití čerpadla UniGrout E 45 H 2x100 od Atlas Copco (obr. 3), celkem bylo použito 460 tun cementu. V případech, kdy se voda objevila v blízkosti čelby (a to i přes prováděné dlouhé předvrtty), bylo nutné použít chemických injektáží pomocí polyuretanových pryskyřic (PU), kterých bylo celkem aplikováno 40 tun. Největší problémy při úpadní ražbě způsobovala voda, která vytékala po provedení trhacích prací z puklin. Při větších přítocích bylo nutné ražbu zastavit a pukliny v čelbě utěsnit. K této obtížné



Obr. 1 Trasa tunelů
Fig. 1 Tunnel route

INTRODUCTION

The paper named 'Construction of Hédinsfjörður road tunnels in Iceland', which was published in TUNEL issue No. 2/2007, contained a detailed description of the contract, which was carried out by Metrostav a.s. together with Háffel ehf., a local company, from 2006. This particular paper therefore describes the activities and events which affected the course of the works in the period from the second half of 2008 to the tunnel breakthroughs. The excavation of the 3.65km long Siglufjörður tunnel was finished in March 2008, while the 6.9km long Ólafsfjörður tunnel broke through in April 2008 (see Annex No. 1). The main problem of the entire construction was posed by unexpectedly high rate and high pressure inflows of cold water, which had to be dealt with by Metrostav crews, in particular during the excavation of the Ólafsfjörður tunnel. This problem is therefore paid special attention and is described in more detail.

THE SIGLUFJÖRDUR TUNNEL

The tunnel excavation started in September 2006 and the breakthrough took place in March 2008. The average monthly advance rates, including the two-week Christmas holidays which had been planned, amounted to 200m; the best monthly performance was 302m of the tunnel provided with a primary support consisting of shotcrete and rock bolts. The excavation passed through relatively favourable geology, without encountering extreme water inflows. Compared with the Ólafsfjörður tunnel, there was a big difference above all in water temperatures, ranging from 8°C - 20°C. For that reason it was possible to apply cement grout for the pre-grouting operations designed to stabilise the rock mass ahead of the face. At the beginning of the excavation, the tunnel ran in close proximity of the geothermal zones from which water is pumped for the small town of Siglufjörður. Fortunately, the excavation had no impact on the groundwater regime. When the excavation proceeded uphill (about 1.6km), the water inflows were not significant. When the excavation had reached the summit and the downhill excavation started (about 2km), extensive inflows of high-pressure water appeared. It was therefore necessary to install a system of pump sumps with automatically switching pumps and standby diesel generating sets. In several cases of large inflows from probe holes (see Photo No. 1) the situation was so critical that the Tamrock Axera T11 drilling rig had to be moved from the face. The advance rates which were achieved in these conditions were admirable and the teams of technicians and mining crews deserve full appreciation.

The above-mentioned water inflows encountered were sealed mostly by injecting cement grout, using Atlas Copco's UniGrout E 45 H 2x100 pump (see Photo No. 2). The total consumption of cement amounted to 460 tons. When water appeared in the vicinity of the excavation face (20°C despite



Obr. 2 Zatopená čelba při úpadní ražbě
Fig. 2 Inundated face during the downhill excavation



Obr. 3 Zařízení UniGrout pro cementové injektáže
Fig. 3 UniGrout cement grouting set

činnosti se používaly hadry namočené v PU, které se zarážely do puklin šířky v řádech mm pomocí dřevěných klínů, při větších puklinách v řádu cm pomocí „polštářů“ vyplněných hadry a plechů přikotvených do čelby (obr. 4). U takto utěsněných puklin se navrtal v blízkosti zdroje vody vrt, do kterého se osadil hydraulicky rozpínaný obturátor a přes něj se puklina v oblasti čelby vyplnila PU hmotou tak, aby bylo možné následné vrtání delších vrtů pro aplikaci cementové injektáže. Tímto způsobem bylo zabráněno volnému vytékání cementové suspenze.

PRÁCE VE FJORDU HÉDINSFJÖRDUR

Před vlastní prorážkou tunelu Siglufjörður do překrásného a obtížně přístupného fjordu Hédinsfjörður, který byl obydlen do padesátých let minulého století, bylo nutné v předstihu udělat přípravné práce na portálových úsecích a na provizorní spojovací cestě mezi portály. Mechanizace pro tyto práce musela být dopravena do fjordu pomocí „invazních“ člunů, přitom se muselo dva týdny čekat na vhodné podmínky, kdy výška vln byla pod 40 cm. Po vylodění byla mechanizace složitým způsobem pomocí překládaných dřevěných roštů přepravena přes močálovitý terén až do místa portálů. Teprve po prorážce do fjordu byla k dispozici veškerá těžká mechanizace a práce na portálech, provizorním mostě a spojovací silnici umožnily zahájit protiražbu tunelu Ólafsfjörður v délce cca 1,9 km na začátku května 2008.



Obr. 4 Utěsnění puklin pro cementovou injektáž
Fig. 4 Sealing of fissures before injecting cement grout

long probe holes drilled ahead of the face), chemical grouting had to be applied, consuming a total of 40 tons of polyurethane (PU) resins. The biggest problems encountered during the downhill excavation were caused by water which flew out of fissures after blasting. The excavation had to be suspended when bigger inflows were encountered and the fissures in the face had to be sealed. This difficult operation was carried out using PU soaked rags, which were driven into the fissures by means of wooden wedges when the width was in the order of millimetres or, in cases of wider fissures, by means of “cushions” stuffed with rags, and steel sheets anchored to the face (see Photo No. 3). A borehole was drilled at the fissures sealed in this way, near the water source, and a hydraulically expanded packer was inserted into it. A fissure in the face area was filled with a PU material through the packer so that the next step, drilling of longer boreholes for the application of cement grouting, could be performed. This method prevented the cement suspension from freely flowing out.

WORK IN THE HÉDINSFJÖRDUR FJORD

It was necessary prior to the Siglufjörður tunnel breaking through into the magnificent but hard to access Hédinsfjörður fjord, which was inhabited until the 1950s, to carry out enabling works on the portal sections and a temporary road linking the two portals. The equipment for this work had to be transported to the fjord by means of ‘invasion’ boats. In doing so, it was necessary to wait for two weeks for suitable conditions with waves lower than 40cm. After disembarkation the equipment was moved over marshland to the portals using a complicated method – grids of wooden slats which were moved alternately ahead. Only after the breakthrough into the fjord was all heavy equipment available and the work on the portals, a temporary bridge and the connecting road were completed (the beginning of May 2008) and it was possible to start the about 1.9km long counter-heading of the Ólafsfjörður tunnel.

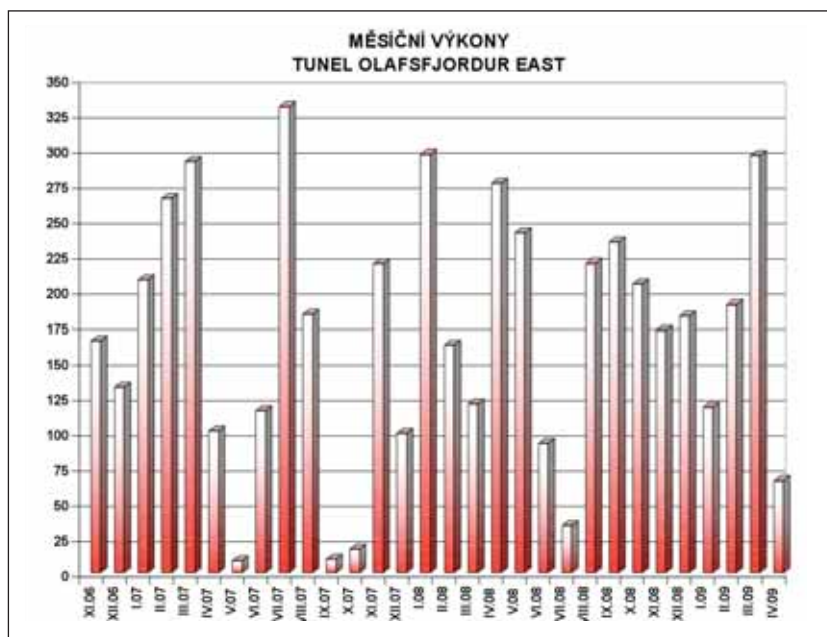
THE ÓLAFSFJÖRDUR TUNNEL

The excavation of the 6.9km long Ólafsfjörður tunnel started from a site in the vicinity of a little town of the same name in November 2006 and the slightly over 5km long uphill driving was finished by a breakthrough on 9th April 2009 (see Photo No. 4). The amount of the inflows which were encountered during the excavation of the initial kilometre of the tunnel was acceptable, without significant impact on the excavation advance rates. However, later the conditions dramatically changed and water became the main problem in the following 3km long stretch, causing reduction in the average monthly advance rate at this heading under 180m (see Annex No. 2), with the highest monthly performance of 330m. The unexpectedly encountered high yield and high pressure cold water (2°C – 4°C) (see Photo No. 5) required supplies of large amount of chemical grouting materials and accessories. This was the first cause of delaying the works. The other delay against the planned advance rates resulted from the necessity for the pre-grouting designed to reduce the inflows from the advance boreholes to the limit values prescribed in the tender documents or values determined by client's supervising engineer.

The Ólafsfjörður tunnel excavation also passed at the beginning in close proximity of the geothermal zones supplying water for the town of Ólafsfjörður. In this particular case, the situation was more complicated by the fact that hot water for the town is not pumped from boreholes. It flows under hydrostatic pressure, therefore there were serious fears that the large water



Obr. 5 Slavnostní prorážka
Fig. 5 Breakthrough celebration



Obr. 6 Měsíční výkony ovlivněné výskytem podzemních vod
Fig. 6 Monthly advance rates affected by occurrence of ground water

TUNEL ÓLAFSFIÖRDUR

Ražba 6,9 km dlouhého tunelu Ólafsfjörður začala ze staveniště v blízkosti městečka stejného jména v listopadu 2006 a něco málo přes 5 km dovrchní ražby bylo dokončeno prorážkou dne 9. 4. 2009 (obr. 5). Během ražby prvního kilometru tunelu nebyly přítoky takové, aby docházelo k výraznému ovlivnění postupu ražby. Potom se ale podmínky dramaticky změnily a v následných cca 3 km byla voda hlavním problémem, který způsobil, že průměrné měsíční postupy na této ražbě byly pod 180 m (obr. 6), s nejvyšším výkonem 330 m za měsíc. Neočekávaný výskyt studené vody (2 °C až 4 °C) s velkými vydatnostmi a pod vysokým tlakem (obr. 7) si vyžádal dodání velkého množství chemických injektážních materiálů a příslušenství, což způsobilo první zdržení prací. Další zdržení proti plánovaným postupům bylo způsobeno prováděním injektážní metodou „pre-grouting“ za účelem snížení přítoků vody z předvrtů na limitní hodnoty podle zadávacích podmínek, nebo hodnoty určené stavebním dozorem.

Rovněž u tunelu Ólafsfjörður se na začátku ražby procházelo v blízkosti geotermálních zón, kterými je zásobováno městečko Ólafsfjörður. Zde byla situace komplikovanější faktem, že horká voda z vrtů není čerpána, ale vytéká pod hydrostatickým tlakem, a proto byly značné obavy, aby velké přítoky vody při ražbě neovlivnily tento přirozený stav. Naštěstí v tomto ohledu k žádným problémům nedošlo. Jak již bylo uvedeno, voda v tomto úseku měla teplotu 2 °C až 4 °C, kromě posledních desítek metrů, nežli došlo k prorážce do úseku protiražby, kdy teplota stoupla na 9 °C.

Na základě zkušeností s úpadní ražbou v tunelu Siglufjörður a posouzení plánu ražeb byl investor požádán o změnu projektu a původní podélný profil tunelu byl upraven tak, že dovrchní ražba z Hédinsfjördu byla prodloužena o cca 0,7 km na 1,9 km. Protiražba začala na začátku května 2008 a byla dokončena v lednu 2009 s průměrným měsíčním postupem přes 210 m. Geologické i hydrologické podmínky byly dobré, bez potřeby provádění injektážních prací metodou pre-grouting.

BOJ S VODOU V TUNELU ÓLAFSFIÖRDUR

Ověřování hydrogeologických poměrů pro 15 m ražby bylo prováděno odvrtáním dvou průzkumných předvrtů průměru 51 mm a délky 25,2 m, tím je zaručeno dostatečné překrytí. Během vrtání byla sledována rychlost postupu a náhlé propady vrtného nářadí, barva vrtného výplachu (pro stanovení horninového typu) a v případě zachycení podzemní vody i její teplota, tlak a vydatnost.

V zásadě lze rozlišit tři zásadní faktory pro zahájení injektážních prací:

- 1) množství a tlak vody vnikající do tunelu nedovoluje bezpečně provádět trhačí práce,
- 2) je ohrožena stabilita následujícího výrubu,
- 3) limity pro kapacitu drenážního systému tunelů.

inflows into the excavation could influence the natural condition. Fortunately, no problems occurred in this respect. As mentioned above, the temperature of water within this section was 2°C – 4°C (with the exception of final tens of metres before the breakthrough into the counter-heading section, where the temperature rose to 9°C).

With respect to the experience from the downhill excavation of the Siglufjörður tunnel and an assessment of the excavation plan, the contractor requested the client for a design change; the original longitudinal tunnel profile was modified – the length of the uphill excavation section from Hédinsfjörður was extended by about 0.7km, to 1.9km. The counter-heading operations started at the beginning of May 2008 and were finished in January 2009, with the average monthly advance rate exceeding 210m. Geological and hydrological conditions were suitable, without a need for injecting grout by the pre-grouting method.

STRUGGLING AGAINST WATER IN THE ÓLAFSFIÖRDUR TUNNEL

Hydrogeological conditions were verified for a 15m long excavation section by drilling a pair of 25.2m long, 51mm diameter probe holes ahead of the face. This system guaranteed sufficient overlapping. The drilling tool advance rate was monitored during the course of the drilling, as well as abrupt hitting of voids, colour of the drilling fluid (for determination of the rock type) and, in the case of encountering ground water, also its temperature, pressure and yield.

Basically, the following three fundamental factors can be distinguished regarding the decision to commence grouting operations:

- 1) the amount and pressure of water flowing into the tunnel does not allow safe execution of blasting operations
- 2) the stability of the following excavation is threatened
- 3) limits for the tunnel drainage system capacity are reached.

The further procedure was designed in collaboration with client's supervising engineer on the basis of the amount of water, extent and type of the fault, in accord with the rock mass quality. Faults with the yield lower than 600L/minute and pressure under 15bar were usually broken through without the grouting. When the above-mentioned values were exceeded, the excavation surroundings had to be improved. An occurrence of tectonic breccia was a special case, in which the grouting fulfilled not only a sealing function but also, first of all, the rock mass stabilising function (see Photo No. 6).

Traditional cement grout could not be used in the Ólafsfjörður tunnel because of low temperatures of ground water. The cement suspension was replaced by a two-component polyurethane grouting mixture. This material was used for creating a sealing protective envelope around the excavation ahead of the excavation face (the pre-grouting method). The grouting umbrella consisted of boreholes drilled around the tunnel contour, splaying out at an angle of 15°. Their length varied, depending on the distance of encountered water; the number and positions were adjusted according to the character of the particular fault. When the grouting had been completed, testing boreholes were drilled ahead of the face with the aim of verifying its effectiveness. In complicated cases the whole process had to be even several times repeated. The verification boreholes had to confirm quality of the



Obr. 7 Tlaková podzemní voda
Fig. 7 Pressure ground water



Obr. 8 Klenba stropu je stabilizována pomocí PU
Fig. 8 Roof vault is stabilised by PU injections

Na základě množství vody, rozsahu a typu poruchy v souladu s kvalitou horninového masivu byl navržen, ve spolupráci se stavebním dozorem investora, další pracovní postup. Obvykle při vydatnosti menší než 600 l/min a tlaku pod 15 barů byla porucha proražena bez zahájení injektáží. Při překročení výše uvedených parametrů muselo být okolí výrubu sanováno. Speciálním případem byl výskyt tektonických brekcií, kdy injektáž neplnila pouze těsnící, ale především stabilizační funkci (obr. 8).

Z důvodu nízkých teplot podzemní vody v tunelu Ólafsfjörður nebylo možné používat klasickou cementovou injektáž. Cementová suspenze byla nahrazena dvousložkovou polyuretanovou injektážní směsí. Pomocí této hmoty byla vytvářena těsnící ochranná obálka okolo výrubu v předpolí tunelu – metoda pre-grouting. Injektážní „deštník“ se skládal z vrtů zasazených do obrysu tunelu, které se rozevírají vně pod úhlem 15°. Jejich délka se pohybovala v závislosti na vzdálenosti zachycené vody, počet a umístění byl vždy upraven dle charakteru zastižené poruchy. Po ukončení injektáže byly provedeny zkušební předvrtvy, kterými byla ověřena její účinnost. Ve složitých případech bylo nutné celý proces i několikrát opakovat. Ověřovací vrtvy musely kvalitativně injektáž potvrdit tak, aby bylo zaručeno bezpečné provedení trhacích prací a na následující výrub mohl být proveden nástřik betonu primárního ostění, popř. možnost pokračování injektáže. Z našich zkušeností bylo postačujícím kritériem injektování prostoru ochranné obálky tunelu a předpolí čelby do vzdálenosti 10 m. V takovémto případě jsme byli schopni přistoupit k trhacím pracím bez ohrožení stability výrubu a bez většího rizika znovuvetření již zainjektovaných diskontinuit.

TECHNICKÉ VYBAVENÍ

Na obou stavbách byla k dispozici pístová čerpadla GX-45 II, kterými je možné zajistit transport injektážní směsi i v případě značných tlaků podzemní vody. Při požadavku na vysoké množství přečerpané směsi byla nasazena rotační zubová čerpadla typu SK-90. Pro případ mimořádné situace bylo na stavbě také připraveno vysoce výkonné elektrické čerpadlo CT-PM, které však nebylo nutné využít. Pro upnutí injektážních tyčí ve vrtu sloužily hydropneumatické obturátory BVS-40K.

Používaným těsnicím materiálem byly dvousložkové polyuretanové pryskyřice CarboPur WF, WFA, spolu s aditivem CarboAdd Thix 2 a CarboAdd Fast (obr. 9). Pro výplně větších dutin a kaveren byla využita vysocepevnivá dvousložková hmota GeoFoam.

Kompletním dodavatelem injektážních hmot a čerpadel s příslušenstvím byla Minova Bohemia, s. r. o., která rovněž poskytla technickou pomoc při nasazení nové technologie.

Příklady použití chemických injektáží na tunelu Ólafsfjörður

Příklad č. 1

Při razbě v záběrech č. 467 (km 11,715) a č. 468 (km 11,711) byla zastižena porucha vyplněná výraznou tektonickou brekcií tvořenou kameny o velikosti do 0,5 m s jílovito-písčitým tmelem. Brekcie nastoupila do výrubu z levé strany a v následujícím kroku se rozšířila na celou levou polovinu čelby. V pravé části výrubu byl alterovaný struskovitý, porózní basalt s rudě zabarvenou sedimentární mezivrstvou (obr. 10). Z poslední čelby v km 11,711 byly provedeny 4 prů-



Obr. 9 Puklina vyplněná CarboPur WF
Fig. 9 Fissure filled with CarboPur WF

grouting so that the safety of drill and blast operations was guaranteed and the newly excavated opening could be provided with a primary shotcrete lining, or the grouting could continue. In our experience, grouting into the space of the protective envelope and ahead of the face up to the distance of 10m was a sufficient criterion. In such the case we were able to start the drill and blast operations without threatening the excavation stability and without a greater risk that the discontinuities which had been previously treated with grouting would reopen.

TECHNICAL EQUIPMENT

Both sites had GX-45 II piston pumps available. They were capable of ensuring the transport of grout even in the cases of very high groundwater pressures. SK-90 type rotary gear-wheel pumps were applied when large amount of grout had to be pumped. In addition, a CT-PH high-performance electric pump was prepared on site; it did not have to be used. BVS-40K hydropneumatic packers were used for fixing the grouting rods in boreholes.

The grouting was carried out by CarboPur WF and WFA two-component polyurethane resins, together with CarboAdd Thix 2 and CarboAdd Fast additives (see Photo No. 7). Larger cavities and caverns were filled by FeoFoam, a high foaming two-component material.

The overall supplier of grouting materials and pumps with accessories was Minova Bohemia s.r.o., which also provided technical assistance during the introduction of the new technology.

Examples of the application of chemical grouting in the Ólafsfjörður tunnel

Example No. 1

A fault filled with pronounced tectonic breccia consisting of stones with sizes up to 0.5m, joined by clayey-sandy binder, was encountered during the excavation rounds No. 467 (km 11.715) and 468 (km 11.711). The breccia first appeared on the left side of the excavation and subsequently expanded, covering the entire left half of the excavation face. Altered scoriaceous basalt with a red coloured sedimentary interlayer (see Photo No. 8) was on the right side of the excavation. Four 25.2m long probe boreholes were drilled from the last excavation face at km 11.711. The drilling operations were attended by serious technical difficulties which were mainly caused by plugging of drill bits by the clayey fill. The probe boreholes encountered ground water at various distances from the face (10 – 17m) and with various yields reaching 1200, 1400, 600 and 700 L/minute. Large inflows were also detected during the preceding installation of rock bolts.

For the above-mentioned reasons it was necessary to approach the material in the fault as soil. The Rock Quality Designation determined using Barton's Q-system was 0.72 (very poor) and 0.03 (extremely poor). The subsequent development of the discontinuity could not be guessed taking into consideration the known facts.

The steel fibre reinforced shotcrete could not be applied to the left side-wall of the tunnel during the installation of the excavation support at round No. 468 because of heavy inflows running down the excavation surface. There were no concentrated inflows which could be collected by a drainage system. Instead, there was a continuous, very wet surface. With respect to the water temperature of 3°C and the interstitial character of the tunnel wall permeability, it was necessary to start the grouting. With the aim of reducing the inflows, nine 12.6m long, 51mm in diameter boreholes were drilled from chainage 11.723.0, splaying at 20° outside the tunnel contour. The injections

zkumné předvrty o jednotlivé délce 25,2 m. Vrtací práce provázely značné technické obtíže způsobené zejména ucpáváním vrtných korunek jílovitou výplní. Průzkumnými vrty byla zachycena podzemní voda – v různých vzdálenostech od čelby (10–17 m) a vydatnostech 1200, 1400, 600 a 700 l/min. Při předchozí instalaci horninových svorníků byly také detekovány vydatné přítoky vody.

Z těchto příčin bylo nutné přistupovat k materiálu poruchy jako k zemině. Kvalitativní zařazení posledních dvou výrubů vyjádřené hodnotou Q (Barton) bylo 0,72 (velmi špatná) a 0,03 (extrémně špatná). Další vývoj poruchy nebyl možný vzhledem k stávajícím faktům odhadnout.

Při zajištění výrubu záběru č. 468 nebylo možné aplikovat nástřik drátkobetonu na levou stěnu tunelu z důvodu silných přítoků vody po ostění. Nejednalo se o soustředěné výtoky, které by bylo možné odvést drenážními svody, ale o souvislou velmi zavhlou plochu. Vzhledem k teplotě vody 3 °C a charakteru průlinového vnikání vody do tunelu byla zahájena injektáž. Pro redukci přítoků bylo odvrtno 9 vrtů Ø 51 mm ze staničení 11 723 v délce 12,6 m a odklonem 20° vně tunelu. Injektování pomocí polyuretanové pryskyřice CarboPur WF vedlo ke značnému snížení přítoků vody z ostění. Pro odvedení zbylé vody byly odvrtny mezilehlé vrty identických parametrů, které nebyly uzavírány obturátory a nechaly se volně odtékat. Nyní již bylo možné aplikovat nástřik betonu primárního ostění, které bylo pro zvýšení stability vystrojeno ocelovými sítěmi. Několika vrty pro instalaci CT a SN svorníků délky 4 m byla rovněž zachycena voda, která bránila zaplnění vrtu maltovou záplavkou. V těchto případech bylo možné odvrtnat paralelní vrt do vzdálenosti cca 0,5 m od protékajícího svorníku a osadit jej obturátorem. Při vysokém procentu úspěšnosti byl při následné injektáži svorník zaplněn injektážní hmotou a výtok vody zcela zastaven. Použitím vhodných aditiv bylo množství směsi potřebné pro utěsnění svorníku minimalizováno.

Příklad č. 2

Trasa tunelu procházela skrz významné tektonické pásmo. Systém poruch byl extrémně zvodnělý, s vysokým tlakem vody, pohybujícím se v rozmezí 24–29 barů. Vydatnost vody změřená na výtoku z jednotlivých průzkumných vrtů dosahovala až 2500 l/min/vrt (obr. 11). Tlak vody byl relativně konstantní a korespondoval s infiltrační bází dna údolí Syðriárdalur, pod kterým tunel procházel. Mocnost porušené zóny dosahovala 60 m. Horninový masiv bylo možno definovat jako středně alterovaný basalt, intenzivně porušený tektonickou činností. Pukliny byly silně zvodnělé a jejich mocnost se pohybovala mezi 2–50 mm. Přítomnost jílovité výplně byla malá. Součástí tohoto systému byly rovněž podrcené zóny s jasně určenými smykovými plochami. Nepříznivý úsek byl zakončen nástupem tektonické brekcie, skládající se z jednotlivých kamenů velmi slabě spojených jílovito-písčítým tmelem. Z pohledu klasifikace horninového masivu dle Bartona šlo zastiženou horninu popsat jako velmi špatnou, lokálně až extrémně špatnou. Značně nepříznivé geologické podmínky v součinnosti s všude přítomnou podzemní vodou představovaly jednu z nejhorších situací zastižených ražbou tunelu Ólafsfjörður. Vrtací práce v porušené zóně doprovázely technické obtíže způsobené špatnou kvalitou horniny a vysokým hydrostatickým tlakem podzemní vody působícím proti tlaku vrtného výplachu.

Sanace celého úseku byla prováděna chemickými injektážemi. V každém záběru byl odvrtný vějíř 20 vrtů, vzájemně se rozevírajících, které byly injektovány dvojicí pístových čerpadel GX 45-II. Po dosažení pracovního tlaku, a tím ukončení injektáže byla ověřována těsnost ochranné obálky. Celý postup včetně odvrtní nových vrtů byl opakován až do významného snížení přítoků vody (obr. 12), kdy bylo možné přistoupit k hracím pracím a otevřít zkrácený záběr na 3 m. Po vystrojení primárního ostění bylo nutné znovu ověřit změnu hydrogeologických podmínek a zahájit injektáž pro nový krok ražby. Touto metodou bylo možné pod ochranou vzájemně se překrývajících „deštníků“ bezpečně razit i ve velmi dlouhých nepříznivých úsecích, samozřejmě však s dopady na rychlost postupu ražby.

SHRNUTÍ POZNATKŮ Z PROVÁDĚNÍ CHEMICKÝCH INJEKTÁŽÍ

Za největší přednosti lze považovat:

- schopnost pracovat za podmínek velmi studené podzemní vody a vysokých tlaků,
- okamžitá zpětná vazba – možnost rychle reagovat na změnu podmínek,
- možnost rychlé mobilizace injektážního vybavení,



Obr. 10 Tektonická brekcie v levé části výrubu

Fig. 10 Tectonic breccia on the left side of the excavation

of CarboPur WF polyurethane resin resulted in significant reduction in inflows of water from the excavated surface. Remaining water was drained by means of intermediate boreholes with identical parameters, which were not closed by packers so that water could flow freely out. Now it was already possible to apply the primary lining shotcrete with steel mesh increasing the stability of the support. Several boreholes for the installation of 4m long CT and SN rock bolts encountered water, which prevented grout from filling the boreholes. In these cases it was possible to drill a parallel borehole up to the distance of about 0.5m from the rockbolt with water running through it, and install a packer in it. In high percentage of successful cases, the rockbolt was filled with grout during the subsequent grouting operation and the outflow was terminated. The volume of grout which was required for sealing of a rock bolt was minimised by using appropriate additives.

Example No. 2

The tunnel route passed through a significant fault zone. The system of faults contained extreme amounts of high pressure water, with the head varying between 24–29 bar. The yield measured at the outlets of individual probe boreholes reached up to 2500L/minute (see Photo No. 9). The water pressure was relatively constant and corresponded with the infiltration base of the bottom of the Syðriárdalur Valley, under which the tunnel passed. The thickness of the disturbed zone reached 60m. The rock mass could be defined as medium altered basalt, intensely disturbed by faulting. Fissures were filled with water; the aperture varied between 2 – 50mm. The occurrence of clayey fill was insignificant. Parts of the system were also crushed zones with clearly defined slickensides. The difficult section was terminated by the beginning of a tectonic breccia, consisting of individual stones very weakly bound together by clayey sand binder. In terms of Barton's Q-system, the encountered rock mass quality can be described as very poor, locally even extremely poor. The very unfavourable geological conditions, combined with the pervasive presence of groundwater, created one of the worst situations encountered during the Ólafsfjörður tunnel excavation. The drilling operations within the fault zone were accompanied by technical difficulties resulting from poor quality of the rock mass and high hydrostatic pressure of ground water acting against the pressure of the drilling fluid.



Obr. 11 Zvodnělá zóna o mocnosti 60 m

Fig. 11 Water bearing zone, 60m thick



Obr. 12 Čelba po provedení injektáží
Fig. 12 Excavation face after the grouting

- po úspěšné injektáži lze téměř ihned, bez delších přestávek, provádět trhací práce.
- Jako každá technologie má i tato své zápory:
- značné navýšení výměr vrtacích prací,
 - jednorázové nevratné použití injektážních tyčí a obturatorů,
 - zvýšená náročnost na flexibilitu personálu,
 - poměrně vysoká cena injektážních materiálů a vybavení.

AKTUÁLNÍ STAV

V současné době jsou již oba tunely proraženy. Z vyražených 5 km tunelu Ólafsfjörður východ bylo nutné celých 1007 m (20 %) sanovat převážně chemickými injektážemi. Na obou tunelech bylo celkem využito 633 t chemických injektážních hmot, z tohoto množství bylo pro stavbu Ólafsfjörður východ využito plných 590 t. Průměrná spotřeba injektážní směsi na běžný metr ražby tunelu Ólafsfjörður východ činí 117 kg. Pro zpřesnění je třeba uvést průměrnou spotřebu hmoty v sanovaných úsecích tunelu, a to 555 kg/bm. Pro úspěšné provádění injektáží bylo nutné odvrát 40,6 km vrtů, z toho na tunel Ólafsfjörður připadá 37,5 km.

ZÁVĚR

Zkušenosti z provádění injektážních prací pomocí polyuretanových pryskyřic ukázaly, že použití této metody nepomáhá pouze k redukci velkých přítoků vody vnikající do tunelu, ale má i zásadní význam ve zlepšení geotechnických podmínek v okolí výrubu, a tím ke zvýšení bezpečnosti na pracovišti. Technologie pre-grouting za použití polyuretanových pryskyřic se tak stala nedílnou součástí razicího cyklu, kdy zastížení silných přítoků vody s vysokým tlakem nebylo důvodem pro přerušování ražby na delší dobu. Nutno pak poznamenat, že původně navržené řešení injektáží pomocí cementových směsí se z důvodu zastížení podmínek na tunelu Ólafsfjörður ukázalo jako neúčinné. Použité chemické materiály a vybavení umožnily, i přes obrovské investiční náklady ze strany investora a úsilí všech stran, zdárně dokončit ražbu ve velmi obtížných podmínkách.

Za to se patří poděkovat všem zúčastněným pracovníkům v technických a dělnických profesích, kteří prokázali a prokazují, že i přes velkou nepřízeň přírodních podmínek jsou schopni se jim přizpůsobit.

ING. ŠTEFAN IVOR, stefan.ivor@metrostav.cz,
ING. VÁCLAV PAVLOVSKÝ, vaclav.pavlovsky@metrostav.cz,
ING. IVAN PIRŠČ, ivan.pirsc@metrostav.cz,
ING. ERMÍN STEHLÍK, ermin.stehlik@metrostav.cz,
METROSTAV a. s., Divize 5

Recenzoval: doc. Ing. Richard Šnupárek, CSc.

The entire section was stabilised by chemical grouting. A fan consisting of 20 splaying boreholes was drilled for each excavation round. A pair of GX 45-II piston pumps injected the grout. When the working pressure had been reached, thus the grouting had been finished, the tightness of the protective envelope was verified. The entire procedure, including the installation of new boreholes, was repeated until a substantial reduction of the water inflows was achieved (see Photo No. 10) and the drill and blast operations could commence, with the round length reduced to 3.0m. When the primary support installation had been completed, it was again necessary to verify changes in the hydrological conditions and start the grouting operations for the new excavation round. This method allowed the miners to work safely, under the protection of overlapping 'umbrellas', even through very long unfavourable stretches; of course, with the excavation advance rates negatively affected.

SUMMARY OF THE EXPERIENCE IN CHEMICAL GROUTING

The following features can be considered the greatest advantages:

- the ability to function under very cold ground water and high pressure conditions,
- immediate feedback – a possibility of quickly responding to changed conditions,
- a possibility of quickly mobilising the grouting equipment,
- blasting operations can start nearly immediately after the successful grouting, without longer breaks.

As any technology, even this one has its negatives:

- significant increase in the quantities of drilling operations,
- single-shot use of (sacrificial) grouting rods and packers,
- increased demands for flexibility of personnel,
- relatively high cost of grouting materials and equipment.

CURRENT CONDITION

As of today, both tunnels have broken through. Of the nearly 5km long excavation of the Ólafsfjörður-East tunnel, the length of 1007m (20%) had to be stabilised, mostly by chemical grouting. A total of 633t of chemical grouting materials was consumed in both tunnels; as much as 590 tons of that total were used for the Ólafsfjörður-East section. The average consumption of grout per linear metre of the Ólafsfjörður-East tunnel excavation amounts to 117kg. To refine the information, it is necessary to present the average consumption on the tunnel sections which had to be stabilised, which amounted to 555kg/m. The successful execution of the grouting required 40.6km of boreholes to be drilled; the Ólafsfjörður tunnel took 37.5km of that quantity.

CONCLUSION

The experience gained during the grouting by means of polyurethane resins shows that the application of this method not only helps to reduce large water inflows into a tunnel, but also is crucial for improving geotechnical conditions in the vicinity of the excavation, thus for improving safety at work. The injection of grout ahead of the face (the pre-grouting technique) using polyurethane resins therefore became inseparable part of the excavation cycle and encountering heavy inflows of high pressure water was no reason for suspending the excavation for a longer time. It is necessary to say that the originally designed grouting system using cement mixtures turned up ineffective because of the conditions encountered at the Ólafsfjörður tunnel. The chemical materials and equipment which were used made the completion of the excavation through the difficult conditions possible. The excavation was successful, even though the immense investment cost was incurred by the client and all parties to the project had to make all possible efforts.

All technicians and workers who participated in the process deserve appreciation. They proved and are proving that they are capable of adapting themselves even to so much unfavourable conditions.

ING. ŠTEFAN IVOR, stefan.ivor@metrostav.cz,
ING. VÁCLAV PAVLOVSKÝ, vaclav.pavlovsky@metrostav.cz,
ING. IVAN PIRŠČ, ivan.pirsc@metrostav.cz,
ING. ERMÍN STEHLÍK, ermin.stehlik@metrostav.cz,
METROSTAV a. s., Divize 5

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Cyroň, D., Stehlík, E.: Výstavba silničních tunelů Hédinsfjörður na Islandu – Tunel č. 2/2007.
- [2] Stehlík, E., Hardarsson, B.: Iceland Hédinsfjardargöng Road Tunnels – Tunnels&Tunnelling International, June 2009.
- [3] Ing. David Cyroň, Ing. Petr Kučera: Problematika provádění těsnících chemických injektáží na tunelech Ólafsfjörður a Siglufjörður na Islandu, Tunel č. 3/2008.

CROSSRAIL – NOVÉ ŽELEZNIČNÍ TUNELY POD CENTREM LONDÝNA

CROSSRAIL – NEW RAILWAY TUNNELS UNDER THE CENTRAL LONDON

ARISTOTELIS CARAVANAS, PETR SALÁK

ÚVOD

Crossrail je projekt na výstavbu nového železničního spojení, které poprvé propojí jihovýchodní a jihozápadní železniční síť Anglie přímo přes centrum Londýna. Trasa povede ze západu z Maidenheadu a z letiště Heathrow směrem na východ, kde naváže na stávající železniční síť u Shenfieldu a Abbey Wood (obr. 1). Pod centrem Londýna bude trať vedena dvěma 21 km dlouhými jednokolejnými železničními tunely. Crossrail spojí klíčové londýnské stanice Paddington, Bond Street, Tottenham Court Road, Farringdon, Liverpool Street, Whitechapel a Canary Wharf (Isle of Dogs).

S plánovanou cenou ve výši 15,9 miliardy britských liber bude Crossrail pravděpodobně největší stavební projekt v Evropě. Hlavní stavební práce začnou v roce 2010 a jejich ukončení se předpokládá v roce 2017 (obr. 2). Uvedením Crossrailu do provozu se zvýší přepravní kapacita londýnské železniční hromadné dopravy přibližně o 10 %. Projekt má pod správou Crossrail s. r. o. (CRL), která je dceřinou společností Transport for London.

VŠEOBECNÝ POPIS PROJEKTU

První návrh železničního spojení východu se západem přes Londýn byl předložen britským inženýrem I. K. Brunelem v roce 1840, avšak většího rozvoje se dočkal až v období posledních třiceti let. Crossrail má řadu etap a projektových stupňů, z nichž hlavní jsou Hybrid Bill (projednávání návrhu zákona), Initial Reference Design (IRD, výchozí návrh) a tři stupně Scheme Design (SD). Od stupně IRD byl projekt Crossrail rozdělen na několik částí. Na každou část se konalo výběrové řízení na projektanta (MDC) s následujícími výsledky:

- MDC 1 (povrchové objekty na západě a severovýchodě města) – společnost Scott Wilson Railways;
- MDC 2 (tunely v centrální oblasti a stanice na západě, ostění mezistančních tunelů) – sdružení společností Arup a Atkins;
- MDC 3 (tunely v centrální oblasti a stanice na východě) – společnost Mott MacDonald;
- MDC 4 (jihovýchodní větev trasy) – společnost Halcrow.

V době uzávěrky tohoto čísla časopisu byl projekt ve fázi vyhodnocování nabídek na tvorbu realizační dokumentace. Vzhledem k rozsáhlosti a složitosti projektu může jeho konečná podoba doznat změn.

INTRODUCTION

Crossrail is the project to build new railway system which provides, for the first time, a connection of the South-East and the South-West railway network through the centre of London. Crossrail route will run from Maidenhead and Heathrow in the west through 21 km long twin tunnels under central London – connecting key London stations including Paddington, Bond Street, Tottenham Court Road, Farringdon, Liverpool Street, Whitechapel and Canary Wharf (Isle of Dogs) – and out to Shenfield and Abbey Wood in the east, see Figure 1.

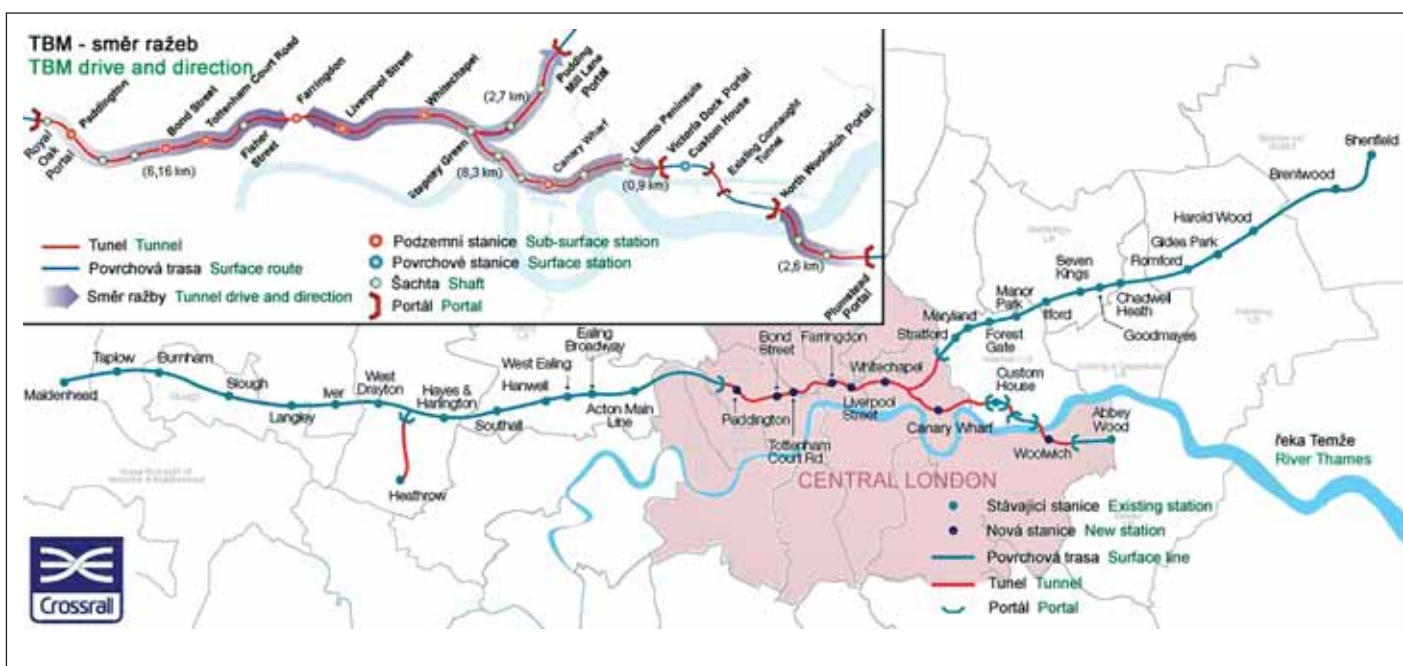
The cost of the project is going to be £ 15.9 billion. Becoming Europe's largest civil engineering project, major works are due to begin in 2010, with the first service trains expected to run in 2017 (see Figure 2), effectively adding 10 % to the capacity of London's rail based public transport. Crossrail has been promoted by Crossrail Ltd (CRL), a wholly owned subsidiary of Transport for London.

GENERAL PROJECT DESCRIPTION

Crossrail has a very long history, with the idea for an east-west rail route across London first mooted by I. K. Brunel in 1840. The main development of the project has been undertaken within the last 30 years. The design of the Crossrail Project has been through many phases notably the Hybrid Bill, Initial Reference Design (IRD) and three phases of Scheme Design (SD). At the IRD stage the project was split into three separate design packages. For each of the package the multi-disciplinary design consultant (MDC) was tendered as follows:

- MDC 1 (Surface West and North East) - Scott Wilson Railways;
- MDC 2 (Central Tunnels & Stations West, running tunnel lining) - Arup / Atkins JV;
- MDC 3 (Central Tunnels and Station East) - Mott MacDonald;
- MDC 4 (South-East branch) - Halcrow.

The article reflects the project status in the stage of the Detailed Design tendering procedure. Considering the scope and complexity of the project, the final solution can get modifications.



Obr. 1 Mapa projektu Crossrail s vyznačením ražeb tunelů pomocí tunelovacích strojů
Fig. 1 Crossrail layout plan showing TBM construction sequence

Tab. 1 Hlavní charakteristiky projektu Crossrail

Celková délka trasy	118,5 km
Délka tunelů pod centrem Londýna	celkem 41,5 km (dvě jednokolejné tunelové trouby každá v délce 20,75 km)
Celkový počet stanic (z toho nových podzemních stanic)	38 (8)
Návrhová rychlost	160 km/h (96 km/h v tunelech)
Max. kapacita vlakových souprav	1500 cestujících při 12 vozech v jedné soupravě
Max. délka vlakových souprav	240 m
Rozchod kolejnic	1435 mm
Intenzita dopravy v průběhu dopravní špičky	24 vlakových souprav za hodinu v každém směru
Předpokládaný počet cestujících za rok	200 milionů
El. napájecí systém	25 kV, střídavý proud
Minimální návrhový podélný sklon	1:200
Maximální návrhový podélný sklon v tunelech	1:30
Min., max. návrhové poloměry výškových oblouků	2650 m; 10 000 m
Min. návrhové poloměry směrových oblouků	300 m – 80 km/h 455 m – 100 km/h

Crossrail bude součástí integrované městské hromadné dopravy a umožní přestup na 9 linek metra. V průběhu dopravní špičky budou vlakové soupravy s kapacitou 1500 cestujících jezdit v každém směru ve 2,5 minutových intervalech. Pro tento projekt je plánována výroba 65 nových vlakových souprav (obr. 3). Trasa je primárně určena pro přepravu cestujících.

GEOLOGICKÉ POMĚRY

Tunely v centrální části Londýna budou raženy s nadloží 20 až 50 m a postupně budou procházet následující geologické vrstvy (obr. 4):

Crossrail will be integrated with the Tube and national rail networks and will include interchanges with nine London Underground lines. Crossrail trains, capable of carrying up to 1,500 people, would run at metro-style frequencies of every two and a half minutes, in each direction, during the peak periods. About 65 new trains are planned to be constructed for use on Crossrail, see Figure 3. The route is going to serve primarily for the passenger transportation.

GEOLOGICAL CONDITIONS

The tunnel tubes are to run generally with 20 to 50 m overburden and are to cross gradually the following layers (see Figure 4):

- Superficial Deposits. These are formed by Made Ground - deposited during hundreds of years of human occupation - and by
- Alluvium Deposits - formed by slightly sandy clay;
- River Terrace Deposits which were deposited during the last ice-age;
- London Clay Formation, which is formed by classic stiff high-plastic clays and was deposited in the Tertiary sea during the Eocene era. This supports most of the deep foundations under London;
- Lambeth Group, which was deposited in the Tertiary sea during the Paleocene era. Within the Lambeth Group clay layers and water bearing cohesionless clayey sands are interchanging;
- water bearing cohesionless silty fine Thanet sands;
- and Chalk Group in the section under the River Thames.

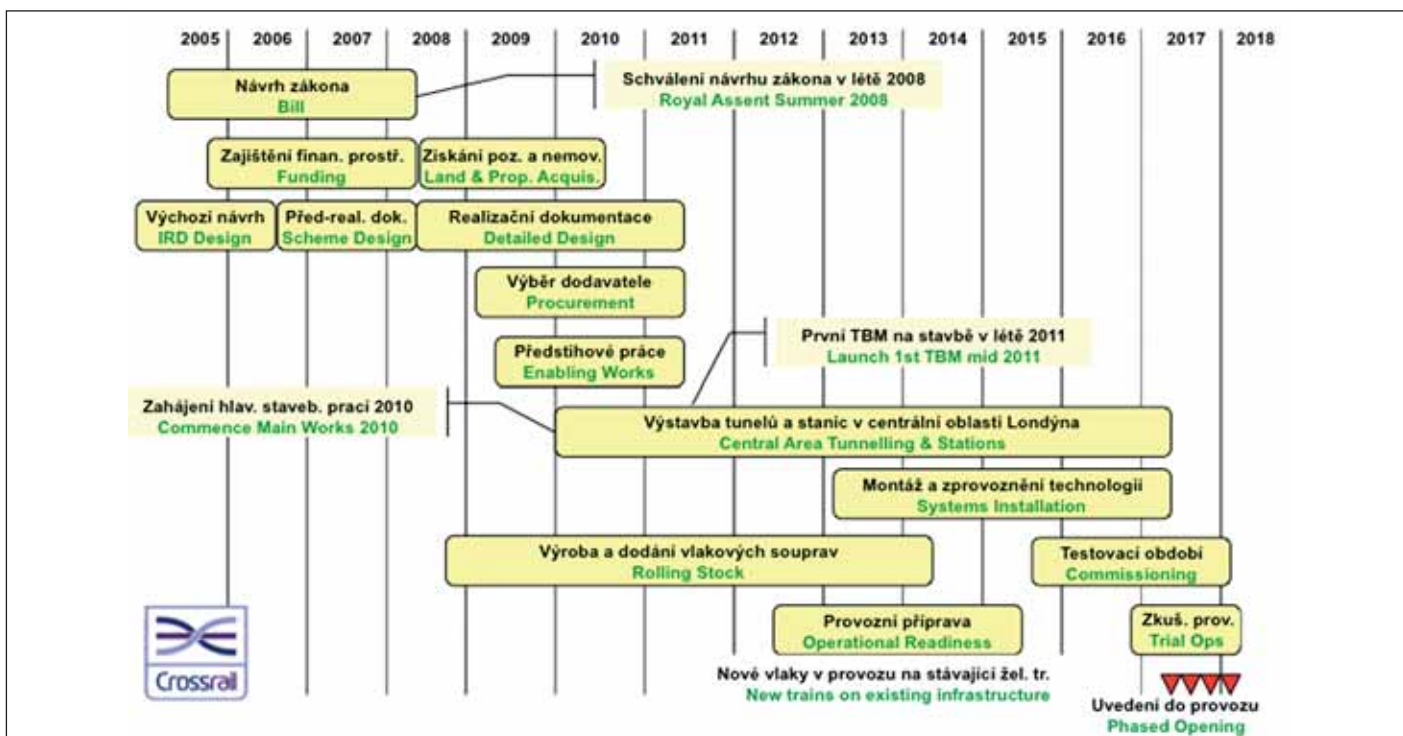
The hydrogeological regime in the central London area is broadly consistent comprising a variable shallow aquifer in the Quaternary and River Terrace Deposits and a deep aquifer in the Lambeth Group, Thanet Sand Formation and Chalk Group. These two aquifers are separated by the low permeability soils of the London Clay Formation.

Cohesionless strata of Thanet Sands and Lambeth Group are likely to be water bearing with potential for high pore water pressures giving rise to hazards associated with groundwater inflow and running sand causing instability in the tunnel face.

Detail information on London geology can be found in the Czech Tunnel Magazine articles [2] and [3].

UNDERGROUND STATIONS

Seven stations within the central London area are all underground. Bond Street Station, Tottenham Court Road Station, Farringdon Station, Liverpool Street Station (Figure 5) and Whitechapel Station



Obr. 2 Harmonogram projektu Crossrail
Fig. 2 Crossrail construction schedule



Obr. 3 Vizualizace vlakové soupravy pro Crossrail
Fig. 3 Planned Crossrail rolling stock

- navážky, které se vytvářely jako pozůstatek lidské činnosti v průběhu osídlování Londýna;
- písčito-jílovité povodňové naplaveniny;
- písčité a štěrkovité říční sedimenty řeky Temže, vytvořené v průběhu poslední doby ledové;
- vrstvy „londýnského jílu“, tvořené sedimenty třetihorního moře v průběhu eocénu. Jedná se o klasické tuhé, vysoce plastické jíly, ve kterých se nachází většina hlubinných základů současné londýnské zástavby;
- lambethské souvrství, tvořené sedimenty třetihorního moře v průběhu paleocénu. V tomto souvrství se střídají vrstvy jílu a zvodněných nesoudržných zemin (písků, písčitých jílu);
- vodonosné nesoudržné a jemně zrnité thanetské píský;
- křídové souvrství v úseku pod řekou Temží.

Z hydrogeologického hlediska lze v centrální oblasti Londýna v zásadě vymezit svrchní zvodeň vázanou na kvartérní a říční sedimenty a níže položenou zvodeň vázanou na lambethovo souvrství, thanetské píský a křídové souvrství. Tyto dva horizonty podzemní vody jsou odděleny nízkou propustnou vrstvou londýnských jílu.

Z hlediska stability čelby a očekávaných vysokých přítoků podzemní vody bude ražba v prostředí vodonosných thanetských písků a vrstev lambethova souvrství náročná.

Podrobnější informace o londýnské geologii lze nalézt v článcích [2] a [3] časopisu Tunel.

PODZEMNÍ STANICE

Všech sedm stanic v centrální části Londýna bude podzemních. Stanice Bond Street, Tottenham Court Road, Farringdon, Liverpool Street (obr. 5) a Whitechapel obsahují ražené podzemní objekty – nástupiště, eskalátové, vzduchotechnické a přístupové tunely, které budou zhotovené

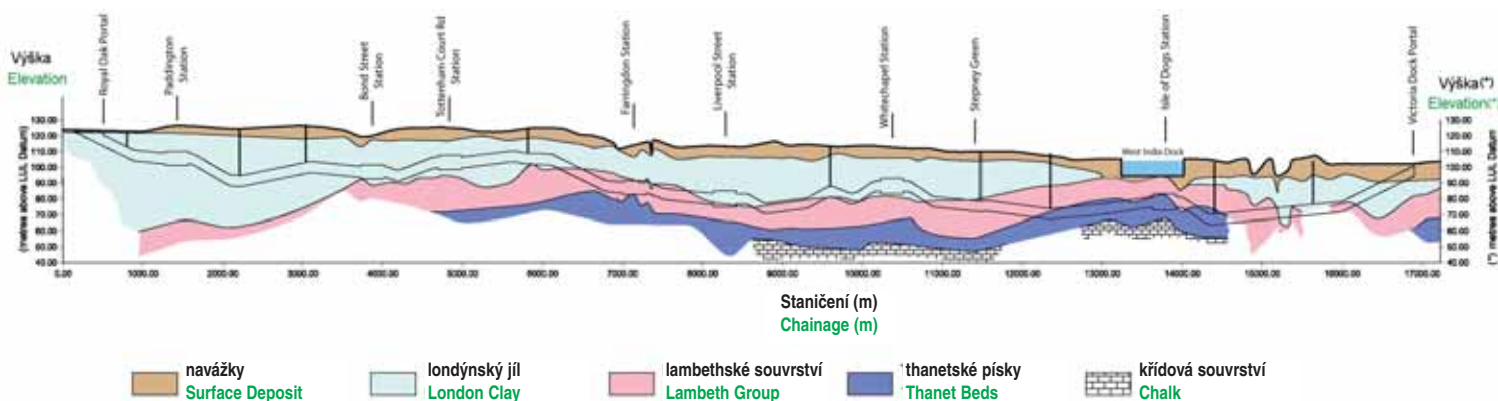
Table 1 Key Data of the Crossrail Project

Service Length	118.5 km
Tunnel length in Central London	totally 41.5 km of tunnel tubes (20.75 km twin bored tunnels)
Number of stations in total (from which new underground stations)	38 (8)
Line speed max	160 km/h (96 km/h in tunnels)
Train Capacity	1,500 seated and standing for 12 cars trains
Train Length	240 m
Gauge	1,435mm
Peak Service Frequency	24 trains per hour each way
Expected Usage (passengers per year)	200 million
Power Supply	25 kV ac overhead
Gradient minimum	1 : 200
Gradient maximum in tunnels	1 : 30
min.; max. Vertical Curve Radius	2,650 m; 10,000 m
min. Horizontal Curve Radius	300 m – 80 km/h 455 m – 100 km/h

all have mined platform, escalator and passenger tunnels constructed using sprayed concrete lining (SCL) techniques. Paddington and Canary Wharf (Isle of Dogs, Figure 6) stations are to be constructed from the surface as cut and cover structures. Another cut and cover underground station Woolwich is located on the right bank of the River Thames, outside the central area.

The plan is to have the SCL station platform tunnel (Figure 7) primary lining completed in advance of the arrival of the running tunnel TBMs. This will allow the tunnel boring machine to be slid through the completed platform tunnels and re-start the running tunnel drive to the next station except Farringdon station where TBMs from both east and west directions are to finish.

Some of the characteristics of all three underground stations within MDC 3 part are listed in the Table 2.



Obr. 4 Zjednodušený podélný geologický profil projektu Crossrail v centrální části Londýna
Fig. 4 Crossrail longitudinal scheme and geology in the central London area

Tab. 2 Ražené podzemní stanice v části MDC 3 a jejich stručná charakteristika

Podzemní stanice	Plánované zahájení a ukončení stavebních prací	Hlavní stavební objekty	Objem vytěženého materiálu se zahrnutím koeficientu nakypření 1,8 [m ³]
Farringdon	2011 až 2016	– západní vestibul a dvě šachty kruhového půdorysu (vnější průměr 20 m a hloubka 28 m; vnější průměr 17 m a hloubka 34,5 m); – stavební jáma pro východní vestibul (dl. 29 x š. 13 x hl. 11 m) a šachta kruhového půdorysu (vnější průměr 9,5 m a hloubka 37 m); – staniční tunely (nástupištní, eskalátorové, přístupové, propojovací, únikové a vzduchotechnické tunely)	450,3 tis.
Liverpool Street	2011 až 2015	– vestibul Moorgate a šachta kruhového půdorysu (vnější průměr 33 m a hloubka 39 m); – šachta na Finsbury Circus (vnější průměr 13,5 m a hloubka 42 m); – šachta Blomfield (dl. 31,5 x š. 20 x hl. 38 m); – stavební jáma Liverpool Street a vestibul Broadgate; – staniční tunely (nástupištní, eskalátorové, přístupové, propojovací, únikové a vzduchotechnické tunely)	415,0 tis.
Whitechapel	2011 až 2016	– stavební jáma Durward Street (dl. 60 x š. 21,5 x hl. 30 m); – šachta West Stair (dl. 25 x š. 12 x hl. 14 m); – stavební jáma a vestibul Fulbourne Street; – šachta Cambridge Heath Road kruhového půdorysu (vnější průměr 30 m a hloubka 33 m) a ventilační šachta (vnější průměr 13,2 m a hloubka 33 m); – staniční tunely (nástupištní, eskalátorové, přístupové, propojovací, únikové a vzduchotechnické tunely)	299,0 tis.

s použitím ostění ze stříkaného betonu. Stanice Paddington a Canary Wharf (Isle of Dogs - obr. 6) jsou navrženy jako hloubené z povrchu. Další hloubenou podzemní stanicí, nacházející se již mimo centrální oblast, je stanice Woolwich na pravém břehu řeky Temže.

Staniční tunely budou vyraženy a vystrojeny primárním ostěním (obr. 7) v předstihu před příjezdem plnoprofilových tunelovacích strojů. Štíty budou po prorážce do staničních tunelů přesunuty na jejich druhý konec, kde zahájí ražbu ve směru do další stanice. Výjimku tvoří stanice

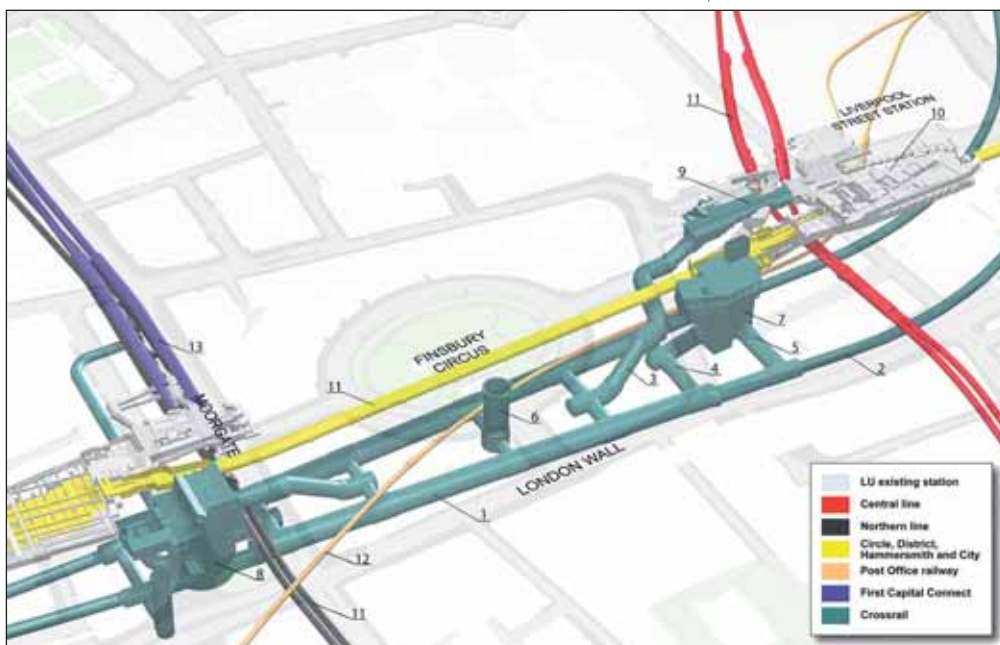
TUNNELS

Tunnels will be driven through the central London area and will run from the west portal at Royal Oak towards the Whitechapel Station. They will split into two branches at Stepney Green – the North-East line to the Pudding Mill Lane portal continuing further as a surface line to Shenfield; and the East line to Victoria Dock portal continuing further through Docklands, crossing the River Thames in tunnels and to Abbey Wood (see Figure 1). There will also be a mostly tunnelled spur to Heathrow.

The extensive underground infrastructure and location of existing deep building foundations have been identified as being of particular importance for determination of the tunnel route alignment. The tunnel tubes are to run generally 20 to 25 m deep, and at most 50 m in east London. The centreline to centreline separation is between bored running tunnels from a minimum of 8 m to a maximum of 66 m.

The running tunnels are going to be of a circular profile (TBM excavation method) of 6.2 m internal diameter (Figure 8). In comparison to Crossrail running tunnel i.d., already built Channel Tunnel Rail Link CTRL is of 7.15 m i.d., Jubilee Line tube tunnels are of 4.35 m i.d. and Victoria Line tube tunnels are of 3.81 m i.d.

Running tunnels are going to be excavated by TBMs. It is likely that the TBMs used to construct the tunnels in London Clay, Lambeth Group and Thanet Sands will be earth pressure balance machines (EPB). Slurry type machine (SPB) is planned to excavate through



1 – nástupištní tunel; 2 – traťový tunel; 3 – eskalátorový tunel; 4 – přístupový tunel; 5 – vzduchotechnický tunel; 6 – provizorní stavební šachta; 7 – šachta Blomfield; 8 – šachta Moorgate; 9 – vestibul; 10 – stávající stanice metra; 11 – stávající tunel metra; 12 – stávající poštovní tunel; 13 – stávající železniční tunel

1 – station platform tunnel; 2 – running tunnel; 3 – escalator tunnel; 4 – passenger tunnel; 5 – ventilation tunnel; 6 – temporary construction shaft; 7 – Blomfield shaft; 8 – Moorgate shaft; 9 – vestibule; 10 – existing London Underground station; 11 – existing London Underground tunnel; 12 – existing post tunnel; 13 – existing railway tunnel

Obr. 5 Uspořádání podzemní stanice Liverpool Street

Fig. 5 Liverpool Street underground station arrangement

Table 2 Crossrail Underground Stations characteristics within MDC3 part

Underground Stations	Works Start – Works Completion	Main Structures	Excavated Material (bulking factor of 1.8 applied to all excavated materials) [m ³]
Farringdon Station	2011–2016	- Western Ticket Hall and two piled shafts (external diameter e.d. 20 m x depth 28 m; e.d. 17 m x depth 34.5 m); - box for East Ticket Hall (29 x 13 x 11 m) and Shaft (e.d. 9.5 m x depth 37 m); - station tunnels (platform, escalator, cross, access and escape passages, ventilation adits)	450,300
Liverpool Street Station	2011–2015	- Moorgate Ticket Hall and Shaft (e.d. 33 m x depth 39 m); - Finsbury Circus construction shaft (e.d. 13.5 m x depth 42 m); - Blomfield Box (31.5 x 20 x 38 m); - Liverpool Street Box / Broadgate Ticket Hall; - station tunnels (platform, escalator, cross, access and escape passages, ventilation adits)	415,000
Whitechapel Station	2011–2016	- Durward Street Box (60 x 21,5 x 30 m); - West Stair Shaft (25 x 12 x 14 m); - box for Fulbourne Street Ticket Hall; - Cambridge Heath Road Shaft (e.d. 30 m x depth 30 m) and draught relief shaft (e.d. 13.2 m x depth 33 m); - station tunnels (platform, escalator, cross, access and escape passages, ventilation adits)	299,000

Farringdon, v které štíty z východního i západního směru ukončí ražbu (viz obr. 1).

Některé z charakteristik podzemních stanic v centrální oblasti Londýna v části MDC 3 jsou uvedeny v tab. 2.

TUNELY

Ražené tunely pod centrem Londýna povedou ze západního portálu Royal Oak směrem ke stanici Whitechapel. Za stanicí Whitechapel se tunely rozdělí ve Stepney Green do dvou směrů – na severovýchodní trasu pokračující k portálu Pudding Mill Lane a dále po povrchu do Shenfieldu; na východní trasu směřující k portálu Victoria Dock a dále přes oblast Docklands do Abbey Wood s tunely pod řekou Temží (viz obr. 1). Odbočka od hlavní železniční trasy směrem k letišti Heathrow bude rovněž vedena v tunelech.

Stávající rozsáhlá podzemní zástavba spolu s hlubinnými základy budov představují hlavní limitující prvky pro návrh trasy tunelů. Niveleta železniční trasy je převážně vedena v hloubce 20 až 25 m, s maximální hloubkou až 50 m ve východní části Londýna. Osová vzdálenost navrhovaných tunelů se pohybuje v rozmezí 8 až 66 m.

Traťové tunely mají kruhový profil (výstavba pomocí tunelovacích strojů) s vnitřním průměrem 6,2 m (obr. 8). Pro porovnání tunely na již realizovaném železničním projektu Channel Tunnel Rail Link jsou vnitřního



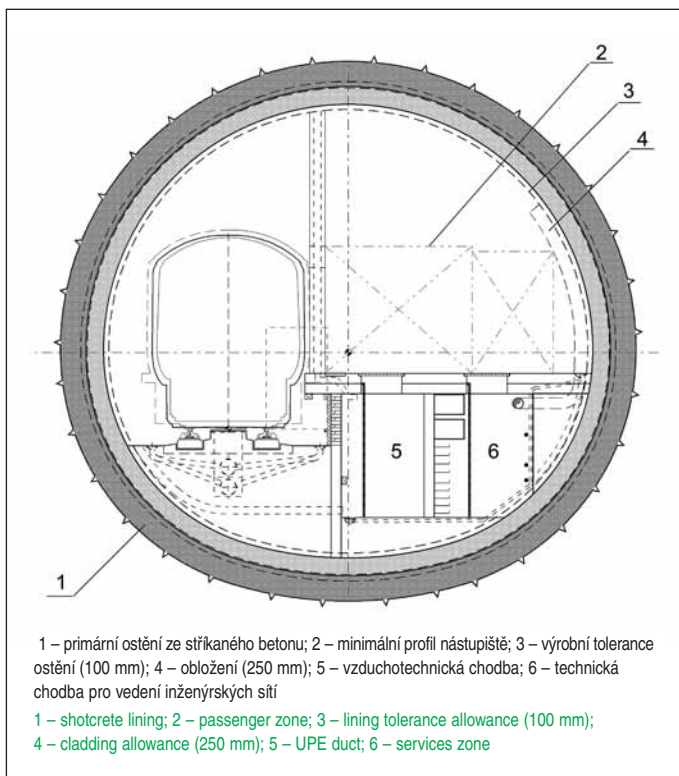
Obr. 6 Vizualizace stanice Canary Wharf (Isle of Dogs). Obchodní prostory o rozloze 9290 m² budou postaveny ve dvou ze sedmi pater stanice
Fig. 6 Canary Wharf (Isle of Dogs) station visualization. The 9,290 m² retail space will be built above the station, occupying two of the station's seven levels

Tab. 3 Předpokládané průměrné rychlosti ražeb a typy tunelovacích strojů

Tunelové úseky	Délka (km)	Průměrná rychlost ražby (m/týden)	Doba ražby (týdny)	Typ tunelovacího stroje
Portál Royal Oak – stanice Farringdon	6,16	90	68	2x EPB
Šachta Limmo Peninsula – stanice Farringdon	8,30	90	92	2x EPB
Šachta Limmo Peninsula – portál Victoria Dock	0,93	65	12	1x EPB (jeden z 6 nasazených)
Šachta Stepney Green – portál Pudding Mill Lane	2,72	90	31	2x EPB
Portál Plumstead – portál North Woolwich	2,64	60	29	1x SPB
Celkem	20,75 km traťových tunelů (dvě tunelové trouby: 41,50 km)			6x EPB, 1x SPB

Table 3 Anticipated average tunneling rates and TBM types

Tunnel Drive	Tunnel Drive Length (km)	Planned Average Tunneling Rate (m / week)	Duration of tunnel driving (weeks)	Expected type of TBM
Royal Oak portal to Farringdon Station	6.16	90	68	2x EPB
Limmo Peninsula Shaft to Farringdon Station	8.30	90	92	2x EPB
Limmo Peninsula Shaft to Victoria Dock Portal	0.93	65	12	1x EPB (one of the six used)
Stepney Green Shaft to Pudding Mill Lane Portal	2.72	90	31	2x EPB
Plumstead Portal to North Woolwich Portal	2.64	60	29	1x SPB
Totally	20.75 km of running tunnels (twin tube: 41.50 km)			6x EPB, 1x SPB



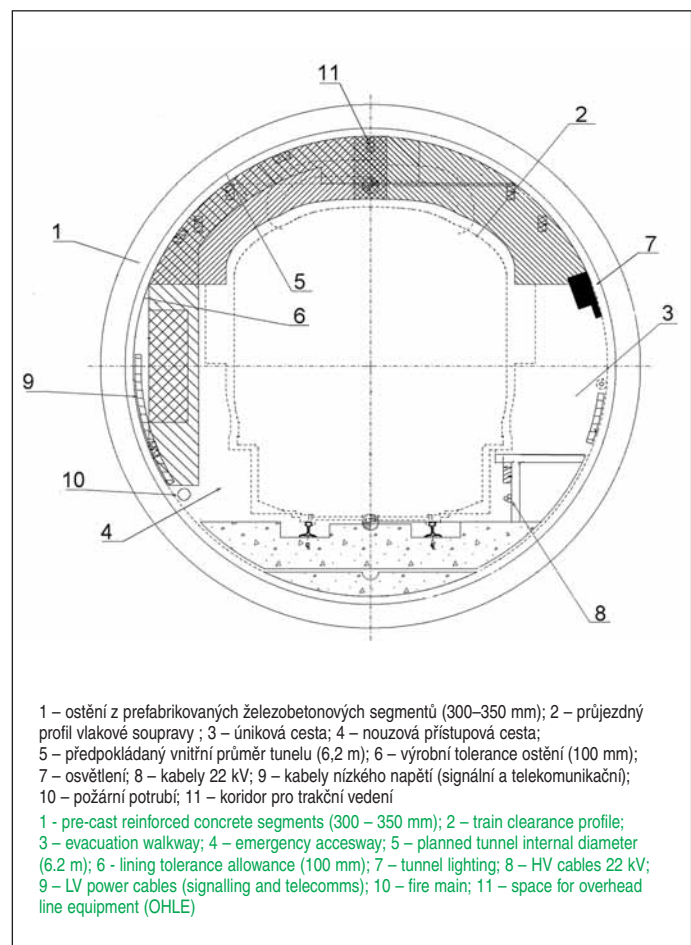
Obr. 7 Příčný řez nástupištěm tunelem

Fig. 7 Typical cross section of the Crossrail station platform tunnel

průměru 7,15 m, tunely metra linky Jubilee mají vnitřní průměr 4,35 m a linka Victoria má vnitřní průměr tunelů 3,81 m.

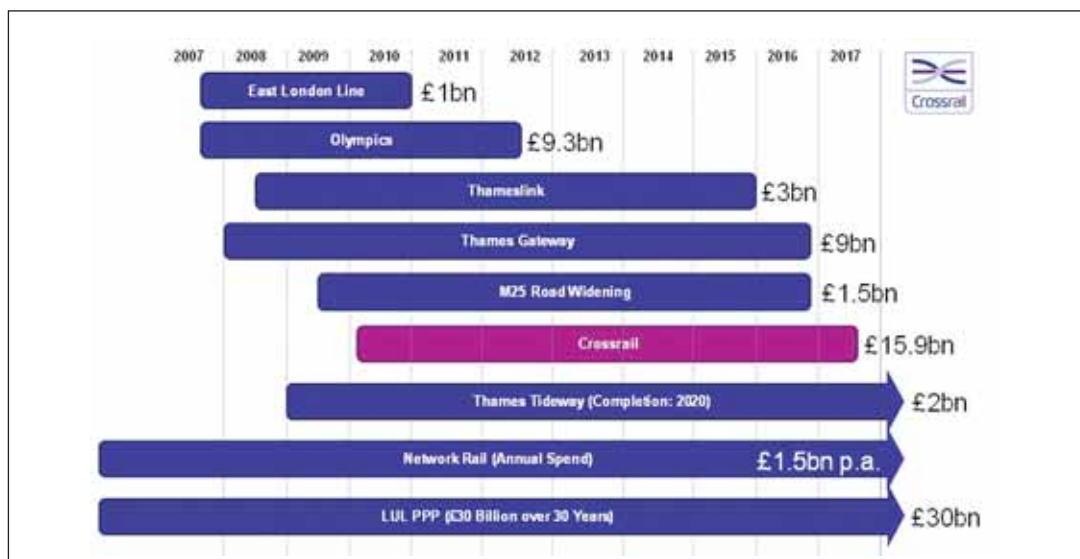
Traťové tunely budou raženy pomocí tunelovacích strojů. V prostředí londýnských jílu, lambethské souvrství a thanetských písků je plánována ražba pomocí zeminových štítů (EPB). Pro tunely pod řekou Temží, které procházejí prostředím značně rozpukáných a vodonosných křídových vrstev, se předpokládá nasazení bentonitového štítu (SPB). Schéma nasazení tunelovacích strojů je znázorněno na obr. 1. Plánované průměrné rychlosti ražeb tunelovacími stroji (tab. 3) zohledňují předpokládané horninové podmínky, délky ražených tunelových úseků a charakter lokality vzhledem k citlivosti povrchové zástavby na sedání. Pro počáteční úseky ražeb se uvažuje s úvodním osmítýdenním obdobím, v rámci kterého budou postupně narůstat zkušenosti dodavatele. Průměrná rychlost ražby v tomto období je snížena na 50 % s výjimkou úseku mezi Royal Oak a Paddingtonem, kde se uvažuje s počáteční rychlostí ražeb 40 m týdně (tj. 44 %). Ražba tunelů bude probíhat nepřetržitě 24 hodin denně, 7 dní v týdnu. Průměrné hodnoty rychlostí ražeb zahrnují údržbu a výměny zařízení na štítech, prodlužování pásových dopravníků a obsluhu kolejové dopravy, různé odstávky, zpomalení ražeb v kritických místech a překonávání překážek v trase ražby. Doba na výběr, výrobu a dodání štítu na

fractured water bearing chalk under the River Thames. TBM construction plan is shown in the Figure 1. Anticipated average tunneling rates, see Table 3, were adopted for expected ground conditions, the length of the tunnel drives, and the location of the drives with respect to surface structures and their sensitivity to settlement. An eight week learning curve was introduced at the commencement of the tunnel drives where typically 50 % of the advance rate is assumed, except for Royal Oak to Paddington where a tunnelling rate of 40 m / week (44 %) has been assumed. Tunneling operations will be carried out on a 24 hour, 7 day week basis. Tunneling operations are allowing for maintenance and replacement of equipment; extension of



Obr. 8 Příčný řez traťovým tunelem

Fig. 8 Running tunnel cross section



Obr. 9 Náklady a časový plán výstavby významných londýnských projektů
Fig. 9 Cost and schedule of present and planned big London projects

staveniště se odhaduje na jeden rok. Dodání druhého štítu na stejné staveniště se očekává do dvou měsíců po dodání prvního.

Tunelové ostění bude navrženo tak, aby vyhovělo zatížení zeminou, přítla-ku štítu, tlaku podzemní vody, přitížení povrchu 75 kN/m², požadavkům na požární odolnost a zatěžovacím stavům při manipulaci. Současný návrh předpokládá, že tunely ražené pomocí tunelovacích strojů budou vystrojeny prefabrikovaným ostěním tloušťky 300 až 350 mm, které se bude skládat z devíti železobetonových segmentů (1x vrchní uzavírací segment, 2x vrchní díl a 6x standardní díl). Prostor mezi prefabrikovanými segmenty a horninovým masivem bude zainjektován. Primární ostění staničních, eskalátorových, přístupových tunelů a různých tunelových propojek bude zhotoveno ze stříkaného betonu. V místech rozpletů a křížení budou použity ocelové příhradové rámy se sítí.

Odhaduje se, že v průběhu výstavby bude celkem vytěženo 6,5 milionu m³ zeminy (se zahrnutím nakypření) a dalších 1,5 milionu m³ bude představovat materiál z demolice a stavební činnosti. Z důvodu, aby centrum Londýna nebylo příliš zatíženo dopravou ze stavby, bude většina rubaniny těžena pouze přes čtyři portály a dále odvážena následně:

- od portálu Royal Oak po západní železniční síť Great Western Main Line;
- od portálu Pudding Mill Lane po východní železniční síť Great Eastern Main Line;
- od šachty Limmo Peninsula lodní dopravou;
- od portálu v Plumsteadu do Manor Wharf po silniční síť, kde bude překládána na nákladní lodě.

Většina vytěženého materiálu, cca 5,1 mil. m³, bude použita na rozšíření ptačí rezervace na ostrově Wallasea u pobřeží v Essexu.

ZÁVĚR

V červenci 2008 britský parlament schválil zákon týkající se výstavby projektu Crossrail. V současné době ekonomické krize je stavba projektu přirovnávána k expanzi londýnského metra, která se odehrála ve 30. letech minulého století jako reakce na tehdejší ekonomickou recesi. Porovnání odhadovaných nákladů a doby výstavby projektu Crossrail s dalšími významnými londýnskými projekty je uvedeno na obrázku 9. Předpokládá se, že na projektu bude pracovat až 14 tisíc lidí.

ING. ARISTOTELIS CARAVANAS,
Aristotelis.Caravanas@mottmac.com,
ING. PETR SALÁK, Petr.Salak@mottmac.com,
MOTT MACDONALD LTD., CROYDON, U. K.

Recenzoval: doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.

conveyors and service railway; further stoppages; slowing of TBMs through critical areas; and removal of obstructions where and if necessary. The time required to procure, manufacture and deliver a TBM is approximately one year. Delivery of a second TBM, to the same worksite, can be expected two months after delivery of the first.

The tunnel linings will be designed to withstand loads from the surrounding ground, forces from TBM, groundwater, a surcharge of 75 kN/m², handling forces, and to meet fire and durability requirements. The present assumption is that a tunnel lining will consist of 9

pre-cast concrete segments (one key, two top and six standard) of 300 – 350mm thickness. Segments will be reinforced using steel fibres. The annulus between the lining and the excavated ground will be filled with a grout. The design of the station platform tunnels and other underground passenger corridors and ventilation ducts is based on the use of SCL as the immediate and permanent ground support structure. Lattice arch girders and mesh are to be used at junctions.

The estimated volume of excavation material is about 6.5 million m³ (the figure estimates the bulked volume of material allowing for the increase in volume of material following extraction). The estimated volume of construction and demolition waste material is 1.5 million m³. Most of the spoil will be removed from four portal sites in order to minimize the disruption impact on central London to a minimum. The excavated material from the running tunnels is going to be removed as follows:

- by rail at Royal Oak Portal using the Great Western Main Line;
- by rail from the Pudding Mill Lane Portal using the Great Eastern Main Line;
- by barge from the Limmo Peninsula Shaft; and
- from the Plumstead Portal by road to Manor Wharf where it is transferred to barges.

Most of the excavated material, some 5.1 million m³, is going to be used for the development of a Bird Reserve at Wallasea Island on the Essex coast.

CONCLUSION

The Crossrail Act was passed by the British Parliament in July 2008 which provided the powers to build the railway. Crossrail, in the current economic recession climate, is compared to the expansion of the London Underground that was kick-started in response to the depression of the 1930s. Cost and schedule of present and planned big London projects are presented in the Figure 9. Up to 14,000 people will be employed in the project at the peak period of construction.

ING. ARISTOTELIS CARAVANAS,
Aristotelis.Caravanas@mottmac.com,
ING. PETR SALÁK, Petr.Salak@mottmac.com,
MOTT MACDONALD LTD., CROYDON, U. K.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Crossrail, projektový stupeň Scheme Design 3 (2008).
- [2] David Powell, Chris Clayton; časopis Tunel WTC-2007; Ražby s ostěním ze stříkaného betonu v tuhých jílech – poslední zkušenosti a budoucí potřeby.
- [3] Matouš Hilar, Alun Thomas; časopis Tunel 3/2005; Výstavba tunelů pod letištěm Heathrow.
- [4] www.crossrail.co.uk

CROSSRAIL: NÁVRH ŠACHET A TUNELŮ V UZLU STEPNEY GREEN

CROSSRAIL: DESIGN FOR SHAFTS AND TUNNELS AT STEPNEY GREEN JUNCTION

PAVEL RŮŽIČKA, MICHAL UHRIN, ANTONÍN PAUL, LINDA VYDROVÁ

ÚVOD

Crossrail je jeden z největších stavebně-inženýrských evropských projektů poslední doby. Začátek výstavby je plánován na rok 2010 a uvedení prvních částí do provozu na rok 2017. Celkový přehled projektu lze nalézt v článku autorů Caravanas, Salák: Crossrail – Nové železniční tunely pod centrem Londýna, který je uveřejněn v tomto čísle na str. 55.

UZEL STEPNEY GREEN

Uzel ve Stepney Green je multifunkční podzemní uzel skládající se ze dvou šachet, tunelů podzemních výhyben a technologických objektů na povrchu. Trať se zde bude rozplétat do dvou větví ve východní části města. Šachty jsou navrženy jako víceúčelové. Při výstavbě budou sloužit jako startovní pro NRTM ražbu, poté pro spuštění a montáž TBM souprav a po uvedení do provozu budou sloužit jako únikové východy z podzemí a zároveň jako ventilační šachty. Stavba je situována do oblasti Tower Hamlets poblíž parku Stepney Green, kde bude zároveň umístěno zařízení staveniště.

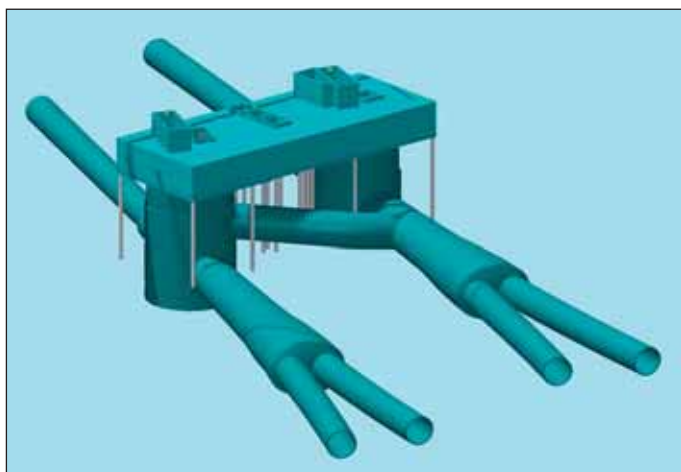
Výstavba bude probíhat následovně ([1]): Nejprve bude vytvořena stavební jáma pažená dočasnou štetovou stěnou. Z této stavební jámy bude probíhat hloubení vlastních ventilačních šachet a z nich budou následně raženy podzemní kaverny a ventilační štolu pomocí NRTM. Skrze podzemní kaverny projedou TBM soupravy, které budou razit ve směru od Limo Shaft do uzlu Stepney Green a dále budou pokračovat směrem na západ do stanice Farringdon. Poté budou šachtami spuštěny a smontovány další TBM, které začnou razit z podzemních kaveren druhou východní větev směrem k Pudding Mill Lane Portal. Celý tento proces probíhá duálně pro oba směry budoucí trasy. Následně bude probíhat instalace veškerého vnitřního vybavení, výstavba technologických objektů na povrchu a dokončovací práce.

GEOTECHNICKÉ POMĚRY

Podloží na lokalitě Stepney Green je tvořeno níže uvedenými základními vrstvami (respektive souvrstvím) zemin a hornin. Výčet je proveden od terénu dolů, přičemž v závorkách jsou uvedeny přibližné převody anglických názvů geologických vrstev do češtiny a jejich orientační mocnosti:

- Made Ground and Alluvium (navážky a aluvium, 3 m)
- River Terrace Deposits (šterky a píský temžské terasy, 2,5 m)
- London Clay (londýnský jíl, 25 m)
- Lambeth Group (lambethské souvrství, 21 m)
- Thanet Sands (thanetské píský, 10 m)
- Chalk Formation (křídové skalní podloží)

Ražba tunelů bude probíhat buď převážně v londýnském jílu (trasa směr východ), nebo na rozhraní londýnského jílu a lambethského souvrství (trasa směr západ). Šachty budou prováděny ze dna rozsáhlé stavební jámy pažené



Obr. 1 3D schéma uzlu Stepney Green
Fig. 1 Stepney Green junction – 3D chart

INTRODUCTION

Crossrail is one of Europe's largest civil engineering projects of late. The works commencement is planned for 2010, with the first parts entering revenue service in 2017. An overall overview of the project can be found in the article by authors Caravanas, Salák: Crossrail - new railway tunnels under the central London, which is published on page 55 of this TUNEL issue.

STEPNEY GREEN JUNCTION

The junction in Stepney Green is a multifunctional underground junction comprising two shafts, tunnels for underground passing bays and service facilities on the surface. The rail line will bifurcate there, forming two branches in the eastern part of the city. The shafts have been designed as multi-purpose structures. They will be used as starting shafts for the NATM excavation, then for lowering and assembling TBM sets and, after entering revenue service, they will serve as escape exits from the underground and, at the same time, as ventilation shafts. The project is located in the Tower Hamlets area, near Stepney Green Park, where there will also be the construction site facilities.

The construction will proceed in the following sequence ([1]): First, a construction trench will be excavated, with the sides supported by temporary soldier beam and lagging walls. This construction trench will be the starting point for the excavation of the ventilation shafts themselves. Subsequently, underground caverns and a ventilation gallery will be driven from these shafts using the NATM. TBM sets will pass through the underground caverns, proceeding in the direction from the Limo Shaft toward the Stepney Green junction and further west to Farringdon station. Then other TBMs will be lowered through the shafts and assembled. They will start to drive, from the underground caverns, the other, eastern, branch toward Pudding Mill Lane Portal. The entire process will proceed dually, in both directions of the future rail line. Subsequently, the installation of all internal equipment, construction of the service facilities on the surface and finishing work will follow.

GEOTECHNICAL CONDITIONS

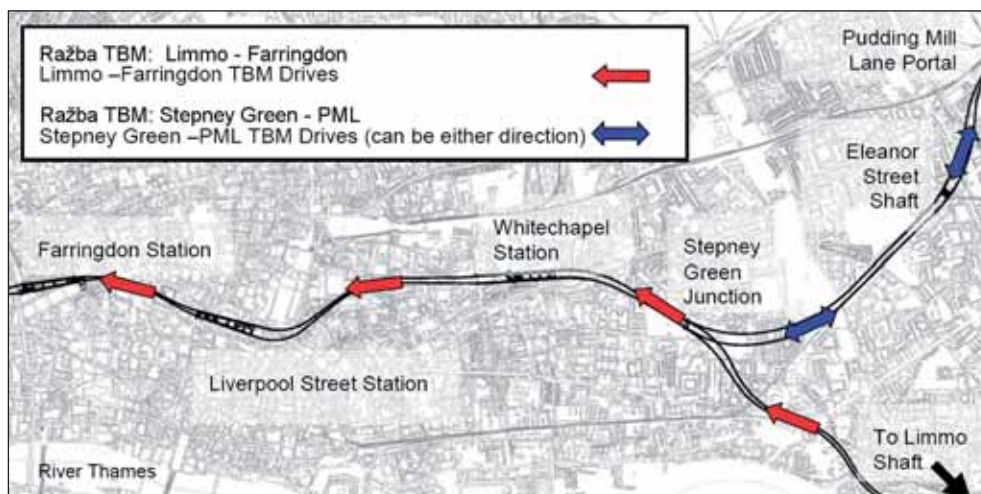
The subgrade in the Stepney Green location consists of the below-mentioned basic soil and rock strata (or series of strata). The sequence is presented in the top-down order, with approximate thickness of the layers in brackets:

- Made Ground and Alluvium (3 m)
- River Terrace Deposits (2.5 m)
- London Clay (25 m)
- Lambeth Group (21 m)
- Thanet Sands (10 m)
- Chalk Formation

The tunnels will be mostly driven through the London Clay (the eastbound route) or on the interface of the London Clay and the Lambeth Group (the westbound route). The shafts will be constructed from the bottom of a large construction trench braced by soldier beam and lagging walls, which will support the excavation in the made ground and the water-bearing terrace gravels. Subsequently, the shafts will be sunk through the London Clay and the Lambeth Group. The situation is more lucidly shown in the geologic section through the westbound route (see Fig. 4).

The London Clay ([2] and [6]) can be generally described as stiff to hard (or hard), highly plastic, preconsolidated, fissured Neogene marine clay. Separation and loosening of individual blocks of clay may be encountered while excavating larger cross sections through fissured clay layers. Owing to the fact that extensive surveying and construction activities had been performed in the London Clay environment in the past, its properties and behaviour during excavation were mapped in very great detail. The London Clay is considered to be a relatively favourable environment for underground excavation, namely for the following reasons:

- It is virtually impermeable in the short term.
- It is lithologically homogeneous; its properties do not too much vary within an area; the variability with depth has been well mapped.



Obr. 2 Schéma ražby TBM
Fig. 2 TBM excavation scheme

štetovými stěnami, které zajistí výkop v navážkách a zvodnělých terasových štercích. Šachty pak budou hloubeny přes londýnský jíl a lambethské souvrství. Názorněji situaci ukazuje podélný geologický profil západní trasou (obr. 3).

Londýnský jíl ([2] a [6]) lze obecně popsat jako mořský neogenní tuhý až pevný (respektive pevný) vysoce plastický překonsolidovaný „potrhaný“ jíl. V potrhaných polohách může při ražbě na větší profil docházet k oddělení a uvolňování samostatných jílových bloků. Protože v prostředí londýnského jílu probíhala v minulosti rozsáhlá průzkumná i stavební činnost, jsou jeho vlastnosti a chování při ražbě velmi podrobně zmapovány. Londýnský jíl je považován za poměrně vhodné prostředí pro ražbu podzemních děl, a to z následujících důvodů:

V krátkodobém horizontu je prakticky nepropustný.

Je litologicky homogenní, jeho vlastnosti se plošně příliš nemění a jejich proměnlivost s hloubkou je dobře zmapovaná.

Lze jej poměrně snadno a přesně rozpojovat. Těžba v londýnském jílu bývá přirovnávána ke „krájení sýra“.

Výrub v tomto prostředí vydrží stabilní poměrně dlouhou dobu bez vystrojení, respektive přiměřeně rozsáhlý výrub vydrží stabilní technologicky dostatečnou dobu pro instalaci primárního ostění.

Lambethské souvrství ([1] a [2]) již tak vhodným prostředím pro ražbu není, hlavně pro svou litologickou nehomogenost. Jedná se o převážně jílové souvrství, které je prostoupené oblastmi smíšenými s pískem, písčnými čockami až kanály, někdy až v takovém rozsahu, že je lze vymezit jako samostatnou

- It can be relatively easily and precisely disintegrated. Excavating the London Clay is often compared to “cutting a cheese”.
- The stand-up time for an opening excavated in this environment is relatively high, or an adequately large excavated opening remains stable for the time which is technologically sufficient for the installation of a primary lining.

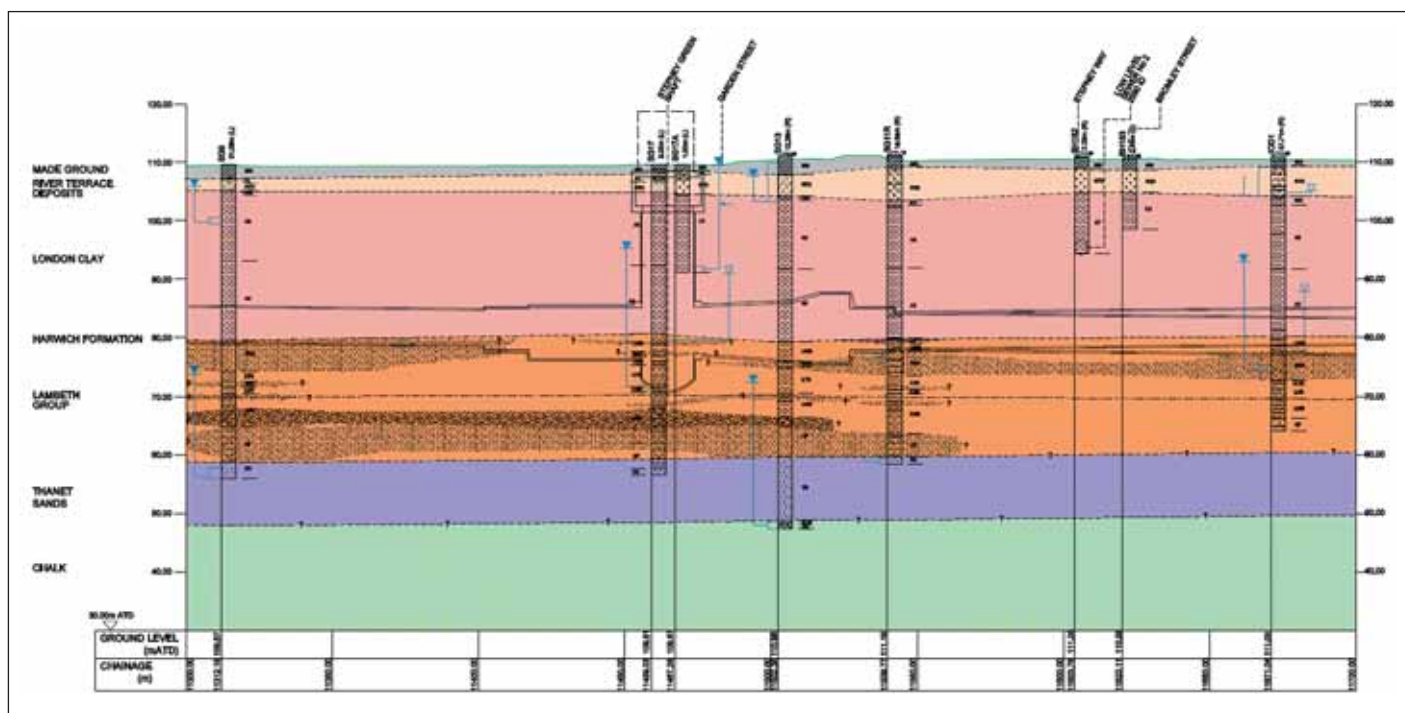
The Lambeth Group ([1] and [2]) is an environment which is not so favourable for tunnelling, mainly because of its lithological inhomogeneity. It consists mostly of series of clay strata, which are interspersed with areas mixed with sand, sand lenses to channels, sometimes having the extent which allows them to be defined as an independent, distinct layer of sand within the series of strata. The sand layers within the Lambeth Group are fully saturated with pressure

water, therefore, they are potentially dangerous in terms of excavation. A system of controlled pumping from dewatering wells was chosen at Stepney Green to be the basic countermeasure significantly reducing the pressure in these layers.

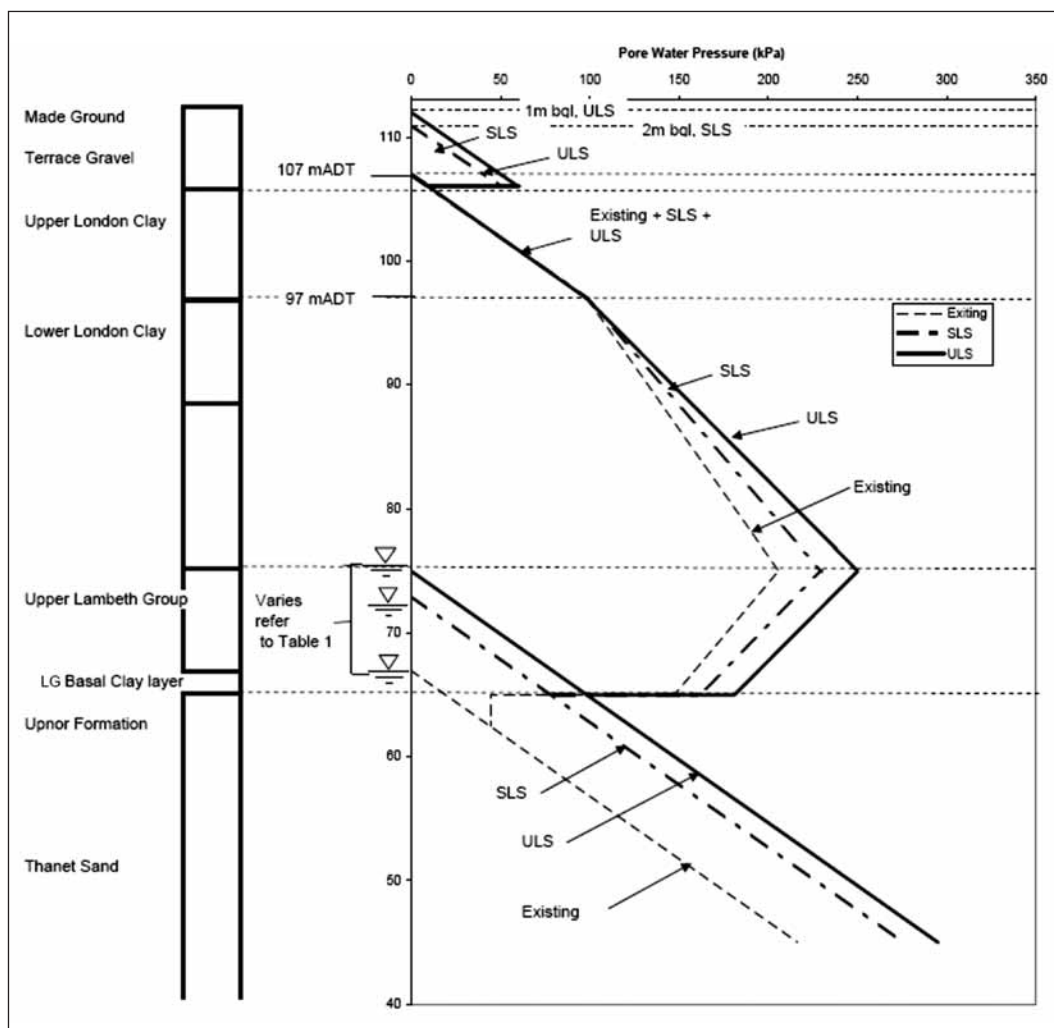
A geotechnical survey ([2]), carried out within the framework of the Crossrail project, provided a basis for assessments performed for the purpose of designing and mathematical modelling of the excavation, focused not only on common geotechnical parameters ([3], [4] and [5]) but also on relatively detailed information, such as, for example:

- The undrained shear strength–depth curve for the clays.
- The coefficient of earth pressure at rest–depth curve (expressing a relative degree of the preconsolidation of clays).
- The pore pressure–depth curve (‘a piezometric profile’) for various design situations (see Fig. 5).
- Expression of stiffness (modulus of elasticity) of soils with regard to the dependence on the mean effective stress and the shear strain, including the small strain stiffness.

It is necessary when excavating through Neogene clays to partly modify the usual work procedures deduced for the excavation in hard rock conditions. It is important to realise that the ground arch is fully activated in clay, thus the shear strength is mobilised even when very small strain has developed ([6]). When larger strains develop, the softening of the clay mass takes place and the loads acting on the lining increase in both the short term and the long term, thus deformations of the lining increase. This is, for example, the reason why it is necessary during the NATM excavation, first of all to



Obr. 3 Podélný geologický profil západní trasou ve Stepney Green
Fig. 3 Longitudinal geological section through the westbound route in Stepney Green



Obr. 4 Návrhové piezometrické profily ve Stepney Green
Fig. 4 Design piezometric profiles in Stepney Green

přísečnou vrstvou v rámci souvrství. Přísečné polohy v lambethském souvrství jsou plně zvodnělé tlakovou vodou, a tím pádem jsou pro ražbu potenciálně nebezpečné. Jako základní protiopatření na lokalitě Stepney Green bylo zvoleno řízení čerpání ze sítě studní, pomocí kterého se má dosáhnout výrazného snížení tlaku vody v těchto vrstvách.

Na základě geotechnického průzkumu ([2]) v rámci projektu Crossrail byly pro účely projektu a matematického modelování ražby vyhodnoceny ([3], [4] a [5]) kromě běžných geotechnických parametrů poměrně detailní informace, jako například:

- Průběh neodvodněné smykové pevnosti jílu s hloubkou.
- Průběh koeficientu zemního tlaku v klidu s hloubkou (vyjadřuje relativní míru překonsolidace jílu).
- Průběh pórového tlaku s hloubkou („piezometrický profil“) pro různé návrhové situace (obr. 4).
- Vyjádření tuhosti (modulu pružnosti) zemin v závislosti na středním efektivním napětí a smykovém přetvoření včetně tuhosti při velmi malém přetvoření („small strain stiffness“).

Při ražbě v neogenních jílech je třeba částečně modifikovat navykklé postupy provádění odvozené pro ražbu v horninovém prostředí. Je důležité si uvědomit, že v jílu dochází k plné aktivaci „horninové klenby“ a tím k mobilizaci smykové pevnosti již při velmi malých přetvořeních ([6]). Při rozsáhlejších přetvořeních dochází k měknutí jílového masivu a k nárůstu zatížení na ostění v krátkodobém i dlouhodobém horizontu a k nárůstu deformací ostění. Proto je například při ražbě NRTM nutné co nejdříve plně uzavřít primární ostění, ideálně do vzdálenosti jednoho průměru tunelu od čelby, přičemž se předpokládá tvar výrubu blízký kruhu. Takto brzké uzavření primárního ostění se může jevit jako postup proti principům NRTM, avšak dosavadní zkušenosti ukazují ([6]), že vede k minimalizaci zatížení působícího na ostění a zároveň k omezení deformací.

MATEMATICKÉ MODELOVÁNÍ

V rámci matematického modelování bylo vytvořeno několik modelů tak, aby vystihovaly kritická místa pro návrh konstrukce ostění. Celkem byly řešeny tři příčné řezy podzemními kavernami za předpokladu splnění podmínek

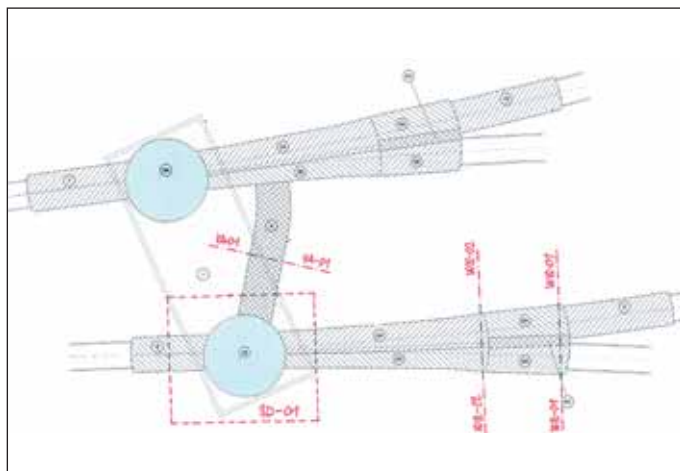
fully close the primary lining, ideally at a distance from the excavation face not exceeding one tunnel diameter (nearly circular excavation geometry is assumed). Closing the primary lining so soon may seem to be a procedure contradicting the NATM principles; nevertheless, the experience to date shows ([6]) that it leads to minimising the loads acting on the lining and, at the same time, reducing deformations.

MATHEMATICAL MODELLING

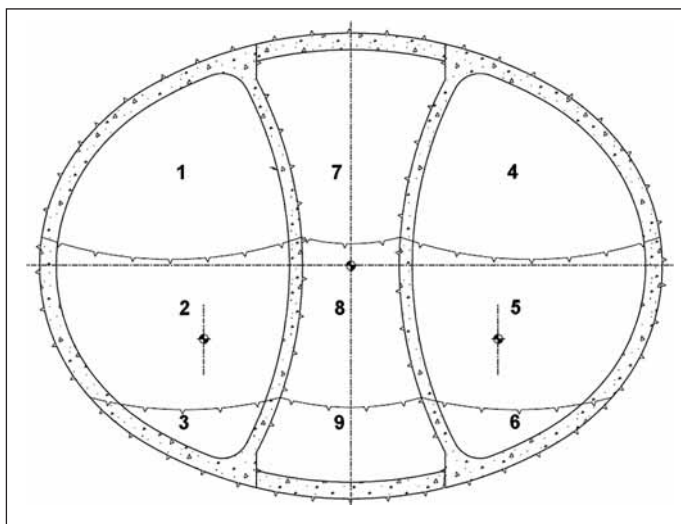
Several models were developed within the framework of mathematical modelling to identify critical locations for the lining structure design. A total of three cross sections through the caverns were solved, under the assumption that plane deformation conditions were met: two of them for the most unfavourable locations in the cavern (cross sections WB-01 and WB-02) and one for the ventilation cross passage (VA-01). A total of two models were developed for the shafts. One rotationally symmetric model was for the 2D solution of the shaft, while the other one was a comprehensive 3D model allowing for the step-by-step excavation and construction of the shaft and, at the same time, for the excavation and construction of adjacent tunnel sections. The Finite Difference Method was applied to the computation of all models, namely the FLAC 2D and FLAC 3D. Verification calculations were

carried out by the Finite Element Method, using the PLAXIS 2D v9 program.

The strength of soils was entered in the calculations by means of the Mohr-Coulomb model (gravels, sands and clays in the long term) or the Tresca model (clays in the short term – undrained), including dilatancy angles in the cases of gravels and sands. Stiffness of all soils was simulated using Jardine's model ([7]), which was modified and generalised for the purpose of numerical modelling. The original Jardine's model described changes in the Young's undrained modulus of elasticity, normalised by undrained shear strength, with changes in axial strain. The modified model ([3] and [4]) describes the shear modulus of elasticity changing with changes in the octahedral shear strain. The input parameters for the Jardine's model were obtained by assessing the results of a series of triaxial tests. The preconsolidation of clays was modelled using the in-situ determined undrained shear strength-depth curve, the coefficient of earth pressure at rest-depth curve and the pore pressure-depth



Obr. 5 Znáznornění řešených modelů
Fig. 5 Depicting of the models solved



Obr. 6 Příčný profil s členěním WB-01

Fig. 6 Cross section with WB-01 sequence

rovinné deformace; dva z nich pro nejnepříznivější místa kaverny (řezy WB-01 a WB-02) a jeden pro ventilační propojku (řez VA-01). Pro šachty byly vytvořeny celkem dva modely. Jeden rotačně symetrický model pro řešení šachty ve 2D a druhý komplexní 3D model, který vystihuje jednak postupné odtěžování a výstavbu šachty, ale zároveň odtěžování a výstavbu přilehlých tunelových částí. Pro výpočet všech modelů byla použita metoda konečných diferencí, konkrétně software FLAC 2D a FLAC 3D. Ověřovací výpočty byly provedeny metodou konečných prvků v programu PLAXIS 2D v9.

Pevnost zemín byla ve výpočtech zadána pomocí Mohrova-Coulombova (šterky, písky a jíly v dlouhodobém horizontu) nebo Trescova (jíly v krátkodobém horizontu – „undrained“) modelu, u šterků a písků včetně úhlu dilatace. Tuhost všech zemín byla simulována pomocí Jardinova modelu ([7]) modifikovaného a zobrazeného pro účely numerického modelování. Původní Jardinův model popisoval změnu neodvodněného Youngova modulu pružnosti normalizovaného neodvodněnou smykovou pevností se změnou osového poměrného přetvoření. Modifikovaný model ([3] a [4]) popisuje změnu smykového modulu pružnosti normalizovaného středním efektivním napětím se změnou oktaedrického smykového poměrného přetvoření. Vstupní parametry Jardinova modelu byly získány vyhodnocením série triaxiálních zkoušek. Překonsolidace jílu byla modelována pomocí in-situ zjištěného průběhu neodvodněné smykové pevnosti, koeficientu zemního tlaku v klidu a pórového tlaku s hloubkou. Do modelů byly zavedeny všechny relevantní fáze ražby v odhadovaném časovém sledu. Tuhost a pevnost stříkaného betonu byla měněna s časem podle J2 křivky z dokumentu [8] do stáří 3 hodin, poté podle rovnice v [9]. Hodnoty relaxací byly voleny s přihlédnutím ke zpětné analýze výpočtů a výsledků monitoringu ražby tunelů pro Terminál 5 letiště Heathrow (podobné rozměry, geologické poměry a způsob ražby). U tunelů byla povolena plastická redistribuce vnitřních sil v primárním ostění. Byl modelován krátkodobý stav (ražba) i dlouhodobý stav po proběhnutí konsolidace jílu od změněného stavu napjatosti včetně výrazné rezervy pro změnu zatížení povrchu. Betonové konstrukce byly dimenzovány podle BS EN 1992-1-1, přičemž u primárního ostění ze stříkaného drátobetonu dále nevyztuženého byla zanedbána tahová pevnost. Výpočtové hodnoty zatížení byly určeny podle návrhového přístupu 1 kombinace 1 normy BS EN 1997-1.

U šachet byl rotačně symetrický 2D model použit k výpočtu deformací a vnitřních sil primárního i sekundárního ostění. 3D model se zabýval pouze primárním ostěním. Byl vytvořen hlavně za účelem modelování otvorů v ostění pro rozrážky. Proto byl důraz kladen na věrné prostorové umístění tunelů i ventilační propojky. Výsledky v „běžných“ úsecích ostění byly u obou modelů prakticky shodné, koncentrace napětí v ostění kolem otvorů však bylo možné vystihnout pouze 3D modelem.

VÝSLEDNÝ NÁVRH KONSTRUKCÍ

Řezy WB-01 a WB-02 simulují nejkritičtější řezy rozšiřující se kaverny. Z důvodu dostatečné vzdálenosti mezi VTT a ZTT bylo možno řešit vždy pouze jednu kavernu a vzájemný ovlivňující se účinek byl zanedbán. Řez WB-01 simuluje nejširší místo kaverny, které je téměř 17 m široké a 12,5 m vysoké. Výrub je zde členěn na devět dílčích částí. V předstihu jsou raženy dvě boční štoly, které jsou členěny na kalotu, opěří a spodní klenbu, přičemž levá štola je v předstihu ražena oproti pravé. Následně je dobrána kalota mezi bočními štolami, jádro a spodní klenba a uzavřeno ostění spodní klenby. V rámci daného vertikálního výrubu je vždy odstup ražby kaloty oproti uzavření spodní klenby pouhých 6 m. Toto opatření je při dodržení určitých zásad při výstavbě tunelu technicky proveditelné a je zde záměrné z důvodu omezení deformací v ostění,

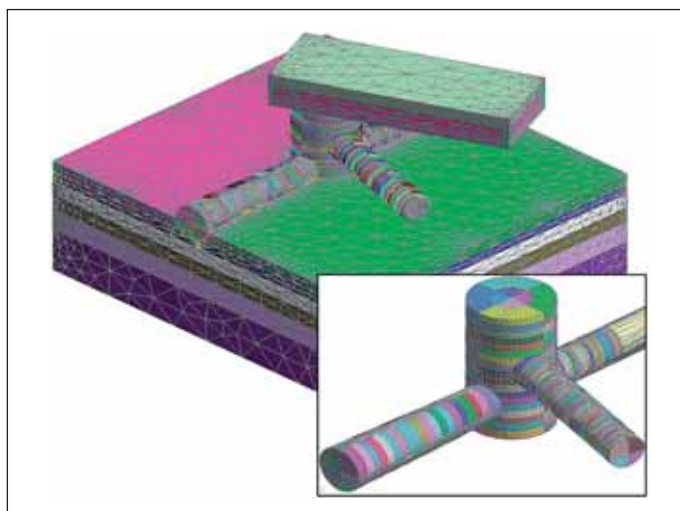
curve. All relevant excavation phases were introduced into the models, in a guessed time sequence. The stiffness and strength of sprayed concrete were changed with time according to the J2 curve presented in the document [8] until the age of 3 hours, then according to equations contained in [9]. The relaxation values were selected taking into consideration the back analysis of calculations and results of monitoring of excavation of tunnels for Heathrow Airport Terminal 5 (similar dimensions, geological conditions and excavation method). Plastic redistribution of internal forces in the primary lining was allowed for the tunnels. The modelling was carried out for both the short-term condition (the excavation) and long-term condition after the end of the consolidation of clays due to the changed state of stress, including a significant allowance for changes in the loads acting on the surface. Concrete structures were designed according to requirements of BS EN 1992-1-1, disregarding the tensile strength in the case of a fibre reinforced sprayed concrete primary lining, containing no additional reinforcement. Design values for the loads were determined applying the BS EN 1997-1 standard, design approach 1, combination 1.

As far as the shafts are concerned, the rotationally symmetric 2D model was used for the calculation of deformations and internal forces in the primary and secondary linings. The 3D model dealt only with the primary lining. It was developed first of all for the purpose of modelling of openings in the lining required for excavation to the sides. This is why the stress was placed on accurate locations of the tunnels and the ventilation gallery. The results were virtually identical for both models within “common” sections of the lining; the concentration of stresses in the lining around openings could be determined only by the 3D model.

RESULTANT DESIGN FOR STRUCTURES

Cross sections WB-01 and WB-02 simulate the most critical cross sections of the widening cavern. Owing to the fact that the distance between the ETT and WTT was sufficient, it was possible to solve always only one cavern; the interference of the caverns was disregarded. Cross section WB-01 simulates the widest location in the cavern, which is nearly 17m wide and 12.5m high. The excavation is divided into nine partial headings in this location. Two sidewall drifts are driven in advance. They are further divided into top heading, bench and invert, with the left drift excavation proceeding in advance of the right drift. Subsequently, the calotte between the sidewall drifts, the bench and invert are excavated and the invert lining is closed. The distance between the top heading and the closed invert lining is always a mere 6m within the framework of the particular top heading-bench-invert excavation sequence. This measure is technically viable when certain principles are adhered to during the tunnel construction. It is included into the design purposefully, with the aim of reducing deformations of both the lining and the terrain surface. Cross section WB-02 is nearly 13m wide and 10m high. Only one vertically elongated drift is driven in advance; it is again divided into top heading, bench and invert. Subsequently, the top heading, bench and invert excavation is completed and the entire tunnel lining is closed at the invert. Cross section VA-01 simulates the ventilation adit, for which the excavation sequence is identical with the sequence applied to cross section WB-02. The adit is 9m high and 7m wide.

The lining design consists of two shells with an intermediate waterproofing system. The primary lining is everywhere in steel fibre reinforced shotcrete. Lattice girders, which will be used in some parts, are not taken into consideration in the structural analysis. The lining structure design



Obr. 7 3D numerický model FLAC 3D

Fig. 7 FLAC 3D numerical model

resp. na povrchu. Řez WB-02 je téměř 13 m široký a 10 m vysoký. V předstihu je ražena pouze jedna vertikálně převýšená štol, která je opět členěna na kalotu, opěří a spodní klenbu. Následně je dobrána kalota, opěří a uzavřena spodní klenba na celý profil tunelu. Řez VA-01 simuluje ventilační štolu, která má shodné členění výrubu, jako je použito u řezu WB-02. Tato štol je 9 m vysoká a 7 m široká.

Ostění je navrženo dvouplášťové s mezilehlou izolací. Primární ostění je ve všech místech provedeno ze stříkaného drátkobetonu. V některých částech se použijí příhradové nosníky, které však nejsou uvažovány do výpočtu. Konstrukce ostění je navržena tak, že se vždy nejprve provede prvotní vrstva v tloušťce 75 mm a následně se v několika krocích nastříká primární ostění do požadované tloušťky. Pro řez WB-01 je projektovaná tloušťka obvodové stěny 450 mm a středních pilířů 350 mm, pro řez WB-02 je projektovaná tloušťka obvodového ostění 450 mm a středního pilíře 300 mm. Řez VA-01 má projektovanou tloušťku obvodového ostění 300 mm a středního pilíře 200 mm. Při výpočtu primárního ostění je využito částečné plasticity ostění při zachování přijatelných deformací. Z výpočtů je patrné, že objemové ztráty zeminy jsou předpokládány v rozsahu do 1,5 %. Stabilita čelby je posuzována v měkkých tlačivých hominách podle teorie Bromse a Bennemarka a ve všech případech je vyhovující, tzn. stupeň stability je větší než 2.

Pro výpočet sekundárního ostění se neuvažuje prvotní vrstva primárního ostění tloušťky 75 mm a u zbylé spolupůsobící tloušťky primárního ostění se počítá s částečnou degradací vlastností. Sekundární ostění je navrženo tak, aby přeneslo plně působení hydrostatického tlaku podzemní vody (zde se spolupůsobení primárního ostění plně zanedbá). Teplotní změny nejsou do výpočtů zahrnuty, protože se předpokládá, že teplota bude v tomto místě stavby velmi málo proměnlivá. Ostění je počítáno elasticky (plastická redistribuce vnitřních sil zcela vyloučena) a tloušťka ostění je projektovaná pro řezy WB-01 a WB-02 400 mm a pro řez VA-01 300 mm. Nad kavernou v tomto místě nejsou žádné povrchové objekty, nicméně na sekundární ostění se předpokládá povrchové zatížení hodnotou 75 kPa, které simuluje možnost výstavby do budoucna. Sekundární ostění nebylo možné navrhnout nevyztužené, a proto se předpokládá s výztuží v rozsahu 7–25 cm²/m pro jednotlivé řezy.

Primární ostění šachet je navrženo také ze stříkaného drátkobetonu. Projektovaná tloušťka stěny je 400 mm (úvodní cca 10 m úsek), respektive 800 mm níže a tloušťka dna 500 mm. Sekundární ostění má tloušťku 400 mm. Šachty mají průměr 19,5 m a hloubku cca 30 m, přičemž jsou prováděny ze dna stavební jámy hloubky cca 10 m. Odtěžování probíhá po čtyřech čtvrtinách s dočasně ponechaným jádrem. Hloubka jednoho záběru je 1,5 m.

SHRNUTÍ

Uzel Stepney Green je poměrně komplikované podzemní dílo. Je navrženo podle moderního přístupu k projektování tunelů ražených NRTM v neogenních jílech. Lze jednoznačně říci, že i v takto komplikovaných geologických poměrech a zároveň pro rozměrově velký příčný profil lze v dnešní době moderních výpočetních metod a numerického modelování ekonomicky navrhnout tvar a tloušťku ostění při dodržení všech předepsaných požadavků, platných norem a bezpečnostních předpisů. Zároveň je však třeba respektovat a vycházet z praktických zkušeností získaných při raždě, monitoringu a geotechnickém průzkumu v tomto prostředí.

ING. PAVEL RŮŽIČKA, Pavel.Ruzicka@mottmac.com,
ING. MICHAL UHRIN, Michal.Uhrin@mottmac.com,
ING. ANTONÍN PAUL, Antonin.Paul@mottmac.com,
Bc. LINDA VYDROVÁ, linda.vydrova@mottmac.com,
MOTT MACDONALD PRAHA

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

comprises an initial 75mm thick layer of shotcrete, followed by several steps of applying shotcrete, until the required thickness is achieved. Regarding cross section WB-01, the design thickness of the external wall and the central pillars is 450mm and 350mm, respectively, whereas the design thickness for cross section WB-02 is 450mm for the peripheral lining and 300mm for the central pillar. As far as cross section VA-01 is concerned, the design thickness of the peripheral lining and the central pillar is 300mm and 200mm, respectively. The calculation of the primary lining took into consideration the partial plasticity of the lining, keeping deformations within acceptable limits. It follows from the calculations that the volume loss is expected not to exceed 1.5 %. The excavation face stability is assessed for soft and squeezing ground according to the Broms and Bennemark theory; it is satisfactory in all of the cases, which means that the degree of stability is higher than 2.

The calculation of the secondary lining does not take into consideration the 75mm thick initial layer of the primary lining; partial deterioration of properties of the remaining coacting part of the thickness of the primary lining has been taken into account. The secondary lining is designed to carry full action of the hydrostatic pressure induced by ground water (in this case, the composite action of the primary lining is completely disregarded). Temperature changes are not incorporated into the calculations because it is assumed that temperature in this location of the construction will be very little variable. The lining is calculated as an elastic system (plastic redistribution of internal forces is completely excluded). The thickness of the lining is designed for cross sections WB-01 and WB-02 at 400mm, while 300mm thickness is designed for cross section VA-01. There are no surface buildings above the cavern in this location; nevertheless, the value of the load acting on the surface is assumed to be 75 kPa, which simulates the possibility of a future development. The secondary lining could not be designed without steel reinforcement. The reinforcement ratio for individual cross sections is assumed to be in range 7-25cm² per one metre of tunnel.

The steel fibre reinforced shotcrete is also designed for the primary lining of the shafts. The design wall thickness is 400mm and 800mm for the initial, about 10m deep, section and lower, respectively; the bottom is 500mm thick. The secondary lining is 400mm thick. The shafts are 19.5m in diameter and about 30m deep. They are built from the bottom of an about 10m deep construction trench. The excavation is divided into four fourths, with the core temporarily left in place. The depth of one round is 1.5m.

CONCLUSION

Stepney Green Junction is a relatively complicated underground working. It is designed according to a modern approach to designing tunnels driven through Neogene clays. It can be unambiguously stated that it is today possible to design economic geometry and thickness of the lining adhering to prescribed requirements, valid standards and safety regulations even for so complicated geological conditions and so large cross sections, using modern calculation methods and numerical modelling. At the same time, it is necessary to respect and proceed from practical experience obtained during the excavation, monitoring and geotechnical survey in this environment.

ING. PAVEL RŮŽIČKA, Pavel.Ruzicka@mottmac.com,
ING. MICHAL UHRIN, Michal.Uhrin@mottmac.com,
ING. ANTONÍN PAUL, Antonin.Paul@mottmac.com,
Bc. LINDA VYDROVÁ, linda.vydrova@mottmac.com,
MOTT MACDONALD PRAHA

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Crossrail: MDC3 Running Tunnels & Shafts: Scheme Design Submission: Civil, Structural & Tunnel Engineering Report, Vol. 3 of 7, Status Second Issue, Mott MacDonald, 28-Feb-2008.
- [2] Crossrail: Geotechnical Sectional Interpretative Report 3: Liverpool Street to Pudding Mill Lane and Isle of Dogs, Volume 1: Text, Revision D, Geotechnical Consulting Group, Mar-2007.
- [3] Crossrail: MDC3: Memorandum: FLAC Design Parameters – Route Sections A to E, Revision 2, Geotechnical Support, Mott MacDonald, 02-Feb-2007.
- [4] Crossrail: MDC3: Memorandum: Isotropic Non-Linear Stiffness Moduli for Numerical Modelling – Liverpool Street and Stepney Green, draft, Geotechnical Support, Mott MacDonald, 23-Jun-2007.
- [5] Crossrail: MDC3: Memorandum: Crossrail Hydrogeology – Modified Ground Water Design Profiles, Revision 3, Geotechnical Support, Mott MacDonald, 12-May-2008.
- [6] Powell, D. & Clayton, C. (2007): SCL Tunneling in Stiff Clays – Recent Experience and Future Needs, keynote lecture, in proc. ITA-AITES WTC 2007, Prague.
- [7] Jardine, R.J., Potts, D.M., Fourie, A.B. & Burland, J.B. (1986): Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction, *Géotechnique*, 36, No 3, 377-396.
- [8] Österreichischer Betonverein (1999): Sprayed Concrete Guideline, 83pp, Austrian Concrete Society, Vienna: ÖBV.
- [9] Chang, Y. & Stille, H. (1993): Influence of early age properties of shotcrete on tunnel construction sequences, in proc. Shotcrete for Underground Support VI (eds. Wood & Morgan), Niagara-on-the-lake, Canada, 110-117, USA: ASCE.

PRODLOUŽENÍ STOKY A2 DO KOMOŘAN TRUNK SEWER A2 EXTENSION TO KOMOŘANY

JAN HLAVÁČEK, JAN FRANTL

ÚVOD

Stav splaškové kanalizace na jižním okraji Prahy, konkrétně ve čtvrtích Modřany, Komořany, Cholupice, Točná atd., byl před uvedením nové Stoky A2 na počátku roku 2009 do provozu nevyhovující. Některá území nebyla napojena na městskou kanalizační síť vůbec. Splaškové vody byly svedeny do staré, dnes již nevyhovující čistírny v ulici U Skladu nebo individuálně do žump. Tato čistírna byla před lety zřízena a provozována Modřanskými strojírnami. Uvedením nové Stoky A2 do provozu byly též vyřešeny úniky splaškových vod do vodotečí a dešťové kanalizace, které vznikaly netěsnostmi stávajících žump a existencí „na černo“ zřízených případů a přípojek. To vše mělo vliv i na nežádoucí znečišťování Vltavy.

Nutnost posílení kapacity kanalizace vyvolala též plánovaná intenzivní bytová výstavba. Jedná se o projekt společnosti Neocity group (městečko s téměř dvěma tisíci bytů všech kategorií, obchodním a kulturním centrem, sportovním areálem a přístavištěm) na pozemcích patřících k dnes již bývalému cukrovaru. Dále pak projekt nazvaný Modřanský háj, situovaný na severním úbočí údolí Cholupického potoka, který je z jihu vymezen lesoparkem V Hájích, ze severu místní komunikací Do Koutů a areálem bývalých Modřanských strojů.

PRODLOUŽENÍ KMENOVÉ STOKY A2 – POPIS STAVBY A PROVÁDĚNÍ

Bylo rozhodnuto prodloužit kmenovou stoku A, která dosud končila v Modřanech v křižovatce ul. Komořanské s ulicí Generála Šišky, až do Komořan a celé území tím připojit na systém splaškové kanalizace, která odvádí splašky až do ústřední čistírny odpadních vod.

Investorem akce byl Magistrát hlavního města Prahy. Stavbu provedlo sdružení firem 0057 Prodloužení Stoky A2, kde byl Metrostav a. s. vedoucím účastníkem s padesátiprocentním podílem. Firma Čermák a Hrachovec, a. s., a firma PRAGIS, a. s., se podílely ve sdružení po 25 %.

Stavba byla zahájena v listopadu 2004 a stavebně dokončena byla v listopadu 2008. Kolaudace proběhla na začátku roku 2009. Postup a délka výstavby byly ovlivněny nedostatkem financí a složitostí dopravních opatření.



Obr. 1 Detail ražby v profilu LB2, pažení stoly z ocelových pažnic UNION kladených šachovnicovým způsobem; aktivace pažnic pomocí klínů (Stoka A2-1, ul. Komořanská)

Fig. 1 A detailed view of the LB2 excavation profile; excavation support by UNION steel laggings installed in a staggered pattern. Activation of the laggings by wedges (Trunk Sewer A2-1, Komořanská Street)

INTRODUCTION

The condition of sewerage at the southern edge of Prague, specifically in the districts of Modřany, Komořany, Cholupice, Točná etc., was poor before the commissioning of the new Trunk Sewer A2 in 2009. Some areas were not at all connected to the municipal sewerage network. Sewage was collected in an old, today already unsuitable treatment plant in U Skladu Street or individually in sumps. The sewage treatment plant was built and operated many years ago by Modřanské Strojírny machine works. Owing to the commissioning of the new Trunk Sewer A2, problems with leaks of sewage into water courses and storm sewers resulting from defective tightness of existing sumps and the existence of unauthorised overflows and house services were solved. All of this affected the undesired pollution of the Vltava River.

The necessity for increasing the capacity of the sewerage was also brought about by the planned intense housing development, namely the Neocity Group's project (a small town comprising nearly two thousands of dwellings of all categories, a commercial and cultural centre, a sports facility and a landing stage) on the ground belonging to a, today already former, sugar factory. Another planned project, which is called Modřanský Háj (Modřany Grove) is located on the northern slope of the Cholupice Brook valley. It is bordered by V Hájích forest park in the south and Do Koutů Street and premises of the former Modřanské Strojírny in the north.

TRUNK SEWER A2 EXTENSION – CONSTRUCTION DESCRIPTION AND EXECUTION

The decision was made that the existing Trunk Sewer A, which had so far ended in Modřany, at the intersection between Komořanská Street and Generála Šišky Street, be extended further to Komořany, thus to connect the entire area to the existing sewerage system diverting sewage to the Central Sewage Treatment Plant.

The project owner was the City of Prague. The contractor was 0057 Trunk Sewer A2 Extension consortium consisting of Metrostav a.s. (the leader with a 50% share of the works), Čermák a Hrachovec a.s. (25%) and PRAGIS a.s. (25%).

The construction commenced in November 2004 and civils works were completed in November 2008. The substantial inspection took place at the beginning of 2009. The progress and duration of the construction were affected by the lack of funding and the complicated system of traffic measures.

The main trunk sewer A2 – 1 leads within the footprint of Komořanská Street, from its connection to the existing foul sewerage system in the area of the intersection between Komořanská Street and Generála Šišky Street up to the end of Kyslíková Street. HOBAS glassfibre reinforced plastic tubes with diameters DN 800mm were used for a length of 1044m, DN 600mm for 256m and DN 400mm for 239m. The whole route of the trunk sewer runs through a tunnel, with the exception of the section where the sewer crosses under the Cholupice Brook, where it was installed in an open trench at a length of 36m.

The trunk sewer longitudinal gradient ranges from 0.47 % to 5 %. The overburden height varies from 9.40m to 3.10m.

The division of the construction among the consortium members:

Pragis a. s. carried out the downstream section, i.e. the section between Generála Šišky and K Vystřkovu Streets, and part of the central section between Vzpoury and U Soutoku Streets. Rehabilitation of a part of the Cholupice Brook channel and installation of a catch basin on a storm sewer before its connection to the Cholupice Brook were also part of Pragis a.s. contract portion.

Čermák a Hrachovec a. s. constructed the central part of the Trunk Sewer A2 – 1 between K Vystřkovu and Vzpoury Streets. Part of their portion of the contract was the entry of the trunk sewer to K Vystřkovu Street, which was carried out using a trenchless technology (microtunnelling), and a 350m long diversion of a water main in Komořanská Street.

Metrostav a. s. Division 5 carried out the part at the upper course of the Trunk Sewer A2 – 1, starting from U Soutoku Street to Kyslíková Street,



Obr. 2 Detail štolý – pro odtěžení používány speciálně upravené bedny na rubaninu; pro pojezd vozíků použita kolejová doprava (Stoka A2-1, ul. Komořanská)

Fig. 2 A detailed view of the gallery – a rail-bound mucking system with specially adjusted muck boxes was used (Trunk Sewer A2-1, Komořanská Street)

Hlavní páteřní Stoka A2-1 je vedena ulicí Komořanskou, a to od svého napojení na splaškovou kanalizaci v prostoru křižovatky Komořanská-Generála Šišky až ke konci ulice Kyslíkové. Stoka byla navržena ze sklolaminátových trub HOBAS o profilech DN 800 v délce 1044 m, DN 600 v délce 256 m a DN 400 v délce 239 m. Celá trasa stoky je vedena ve štolě kromě úseku, kde stoka podchází Cholupický potok a je v délce 36 m vedena v otevřené rýze.

Spád stoky je od 0,47 ‰ do 5 ‰. Mocnost nadloží od 9,40 m do 3,10 m.

Rozdělení stavby na účastníky sdružení:

Pragis, a. s., realizoval dolní úsek, tj. mezi ulicemi Generála Šišky a K Vysrkovu a část středního úseku mezi ulicemi Vzpoury a U Soutoku. Součástí jejich úseku byla též úprava části koryta Cholupického potoka a dešťová kanalizace, opatřená lapačem splavenin před zaústěním do Cholupického potoka

Čermák a Hrachovec, a. s., provedl střední část Stoky A2-1 mezi ulicemi K Vysrkovu a Vzpoury. Součástí byl výběh stoky do ulice K Vysrkovu, který byl prováděn bezvýchopovou technologií – mikrotuneláží a přeložka vodovodu v ul. Komořanská v délce 350 m.

Metrostav a. s., Divize 5, provedl část na horním toku Stoky A2-1 od ulice U Soutoku do ulice Kyslíkové včetně připojení areálu firmy Interpharma a Stoku A2-4, na kterou je napojeno sídliště Komořany. Tato stoka je zčásti ražená a zčásti hloubená. Řešení přechodu z ražené do hloubené části je zřejmé z obr. 5.

Součástí stavby bylo i napojení pobočných stok, které v budoucnu vyřeší odvod splašků z těchto oblastí Prahy. Jedná se o Stoku A2-2, která je přípravou pro budoucí odkanalizování vilové čtvrti nad ulicí Vzpoury (oblast ulice Churnajevova a lokalita „Baba“) a Stoku A2-3, která odvede splašky z dolní části Komořan. Konec této stoky je plánován v ulici Na Šabatce u Českého hydrometeorologického ústavu. Toto území je dosud závislé na staré čistírně odpadních vod v ulici U Skladu.

Použité potrubí celé stoky je sklolaminátové Hobas DN 800, 600 a 400. Jen na horním toku a na bočních stokách zaústěných do Stoky A2-1 (ul. K Vysrkovu, Vzpoury, Kyslíková atd.) byly použity kameninové trouby DN 300. Vstupní šachty jsou betonové s prefabrikovanými i zděnými dny. Při pokládce potrubí a stavbě všech objektů bylo postupováno podle Městských standardů kanalizační sítě hl. m. Prahy, stoky byly podle požadavku prohlédnuty kamerou. Rovněž byly provedeny tlakové zkoušky vodotěsnosti podle ČSN 75 6114, EN 1610 Provádění stok a kanalizačních přípojek a jejich zkoušení.

Kromě Stoky A2-4, která byla zčásti hloubená povrchově, byla celá stavba realizována hornickým způsobem. Kanalizační stoka byla vedena ve štolě v hloubce osm až deset metrů v ulici Komořanská pod jízdním pruhem ve směru do centra. Celková délka štolý je 2085 m. Jako výplň štol po pokládce potrubí byla použita popílkocementová směs, v menší míře též stříkaný beton.

Štola profilu LB2 (cca 4 m²) byla ražena převážně ručně za použití drobných mechanismů. K zajištění výrubu byly navrženy rámy z duřní ocelové výztuže korýtkového profilu, typu K 21 LB2/1000 a ocelových pažnic UNION. Rozteče rámu se pohybují od 0,7 do 1 m, podle geologických

including a connection to the premises of Interpharma company, and the Trunk Sewer A2 – 4 for the residential area of Komořany. Part of this sewer was built by mining methods and part was constructed by cut-and-cover. The solution to the transition from the mined part to the cut-and-cover part is shown in a picture Fig. 5.

Connections of sewer branches which will solve the problem of conducting sewage from those areas of Prague in the future were also part of the project. These are namely the Trunk Sewer A2-2, which is built within the framework of preparation for a future system of collecting sewage from a garden suburb above Vzpoury Street (the area of Churnajevova Street and the “Baba” locality), and the Trunk Sewer A2 – 3, which will collect sewage from the lower part of Komořany. The end of this trunk sewer is planned to be in Na Šabatce Street, near the Czech Hydrometeorological Institute. Till now, this area depends on the old sewage treatment plant in U Skladu Street.

HOBAS DN 800mm, 600mm and 400mm GRP tubes were used for the whole trunk sewer. Clayware tubes DN 300mm were used only for the upper course and for branches connecting to the Trunk Sewer A2-1 (K Vysrkovu, Vzpoury, Kyslíková Streets etc.). Manholes are concrete structures with the bottoms both prefabricated and in brick. The laying of tubes and construction of all structures was performed according to requirements of Municipal Standards for the sewerage network of the City of Prague; the sewers were inspected by a camera as required. Hydrostatic tests according requirements of ČSN EN 1610 Construction and Testing of Drains and Sewers were also conducted.

With the exception of the Trunk Sewer A2-4, which was partly constructed by the cut-and-cover technique, the whole construction was carried out by mining methods. The sewer runs through a gallery, at a depth ranging from eight to ten metres under the traffic lane heading toward the centre in Komořanská Street. The gallery is 2085m long in total. When the installation of tubes had been completed, the gallery space was backfilled by cinder concrete or, to a smaller extent, also shotcrete.

The LB2 profile gallery (about 4m²) was mined mostly manually using small equipment. According to the design, the excavation support consisted of K 21 LB2/1000-type colliery support with a “top-hat” profile and UNION steel lagging. The frames were installed at intervals ranging from 0.7m to 1.0m. Horizontal sheeting, vertical sheeting and forepoling were also used, depending on local geological conditions. Rock had to be disintegrated by blasting in the section starting at the Cholupice Brook crossing, and ending at the intersection with U Klubu Street. The tunnel drainage is provided by means of drains and gravel ballast at the bottom of the gallery. Water is pumped to the ground surface.

Construction shafts were designed with the support comprising H rolled sections. Hoisting shafts dimensions are 4.2m x 3.0m, while smaller shafts 2.4m x 2.4m were used only for construction of inspection manholes on sewers.



Obr. 3 Detail zajištění potrubí HOBAS čílkou z cihel; čílkou se dále používají jako přepážky proti přetečení popílkocementové směsi při postupném zaplňování (Stoka A2-1, ul. Komořanská)

Fig. 3 A detail of brick stop ends holding the HOBAS tubes. The stop ends are further used to hold cinder concrete during the gradual backfilling of the tubes (Trunk Sewer A2-1, Komořanská Street)



Obr. 4 Dokončení vyskružení šachty mezi dvěma štolami prováděnými pomocí důlní korýtkové výztuže; po obetonování potrubí se štola zaplaví popílkocementovou směsí (Stoka A2-1, ulice Kyslíková)

Fig. 4 Completion of installation of a manhole between two galleries, which were driven using "top-hat" profile support elements. When the tubes are backfilled with concrete, the gallery will be inundated with cinder concrete. (Trunk Sewer A2-1, Kyslíková Street)

poměru. Podle místních geologických podmínek bylo použito těž pažení příložné, zátažné nebo lhané. V úseku trasy od křížení s Cholutickým potokem do křižovatky s ulicí U Klubu bylo nutno rozpojovat horninu pomocí trhacích prací. Odvodnění díla bylo provedeno pomocí drenáží a šterkového lože v počvě štoly s čerpáním na povrch.

Stavební šachty byly navrženy s výztuží z válcovaných profilů "I". Těžší šachty o rozměrech 4,2x3,0 m, menší šachty o rozměrech 2,4x2,4 m slouží pouze pro výstavbu revizních šachet na kanalizaci.

Počet pracovišť razičů byl vždy dán možnostmi danými dopravními omezeními v ulici Komořanská. V době maximálního nasazení, tzn. na konci roku 2004 a v roce 2005, ražba probíhala na čtyřech čelbách v nepřetržitém – turnusovém provozu. Při obsazenosti čtyřmi raziči na čelbě a přičtením pomocného personálu a pracovníků na turnusovém volnu byl maximální počet dělnického personálu zaměstnaného na stavbě kolem 70 pracovníků.

Trasa kanalizace byla vedena značně frekventovanou Komořanskou ulicí. Ražba probíhala za plného provozu, který byl regulován dopravním značením se světelnou signalizací. Situaci komplikoval souběh trasy s nově budovanou hloubenou dešťovou kanalizací. Toto si vyžádalo v rámci DIO realizaci panelové komunikace. Protože šířka poloviny nynější komunikace nestačila, bylo nutno pomocí panelové vozovky s živичným povrchem využít pro provoz i chodník.

Menší úseky v oblasti Komořan byly realizovány těž otevřeným výkopem. Konkrétně úsek Stoky A2-4 na výjezdu z Komořan na Zbraslav. Zde by stálo za zmínku technicky náročné křížení s vodovodem DN 1200 a se zatrubněným Komořanským potokem a přechod štoly do otevřeného výkopu v hloubce 5,5 m. Výkopy na celé stavbě byly paženy celoplošnými boxy Edmunds & Staudinger, které umožnily bezpečnou práci i v podmínkách silného silničního provozu a nestabilní zvodnělé horniny v hloubkách kolem šesti metrů.

Součástí stavby byly také domovní přípojky v trase stoky. Přípojky byly realizovány ve všech případech štolíčkou – výběhem z hlavní štoly, výztuženy důlní výztuží LB2 a pažnicemi Union. Potrubí přípojek (KT DN 200) i výplň popílkocementem byly provedeny z hlavní štoly. Jámy na pozemcích majitelů byly hloubeny v závěrečné fázi stavby a pomocí spadišťových šachet byly připojeny domovní kanalizace.

Podrobný inženýrskogeologický průzkum trasy Stoky A2 kombinací geofyzikálního měření a vrtných prací byl proveden v roce 2001. Celkem bylo vyvrtáno 65 sond, převážně v místech budoucích šachet, 13 z nich

The number of headings always depended on traffic restrictions in Komořanská Street. During the maximum work volume periods, i.e. at the end of 2004 and in 2005, there were four headings operating continuously, with the shifts organised in tours of duty. With 4-strong mining crews per a heading, with the addition of auxiliary manpower and off-duty workers, the maximum number of labours employed on the construction site amounted to about 70.

The route of the sewer runs under very busy Komořanská Street. The excavation was carried out while traffic in the street continued to flow. It was regulated by traffic signs and traffic lights. The situation was complicated by the fact that the route ran in parallel with a cut-and-cover storm sewer, which was being constructed concurrently. It required a panel road to be built within the framework of the traffic-engineering design. Because a half of the existing roadway width was not sufficient, it was necessary to use even the width of the existing pavement and cover it with the bituminous surface panel road.

Shorter sections in the Komořany area were also constructed by the cut-and-cover technique. Specifically, the section of the Trunk Sewer A2 – 4 at the exit from Komořany toward Zbraslav. In this case a technically complicated crossing with an existing DN 1200mm water main and the covered Komořany Brook, and a transition of the gallery to an open cut at a depth of 5.5m would be worth mentioning. All trenches were braced by Edmunds & Staudinger shoring boxes, which made safe working possible even in the conditions of busy road traffic and instable water-bearing ground at depths about 6m.

Service connections along the trunk sewer route are also part of the contract. All connections were installed in small galleries branching from the main gallery. These galleries were supported by LB2 colliery frames and Union steel laggings. The service connections (clayware pipes DN 200mm) were installed and the cinder concrete backfill was cast from the main gallery. Pits on properties of house owners were dug during the final construction stage. House sewerage was connected through drop manholes.

The detailed engineering geological survey for the Trunk Sewer A2 route using a combination of geophysical measurements and exploratory drilling was conducted in 2001. A total of 65 boreholes were carried out, mostly in locations of the future shafts. Casing was installed in 13 of them so that they could be used as hydrogeological boreholes. The survey resulted in a chart – an overall longitudinal section through the whole route.

Geology, which determines the excavation means and methods and advance rates, is very variable along the Trunk Sewer A2 route, from quicksand in the lower part of the Trunk Sewer A2, which had to be immediately stabilised, to the weakly weathered Letná Shale with quartzite interbeds in the area of Komořany, where the drill + blast had to be used for breaking the rock mass.



Obr. 5 Detail přechodu otevřeného výkopu v raženou část – ulice Komořanská Stoka A2-4

Fig. 5 A detailed view of the transition between an open cut and a mined section – Trunk Sewer A2-4, Komořanská Street

bylo vystrojeno a byly použity jako hydrogeologické sondy. Výsledkem byl svodný grafický podélný řez celé trasy.

Geologie, která určuje způsob ražby a zajištění výrubu a rychlost výstavby, byla v trase Stoky A2 velmi rozmanitá – od tekutých písků v dolní části Stoky A2, které bylo nutno místně sanovat, až po slabě zvětralé letenské břidlice s vložkami křemenců v oblasti Komořan, kde bylo nutno naopak rozpojovat horninu thavinou.

Skalní podloží zasáhlo do stavby v oblasti od ulice Vzpouřy směrem do Komořan až k ulici Kyslíková. Vychází zde na povrch letenské souvrství tvořené černošedými jílovitými břidlicemi s proplásky slídy a křemenců. Z hlediska těžitelnosti byla hornina zařazena do stupně 4 až 6, což vyžadovalo použití trhacích prací při ražbě.

Pokryvné útvary, nacházející se od ulice Vzpouřy směrem do centra Prahy, jsou tvořeny fluvialními terasovými sedimenty o mocnosti 12–15 m. Báze je tvořena hrubozrnnými štěrky až středně zrnitými písky. Toto prostředí vyžadovalo ražbu pod ochranou hnaného pažení. V prostoru mezi křižovatkami ulic Generála Šišky a K Vysrkovu bylo nutno horninu v oblasti přechodu šachta–štola zpevnit pomocí chemické injektáže.

Hydrogeologické poměry jsou dány dvěma prostředními: údolní niva Vltavy a plošiny tvořené ordovickým podloží. V oblasti údolní nivy hladina podzemní vody do stavby nezasahuje. V oblasti ordovického podloží je situace složitější. Jedná se o prostředí s puklinovou propustností, takže hladina podzemní vody zde kolísá v hloubkách od 2,5 do 5,5 m.

Vzhledem k rozsahu díla a charakteru zástavby byla provedena v období 2001–2002 podrobná pasportizace všech objektů dotčených stavbou včetně vozovek, chodníků, oplocení apod. V rámci průzkumu byla provedena i pasportizace studní. Během stavby probíhalo sledování poklesů a deformací na osazených kontrolních bodech v poklesové zóně. Ve štole probíhalo měření konvergencí líce výrubu a při použití trhacích prací bylo sledováno seismické zatížení okolí. Rovněž při použití trhacích prací byly jejich účinky na okolní zástavbu sledovány. Nikde nedošlo k překročení stanovených hodnot.

Trhací práce byly prováděny ve štole v délce cca 450 m. Při zpracování projektu trhacích prací bylo přihlédnuto jednak k místním podmínkám geologickým (viz výše) a jednak k podmínkám daným zástavbou a výskytem inženýrských sítí. Projekt stanovil maximální nálože tak, aby nebyly překročeny maximální hodnoty dynamického namáhání vyvolaného ořesovými účinky trhacích prací dle ČSN 730040 Zatížení stavebních objektů technikou seismickou a jejich odezva.

Stavba byla zahájena v listopadu 2004 a dokončena byla v listopadu 2008, ačkoli stavba měla být dokončena již v roce 2005. Postup výstavby byl zpomalen jednak nedostatkem financí a jednak složitostí dopravních opatření.

Silniční provoz kvůli stavbě štoly byl prakticky trvale upraven kyvadlově, řízen semaforem. Vzhledem k velké dopravní vytíženosti ulice Komořanská nebylo možno podle rozhodnutí magistrátu po většinu času výstavby omezit dopravu na více než jednom místě najednou.

Abyste stavba nezastavila, bylo nutno přijmout taková opatření, která by eliminovala vliv silničního provozu, tzn. nevyžadovala dopravní omezení. Hlavním takovým opatřením bylo omezení počtu těžních šachet, což ale zvětšilo dopravní vzdálenosti ruční kolejové dopravy v podzemí a vyžádalo si i zvýšené náklady. Dalším opatřením bylo umístění některých těžních šachet mimo vozovku. Toto řešení umožnilo práci bez nutnosti omezit provoz v daném místě. Bez toho by nebyl reálný ani termín dokončení listopad 2008, který se podařilo splnit.

Základní údaje o stavbě:

<i>Investor:</i>	Hlavní město Praha – Odbor městského investora Magistrátu hl. m. Prahy
<i>Zhotovitel stavby:</i>	Sdružení firem: Metrostav a. s., Čermák a Hrachovec, a. s., Pragis, a. s.
<i>Projektant stavby:</i>	Dipro, spol. s r. o.
<i>Doba výstavby:</i>	2004–2008
<i>Kubatura výrubu:</i>	13 425 m ³
<i>Celková délka ražených úseků:</i>	2085 m
<i>Délky potrubí po profilech:</i>	DN 800–1044 m DN 600–256 m DN 400–239 m DN 300–903 m DN 200–254 m (přípojky)

ING. JAN HLAVÁČEK, hlavacek@metrostav.cz,
ING. JAN FRANTL, frantl@metrostav.cz,
METROSTAV a. s., Divize 5

Recenzoval: doc. Dr. Ing. Jan Pruška, Ph.D.

The bedrock extended into the construction in the area starting at Vzpouřy Street toward Komořany and ending at Kyslíková Street. The Letná Member consisting of black-grey clayey shale with mica and quartzite interlayers outcrops along this section. In terms of workability, the rock was categorised as class 4 through 6, which meant that the drill + blast had to be applied during the excavation.

The cover which was found from Vzpouřy Street in the direction toward the Prague centre consists of fluvial terrace sediments about 12 – 15m high. The base is formed by coarse-grained gravels through medium-grained sands. This environment required forepoling during the excavation. Stabilisation by chemical grouting was necessary in the area between intersections with Generála Šišky Street and K Vysrkovu Street.

Hydrogeological conditions are determined by two environments: the Vltava River flood plain and platforms formed by the Ordovician bedrock.. The water table does not reach the level of the works in the flood plain area. The situation in the Ordovician bedrock area is more complex. This environment features fissure permeability, therefore the water table level fluctuates from 2.5m to 5.5m under the surface.

With respect to the extent of the works and the character of the housing development, a detailed condition survey of all structures affected by the construction, including roads, pavements, fences etc. was performed in 2001-2002. The survey even comprised recording of conditions of wells. The development of settlement and deformations of the surface during the construction was monitored at checking points, which were installed within the settlement trough. Inside the gallery, the measurements consisted of measuring convergences of the excavated ground surface. Monitoring of seismic loads on buildings in the vicinity of the excavation was conducted when the drill and blast technique was being used. The effects of blasting on adjacent buildings were also monitored. The allowable values were never exceeded.

The drill + blast technique was applied to an about 450m long stretch of the gallery. The blasting design was developed with local geological conditions (see the description above) and conditions following from the existence of buildings and utility networks taken into consideration. The maximum charge weight which was prescribed by the design was determined with the aim of keeping the maximum values of dynamic loads induced by vibrations during blasting operations within the limits according to ČSN 730040 Loads of Technical Structures by Technical Seismicity.

The construction started in November 2004 and was completed in November 2008, despite the fact that the completion had been scheduled for 2005. The progress of the works was checked due to a lack of funding and complexity of traffic measures.

Public traffic was virtually constantly organised in a one-way-at-a-time system (traffic lights) because of the construction of the gallery. Because of the great traffic load in Komořanská Street, the Municipality decided that traffic restrictions could not be allowed for more than one location at a time.

To prevent the construction from stopping, it was necessary to implement such measures which would eliminate the influence of road traffic, which means measures which did not require traffic restrictions. One of the main measures was the reduction in the number of hoisting shafts, which, on the other hand, increased the distance for hand tramming in the underground and claimed increased expenses. Another measure consisted of locating some hoisting shafts outside the roadway. This solution allowed the work to continue without necessity for restricting the operations in the particular location. The November 2008 deadline for completion, which was successfully met, would have been impossible without the measures.

Basic project data:

<i>Client:</i>	The City of Prague – the City Investor Department
<i>Contractor:</i>	Group of companies consisting of: METROSTAV a. s., Čermák a Hrachovec a. s., PRAGIS a. s.
<i>Consulting Engineer:</i>	DIPRO, spol. s r. o.
<i>Construction period:</i>	2004–2008
<i>Underground excavation volume:</i>	13 425 m ³
<i>Total length of mined sections:</i>	2085 m
<i>Lengths of pipelines in profiles:</i>	DN 800 – 1044 m DN 600 – 256 m DN 400 – 239 m DN 300 – 903 m DN 200 – 254 m (services)

ING. JAN HLAVÁČEK, hlavacek@metrostav.cz,
ING. JAN FRANTL, frantl@metrostav.cz,
METROSTAV a. s., Divize 5

METODA URČENÍ MEZNÍ ÚNOSNOSTI KANALIZAČNÍ STOKY

METHODOLOGY FOR DETERMINATION OF ULTIMATE LOAD-BEARING CAPACITY OF A SEWER

MICHAL SEDLÁČEK, RADOMÍR PUKL, PAVEL DOHNÁLEK

SOUHRN

Z důvodu výstavby protipovodňových opatření došlo k namáhání kanalizační stoky vnitřním přetlakem. Cílem numerické analýzy bylo vyšetřit, zda je tato stoka schopna přenést požadovaný vnitřní přetlak, případně navrhnout vhodná sanační opatření.

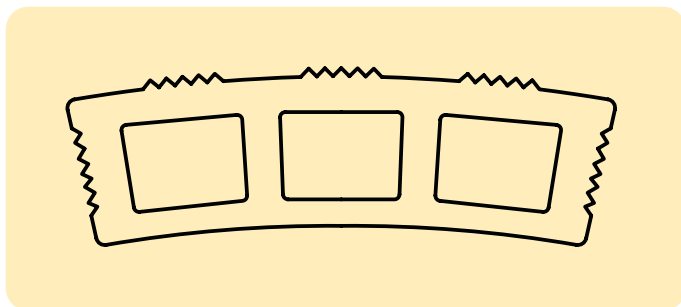
ÚVOD

Kanalizační stoka o vnitřním průměru 2 m byla vybudována v roce 1979 částečně v paženém výkopu a částečně v raženém profilu. Stoka se nachází v proměnné hloubce 3 až 10 m.

Příčný řez je tvořen nosnou konstrukcí z prostého betonu s vloženými kameninovými tvarovkami (obr. 1), které působily během výstavby jako ztracené bednění. Kameninové tvarovky jsou na styčných spárách spojeny maltou (obr. 2). Ze statického hlediska je konstrukce stoky navržena tak, aby odolávala vnějším tlakům, tzn. zatížení zemním tlakem a přitížením povrchu.

V souvislosti s výstavbou protipovodňových opatření vznikl požadavek na zajištění této stoky proti vnitřnímu přetlaku, který ve stoce vznikne při povodňovém stavu v řece Vltavě, která se nachází v těsné blízkosti – obr. 3. Předpokládá se, že hladina řeky Vltavy bude přímo ovlivňovat hydraulické poměry ve stokovém systému, a tím dojde k natlakování této stoky.

Cílem numerické analýzy je tedy určit maximální hodnotu vnitřního přetlaku, kterou je konstrukce schopna bezpečně přenést, popř. navrhnout sanační opatření.



Obr. 1 Segment CS
Fig. 1 CS segment

SUMMARY

Implementation of flood defence measures resulted in stresses generated by excessive internal pressure in a trunk sewer. The objective of the numerical analysis was to examine whether the sewer was capable of withstanding the required internal pressure and, if needed, to propose adequate rehabilitation measures.

INTRODUCTION

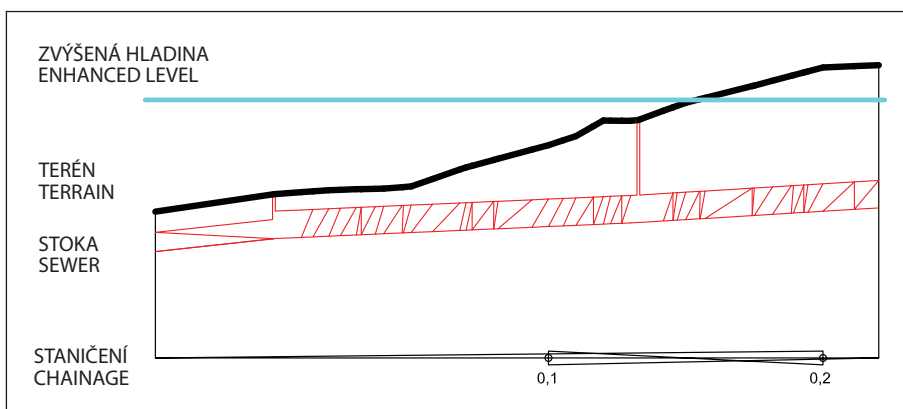
The trunk sewer with the inner diameter of 20 was constructed in 1979, partially in a braced trench and partially in a mined tunnel profile. The sewer is located at a depth varying from 3m to 10m.

The cross section consists of a load-bearing structure of unreinforced concrete with clayware fittings inserted in it (see Fig. 1), which acted as sacrificial formwork during the construction. Joints between the clayware fittings are filled with mortar (see Fig. 2). In terms of a structural analysis, the sewer structure is designed with the aim of withstanding external pressures, i.e. the loads induced by the ground pressure and surface surcharge.

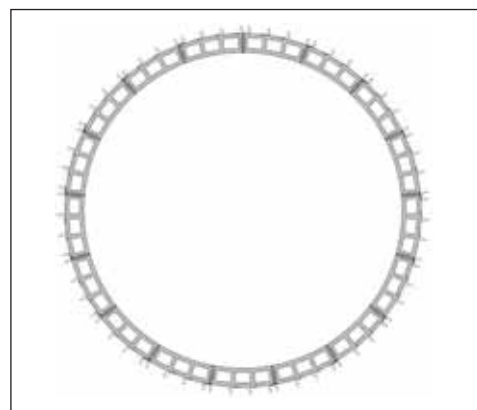
A requirement originated in the context of the implementation of flood defence measures that the sewer be secured against the excessive internal pressure which will develop in the sewer during



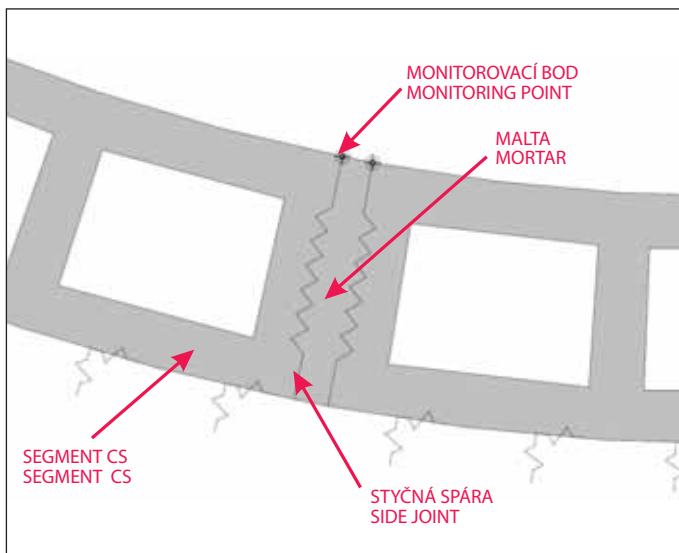
Obr. 2 Stávající stav
Fig. 2 Existing condition



Obr. 3 Podélný profil stoky
Fig. 3 Longitudinal section through the sewer



Obr. 4 Numerický model
Fig. 4 Numerical model



Obr. 5 Detail spáry
Fig. 5 Detail of a joint

VÝPOČTOVÝ MODEL

Model stoky byl vypracován v dostupném komerčním programu ATENA. Model je rovinný, řešení je provedeno ve stavu rovinné deformace (obr. 4 a 5). Při vlastním výpočtu byla konstrukce nejprve zatížena vlastní tíhou a následně bylo aplikováno zatížení od vnitřního přetlaku. Toto zatížení bylo přidáváno postupně, v jednotlivých výpočtových krocích. Pro podrobnou analýzu byly do konstrukce stoky osazeny monitorovací body, které sloužily pro vytvoření zatěžovací křivky.

Po provedení stavebně-technického průzkumu stoky bylo zjištěno, že nelze spolehlivě zaručit statické parametry (kvalita betonu, tloušťka konstrukce).

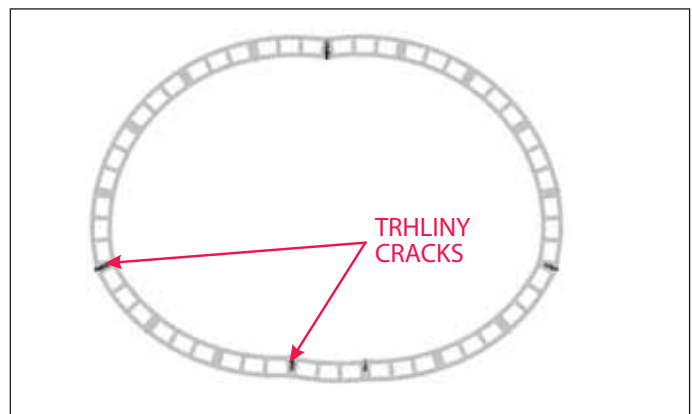
Z tohoto důvodu byla do výpočtového modelu zahrnuta pouze konstrukce z kameninových tvarovek.

Výpočtový model kanalizační stoky se skládal ze tří základních materiálů: kanalizační kamenina, malta a horninové prostředí.

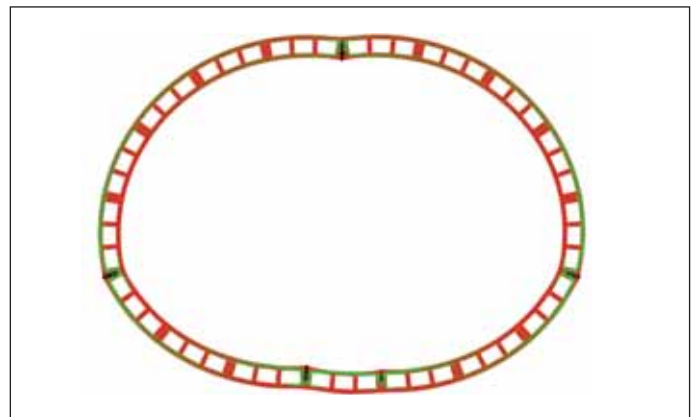
Kanalizační kamenina: pevnost v tlaku 150 MPa, pevnost v tahu 20 MPa, modul pružnosti 50 GPa, objemová hmotnost 22 kN/m³.

Malta: pevnost v tlaku 5 MPa, pevnost v tahu 1,5 MPa, modul pružnosti 13,24 GPa, objemová hmotnost 21 kN/m³.

Horninové prostředí: ve výpočtovém modelu je simulováno za pomoci radiálních a tangenciálních pružin. Radiální pružiny jsou definovány tak, aby působily pouze v tlaku a při vlastním výpočtu dojde k vyloučení tažených částí pružných liniových podpor. Tuhost radiálních pružných podpor je $k = 10 \text{ MN/m}^3$.



Obr. 6 Deformace stoky při kolapsu
Fig. 6 Deformation of the sewer during a collapse



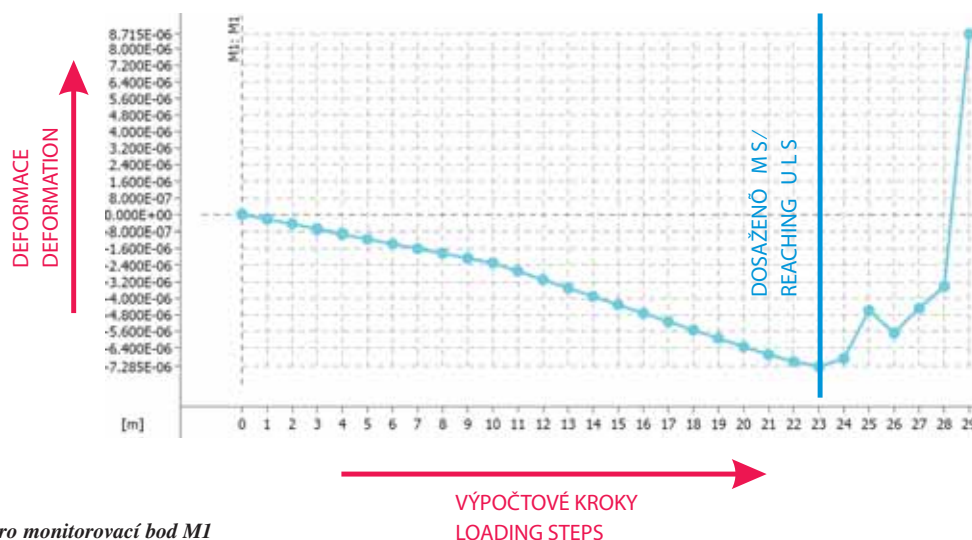
Obr. 7 Hlavní napětí (zelená – tah)
Fig. 7 Principal stress (green for tension)

a flood flow in the Vltava River, which is found in close proximity – see Fig. 3. It is expected that the Vltava River water surface will directly affect hydraulic conditions in the sewerage system, thus this sewer will become pressurised.

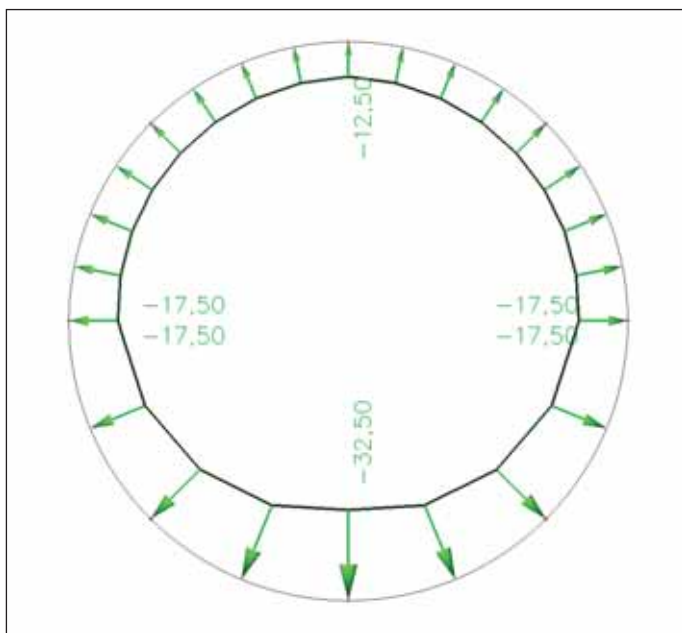
The objective of this numerical analysis is to determine the maximum value of internal pressure which can be safely withstood by the structure and, if needed, design rehabilitation measures.

CALCULATION MODEL

The model of the sewer was developed using a commercial program ATENA, which was available. The model is planar; the solution is carried out in a planar deformation condition (see Figures 4 and 5). During the calculation itself the structure was first loaded



Obr. 8 Zatěžovací křivka pro monitorovací bod M1
Fig. 8 Loading curve for monitoring point M1



Obr. 9 Maximální zatížení stoky v kN/mb

Fig. 9 Maximum loads acting on the sewer in kN/lm

Tangenciální pružiny simulují tření na plášti stoky a jsou definovány jako pružný materiál. Tuhost tangenciálních pružných podpor je $k = 0,1 \text{ MN/m}^3$.

METODA ZJIŠTĚNÍ ÚNOSNOSTI STOKY

Z hlediska teorie pružnosti se jedná o rovinnou deformaci, neboť ve směru osy díla je zabráněno deformaci. Posuny jednotlivých bodů se mohou uskutečnit pouze ve dvou směrech a ve třetím směru souřadných os je posun vyloučen, takže platí:

$$\begin{aligned} \varepsilon_z = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = \gamma_{zy} &= 0 \\ \sigma_x \neq 0; \quad \sigma_y \neq 0; \quad \tau_{xy} &\neq 0 \end{aligned} \quad (1)$$

Dostáváme tedy následující rovnice pro napětí σ_x , σ_y , τ_{xy} za stavu rovinné deformace:

$$\sigma_x = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} [(1-\mu)\varepsilon_x + \mu\varepsilon_y] \quad (2)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} [\mu\varepsilon_x + (1-\mu)\varepsilon_y] \quad (3)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\mu)} \cdot \gamma_{xy} \quad (4)$$

$$\tan(2\theta_\sigma) = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (5) \quad \tan(2\theta_\varepsilon) = \frac{2\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \quad (6)$$

$$\tan(2\theta_\varepsilon) = \frac{2\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \quad (7) \quad \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (8) \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \quad (9)$$

Výpočet probíhá v iteračních krocích a v každém kroku je testováno splnění okrajových podmínek definovaných konstitutivními vztahy. Okrajové podmínky jsou funkcí deformace a v každém iteračním kroku se mohou měnit.

Soustava rovnic rovnováhy je v maticovém tvaru dána následujícím vztahem:

$$[K]\{\Delta\} = \{f\} \quad (10)$$

kde značí: K – matici tuhosti řešeného systému

Δ – vektor neznámých deformačních parametrů

f – vektor zatížení

V nelineárním výpočtu je uvažována závislost matice tuhosti K na deformaci konstrukce, která je definovaná vektorem posunutí uzlových bodů Δ . Řešení probíhá v krocích, které odpovídají jistým přírůstkům zatížení.

by its own weight and subsequently the load induced by the internal pressure was applied. This load was raised gradually, in individual calculation steps. Monitoring points were fixed in the sewer structure for the purpose of the analysis, which made the plotting of the loading curve possible.

The structural condition survey which was conducted resulted in a conclusion that structural parameters (concrete quality, thickness of the structure) could not be reliably guaranteed.

This was why only the structure consisting of the clayware fittings was incorporated into the calculation model.

The calculation model of the trunk sewer consisted of the following three constitutive materials: clayware, mortar and ground environment.

Clayware: 22 kN/m^3

Mortar: compressive strength of 5MPa, tensile strength of 1.5MPa, elastic modulus of 13.24GPa, volume weight of 21 kN/m^3

The ground environment is simulated in the calculation model using radial and tangential springs. The radial springs are defined such that they act only in compression. Tensioned parts of elastic line supports are eliminated during the calculation. Stiffness of the radial elastic supports $k = 10 \text{ MN/m}^3$.

The tangential springs simulate friction on the sewer surface. They are defined as an elastic material. Stiffness of the tangential elastic supports $k = 0.1 \text{ MN/m}^3$.

METHODOLOGY FOR DETERMINATION OF THE LOAD-BEARING CAPACITY OF A SEWER

In terms of the elastic theory this is the case of planar deformation because deformation in the direction of the tunnel axis is restrained. Displacements of individual points can take place only in two directions, while the displacement in the third direction of the coordinate axes is restrained. The following relationships therefore apply:

$$\begin{aligned} \varepsilon_z = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = \gamma_{zy} &= 0 \\ \sigma_x \neq 0; \quad \sigma_y \neq 0; \quad \tau_{xy} &\neq 0 \end{aligned} \quad (1)$$

Thus we obtain the following equations for the stress σ_x , σ_y , τ_{xy} in the state of planar strain:

$$\sigma_x = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} [(1-\mu)\varepsilon_x + \mu\varepsilon_y] \quad (2)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} [\mu\varepsilon_x + (1-\mu)\varepsilon_y] \quad (3)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\mu)} \cdot \gamma_{xy} \quad (4)$$

$$\tan(2\theta_\sigma) = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (5) \quad \tan(2\theta_\varepsilon) = \frac{2\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \quad (6)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (7) \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad (8) \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \quad (9)$$

The calculation is carried out in iteration steps, with the tests of meeting boundary conditions defined by constitutive relationships conducted in each step. The boundary conditions are a function of strain. They may be changed in each iteration step.

The matrix-shape system of equilibrium equations is given by the following relationship:

$$[K]\{\Delta\} = \{f\} \quad (10)$$

where: K – stiffness matrix for the system being solved

Δ - vector of unknown strain parameters

f – load vector

It is assumed in the non-linear calculation that the stiffness matrix K is dependent on deformation of the structure, which is defined by the vector of displacement of node points Δ . The solution takes place in steps corresponding to certain increments in the loads.

V místech předpokládaného porušení byly definovány monitorovací body (obr. 5), které následně posloužily k určení výpočtového kroku, při němž dojde k porušení stoky.

Ze zatěžovací křivky (obr. 9) pak bylo možné určit hodnotu zatížení v příslušném zatěžovacím kroku.

DOPORUČENÉ ZPŮSOBY SANACE

Každá sanace je kompromisním řešením mezi rozsahem stavebních úprav nutných k rekonstrukci a finanční částkou, kterou si tyto úpravy vyžadají.

Pro zajištění statické únosnosti stoky budou prověřeny následující varianty:

- osazení vnitřního prstence z prostého betonu,
- zesílení vnitřního povrchu kompozitní tkaninou,
- vyvložkování na místě tuhnoucí vložkou,
- nové trubní vedení: a) vložení menšího profilu do stávající stoky,
b) uložení do otevřeného výkopu.

ZÁVĚR

Numerický model jednoznačně prokázal, že kolaps samostatné kanalizační stoky je způsoben porušením spojovacího materiálu – malty. K porušení konstrukce dojde přibližně při vnitřním přetlaku 32,5 kN/mb, to odpovídá hodnotě 3,25 m vodního sloupce (vztaženo ke dnu stoky).

ING. MICHAL SEDLÁČEK, *sedlacek@ko-ka.cz*, KO-KA,
s. r. o., ING. RADOMÍR PUKL, *CSc.*, *cervenka@cervenka.cz*,
ČERVENKA CONSULTING, s. r. o.,
ING. PAVEL DOHNÁLEK, *MSCE*, *dohnalek.p@betosan.cz*,
BETOSAN, s. r. o.

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, *DrSc.*

Monitoring points were defined in the locations of the expected failure (see Fig. 5). Subsequently the points were used for the determination of the calculation step during which the sewer would fail.

The value of the load during a particular loading step could be then determined from the loading curve (see Fig. 9).

RECOMMENDED METHODS FOR REHABILITATION

Each rehabilitation is a compromise between the extent of construction work necessary for reconstruction and the financial amount the work will require.

The following variants of methods securing sufficient static load capacity will be analysed:

- installation of an inner ring of unreinforced concrete
- reinforcement of the inner surface by composite fabric
- in-situ relining by a hardening material
- new tubes a) inserting a smaller profile into the existing sewer
b) lowered in an open trench

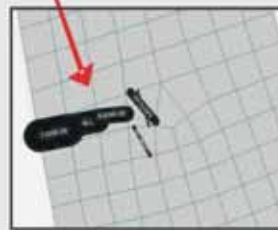
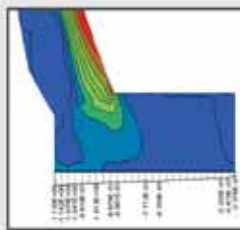
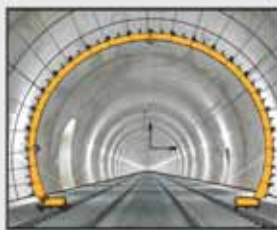
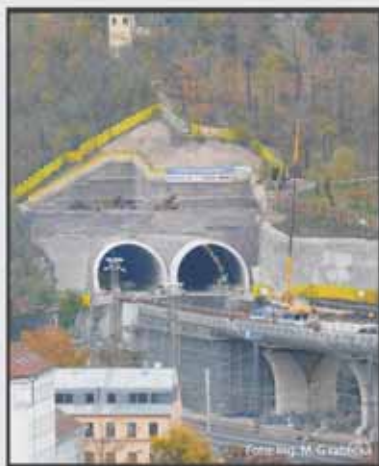
CONCLUSION

The numerical model explicitly proved that the collapse of the independent trunk sewer is the result of a failure of the joint filling material, i.e. the mortar. The structure will fail under the internal positive pressure of 32.5 kN/m, which corresponds to the value of 3.25 of water column (related to the sewer bottom level).

ING. MICHAL SEDLÁČEK, *sedlacek@ko-ka.cz*, KO-KA,
s. r. o., ING. RADOMÍR PUKL, *CSc.*, *cervenka@cervenka.cz*,
ČERVENKA CONSULTING, s. r. o.,
ING. PAVEL DOHNÁLEK, *MSCE*, *dohnalek.p@betosan.cz*,
BETOSAN, s. r. o.

Ověřte Vaši konstrukci programem ATENA!

Přidejte se ke špičkovým inženýrům, kteří používají počítačovou simulaci pro kontrolu a navrhování bezpečných a spolehlivých staveb.



Nabízíme:

- programy ATENA Engineering, ATENA Science, ATENA-SARA
- jedinečný software pro nelineární analýzu a hodnocení bezpečnosti
- uživatelskou podporu a údržbu
- poradenství v oblasti nelineárních výpočtů a spolehlivosti konstrukcí

Použití pro:

- tunely, dopravní stavby, mosty
- ověření únosnosti, šířek trhlin v betonu, spolehlivosti
- deformace, optimalizace vyztužení detailů
- bezpečnost konstrukce, požární odolnost

FOTOREPORTÁŽ Z VÝSTAVBY TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA V PRAZE (SRPEN 2009)

PICTURE REPORT ON CONSTRUCTION OF BLANKA COMPLEX OF TUNNELS IN PRAGUE (AUGUST, 2009)



Obr. 1 Staveniště Myslbekova, východní stěna s portály ražených tunelů
Fig. 1 Myslbekova site, the eastern wall with mined tunnel portals



Obr. 2 Staveniště Letná, výstavba dilatací D4-D7 tzv. milánskou metodou
Fig. 2 Letná site, construction of expansion blocks D4 through D7 by the Milan method



Obr. 3 Staveniště Letná, odtěžování pod ochranou stropní desky dilatace D11
Fig. 3 Letná site, excavation under the roof deck of expansion block D11



Obr. 4 Staveniště Letná, výstavba dilatace D20a severního tunelu
Fig. 4 Letná, construction of expansion block D20a of the northern tunnel tube



Obr. 5 Staveniště Letná, ražba severního třípruhového tunelu
Fig. 5 Letná site, excavation of the northern three-lane tunnel



Obr. 6 Ražený tunel, bednění vzduchotechnických kanálů v klenbě definitivního ostění
Fig. 6 Mined tunnel, formwork for ventilation ducts in the crown of the final lining vault



Obr. 7 Staveniště Troja, betonáž klenby hloubeného tunelu před raženým portálem
Fig. 7 Troja site, casting of the vault of the cut-and-cover tunnel in front of the mined portal

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

PRAŽSKÉ GEOTECHNICKÉ DNY 2009
PRAGUE GEOTECHNICAL DAYS 2009

The 14th Prague Geotechnical Days® took place in the Czech Academy of Sciences building on 20th May 2009. This year, the Technical Seminar, which is one of the main parts of the Geotechnical Days, was focused on issues of reinforcing ground structures.

The high point of the Prague Geotechnical Days was, as usual, an international Prague Geotechnical Lecture. Professor Eisenstein, a worldwide renowned expert in tunnel engineering, was requested to deliver the lecture this year. Because Professor Eisenstein was not able to arrive to give the lecture in person due to a severe disease, Ing. Karel Rössler, Ph.D. delivered it on his behalf. The lecture was focused on a classical tunnelling topic: 'Interaction of ground environment with underground structures'.

The topic of the following workshop was also from the field of tunnel engineering: 'Surface phenomena during underground construction'. Professor Ing. Jiří Barták took care of the workshop moderation.

MEZINÁRODNÍ SEMINÁŘ

Dne 20. května 2009 proběhly v budově Akademie věd již čtrnácté Pražské geotechnické dny®. Letošní odborný seminář, který je jednou z hlavních částí geotechnických dnů, byl zaměřen na problematiku vyztužování zemních konstrukcí. První přednáška na téma „Vývoj oboru vyztužování zemních konstrukcí“, kterou byl seminář zahájen, byla přednesena prof. Ing. Ivanem Vaníčkem, DrSc. Prof. Vaníček v ní shrnul, jaké prvky a materiály se pro vyztužování používají, jaký efekt se od nich očekává.

Na přednášku prof. Vaníčka navázal Dr. Arnstein Watn, ředitel výzkumu Sintef z Trondheimu v Norsku. Ten představil tři ukázkové příklady poruch a havárií vyztužených zemních konstrukcí způsobených nedodržením základních pravidel jejich navrhování.

Dalším přednášejícím byl Ing. Herle, který zpracoval spolu s Ing. Rottem (oba z ARCADIS Geotechnika a. s.) téma „Predikce a skutečné chování vysoké vyztužené zemní konstrukce“. Příspěvek představil stavbu rozsáhlého logistického parku nedaleko obce Kunice, během níž byla zhotovena vyztužená konstrukce dosahující v koruně délku téměř 2 km a výšku místy až 15 m.

Následná přednáška Ing. Marca Vicari z Officine Maccaferri S. p. a. z Boloni v Itálii pojednávala o jejich desetileté zkušenosti s vyztužování zemních konstrukcí tuhými ocelovými sítěmi a geomřížemi. Prezentace obsahovala výsledky numerického modelování těchto hybridních konstrukcí porovnávané s výsledky naměřenými na již zhotovených konstrukcích.

Poslední přednáška k tématu vyztužovaných zemních konstrukcí autorů Ing. Rubišarové a RNDr. Kresty se zabývala „Zeminami vyztužovanými rozptýlenými vlákny“. Tato technologie úpravy vlastností zemin je relativně nová a v současnosti existuje snaha o zjištění okrajových podmínek jejího nasazení do praxe.

PRAŽSKÁ MEZINÁRODNÍ GEOTECHNICKÁ PŘEDNÁŠKA

Vrcholem Pražských geotechnických dnů byla jako obvykle mezinárodní Pražská geotechnická přednáška. V letošním roce byl k jejímu přednesení vyzván prof. Zdeněk Eisenstein, světoznámý odborník tunelového stavitelství. Protože profesor Eisenstein se kvůli své těžké nemoci nemohl k proslovení své přednášky dostavit, přednesl ji jeho jménem Ing. Karel Rössler, Ph.D. Přednáška byla na klasické tunelářské téma „Interakce horninového prostředí s podzemními stavbami“.

Byla zaměřena na problematiku spolupůsobení horninového prostředí s podzemními konstrukcemi zejména mělce uložených tunelů, popřípadě tunelů ražených v měkkých soudržných zeminách a pod zastavěným územím. Ing. Rössler, který jak se ukázalo, byl hoden svého učitele, poukázal na nebezpečné mezní hodnoty sklonu poklesové kotliny. V přednášce byly ukázány různé aspekty vývoje poklesové kotliny a způsoby určování poklesu terénu.

Dále byly diskutovány různé průběhy závislosti mezi poklesem klenby tunelu v jejím vrcholu a povrchu terénu, a to podle různé výšky nadloží a typu horninového masivu, ve kterém byla ražba prováděna. Podkladem byly skutečná měření prováděná na budovaných tunelech i modelové výpočty.

WORKSHOP

I workshop letošních Pražských geotechnických dnů měl tunelářské téma. A sice „Povrchové jevy při podzemních stavbách“. O moderování workshopu se postaral profesor Ing. Jiří Barták, DrSc. Na úvod diskuse odezvalo několik připravených příspěvků od vyzvaných autorů. Prvním byla přednáška Ing. Alexandra Butoviče, Ph.D. (Satra s. r. o.) „Deformační odezva ražených částí tunelu Blanka v Praze“. Přednáška komplexním způsobem shrnula dosavadní znalosti o deformační odezvě horninového prostředí a primárního ostění na ražby. Byly ukázány příčiny a průběh dvou mimořádných událostí, ke kterým došlo v roce 2008.

Druhou přednáškou byl příspěvek Ing. Vladislava Johna (Metrostav a. s.) „Reakce neogenního jílu na ražbu tunelu Dobrovského v Brně“. Autor velmi přehledně zhodnotil pozorované deformační chování neogenních jílu při ražbách z pohledu zhotovitelů stavby. Dalším příspěvkem workshopu byla přednáška prof. Ing. Jiřího Bartáka, DrSc. „Stabilita pražského portálu tunelu Prackovice na dálnici D8“. Autor velmi instruktivně popsal nestandardní stabilitní problémy portálu při jeho výstavbě i při ražbách tunelu a informoval o zcela aktuálním stavu jeho deformačního chování z května 2009.

Úvodní část workshopu pak uzavřel společný příspěvek autorů Ing. Tomáše Ebermanna a Ing. Václava Veselého, Ph.D. „Vliv přerušení ražeb na deformaci horninového masivu“. Autoři zajímavým způsobem prezentovali na příkladech několika tunelových staveb (hotových či ve výstavbě) negativní vliv delšího přerušení ražeb na deformační odezvu horninového prostředí a primárního ostění.

Po přednáškách následovala živá diskuse. Workshop splnil očekávání, která do něho organizátoři vložili, protože vyvolal intenzivní výměnu názoru a přispěl ke sdílení autory získaných zkušeností i širokou odbornou tunelářskou veřejností.

CENA AKADEMIKA ZÁRUBY PRO MLADÉ INŽENÝRSKÉ GEOLOGY A GEOTECHNIKY

Pravidelnou součástí Pražských geotechnických dnů je i vyhlášení ceny akademika Záruby pro mladé inženýrské geology a geotechniky.

V letošním roce byla cena poprvé oficiálně udělena nejen pro nominované z České republiky, ale i ze Slovenské republiky. Komise pro hodnocení nominací byla proto rozšířena i o reprezentanty Slovenské asociace inženýrských geologů, RNDr. M. Kopeckého, CSc. a vedoucího katedry geotechniky Stavební fakulty VUT Bratislava prof. RNDr. F. Baliaka, Ph.D.

Komise, která hodnotila nominace předložené za rok 2008, neměla snadnou úlohu, protože se sešlo několik nadprůměrných prací. Proto se komise rozhodla udělit kromě hlavní ceny i dvě zvláštní uznání.

Hlavní cenu „Cenu akademika Quido Záruby“ udělila komise RNDr. Marku Lahovi z Univerzity Komenského, Přírodovědecké fakulty Bratislava, za jeho klíčový podíl na práci „Inžiniersko-geologický atlas hornin Slovenska“.

Zvláštní uznání pak byla udělena Ing. Janu Korejčíkovi z Metroprojektu za zpracování geotechnické problematiky v projektu ražené části prodloužení trasy metra „A“, a Ing. Václavu Račanskému ze společnosti Keller–speciální zakládání, za komplexní zpracování pravidel navrhování tryskové injektáže.

V letošním roce se tak oceněný dočkala i práce z oblasti podzemního stavitelství.

Komise i sponzor gratulují všem oceněným a těší se na nominace za práce předložené v roce 2009.

Pravidla pro udělení ceny a všechny ostatní informace s cenou související, včetně dosavadních „nositelů“ ceny, najdou zájemci na webové stránce „www.arcadisgt.cz“

DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsypal@arcadisgt.cz,
ARCADIS-GEOTECHNIKA a. s.

SINOROCK2009 – KONFERENCE MEZINÁRODNÍ SPOLEČNOSTI PRO MECHANIKU HORNIN (ISRM) SINOROCK 2009 – INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS (ISRM)

This year's greatest geomechanical conference was held from 17th to 22nd May in Hong Kong, jointly with a meeting of the ISRM executive bodies and election of the new president of the association. The symposium was organised by the University of Hong Kong and was attended by 257 professionals from 41 countries.

The position of China as a country with the largest underground construction has been reflected even in the activities of the ISRM. It was decided as long ago as 2005 at a conference in Brno that the next ISRM world congress would be held in Beijing in 2011 and Professor Xia-Ting Feng, the Institute of the Chinese Academy of Sciences in Wuhan, was elected the new president of the association for the term 2011-2015.

Ve dnech 17.–22. května se konala v Hongkongu letošní největší geomechanická konference, spojená se zasedáním řídicích orgánů ISRM a volbou příštího prezidenta společnosti.

Konferenci organizovala Univerzita Hongkong a zúčastnilo se jí 257 odborníků ze 41 zemí. Témata konference, představující jednotlivé sekce, zahrnovala charakterizaci horninového prostředí, geomechanické a geotechnické modelování, inženýrské projekční metody, podzemní uložení jaderného odpadu a dvě speciální sekce věnované sečuan-skému zemětřesení a tunelovým projektům v Hongkongu.

Složení účastníků, z nichž bylo přes 80 % z východní Asie (především Čína, Korea, Japonsko), stejně jako témata příspěvků odrážely obrovský boom tunelářství a podzemního stavitelství v této oblasti světa. Zejména objem stavěných a projektovaných tunelářských prací v Číně skutečně bere dech. V příštích deseti letech má být realizováno cca 500 km tunelů pro vodní přivaděče v rámci projektu dopravy vody z jižní Číny a tibetské plošiny do suchých oblastí severní Číny. Výstavba železniční sítě zahrnuje 2200 tunelů v celkové délce 2270 km a v oblasti silničních a dálničních tunelů činí celková délka nových tunelových staveb dokonce 4370 km. K tomu je nutno připočítat městské dopravní tunely jakož i podmořské tunely (např. Hongkong–Macao) v celkové délce cca 400 km. Celkově zahrnuje plán do roku 2020 cca 7500 km tunelových staveb, přičemž intenzivní výstavba již v současnosti probíhá.

Pozice Číny jako země s největším podzemním stavitelstvím se odrazila i v činnosti ISRM. Již v roce 2005 na konferenci v Brně se rozhodlo, že příští světový kongres ISRM se bude konat v roce 2011 v Pekingu a novým prezidentem společnosti na období 2011–2015 byl zvolen prof. Xia-Ting Feng z institutu Čínské akademie věd ve Wuhanu.

*DOC. ING. RICHARD ŠŇUPÁREK, CSc.,
snuparek@ugn.cas.cz, ÚSTAV GEONIKY AVČR*

9. MEDZINÁRODNÁ GEOTECHNICKÁ KONFERENCIA V BRATISLAVE 2009 9TH INTERNATIONAL GEOTECHNICAL CONFERENCE BRATISLAVA 2009

The 9th International Geotechnical Conference took place on 1st and 2nd June 2009 at the Faculty of Civil Engineering of the Slovak Technical University in Bratislava. It was held on the occasion of the 50th anniversary of opening the Department of Geotechnics, the organiser of the Conference.

The main conference topic consisted of Geotechnical Monitoring. Over 150 conference attendees heard presentations on geotechnical monitoring in underground constructions, transport-related constructions (12 papers), water-related constructions, landfills and tailing dams.

The conference proceedings contain 66 papers from 11 countries. Their authors are from universities, exploration companies, design bureaus and construction companies.

V dňoch 1. až 2. júna 2009 sa na pôde Stavebnej fakulty STU v Bratislave uskutočnila už 9. medzinárodná geotechnická konferencia. Tohtoročná konferencia mala slávnostný nádych, pretože sa konala pri príležitosti 50. výročia vzniku katedry geotechniky, organizátora uvedenej konferencie.

Hlavná téma konferencie bola Geotechnický monitoring. Viac ako 150 účastníkov konferencie si vypočulo prednášky o geotechnickom monitoringu v pozemných, dopravných, podzemných (12 príspevkov), vodohospodárskych stavbách, na skládkach a odkališkách.

Ako hlavné prednášatelia vystúpili prof. Pedro Simao Seco e Pinto – prezident Medzinárodnej spoločnosti pre mechaniku zemín a geotechnické inžinierstvo (táto spoločnosť má skoro 20000 členov z celého sveta), prof. Heinz Brandl – bývalý viceprezident Medzinárodnej spoločnosti pre mechaniku zemín a geotechniku pre Európu, prof. Georg Heerten – významný funkcionár Medzinárodnej spoločnosti pre Geosyntetiku, prof. Dietmar Adam – nástupca prof. Brandla, vedúci Inštitútu pre geotechniku Technickej univerzity vo Viedni, prof. Ivan Vaníček – budúci viceprezident Medzinárodnej spoločnosti pre mechaniku zemín a geotechnické inžinierstvo pre Európu.

V zborníku z konferencie je vyverejnených 66 príspevkov z 11 krajín. Autormi sú pracovníci z vysokých škôl, prieskumných, projektových i stavebných organizácií.

Konferenciu pripravil kolektív z katedry geotechniky v zložení: prof. Ing. Peter Turček, Ph.D. (predseda a garant), prof. RNDr. František Baliak, Ph.D. (vedúci katedry), prof. Ing. Emília Bednárová, Ph.D., prof. Ing. Jozef Hulla, DrSc., Ing. Monika Súľovská, Ph.D., Oľga Říkovská, Ing. Tatiana Ledényiová, Eva Sucháneková (členovia).

Veríme, že tohtoročná úspešná konferencia bude dobrou pozvánkou na tú ďalšiu, pripravovanú na rok 2011.

*RNDr. MILOSLAV KOPECKÝ, Ph.D.,
miloslav.kopecky@stuba.sk, STU Bratislava, katedra geotechniky*

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

O ČEM SE PÍŠE V ZAHRANIČNÍCH ČASOPISECH FROM FOREIGN JOURNALS

TUNNEL 4/2009

Pokud si někdo z účastníků tematického zájezdu České tunelářské asociace ITA-AITES do Švýcarska prolistoval červnové číslo **Tunnelu**, oficiálního časopisu německé STUVY, mohl si doplnit informace, které získal na staveništi gottharského bázeového tunelu v Bodiu. Hlavní náplní čísla je totiž přehled stavu, ve kterém se toto dílo nacházelo na začátku roku 2009. V jednom z článků se uvádí základní údaj o postupu ražeb – k 1. dubnu 2009 bylo z celkové délky 153,3 km tunelů, štol a šachet vyraženo 84 %, tj. 129,3 km. Současně jsou v článku finanční a časové rozvahy, ze kterých vyplývá předpokládaný termín uvedení tunelu do provozu koncem roku 2017.

V dalších článcích se popisují úspěšné ražby štíty TBM v 7,8 km dlouhém úseku u Erstfeldu, koncept ražeb v poruchové zóně v úseku u šachty Sedrun, vnitřní instalace v multifunkční stanici Faído, poklád-

ka prefabrikovaných dílců železničního spodku v úseku Amsteg nebo systém nakládání s rubaninou (logistika, využití, ukládání na skládky).

Velmi zajímavý je článek o úspěšném průchodu spodní částí poruchy Piora (Piora-Mulde) v úseku Faído. Dva razicí stroje TBM postupující od multifunkční stanice Faído poruchu bez větších problémů překonaly v říjnu 2008 a v lednu 2009. Tím se úspěšně završily skutečně desetiletí trvající průzkumy a rozvahy, zda a jak bude možné průchod touto poruchou zvládnout.

Jen stručně uvedeme základní postupy při řešení tohoto mimořádného problému. Piora–Mulde je porucha, která je vyplněna zvodnělým na prášek rozdrčeným dolomitem (ten prášek se v suchém stavu podobá moučkovému cukru). Porucha byla geologům známá – na povrchu území je patrná.

Její hlavní průzkum se provedl v letech 1993 až 1998. Zhruba 350 m nad budoucí úrovní hlavních tunelů byl směrem k poruše

vyražen pomocí TBM od Faído 5,5 km dlouhý průzkumný tunel. Ten mohli při pokongresové exkurzi navštívit účastníci WTC 1995, který se konal ve Stuttgartu.

Na konci března 1996 vodorovný jádrový vrt poprvé pronikl do poruchy. Následně v důsledku špatně fungující průchodky a její ucpávky proteklo během pouhých tří hodin do průzkumného tunelu vrtem o průměru 10 cm 1400 m³ dolomitové zvodnělé moučky. Razicí stroj musel být potom rozebrán a jeho díly byly vyvezeny z tunelu. Po zabezpečení pracoviště se provedlo do poruchy 19 průzkumných vrtů o celkové délce 7000 m. Pět z nich směřovalo dolů do plánované úrovně hlavních tunelů. K všeobecnému překvapení, jistě příjemnému, byl v této úrovni v poruše zastižen pevný bezvodý dolomitický anhydrit. Laboratorní testy prokázaly jeho relativně dobré mechanické vlastnosti. Výsledky průzkumu byly pak použity při zpracování projektu a při uzavírání kontraktu na ražbu tunelů v úseku Faído.

Na základě příznivých poznatků o geotechnických podmínkách v trase ražby bylo možno první TBM zastavit blízko před poruchou v září 2008. Následně se provedl průzkumný jádrový vrt ve sklonu 10 ° nad řeznou hlavou TBM dlouhý 284 m. Jeho účelem bylo potvrdit a zpřesnit výsledky průzkumu provedeného v roce 1998 šikmými vrty z průzkumného tunelu.

Vrt prokázal:

- 10 m širokou poruchovou zónu na přechodu mezi skalním masivem a Piora-muldou;
- pak následovalo 120 m pevného bezvodého dolomitického anhydritu – ten cca 250 m nad trasou tunelů naštěstí oddělovala od obávané zvodnělé dolomitické „moučky“ jakási těsnící sádrovcová čepička (gipshut);
- severní strana poruchy opět měla charakter poruchové zóny široké 10 m.

Po novém vyhodnocení všech poznatků se za hlavní nebezpečí při průchodu strojů TBM Piora-muldou považovala možnost zaklínění stroje a znemožnění dalšího postupu v důsledku velkých deformací skalního masivu. Proto byla přijata následující opatření:

- instalace odolné ocelové výstroje hned za řeznou hlavou k zabránění rozvolnění horniny (ocelové oblouky byly instalovány v rozteči 1 m a ihned se prováděla ochranná vrstva stříkaného betonu; cca 25 m za řeznou hlavou se ostění ze stříkaného betonu doplnilo na tloušťku 30 cm);
- nepřetržitá ražba přes celou šířku Piora-muldy;
- ražba s použitím maximálního průměru výrubu, který stroj po úpravě umožňoval (9,5 m).

TBM razicí východní tunel díky těmto opatřením úspěšně během 14 dnů prorazil poruchu Piora v říjnu 2008, západní tunel prošel poruchou v lednu 2009. Vzhledem k mohutnému vystrojení výrubu byl průměrný denní postup 10 m. Voda nebyla zastižena.

Úspěšné překonání poruchy uspořilo více než 100 milionů švýcarských franků, jejichž vydání se předpokládalo v případě nepříznivých geotechnických podmínek v poruše v úrovni hlavních tunelů.

Za Piora-muldou pokračuje úspěšně ražba v rulovém gotthardském masivu směrem k úseku Sedrun. V této části je nadloží nad tunely 1,7 km, což je nejvíce v celé trase bázevého tunelu. Teplota horniny dosahuje až 50 °C. S ohledem na vysoké nadloží a špatnou přístupnost míst na povrchu území se průzkum omezil na geologické zmapování terénu a promítnutí zjištěných skutečností do úrovně tunelů. Proto se při ražbě provádějí překrývající se průzkumné jádrové vrty délky přibližně 100 m. Pro případ zastižení poruchových zón a vysokých přítoků podzemní vody jsou připravena opatření pro jejich překonání – od injecktáží, přes odvodnění masivu až k provedení obchvatných tunelů.

Tunnel 4/2009 přináší ve svém zpravodajství další stručné informace, např.:

Švýcarská železniční společnost Rhätischen Bahn chystá rekonstrukci 5,3 km dlouhého tunelu pod sedlem Abdula, který je v provozu od roku 1903. Pro rozhodnutí o způsobu rekonstrukce se zpracovávají dva projekty – rekonstrukce stávajícího tunelu a ražba tunelu v nové trase.

Dánská konzultační firma je zodpovědná za projekt nejdelšího naplavovaného a ponořovaného silničního tunelu na světě, který se připravuje v Číně. Bude dlouhý 5,6 km, čímž o dva kilometry překoná dosud nejdelší tunel tohoto typu v úžině Oresund mezi Dánskem a Švédskem. I další údaje jsou impozantní – celková šířka dílců bude 40 m a potápěny a spojovány budou v hloubce 38 m pod hladinou.

Mnoho problémů při ražbě tunelů pod centrem Lipska na železničním propojení City Tunnel Leipzig zdrží jeho dokončení. To se původně plánovalo na konec roku 2009, později na prosinec 2011 a dnes se předpokládá uvedení do provozu v roce 2012. Zvýšení ceny stavby se odhaduje z původně plánovaných 576 mil. eur na 704 mil. eur.

GEOMECHANICS UND TUNNELBAU / GEOMECHANICS AND TUNNELLING 3/2009

Tento časopis, který nahradil dříve vydávaný časopis Felsbau, vychází 6 x za rok, přičemž tři čísla jsou vždy dvojjazyčná, články jsou tištěny v angličtině a v němčině. Vydavatelem časopisu je Rakouská geomechanická společnost (ÖsGG) a každé číslo je tematicky zaměřeno.

Dvojjazyčné číslo 2/2009 je zaměřeno na prognózování postupu razících strojů (Prediction of TBM Performance) a zahrnuje i článek týkající se zeminového štítu.

Tématem opět dvojjazyčného čísla 3/2009 je monitoring, vyhodnocování a prognózování (Monitoring, Interpretation and Prediction).

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, *ita-aites.cz*,
sekretář CzTA ITA-AITES

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICE CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA

MĚSTSKÝ OKRUH MYSLBEKOVA–PELC-TYROLKA

TUNEL ŠPEJCHAR–PELC-TYROLKA (ŠPELC)

S pomocí svislého členění kaloty a pod ochranou mikropilotových deštníků pokračovala a nadále pokračuje ražba v modifikované technologické třídě TT 5a obou tunelových trub STT a JTT. Jelikož ražby kalot procházejí geologickou poruchou na rozhraní řevnických křemenců a letenských břidlic, byly z těchto důvodů nově použity i chemické injecktáže dvousložkových pryskyřic aplikovaných z čelby tunelu.

Pomyslnou hranici vhodnějšího prostředí pro tunelovací práce potom tvoří z pohledu sedání povrchu objekt Šlechty restaurace, od kterého se bude zvětšovat mocnost horninového nadloží. Do překročení uvedeného rozhraní zbývá kalotám tunelů několik desítek metrů ražeb. Při dodržení podmínky o maximální vzdálenosti čelby od další části členěného profilu zbývá vyrazit dodatečně ražené opěří tunelů v délce cca 200 m.

THE CZECH REPUBLIC

MYSLBEKOVA – PELC-TYROLKA SECTION OF THE CITY CIRCLE ROAD

THE ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA (ŠPELC) TUNNEL

The construction of both tunnel tubes, the NTT and STT, has continued using a vertical excavation sequence in the top heading (side drifts and a central pillar) and canopy tube pre-support to pass through excavation support class 5a rock. Because the top headings are driven through a geological fault, at an interface between the Řevnice Quartzites and Letná Shales, chemical grouting was newly applied. Two-component resins have been injected from the tunnel face.

An imaginary border of an environment more suitable for tunnel construction work in terms of the surface settlement is formed by the Šlechta's restaurant. The thickness of the overburden will grow from the restaurant on. Several tens of metres of driving remain for the top headings to pass the above-mentioned interface. About 200m long

Současně s ražbou již probíhají i práce na definitivním ostění JTT. K dnešnímu dni je zabetonováno celkem 1071 m spodní klenby a 548 m klenby horní. Probíhají i přípravné práce k zahájení betonáže definitivního ostění STT.

Důležitým datem výstavby tunelu se stalo 21. 7. 2009, kdy byla zahájena protiražba STT z portálu Letná. Přibližně s měsíčním odstupem je plánována rozrážka kaloty JTT.

TUNELY MYPRA

S přihlédnutím k rozpracovanosti hloubení a zajišťování stavební jámy Myslbekova (realizuje firma Zakládání staveb) je v současné době reálný předpoklad zahájení ražeb divizí 5 MTS v termínu 10/09.

V průběhu 3Q/09 bude na stavebním dvoře Myslbekova realizována výstavba objektů zařízení staveniště, aby bylo zajištěno odpovídající zázemí pro ražbu a betonáže ostění obou tunelových trub.

I s přihlédnutím k postupné optimalizaci podmínek pro provádění této části díla městského vnitřního okruhu zatím stále platí, že tato část stavby je z pohledu HMG na kritické cestě výstavby.

TUNEL STAVBY 514 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY

Betonáže definitivní obehávky třípruhového tunelu byly kompletně dokončeny včetně instalace všech sítí a nyní probíhá příprava na betonáž vozovky. Na dvoupruhovém tunelu potom chybí k dokončení betonáže definitivní jen poslední přechodový čtyřmetrový segment mezi raženou a hloubenou částí, dále se zde pokládá vodovodní potrubí a kanalizace pod vozovku. Mezi oběma tunely se do konečného stavu také betonují propojky. V neposlední řadě pokračuje v souladu s harmonogramem i výstavba provozně-technických objektů na sliveneckém a radotínském portálu.

TUNEL STAVBY 513 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY

V červnu byla podle očekávání dokončena betonáž definitivního ostění včetně všech hloubených částí a tunelových propojek. V době uzávěrky tohoto čísla probíhaly práce na chodnících, podkladech pro vozovku, kanalizaci a kabelovodech. Předpokládá se, že společnost Subterra, a. s., tyto práce dokončí a v polovině srpna předá dílo vyššímu zhotoviteli – společnosti Skanska, a. s., která vybaví tunelové trouby potřebnou provozní technologii a zabezpečí kompletní dokončení díla. Tunel stavby 513 by měl být předán do provozu s celou budovanou jižní trasou silničního okruhu v dubnu 2010.

TUNELY VMO DOBROVSKÉHO

Ražby na obou tunelových rourách v době uzávěrky tohoto čísla postoupily na hodnotu cca 700 m pro tunel T II, který razí společnost Subterra, resp. na délku cca 600 m pro tunel T I, který razí společnost OHL ŽS. V tunelu T II byl dokončen nouzový záliv. Současně bylo již na obou tunelových rourách vybetonováno přes dvě stě metrů definitivního ostění protiklenby. Na tunelové rouře T I je betonáž protiklenby rozdělena technologicky na dvě části, v tunelové rouře T II je prováděna vcelku.

Vývoj poklesové kotliny na obou rourách je zatím uspokojivý. Vzhledem k existenci mnoha citlivých povrchových objektů se pravidelně schází rada monitoringu a vyhodnocuje průběžně zjišťované údaje měření. S přihlédnutím k získaným hodnotám měření bylo nově rozhodnuto, že pro úsek asi 40 metrů v blízkosti portálu TR II budou provedeny tryskové injektáže do podloží spodní klenby tunelu. V jednom kroku tak bylo aplikováno 40 sloupů tryskových injektáží délky 10 m.

ŽELEZNIČNÍ TUNEL JABLUNKOV Č. 2

Podle předpokladů byly v kalotě již dokončeny razičské přestrojovací práce ze stávajícího jednokolejného tunelu č. 2 na bezmála 600 m dlouhý nový tunel dvoukolejný. V opačném směru, tedy od prorážky zpět k východnímu portálu, nyní probíhá výlom opěrů a protiklenby. V průběhu těchto prací bude v letním období vyražena i spojovací štola k tunelu č. 1, který bude po dokončení díla sloužit jako štola úniková. Tyto práce provádí Subterra, a. s.

Současně již pracovníci firmy Firesta zahájili v místě portálu práce na betonáži definitivního ostění a protiklenby.

DÁLNIČE D8-805 LOVOSICE-ŘEHLOVICE

Na stavbě dálnice D8 Lovosice-Řehlovice přes České středohoří byl zaznamenán výrazný legislativní pokrok podmiňující provádění všech

tunnel bench sections remain to be excavated, maintaining the maximum distance between the headings and the other parts of the sequentially excavated cross section.

The work on the STT final lining is carried out concurrently with the excavation. The length of 1071m of the invert and 548m of the upper vault have been completed to date. The casting of the NTT final lining is under preparation.

An outstanding date was the 21 July 2009; the NTT counter heading started from the Letná portal on that day. The STT top heading is planned to commence approximately a month later.

MYPRA TUNNELS

Taking into consideration the degree of completion of the excavation and installation of support of the Myslbekova construction trench (carried out by Zakládání staveb a.s.), there is a realistic assumption that Metrostav a. s. Division 5 will be able to start the tunnel excavation in October 2009.

Myslbekova construction site facilities will be erected during third quarter 2009 to provide an adequate base for the excavation and casting of both tunnel tubes.

It has still been true, despite the gradual optimisation of the conditions in which this part of the inner circle road has been constructed, that this part of the project is, in terms of the programme, on the critical path.

THE TUNNEL IN CONSTRUCTION LOT 514 ON THE PRAGUE CITY RING ROAD

Casting of the final lining of the triple-lane tunnel has been finally completed, including the installation of all networks. The roadway casting is currently under preparation. As far as the double-lane tunnel is concerned, the only part of the final lining remaining to be cast is the last, 4m long transition segment between the mined tunnel and the cut and cover section. A water main and sewer are installed under the roadway in this tunnel tube. Cross passages between the two tunnels are also being completed by casting the lining. At last but not least, the construction of services structures is underway at the Slivenec and Radotín portals.

THE TUNNEL IN CONSTRUCTION LOT 513 ON THE PRAGUE CITY RING ROAD

As expected, June 2009 saw the completion of the casting of the final lining, including all cut-and-cover parts and cross passages. When this magazine copy deadline was passing, the work on walkways, roadway sub-base, sewerage and cableways was performed. It is expected that Subterra a. s. will complete this work and hand the construction over to Skanska a. s., the main contractor, in mid-August. Skanska will install tunnel services and secure the final completion of the works. The tunnel in construction lot 513 is planned for opening to traffic, together with the entire southern route of the Prague City Ring Road, in April 2010.

DOBROVSKÉHO TUNNELS ON THE LARGE CITY CIRCLE ROAD IN BRNO

On this magazine copy deadline, the length of the excavation of both tunnel tubes reached about 700m and 600m on the tunnel T II (driven by Subterra a. s.) and tunnel T I (driven by OHL ŽS, a. s.), respectively. The lay-by has been completed in tunnel T II. At the same time, the casting of over two hundred metres of the final invert lining has been finished in each tunnel tube. The casting of the invert in the tunnel tube T II is divided into two parts, while the casting in the tunnel tube T I is carried out as a single operation.

The development of the settlement trough has been satisfactory till now. Because of the existence of numerous sensitive surface buildings, the Monitoring Council meets regularly to continually assess the measured data. A decision has been recently made, taking into consideration the new measured values, that jet grouting into the tunnel invert sub-base will be carried out within an about 40m long section at the TR II portal. Forty 10m long jet grouted columns were installed in one step.

JABLUNKOV NO.2 RAILWAY TUNNEL

As expected, the work on replacing the support in the calotte of the existing single-rail tunnel and converting the tunnel into a nearly 600m

tunelových prací. Pro objekt tunelu Radejčín byl podán návrh na provedení doplňkového inženýrskogeologického průzkumu ve formě předražby v trase budoucího tunelu. Návrh byl kladně posouzen krajským úřadem a tak práce na odtěžení části jámy ústeckého portálu mohly být zahájeny na začátku července 2009. Očekává se, že kompletní stavební povolení na tunelové objekty tunelu Radejčín bude vydáno v nejbližších dnech.

Obě tunelové roury tunelu Prackovice byly v červnu 2009 kompletně doraženy, čímž byla dokončena důležitá etapa jeho výstavby. Prorážka byla situována do předem připraveného a zajištěného portálu. Celkově tak bylo vyraženo ve zvětralých až navětralých tufech na LTT 157,4 m a na PTT 148,7 m. Přestože se jedná o tunelové trouby délkově patřící k těm kratším, byly však vyraženy v komplikovaných geologických podmínkách, a proto za bezproblémové a bezpečné provedení prací je třeba všem zúčastněným poděkovat.

KANALIZACE KARVINÁ A MIKROTUNELOVÁNÍ

S touto stavbou se v naší rubrice můžeme již definitivně rozloučit, protože všechny razicí práce byly na stavbě v Karviné již ukončeny. Byly prováděny mikrotunelovací práce v profilech 300, 1000 a 1400 mm, dále ražby s otevřeným štítem, ale i ražby klasické. V současné době se provádí již pouze úklidové a dokončovací práce s tím, že dílo bude předáno do užívání v září roku 2009. Stavbu realizovalo sdružení firem Tchas, OHL ŽS a VOKD, hlavním dodavatelem mikrotunelovacích prací byla Subterra, a. s.

KOLEKTOR VÁCLAVSKÉ NÁMĚSTÍ – OPRAVA TRASY C

Stavební práce na kolektoru Václavské náměstí jsou u konce. V uplynulém čtvrtletí byla vyražena třetí lávka včetně vybetonování jejího definitivního ostění. Také byly provedeny betonové konstrukce v šachtě V2. Stavebně dokončen byl i únikový východ v prostoru č. p. 21 „Krone“, který byl vybudován technologií hloubení v otevřené rýze. V tomto prostoru byl odstraněn zábor v komunikaci a tím mohl být nově obnoven provoz v celé šíři Václavského náměstí, což jistě uvítají všichni návštěvníci hlavního města Prahy.

V současné době jsou v kolektoru osazovány ocelové konstrukce pro vedení inženýrských sítí a pochozí pororošty. V souběhu probíhá pokládka potrubí dvojice vodovodních řadů DN 500.

ING. KAREL FRANCZYK, k.franczyk@subterra.cz, SUBTERRA a. s.,
ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz, METROSTAV a. s.

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNEL BÔRIK

Práce na diaľničnom tuneli Bôrik pokračovali ukončovaním stavebných prác na oboch portáloch a montážou technologického vybavenia v tunelových rúrach. Úsek diaľnice D1 Mengusovce–Jánovce, ktorého súčasťou je aj tunel Bôrik s dĺžkou tunelových rúr 985 m a 979 m, by mal byť stavebne dokončený v októbri, takže by mohol byť uvedený do prevádzky pred koncom roku 2009. Zhotoviteľom stavebnej časti tunela je Marti Contractors, resp. jeho dcérska spoločnosť Tubau, a. s. Zhotoviteľom technologickej časti je PPA Controll, a. s.



Obr. Východný portál tunela Bôrik
Picture: Eastern portal of the Bôrik tunnel

long double-rail tunnel has been finished. In the opposite direction, from the breakthrough back to the eastern portal, the bench and invert excavation is currently underway. During this work, in the summer, a cross passage to Tunnel No. 1 will be driven. It will serve as an escape adit after the completion of the tunnel. The above-mentioned work has been performed by Subterra a. s.

Concurrently, Firesta employees started the casting of the final lining and invert at the portal.

THE D8 MOTORWAY – CONSTRUCTION LOT 805 LOVOSICE - ŘEHLOVICE

An important legislative progress has been achieved on the Lovosice-Rehlovice construction lot of the D8 motorway, which was necessary for the execution of all tunnel construction works. A proposal was submitted for conducting a complementary engineering geological survey for the Radejčín tunnel in the form of a pilot adit following the alignment of the future tunnel. The proposal was accepted by the regional administration, thus the excavation of a part of the Ústí nad Labem portal was allowed to start at the beginning of July 2009. It is expected that the complete building permit for mined structures of the Radejčín tunnel will be issued shortly.

The excavation of both tubes of the Prackovice tunnel was completed in June 2009, meaning the end of an important construction stage. The tunnel broke through a pre-prepared, stabilised portal. The total lengths of 157.4m and 148.7m of the LTT and RTT excavation, respectively, passed through weathered to slightly weathered tuff. Despite the fact that in terms of the length the tunnel can be rated as a shorter structure, all parties to the construction deserve appreciation because the geological conditions of the excavation were complicated.

SEWERAGE NETWORK IN KARVINÁ - MICROTUNNELLING

We can once for all say good bye to this construction in our column as all underground excavation has been completed in Karviná. It consisted of 300, 1000 and 1400mm-diameter microtunnelling, open-face shield excavation and also traditional tunnel excavation. Currently only cleaning and finishing work is underway, so that the works are put into service in September 2009. The project was implemented by a consortium consisting of Tchas, OHL ŽS and VOKD; the main contractor for the microtunnelling operations was Subterra a. s.

THE WENCESLAS SQUARE UTILITY TUNNEL – REPAIR TO THE C ROUTE

The civil engineering work on the Wenceslas Square utility tunnel is nearing completion. The third bench excavation was finished last month, including the casting of the final lining. Concrete structures in Shaft V2 were also completed. The civil work on the cut-and-cover structure of the escape exit in the area of the building No. 21 “Krone” has also been completed. A temporary works area within the road was vacated, thus it was possible to open the entire width of Wenceslas Square to traffic. This will certainly be welcomed by all visitors to the capital, Prague.

Currently, steel structures supporting engineering networks and metal grill walkways are being installed in the utility tunnel. A pair of DN 500 water mains is being placed concurrently.

ING. KAREL FRANCZYK, k.franczyk@subterra.cz, SUBTERRA a. s.,
ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz, METROSTAV a. s.

THE SLOVAK REPUBLIC

THE BÔRIK TUNNEL

The construction of the Bôrik continued by completing civil engineering works at both portals and installing tunnel equipment in both tubes. The civil works on the Mengusovce–Jánovce section of the D1 motorway, containing the Bôrik tunnel with the 985m and 979m long tubes, respectively, are expected to be completed in October, thus it could be opened to traffic before the end of 2009. The contractor for the civil works is Marti Contractors, namely its branch, Tubau a.s. The tunnel equipment installation contractor is PPA Controll, a. s.

PPP PROJEKTY NA VÝSTAVBU DIAĽNIC A RÝCHLOSTNÝCH KOMUNIKÁCIÍ

Jediným záujemcom, ktorý v máji predložil ponuku v tendri na tretí balík PPP projektov na výstavbu a prevádzku diaľnice D1, bolo konzorcium vedené spoločnosťami Hochtief-Alpine. Súčasťou diaľničných úsekov Hričovské Podhradie–Lietavská Lúčka, Lietavská Lúčka–Višňové, Lietavská Lúčka–Žilina a Višňové–Dubná Skala v celkovej dĺžke 29 km sú aj tunely Višňové (7,5 km), Žilina (0,6 km) a Ovčiarsko (2,3 km). Vyhodnotenie tendra a uzatvorenie zmluvy s víťazným uchádzačom sa očakávajú na jeseň tohto roku.

REKONŠTRUKCIA TUNELA POD HRADOM V BRATISLAVE

Práce na rekonštrukcii tunela pod Hradom v Bratislave začali v máji demontážou existujúcej koľajovej trate a prečistením odvodnenia nosnej klenby. V letných mesiacoch by mala začať demontáž existujúceho vodovodného potrubia a jeho preložka do železobetónového kanálu. Tunel dĺžky 792 m bol vybudovaný v rokoch 1943–1949 ako cestný, a v roku 1983 bol po celkovej rekonštrukcii zmenený na električkový. Investorom stavby je Dopravný podnik Bratislava, a. s., zhotoviteľom stavby je združenie tvorené firmami OHL ŽS, a. s., Skanska BS a. s. a Trnavská stavebná spoločnosť, a. s.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s.

MOTORWAY AND EXPRESSWAY PPP PROJECTS

The only interested party which submitted its bid for the third PPP package covering the construction and operation of the D1 motorway was a consortium led by the companies of Hochtief and Alpine. Parts of the Hričovské Podhradie–Lietavská Lúčka, Lietavská Lúčka–Višňové, Lietavská Lúčka–Žilina and Višňové–Dubná Skala motorway sections (the total length of 29km) are the Višňové tunnel (7.5 km), Žilina tunnel (0.6 km) and Ovčiarsko tunnel (2.3 km). The tender results and the contract award are expected to be announced in the autumn 2009.

RECONSTRUCTION OF THE TUNNEL UNDER THE CASTLE IN BRATISLAVA

The work on the reconstruction of the tunnel under the Castle in Bratislava started in May by removing the existing rail track and clearing the drainage of the load-bearing vault. The summer months should see the dismantling of the existing water main and diverting it into a reinforced concrete duct. The 792m long structure was built in 1943 through 1949 as a road tunnel, to be converted after a general reconstruction in 1983 into a tram tunnel. The client is Dopravný podnik Bratislava, a. s. (a public transit company), the contractor is a consortium consisting of OHL ŽS, a. s., Skanska BS a. s. and Trnavská stavebná spoločnosť, a. s.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s.

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

www.ita-aites.cz

PŘÍPRAVA MEZINÁRODNÍ KONFERENCE „PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010“

PREPARATION OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE “UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010”

The state of preparations of the 11th International Conference Underground Construction Prague 2010, which will be held in Clarion Congress Hotel Prague from 14th to 16th June 2010, were discussed by members of the Preparatory Committee and Scientific Council during their meeting on 26th July 2009. Taking into consideration the float, they decided to **extend the deadline for submitting abstracts of papers until 30th September 2009**. Therefore, the last opportunity to submit the abstract of your paper (via web page www.ita-aites.cz) is now, when you received this issue of TUNEL journal. The information regarding the acceptance of the abstract will be sent to authors after 30th September 2009.

All required information on the Technical Exhibition, advertising in conference documents, possibility of sponsoring of the conference and others, including a summary of submitted abstracts and instructions for the preparation of papers, is available at www.ita-aites.cz. In addition, it will be published in the 2nd Circular, the distribution of which is planned for October 2009.

Stav prípravy 11. mezinárodnej konferencie Podzemní stavby Praha 2010, ktorá sa bude konať v pražskom hotelu Clarion Congress Hotel Prague od 14. do 16. júna 2010, projednali členové prípravného výboru a vedecké rady konferencie na svojom jednaní dňa 26. júna 2009. S ohľadom na časovú rezervu rozhodli o **prodlužení termínu pro zaslání abstraktů příspěvků do 30. září 2009**. Takže ve chvíli, kdy dostáváte do rukou tento výtisk časopisu Tunel, je poslední možnost abstrakt příspěvku zaslat přes webové stránky www.ita-aites.cz. O přijetí abstraktu budou autoři informováni po 30. září 2009.

Všetchny potřebné informace o technické výstavě, o inzerci v konferenčních dokumentech, o možnosti podpory konference (sponzoring) a další včetně přehledu zaslaných abstraktů a pokynů pro zpracování příspěvků je možno nalézt na www.ita-aites.cz. Budou také uveřejněny v 2. oznámení, jeho expedice se předpokládá v říjnu 2009.

SLOŽENÍ REDAKČNÍ RADY ČASOPISU TUNEL PRO OBDOBÍ 2009 AŽ 2012

MEMBERS OF TUNEL JOURNAL EDITORIAL BOARD FOR THE 2009 THROUGH 2012 TERM

Members of the Editorial Board of TUNEL journal for the 2009 through 2012 term gathered for the first time at their meeting on 26th June 2009. At the beginning of the meeting they unanimously elected Professor Ing. Jiří Barták, DrSc. the new Chairman of the Editorial Board. The list of members of the EB is presented in the colophon of this TUNEL issue.

Členové redakční rady časopisu Tunel pro funkční období 2009 až 2012 se poprvé sešli na svém jednání dne 26. června 2009.

Jednání redakční rady mělo slavnostní úvod. Pamětní medaili České tunelářské asociace ITA-AITES převzal nejprve Ing. Jozef Frankovský za dlouholetou aktivní práci v redakční radě a za záslu-

hy o rozvoj spolupráce mezi českou a slovenskou tunelářskou asociací. Člen předsednictva CzTA Ing. Libor Mařík pak medaili předal také profesor Ing. Jiřímu Bartákovi, DrSc., kterému ji předsednictvo CzTA udělilo u příležitosti jeho sedmdesátin za jeho mimořádný podíl na rozvoji podzemního stavitelství v České republice i za jeho práci v asociaci.

Členové redakční rady pak jednomyslně zvolili nového předsedu redakční rady, kterým se stal profesor Ing. Jiří Barták, DrSc. Složení RR je uvedeno v tiráži tohoto čísla časopisu Tunel.

Následně poděkovali dosavadnímu dlouholetému předsedovi Ing. Petru Vozarikovi za vše, čím přispěl k růstu kvality i prestiže časopisu Tunel.

TEMATICKÝ ZÁJEZD ČLENŮ CzTA ITA-AITES DO ŠVÝCARSKA THEMATIC TRIP OF THE CzTA ITA-AITES MEMBERS TO SWITZERLAND

The ITA-AITES Czech Tunnelling Association organised for its members a thematic trip to significant tunnel constructions in Switzerland on 9th through 13th June 2009. The trip was attended by 40 persons. Wednesday the 6th June 2009 was dedicated to a visit to a Sika plant. The following day was dedicated to a visit to construction sites on a motorway by-pass around the town of Biel, comprising two tunnels. The Bütenberg tunnel and Längholz tunnels are 1.46km and 2.5km long, respectively. A visit to the information centre of the Gotthard base tunnel in Bodio took place on Friday.

Česká tunelářská asociace ITA-AITES uspořádala pro své členy ve dnech 9. až 13. června 2009 tematický zájezd na významné tunelové stavby ve Švýcarsku. Cesty se zúčastnilo 40 osob. K její přípravě výrazně přispěli Ing. Jiří Ruta z firmy Swissservice s. r. o., za což mu patří vřelý dík, a firma Sika Schweiz AG.

Středa 10. 6. 2009 byla věnována návštěvě závodů firmy Sika. Ve Widenu si účastníci prohlédli výrobu strojů pro stříkaný beton Aliva. Pak následovaly prohlídka laboratoří a přednášky v sídle firmy v Curychu. Rozsah výzkum a vybavení laboratoří firmy ukázaly, že firma této oblasti připisuje mimořádnou důležitost.

Následující den byl věnován prohlídce stavenišť dálničního obchvatu města Biel, jeho součástí jsou dva tunely. Tunel Bütenberg má délku 1,46 km a tunel Längholz je dlouhý 2,5 km.



Obr. 1 Částečně zaražený zeminový štít na staveništi v Bielu
Fig. 1 An EPB shield partially driven into the ground on the Biel construction site

Na tomto tunelu si účastníci prohlédli oba portály a především částečně již zaražený zeminový štít včetně skládky tybinků (obr. 1), betonárny, mezideponie rubaniny, která sem bude dopravována pásovým dopravníkem, a dalších objektů zařízení staveniště.

Po návratu do Curychu se účastníci ještě zastavili v informačním centru nové stavby železničního propojení pod centrem města. Stavba je prováděna v nepříznivých geotechnických podmínkách a její součástí je především 4 800 m dlouhý tunel Weinberg a železniční stanice umístěna v druhé podzemní úrovni pod curyšským hlavním nádražím.

V pátek 12. června 2009 proběhla návštěva gotthardského bázevního železničního tunelu, konkrétně informačního centra a staveniště v Bodiu (obr. 2). Zde, v místě jižního portálu celého tunelu, se účastníci seznámili se současným stavem rozestavěnosti tohoto grandiózního díla a prohlédli si uspořádání staveniště. Vstoupili také do 3,2 km dlouhého transportního tunelu, kterým je dopravována rubanina z přilehlé sekce tunelu na úložiště v bočním údolí.

Tematický zájezd přinesl zajímavé poznatky a účastníci jej považují za velmi zdařilý.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, ita-aites@metrostav.cz,
sekretář CzTA ITA-AITES



Obr. 2 Účastníci tematického zájezdu před vyřazenou řeznou hlavou TBM na staveništi gotthardského bázevního tunelu v Bodiu

Fig. 2 Participants in the thematic trip in front of a TBM cutterhead on the Gotthard base tunnel construction site in Bodio

SPRAVODAJ SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

www.sta-ita-aites.sk

SLOVENSKÁ TUNELÁRSKA ASOCIÁCIA VYHLÁSILA MESIAC TUNELOV SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION DECLARED A MONTH OF TUNNELS

Anniversaries of opening two motorway tunnels to traffic, the Sitina and Branisko, fall on June. Apart from professional public, few people know about it. In Slovakia, the opinions formed by media connect tunnels mainly with negatives, such as overpricing of constructions or failures to keep to schedules. Benefits of tunnels, for example saving of time, protecting the environment and, at last but not least, saving of human lives, are not spoken about too much. This is also why the Slovak Tunnelling Association (STA) decided to declare the period from 15th June to 15th July Month of Tunnels. The

objective of this event is to heighten awareness of these structures and provide the public with more information and, first of all, qualified information.

A touring exhibition showing the best of the Slovak tunnel engineering was prepared for the lay public within the framework of the Tunnels Month. The exhibition consisted of ten large format display panels presenting points of interest from the world of Slovak tunnels.

Na jún pripadajú na Slovensku výročia otvorenia dvoch dálničných tunelov, Sitiny a Braniska. Málokto mimo odbornej verejnosti

však o tom vie. Na Slovensku sa v mediálnom obraze spájajú tunely najmä s negatívami, akými sú predražovanie či nedodržanie časového plánu výstavby. O ich prínosoch, napríklad šetrení času, životného prostredia a v neposlednom rade aj ľudských životov, sa veľmi nehovorí. Aj preto sa Slovenská tunelárska asociácia (STA) rozhodla v období od 15. júna do 15. júla vyhlásiť Mesiac tunelov, ktorého cieľom je zvýšiť povedomie o týchto stavbách a priniesť verejnosti viac a najmä kvalifikovaných informácií. V rámci mesiaca tunelov bolo pripravených niekoľko akcií.

Prvou bola tlačová konferencia predstaviteľov STA, ktorej hlavným cieľom bolo predstaviť laickej verejnosti tunely, ich prínos a pohľad na prípravu, realizáciu a prevádzku. S veľkým ohlasom sa stretla najmä téma bezpečnosti prevádzky tunelov a zvládania kritických situácií, ktoré v nich môžu vzniknúť. Bola tiež diskutovaná problematika výstavby tunelov na diaľnici D1, ktoré sú pripravované v rámci PPP projektov na Slovensku.

Ďalšou aktivitou bol dlhodobý pripravovaný seminár Požiarne vetranie a bezpečnosť dopravných tunelov, ktorému je v tomto čísle venovaná samostatná správa.

SEMINÁR POŽIARNE VETRANIE A BEZPEČNOSŤ DOPRAVNÝCH TUNELOV SEMINAR ON FIRE VENTILATION AND SAFETY IN TRANSPORT TUNNELS

A technical seminar dedicated to issues of ventilation and safety in road and motorway tunnels was held in Bratislava on 18/6/2009. It was organised by the ITA-AITES Slovak Tunnelling Association. The objective of the seminar was, apart from exchanging experience and unifying recommendations for safety in road and motorway tunnels, also seeking a model of collaboration with the aim of completing technical regulations. The seminar had 100 attendees not only from Slovakia but also from the Czech Republic, Hungary, France and Portugal.

Seven lectures were given at the seminar, by ventilation and safety in road tunnels experts from European tunnelling great-powers, such as Austria, Switzerland and Germany. Apart from them, also representatives of Slovakia and the Czech Republic presented their experience.

Dňa 18. 6. 2009 sa v Bratislave uskutočnil odborný seminár venovaný problematike vetrania a bezpečnosti cestných a diaľničných tunelov. Hlavným organizátorom bola Slovenská tunelárska asociácia ITA-AITES, pričom záštitu nad seminárom prevzali Ministerstvo dopravy, pôšt a telekomunikácií SR, Ministerstvo vnútra SR a Národná diaľničná spoločnosť a. s. Cieľom seminára bolo, okrem výmeny skúseností a zjednotenia odporúčaní pre bezpečnosť cestných a diaľničných tunelov, aj nájdenie modelu spolupráce za účelom dopracovania technických predpisov. Ako motto seminára by bolo



Pohl'ad na predsedníctvo seminára
View of the seminar Board

Pre laickú verejnosť bola v rámci mesiaca tunelov pripravená aj atraktívna putovná výstava, v ktorej sa predstavilo to NAJ zo slovenského tunelárstva. Výstava pozostávala z desiatich veľkoplošných panelov predstavujúcich zaujímavosti zo slovenského tunelárskeho sveta:

- najoriginálnejší tunel – Telgártsky
- najdlhší tunel v prevádzke – Branisko
- najstarší tunel – Lamačský
- najširší tunel – Horelica
- najdiskutovanejší tunel – Višňové
- najkratší cestný tunel – Stratená
- najradikálnejšia zmena v tuneli – pod Hradom
- najočakávanejší tunel roka 2009 – Bôrik
- najdlhší železničný tunel – Čremošiansky
- najmodernejší tunel v prevádzke – Sitina

Výstava bola postupne inštalovaná od 15. júna do 5. júla v obchodných centrách v Bratislave, Žiline a Košiciach.

ING. VIKTÓRIA CHOMOVÁ, chomová@dopravoprojekt.sk,
DOPRAVOPROJEKT, a. s.

možné označiť zvyšovanie bezpečnostného štandardu cestných tunelov pri zachovaní ekonomickej efektivity prijatých opatrení. Seminára sa zúčastnilo viac ako 100 odborníkov nielen zo Slovenska, ale aj z Českej republiky, Maďarska, Francúzska a Portugalska. Medzi účastníkmi boli zástupcovia oboch rezortných ministerstiev i prevádzkovateľa tunelov, projektanti tunelov a špecialisti na bezpečnosť a riziká, príslušníci Hasičského a záchranného zboru, zástupcovia domácich i zahraničných zhotoviteľských firiem ako aj zástupcovia vysokoškolských pracovísk.

Na seminári vystúpili so siedmimi prednáškami odborníci z oblasti vetrania a bezpečnosti cestných tunelov z európskych tunelárskych veľmocí, akými sú Rakúsko, Švajčiarsko a Nemecko. Okrem nich prezentovali svoje skúsenosti aj zástupcovia Slovenska a Českej republiky. Seminár priniesol zúčastneným množstvo nových informácií a odhalil viacero otázok a podnetov, na ktoré je potrebné čo najskôr nájsť odpovede aj s ohľadom na množstvo pripravovaných tunelových stavieb na Slovensku. Zmysel usporiadania seminára sa potvrdil aj tým, že po viacerých prednáškach nasledovala pomerne intenzívna diskusia, v ktorej zaznievali aj diametrálne rozdielne názory.

Záveru formulované organizátormi seminára zneli nasledovne:

- Seminár prispel k zintenzívneniu a zlepšeniu komunikácie medzi stranami zúčastnenými v procese prípravy, odsúhlasovania, výstavby a prevádzky tunelov.
- V krátkom čase, na základe výzvy kompetentných, sú zástupcovia MDPT SR, MV SR, NDS a STA ochotní nominovať svojich zástupcov do pracovnej skupiny, ktorej cieľom bude revízia a dopracovanie existujúcich technických predpisov pre navrhovanie technologických zariadení a pre požiarne bezpečnosť tunelov.
- Pri revidovaní a dopracovaní technických predpisov bude vhodné okrem doterajších skúseností a poznatkov pri navrhovaní, realizácii a prevádzkovaní tunelov v SR vychádzať tiež zo skúseností z krajín s veľkým počtom prevádzkovaných tunelov (Rakúsko, Švajčiarsko a pod.).
- Do procesu zvyšovania bezpečnosti do veľkej miery vstupuje ľudský faktor v podobe správania sa vodičov a cestujúcich, či už počas bežnej premávky alebo v prípade krízovej situácie v tuneloch.
- V priebehu roku 2010 uskutočniť podobný odborný seminár so zameraním na ďalšie aspekty bezpečnosti cestných tunelov.

ING. VIKTÓRIA CHOMOVÁ, chomová@dopravoprojekt.sk,
DOPRAVOPROJEKT, a. s.