Tunel

č. 2
2010

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

11. mezinárodní konference
PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010
11TH International Conference
UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE

Vážení čtenáři časopisu Tunel,

dostává se vám do rukou číslo odborného časopisu Tunel, které vychází v době konání 11. ročníku mezinárodní konference Podzemní stavby Praha 2010, a proto je obsah čísla částečně konferenci věnován.

Cílem přípravného výboru bylo úspěšné navázání na předchozí ročníky konferencí Podzemní stavby Praha, z nichž poslední se konala v roce 2003, včetně využití veškerých zkušeností z organizace WTC 2007. Jedním z hlavních záměrů bylo uspořádání kvalitní mezinárodní konference s vyrovnaným rozpočtem, která by byla dostatečně zajímavá pro zájemce z ČR i zahraničí. Proto byli do vědecké rady přizváni renomovaní zahraniční odborníci a řada z nich byla požádána o přednesení vyzvaných přednášek. Oproti předchozím českým konferencím bylo rozhodnuto o tisku sborníku v angličtině, elektronická verze příspěvků včetně českých a slovenských verzí z ČR a SR je dostupná na CD přiloženém ke sborníku.

Z obsahu tohoto čísla přirozeně musím vyzdvihnout úvodní přednášky (Keynote Lectures), které jsou podle mého názoru velmi kvalitní a zajímavé. První dva příspěvky připravili přední představitelé českého tunelářství – prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc. a prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. Oba příspěvky jsou zaměřeny na poslední vývoj podzemního stavitelství v České republice. Prof. Aldorf se zaměřil především na realizované a připravované projekty, kromě popisu úspěšných projektů jsou uvedeny i velmi poučné informace o haváriích podzemních staveb. Prof. Barták ve svém článku přináší průřez vývojem technologií ražby českých tunelů od klasických tunelovacích metod přes moderní konvenční metody po využití moderních plnoprofilových tunelovacích strojů, které do ČR v současnosti přicházejí. Další dva příspěvky jsou zahraniční. Dr. Nick Barton, autor celosvětově používané klasifikace horninového masivu Q, se ve svém článku soustředil na predikci TBM ražeb ve skalních horninách pomocí metody QTBM, která vychází ze zkušeností z přibližně 1000 km mechanizovaných ražeb. Prof. Walter Wittke připravil příspěvek zaměřený také na přípravu ražeb ve skalních horninách, který se však zabývá zejména konvenčním tunelováním. V příspěvku je uvedena řada praktických aplikací.

Kromě úvodních přednášek s konferencí přirozeně úzce souvisejí zprávy o příspěvcích zaslaných do sekcí konference. Zprávy připravili členové vědecké rady zodpovědní za jednotlivé sekce.

Toto číslo však není věnováno pouze konferenci. První tři články autorů z firmy Metrostav a. s. představují současné významné stavby firmy – prodloužení trasy A pražského metra, tunelový komplex Blanka a tunely Prackovice a Radejčín na dálnici D8. První článek se podrobněji zabývá velmi důležitým milníkem českého tunelářství – nasazením moderních plnoprofilových tunelovacích strojů na ražbu českých dopravních tunelů.

Aspektům přípravy a výstavby výše uvedených podzemních staveb se věnují i další tři články.

Firma Doprastav a. s. ve svých článcích představuje dvě významné stavby – první je zprovozněný polský silniční tunel Laliky a druhou připravovaný tunel Havran na slovenské dálnici D1.

Jediný čistě teoretický článek je zaměřen na laboratorní výzkum vlivu chemických injektáží na propustnost zemin.

Čtenářům časopisu přeji příjemné a poučné čtení, všem účastníkům konference přeji, aby konference splnila jejich očekávání.

doc. Ing. MATOUŠ HILAR, MSc., Ph.D., CEng., MICE.,
předseda vědecké rady konference PS 2010,
člen redakční rady časopisu Tunel

Dear readers of TUNEL journal,

You are holding in hands the issue of technical journal TUNEL which is published on the occasion of the 11th International Conference Underground Constructions Prague 2010. The conference links to previous Czech conferences the Underground Constructions Prague 2003 and the World Tunnel Congress WTC 2007 in Prague.

The conference preparation utilised experience gained during all previous conferences including successful realisation of the WTC 2007. One of the main conference goals was to organise a high-quality international conference with a balanced budget, which would be interesting for international and domestic attendees. For that reason, renowned foreign experts were invited to become members of the Scientific Council. Many of them were also asked to present their own invited lectures. In contrast to previous Czech conferences, the decision was made that the conference proceedings is printed in English, whilst the electronic version available on an accompanying CD contains Czech and Slovak versions of papers from the Czech and Slovak Republics.

From the contents of this issue, I must naturally praise the Keynote Lectures, the content of which is, in my opinion, of high quality and very interesting. The initial two papers were prepared by two prominent representatives of the Czech tunnelling industry – Prof. Josef Aldorf and Prof. Jiří Barták. Both papers are focused on the latest development of the tunnelling industry in the Czech Republic. Prof. Aldorf focused his paper first of all on realised and prepared projects. In addition to description of successful projects, he also presents highly illuminating information about collapses of underground structures. The next paper of Prof. Barták brings a survey of the development of Czech tunnel excavation techniques, starting from classical tunnelling methods through modern conventional methods up to the use of modern tunnelling machines, which are today comming to the Czech Republic. The other two contributions are from foreign authors. Dr. Nick Barton, the author of the world-wide used Q-system of rock mass classification, focused his paper on the prediction for hard-rock TBM drives using the QTBM method, which is based on experience from approximately 1000km of tunnels excavated using TBMs. Prof. Walter Wittke also prepared his paper with the focus on driving of tunnels through a hard rock, but his paper is mainly focused on conventional tunnelling. The paper contains many practical applications.

Naturally, apart from the Keynote Lectures, reports about papers in technical sections are also closely related to the conference. The reports were prepared by members of the Scientific Council responsible for individual sections.

But this journal issue is not dedicated only to the conference. Initial three papers by authors working with Metrostav a.s. introduce current important projects constructed by their employer, namely the Prague Metro Line A extension, the Blanka tunnel complex a the Prackovice and Radejčín tunnels on the D8 motorway. The former paper deals in more detail with a very important milestone in the Czech tunnel construction industry: the employment of the first modern tunnelling machines for excavation of the Czech transport tunnels. Aspects of the preparation and construction of the mentioned tunnels are also the topics of other three papers published in this TUNEL issue. Doprastav a. s. introduces two important tunnels in its papers. The first of them is the already operating the Laliki tunnel in Poland and the other is prepared the Havran tunnel on the D1 motorway in Slovakia. The only one purely theoretical paper is focused on a laboratory testing of the influence of chemical grouting on permeability of soils.

I would like to wish the readers of this journal pleasant and instructive reading and all conference attendees to have their conference expectations fulfilled.

doc. Ing. MATOUŠ HILAR, MSc., Ph.D., CEng., MICE.,
Chairman of the UC 2010 Conference Scientific Council,
Member of the Editorial Board of TUNEL journal

VÁŽENÍ ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL A ÚČASTNÍCI 11. MEZINÁRODNÍ KONFERENCE PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010!

Jsem velmi rád, že vás mohu pozdravit jménem akciové společnosti Metrostav a. s.

Časopis Tunel, jehož číslo 2/2010 právě držíte ve svých rukou, je již mnoho let nezastupitelným partnerem všech odborníků, organizací a firem, jež jakýmkoli způsobem působí v oblasti podzemního stavitelství a podílejí se na jeho rozvoji a pokroku. Časopis zprostředkovává výměnu informací a zkušeností a je skutečnou kronikou oboru podzemního stavitelství v České i Slovenské republice. Navíc především v posledních letech je v něm uveřejňováno stále více zahraničních článků a současně i v zahraničí roste jeho prestiž.

Když si prolistujete jeho ročníky z posledních dvou desetiletí, jistě si uvědomíte, jak pozitivně se rozvinulo podzemní stavitelství v České republice. V této souvislosti si dovoluji s určitou hrdostí poznamenat, doufám, že ne neskromně, že podíl společnosti Metrostav na tomto rozvoji byl podstatný a neopominutelný. Řada staveb je toho jasným dokladem. Stavba tunelu Mrázovka na městském automobilovém okruhu v Praze znamenala plné zvládnutí Nové rakouské tunelovací metody v obtížných geotechnických podmínkách při nízkém nadloží pod městskou zástavbou. Technologií NRTM jsme razili také nejdelší dálniční tunel v České republice Panenská na dálnici D8 z Prahy do Drážďan a řadu železničních tunelů, z nichž bych připomenul Vítkovské tunely na stavbě Nové spojení v Praze. Zmínit musím i největší tunelářskou stavbu současnosti – tunelový komplex Blanka opět na pražském městském okruhu, kterou si budou moci prohlédnout v rámci dvou exkurzí účastníci konference Podzemní stavby Praha 2010.

Pokračovala i naše práce na pražském metru, konkrétně na prodloužení trasy C z Holešovic do Letňan. Její součástí byla unikátní technologie naplavovaných jednokolejných tubusů metra při přechodu Vltavy v Praze-Troji.

Na řadě těchto projektů jsme úspěšně spolupracovali s našimi partnerskými organizacemi z DDM Group.

V podnikové strategii se snažíme klást důraz na inovace a nové technologie. A právě ve stavbě tunelů je zde před námi nyní velká výzva a příležitost. Značnou část prodloužení trasy A pražského metra z Dejvic do Motola budeme razit moderními tunelovacími stroji, konkrétně zeminovými štíty (EPBS), které nám dodá firma Herrenknecht AG. Jejich nasazení znamená skutečně novou etapu podzemního stavitelství v České republice. Mělo by přinést nejen zvýšení průměrných výkonů ražeb, ale i vyšší standard hygieny práce a nižší dopady stavby na životní prostředí v přilehlé oblasti Prahy 6.

Česká tunelářská asociace ITA-AITES, jejímž zakládajícím členem je naše společnost, pořádá v tříletých intervalech mezinárodní konference Podzemní stavby Praha. Letošní ročník je již jedenáctý v pořadí, i když tříletý interval tentokrát nebyl dodržen, protože v mezidobí se v Praze v roce 2007 konal světový tunelářský kongres ITA-AITES WTC 2007. Jménem akciové společnosti Metrostav bych chtěl vyjádřit přesvědčení, že konference dobře naváže na minulé ročníky i na úspěch pražského kongresu WTC 2007. Přivítat bych chtěl především zahraniční účastníky, jejichž zájmu o české podzemní stavitelství si skutečně vážíme.

Závěrem mi dovolte, abych poděkoval všem partnerům, se kterými v oblasti podzemních staveb spolupracujeme. Jsou to náročné stavby a jejich úspěšná realizace není výsledkem práce jedné firmy, ale vyžaduje odbornost a kooperaci řady subjektů zajišťujících činnosti související s investorskou přípravou, geotechnickým průzkumem přes zpracování projektové dokumentace až k dodávkám technologického vybavení.

ING. PAVEL PILÁT,

generální ředitel Metrostav a. s.

Chief Executive Director Metrostav a. s.

DEAR READERS OF TUNEL JOURNAL AND ATTENDEES TO THE 11TH INTERNATIONAL CONFERENCE UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010!

I am very happy that I can greet you on behalf of Metrostav a. s.

TUNEL journal, the issue No. 2/2010 of which you are just holding in your hands, has been an unreplaceable partner for all professionals, organisations and companies involved in some way in the field of the underground engineering, which have been contributing to the development and progress of the industry. The journal intermediates the exchange of information and experience and is a real chronicle of the underground construction industry in the Czech and Slovak Republics. In addition, more and more papers by foreign authors have been published in it and its reputation abroad has grown in the recent years.

If you leaf through its volumes from the recent two decades, you will certainly realise how positively the underground construction industry has developed in the Czech Republic. In this context, I would like to note with a measure of pride, I believe that not immodestly, that Metrostav's share in this development has been significant and non-negligible. Numbers of completed structures are a testimony to this statement. The Mrázovka tunnel construction on the City Circle Road in Prague proved full mastering of the New Austrian Tunnelling Method in complex geotechnical conditions, under a shallow cover and under an urban development. Using the NATM technique, we drove, among others, the Panenská tunnel on the D8 motorway from Prague to Dresden, which is the longest motorway tunnel in the Czech Republic, and several railway tunnels, of which I would like to remember the tunnels under Vítkov Hill on the New Connection in Prague project. I must also mention the largest tunnel construction project of our time, the Blanka complex of tunnels, which is also found on the City Circle Road in Prague. Attendees to the Underground Construction Prague 2010 Conference will have the opportunity to visit sites of this construction during two excursions.

Our work on the Prague metro also continued, namely the work on the Line C extension from Holešovice to Letňany. Part of this work was the application of a unique technique when installing single-track immersed tunnel tubes to cross the Vltava River in Prague-Troja.

We successfully collaborated on many of the projects with our partners from DDM Group.

Our company's strategy is based on the stress placed on innovations and new technologies. It is the tunnel construction field where we are currently facing a big challenge and opportunity. We will carry out a significant part of the metro Line A extension from Dejvice to Motol using modern tunnelling machines, namely EPBS TBMs, which will be supplied to us by Herrenknecht AG. The employment of these machines means a really new stage in the underground engineering industry in the Czech Republic. It is expected to bring about not only increased average excavation advance rates, but also a higher standard of working hygiene and smaller impacts on the environment in the adjacent area of Prague 6.

The ITA-AITES Czech Tunnelling Association, with our company being a founding member, has held tri-annual international conferences Underground Constructions Prague. This year's event will be the eleventh, despite the fact that the 3-year interval was not previously maintained because of the ITA-AITES World Tunnel Congress, which was held in Prague in 2007. I would like to express on behalf of Metrostav joint-stock company my conviction that the conference will well link to the previous events and to the success of the WTC 2007. I would like to welcome also foreign visitors. We really appreciate their interest in the Czech underground engineering.

To conclude, allow me to thank all partners we have been collaborating with in the field of underground construction. Underground construction projects are demanding and the success in implementing them is not a result of a single company work. It requires expertise and cooperation of many subjects providing the engineering, geotechnical investigation, through the preparation of design documents up to supplies of tunnel equipment.

VÁŽENÍ ČITATELIA,

medzinárodná konferencia Podzemné stavby Praha 2010, pri príležitosti ktorej vychádza časopis Tunel, ktorého vydanie držíte v ruke, je vzácnou príležitosťou pre firmy prezentovať výsledky svojej práce v danom odbore. Trojročný cyklus takejto konferencie, ako aj široká účasť odborníkov z celého sveta, podčiarkuje jej význam.

Partnerom podujatia je i DDM Group, zoskupenie stavebných firiem, ktoré, aj keď ako celok je ešte mladé, už si vydobylo rešpekt na stredoeurópskom stavebnom trhu. V odbore podzemných stavieb a tunelov v posledných rokoch v tomto priestore nepochybne výrazne dominuje.

Doprastav, a. s., s domovským sídlom na Slovensku, ako súčasť skupiny DDM Group je tradične spájaný s dopravnými stavbami, pričom stavby ciest, diaľnic a mostov sú jeho synonymom. V nedávnej minulosti sa Doprastav výrazne orientoval na domáci trh. Meniace sa podmienky na slovenskom a na stredoeurópskom stavebnom trhu nás však postupne prinútili na jednej strane diverzifikovať portfólio stavebných činností na domácom trhu a na druhej strane rozširovať obmedzený slovenský trh do zahraničia.

Výsledkom snahy o širšie profesijné pokrytie trhu boli aj prvé referenčné stavby tunelov. Viaceré z nich, v posledných rokoch v úzkej spolupráci so sesterskou firmou Metrostav, ako jej poddodávateľ pre raziace práce, budovanie ostení, portálov a ďalšie práce na železničných tuneloch Krasíkov, Hnĕvkov, na diaľničných tuneloch Panenská, Klimkovice, na tuneli Blanka, na stavbe Metro Praha a na mnohých ďalších akciách na území Českej republiky.

Iné však tvoria našu vlastnú referenciu, ako napr. prieskumná štôlňa (v budúcnosti úniková štôlňa) tunela Višňové na diaľnici D1 pri Žiline v dĺžke takmer 7,5 km budovaná kombinovane od západného portálu v dĺžke 1,6 km metódou NRTM a zvyšná časť metódou TBM.

Náš tlak na zahraničné trhy nám priniesol úspechy v podobe viacerých živých stavieb v Poľsku, Maďarsku a v Ázerbájdžáne. V Poľsku sme pred niekoľkými týždňami uviedli do prevádzky dokonca prvý cestný tunel v tejto krajine na rýchlostnej ceste S69 Bielsko Biala–Zywiec–Zwardoň nazvaný tunel Emília (po matke pápeža Jána Pavla II.) pracovne nazývaný aj ako tunel Laliky. Tunel dĺžky 700 m bol vybudovaný metódou NRTM.

Slovensko však má tunelové stavby takpovediac v zásobe. Je to dané jeho terénnym profilom v líniách projektovaných diaľnic a niektorých cestných prepojení. Viaceré plánované cestné tunely, o ktorých sa občas dočítame, sú dnes ešte skôr želaním stavbárov než blízkou realitou. Iné sú však už veľmi aktuálnou výzvou. Mám na mysli štyri tunely na diaľničných úsekoch na D1 medzi Žilinou (Dubnou skalou) a Prešovom, ktoré by sa mali začať budovať súbežne v rámci projektu tzv. prvého balíka PPP/D1. Ich celková dĺžka, meraná v osiach oboch diaľničných rúr, je takmer 14,5 km. Doprastav, ako líder stavebného konzorcia v spolupráci s Metrostavom a Subterrou zo skupiny DDM Group, je dnes už schopný zostaviť veľké a dobre vybavené tunelárske kapacity.

Stavebníctvo ako celok v tomto období nežije svoj dobrý život. A to nielen na Slovensku. Zápasí s dôsledkami svetovej hospodárskej krízy, ktorá si vyberá krutú daň práve v stavebnom priemysle. Niektoré segmenty prežívajú existenčné problémy, iným sa darí o niečo lepšie. Myslím, že dopravné stavby, a v ich rámci aj stavby tunelov, ešte nie sú na tom najhoršie. Na Slovensku vďaka PPP schémam sa dúfam podarí prečkať najhoršie časy. A ak sa nič zlé nestane, možno sa paradoxne v tomto neprajnom čase podarí postaviť také dĺžky tunelov, aké sa už nemusia opakovať ani v lepších časoch. Dúfajme.

S takýmto trochu optimistickým názorom všetkým, ktorí fandia týmto krásnym a vzrušujúcim stavbám, ale hlavne organizátorom a účastníkom tejto konferencie chcem na záver zaželať jej prínosný a úspešný priebeh.

DEAR READERS,

The International Conference Underground Constructions Prague 2010, on the occasion of which this TUNEL journal issue you are holding in hand was published, is a unique opportunity for companies to present results of their work in the given industry. The three-year cycle of these conferences, as well as the wide attendance by professionals from all over the world emphasise its importance.

A gold sponsor of the conference is DDM Group, a group of civil engineering companies which, despite the fact that it is still young as a whole, has won the respect on the Central European construction market. It has undoubtedly dominated in recent years the field of underground construction and tunnels in this space.

Doprastav, a. s., with the main office in Slovakia, which is part of DDM Group, is traditionally associated with transport construction projects. Its name "Doprastav" is a synonym for road, motorway and bridge construction. In the not so distant past, Doprastav significantly focused its activities on the domestic market. But the changing conditions on the Slovak and Central European construction market gradually forced us, on the one hand, to diversify the portfolio of construction activities on the domestic market and, on the other hand, to expand from the limited Slovak market abroad.

The effort to cover the market by a wider scope of professions yielded initial tunnel construction contracts serving as company references. Many of them have been carried out in recent years in close collaboration with Metrostav a.s., a sister company, by our company in the role of a sub-contractor for mining operations, installation of tunnel linings, construction of portals and other works on the Krasíkov and Hnĕvkov railway tunnels, the Panenská and Klimkovice motorway tunnels, the Blanka complex of tunnels, the Prague metro construction sites and many other contracts in the Czech Republic.

Other contracts form our own references, for example the nearly 7.5km long exploratory gallery for the Višňové tunnel on the D1 motorway near Žilina, which was driven at a length of 1.6km by the NATM from the western portal and the remaining part by a TBM.

Our pressure on foreign markets yielded success in the form of several contracts in Poland, Hungary and Adzerbaidzan. In Poland, we opened to traffic the first road tunnel in this country, on the S69 expressway between Bielsko Biala–Zywiec–Zwardoň. The tunnel named Emília (after the mother of Pope John Paul II) was called Laliki for working purposes. It was driven using the NATM.

There is a large "stock" of tunnels to be built in Slovakia. It is so because of the terrain configuration along the routes of the motorways and some road connections being under design. Many planned road tunnels which we can from time to time read about are still a matter of wishes of builders rather than a close reality. Nevertheless, other ones have become current challenges. I have on mind the four tunnels on the D1 motorway sections between Žilina (Dubná Skala) and Prešov the construction of which should commence simultaneously, within the framework of the Package 1 of the PPP project (PPP/D1). The total length of the tunnels, measured on centre lines of both tunnel tubes, is nearly 14.5km. Doprastav, as the leader of the construction consortium, in collaboration with DDM Group members Metrostav and Subterra, is capable even today of offering great and well equipped tunnelling capacities.

The construction industry as a whole, not only in Slovakia, is not currently passing through a prosperous part of its life. It is struggling with consequences of the worldwide economic crises, which bites hard especially into the construction industry. Some segments are facing existence problems, others are lightly better off. In my opinion, transport projects and associated tunnel constructions are not the worst affected ones. I believe that in Slovakia, we will survive the worst times owing to PPP projects. If nothing bad happens during this hostile time, it is paradoxically possible that the lengths of tunnels which will be constructed will not be built even during better times. Let us hope.

To conclude with this a little bit optimistic opinion, I want to wish all people siding with these beautiful and thrilling structures and all organisers and attendees of this conference to enjoy the inspiring and successful conference dealings.

ING. DUŠAN ŠAMUDOVSKÝ, CSc.

člen predstavenstva a generálny riaditeľ Doprastav, a. s.

Member of the Board and Chief Executive Director Doprastav, a. s.

TECHNOLOGIE RAŽEB TUNELOVACÍMI STROJI SE PO 30 LETECH VRACÍ NA PRAŽSKÉ METRO

TUNNEL EXCAVATION TECHNOLOGY USING TUNNELLING MACHINES RETURNS TO PRAGUE METRO AFTER 30 YEARS

BORIS ŠEBESTA, FILIP SCHIFFAUER, PETR VÍTEK

ÚVOD DO HISTORIE

V prosinci roku 2009 se sen mnoha českých tunelářů stal skutečností, v tento čas totiž byla podepsána smlouva mezi objednatelem Dopravním podnikem hl. m. Prahy, a. s., a zhotovitelem Sdružení metro V.A (Dejvická–Motol) složeným z firem Metrostav a. s., a Hochtief CZ a. s., pro zhotovení prodloužení trasy metra VA v úseku mezi stanicemi Dejvická (mimo) a Motol (včetně).

Za radostnou událost můžeme jistě označit jakýkoli takový nebo podobně realizovaný projekt, který má schopnost zlepšit dopravní obslužnost a tím i životní komfort dotčené komunity, ale pro nás tuneláře dosažení a naplnění již výše zmiňovaného snu zde spočívá spíše v realizaci ražeb traťových tunelů tunelovacími stroji, v tomto případě zeminovými štíty, kde zodpovědnost za jeho uskutečnění získal vedoucí účastník vítězného sdružení firma Metrostav a. s. Ve světě se pro tyto stroje používá název TBM – EPBS, v České republice se označují „tunelovací stroj – zeminový štít".

Přestože historie československého, resp. českého tunelářství nemá v porovnání se světovým podzemním stavitelstvím tak bohatou a košatou zkušenost s použitím tunelovacích strojů, tak je jistě nutné a spravedlivé se zmínit, že v letech 1970–1990 ražby tunelů technologií tohoto typu na našem území již probíhaly. Zde můžeme zmínit firmy Subterra, Metrostav a IPS, které již v té době poměrně úspěšně zrealizovaly několik projektů v profilech od ø 2,4 m do ø 5,8 m.

Pravdou ovšem zůstává, že období našich prvních ražeb, kdy bylo u nás prvně využíváno principů strojního ražení, nemá s dnešní kvalitou obdobného technologického vybavení srovnání. Proto si snad i z těchto důvodů můžeme dovolit prohlásit, že moderní technologie ražeb zeminovými štíty bude v ČR nasazena přece jenom poprvé.

POPIS PROJEKTU

Projekt na prodloužení metra A v Praze počítal s protažením linky až na letiště Ruzyně, jako logické propojení letecké a městské podpovrchové hromadné dopravy.

Celý úsek mezi Dejvicemi a letištěm Ruzyně byl rozdělen do několika částí, z čehož soutěž byla vypsána na prodloužení metra A až do stanice Motol (obr. 2). V tomto úseku se nacházejí tři ražené stanice (Petřiny, Veleslavín a Červený Vrch) a jedna hloubená

Obr. 1 Současná podoba technologie EPBS (archiv Metrostav a. s.)
Fig. 1 Current EPB technology (Metrostav a. s. archives)

INTRODUCTION INTO HISTORY

A dream of many Czech tunnellers was fulfilled in December 2009, when a contract between Dopravní Podnik hl. m. Prahy, a. s. as the client and Sdružení Metro VA (Dejvická-Motol) consortium, consisting of Metrostav a. s. and Hochtief CZ, a. s., as the contractor signed the contract for the extension of the Line VA from Dejvická station (existing) to Motol station (to be newly built).

Certainly, any project which is implemented in this or similar way, which is able to improve traffic and, therefore, also to improve the comfort of living in the given community, is a joyful event. For us, tunnellers, the reaching and fulfilling of the above-mentioned dream rather means the fact that running tunnels will be driven using tunnelling machines (shielded machines with the face supported by balanced earth pressure). Metrostav a. s. is the leading member of the winning consortium who has assumed responsibility for fulfilling of the dream. These machines are referred to as EPB TBMs in the world, while the name of "a tunnelling machine with the face supported by balanced earth pressure" is used in the Czech Republic.

Despite the fact that the past experience gained by Czechoslovak or Czech tunnelling in the use of tunnelling machines is not as vast if compared with the underground construction sphere in the world, it is certainly fair to say that tunnels were driven by this type of technology in our country in the 1970-1990 period. We can mention the companies of Subterra, Metrostav and IPS, which relatively successfully implemented several projects in this period (2.4m and 5.8m diameters).

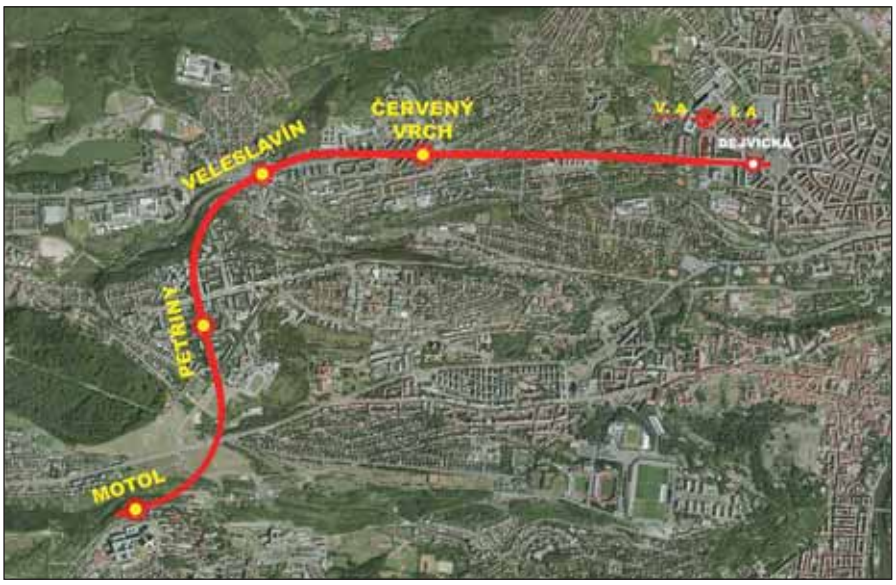
It is however true that the era of the initial cases of driving tunnels by shielded machines in our country has nothing in common with today's quality of similar tunnelling equipment. Probably even for this reason we can take the liberty of stating that modern EPB shielded machines will be really employed for the first time in the Czech Republic (see Fig. 1).

DESIGN DESCRIPTION

The design for the metro Line A extension expected that the line would be extended up to the Ruzyně Airport, as a logical connection between air traffic and underground urban mass transit systems.

The entire section between Dejvice and the Ruzyně Airport was divided into several parts, of which the extension of the metro Line A up to Motol station (see Fig. 2) was put out to tender. In this section, there are three mined stations (Petřiny, Veleslavín and Červený Vrch) and one cut-and-cover station (Motol). In terms of the tunnelling techniques, the new line was divided into the Dejvice-Petřiny section, where two EPB TBMs will be employed, and the Petřiny-Motol section, where the NATM will be applied.

Running tunnels to be excavated by EPB shielded machines will be driven from Petřiny toward the existing Dejvice station, where the driving will be terminated. Individual basic parts of the EPB shielded machines will be assembled at the site facility before Petřiny station. Then the machines will be lowered through a shaft to an assembly chamber. The whole technological unit will be assembled in the assembly chamber, from which the machine will start the excavation in the direction of Petřiny station. The tunnelling machines will be pulled through each of the three stations, which means that the stations will be excavated by the NATM before the EPB shielded machines arrive. The construction trench in which all logistics for supplies and operation of the two machines will be switched over, thus the Petřiny-Veleslavín section will be vacated for the con-



Obr. 2 Situace trasy Metra A: Dejvice – Motol (Metroprojekt a. s.)
Fig. 2 Dejvice – Motol metro Line A layout (Metroprojekt a. s.)

stanice (Motol). Z pohledu technologie ražeb se nová trasa rozdělila na úsek Dejvice–Petřiny, kde budou nasazeny dva zeminové štíty a úsek Petřiny–Motol, s ražbou pomocí NRTM.

Traťové tunely ražené zeminovými štíty se vyrazí od Petřin směrem ke stávající stanici Dejvice, kde ražbu ukončí. Na zařízení staveniště před stanicí Petřiny proběhne základní montáž jednotlivých dílů zeminových štítů, které budou následně spuštěny šachtou do montážní komory. Sestavení technologického celku proběhne v montážní komoře s následným zahájením ražeb ke stanici Petřiny. Razicí stroje budou všemi třemi stanicemi protaženy, což znamená, že se stanice vyrazí pomocí NRTM ještě před příjezdem zeminových štítů. Za stanicí Veleslavín je situována stavební jáma, ve které dojde k přepojení veškeré logistiky pro zásobování a obsluhu obou strojů. Tím se uvolní úsek Petřiny–Veleslavín pro pokračování ve výstavbě obou stanic i vystrojení traťového úseku. Po přepojení logistiky za Veleslavínem se přikročí k vyražení úseku Veleslavín–Červený Vrch a po protažení stanicí Červený Vrch dojde k ražbě posledního a nejdelšího úseku ke stávající stanici Dejvice.

PŘEDPOKLADY REALIZACE

V průběhu zpracovávání nabídky došla firma Metrostav a. s. k některým technickým úpravám projektu. Jednalo se především o přidání přístupové štoly do stanice Petřiny, změnu ve způsobu vyražení stanice Petřiny, změnu systému skladby segmentového ostění a změnu systému odtěžení rubaniny z kolejové na pásovou dopravu.

Na zařízení staveniště u stanice Petřiny byla navržena jedna přístupová štola do trasy, která měla sloužit k ražbám dvoukolejných tunelů NRTM směrem k Motolu, jako přístup do montážní komory zeminových štítu a stejně tak i pro celý úsek strojního ražení do stavební jámy za stanici Veleslavín. Po následném přepojení logistiky v tomto místě měla být štola u Petřin využita pro doražbu stanice Petřiny technologií NRTM, a to již přes razicími stroji vyražené traťové tunely s plně vystrojeným segmentovým ostěním. Nově navržená druhá přístupová štola vedená přímo do stanice Petřiny umožní vyrazit stanici ještě před příjezdem zeminových štítů. Toto řešení uspoří cca 2x200 m dříve nutně bouraného segmentového ostění včetně eliminace komplikované rozrážky stanice přes právě již vyražené traťové tunely. Současně tato změna pořadí průchodů technologií stanicí v čase umožní optimalizovat její výstavbu.

Odtěžba rubaniny byla původně navržena pomocí kolejové a svislé dopravy, kde měly být jednotlivé kolejové vozy vytaženy pomocí portálových jeřábů na povrch a vysypány na mezideponii. Vzhledem i k hloubce šachty cca 27 metrů se jednalo o časově velice náročnou a z pohledu nutnosti strojního vybavení i o poměrně nákladnou operaci. Po zvážení všech možných kombinací volby nosného odtěžovacího média bylo nakonec jako nejlepší řešení zvoleno použití dopravníkových pásů přímo od štítu a dále kontinuálně v celé délce tunelů až na povrch s výsypem na mezideponii. Tento

tinuation of the construction of both stations and installation of trackwork and other tunnel equipment in this track section. After the change-over of the logistics behind Veleslavín, the excavation of the Veleslavín-Červený Vrch metro section will start and, after pulling the machines through Červený Vrch station, the last and the longest section to the existing Dejvice station will be driven.

CONSTRUCTION ASSUMPTIONS

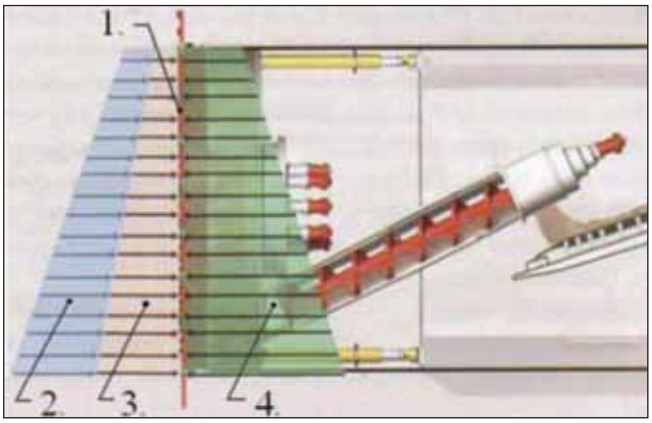
Metrostav a.s. came to some technical modifications of the design during the work on the bid. The modifications comprised above all an addition of an access adit to Petřiny station, a change in the way of excavating Petřiny station, a change in the configuration of lining segments and a change in the system of mucking out (from rail-bound transport to belt conveyors).

One access adit had been designed from the construction site at Petřiny station. It was expected that it would serve to the excavation of the NATM double-track tunnels toward Motol, providing access to the assembly chamber for EPB shielded machines and, at the same time, for the whole section to be driven mechanically up to the construction pit for Veleslavín station. After subsequent changing over of the logistics in this location, the adit was to be used for the completion of excavation of Petřiny station by the NATM, re-excavating the fully segmentally lined running tunnels pre-bored by the tunnelling machines. The newly designed second access adit, leading directly to Petřiny station, will allow the station to be excavated even before the arrival of the EPB shielded machines. This solution will save approximately 2x200m of the segmental lining which had originally had to be demolished, including elimination of complicated starting of the excavation via the just completed running tunnels. At the same time, this change in the order of passages of equipment through the station during the time will make optimisation of the construction process possible.

A rail-bound system with vertical shafts had originally been designed for the mucking out, with individual muck cars lifted by gantry cranes to the surface and discharged to an intermediate stockpile. Even because of the shaft depth of about 27 metres, this operation was time intensive and, in terms of requirements for mechanical equipment, also relatively expensive. After taking all possible combinations of the choice of the carrying medium into consideration, it was eventually decided that the best solution was the use of belt conveyors running directly from the shield and further continually throughout the tunnel length up to the surface, discharging to an intermediate stockpile. This mucking-out system completely separated the main logistic processes, i.e. the transport of lining segments to the tunnel up to the tunnelling machine and the transport of the muck to the surface. In the case of Petřiny station, this system is supplemented by a transfer point at which the muck is transferred from the belt conveyor running in the tunnel to an independent belt conveyor in the access adit which links to the double-track running tunnel. Owing to the separation into two independent transportation flows, a maximum support was obtained for reaching optimum tunnel excavation performance. In addition, the change of the cyclical transportation system to the continual system significantly simplifies the muck handling.

EARTH PRESSURE BALANCE SHIELD (EPB)

The main advantage of excavating tunnels by the EPBM technique are high advance rates and safety of excavation. The criterion for the excavation advance rate is the creation of a final lining together with waterproofing in one step, simultaneously with the continuing excavation, maintaining high level of safety as far as existing buildings and tunnelling crews are concerned. The entire tunnel length is covered either by the of EPB machine or a completed reinforced concrete lining. Owing to the controlled system of mucking out, loosening of the surrounding rock mass,



1. – čelba, 2. – tlak vody, 3. – tlak zeminy, 4. – stabilizační tlak
1. – face, 2. – water pressure, 3. – earth pressure, 4. – stabilisation pressure

Obr. 3 Schéma vyrovnávání tlaků na čelbě (diplomová práce Filip Schiffauer)
Fig. 3 Balancing pressures at the face (Filip Schiffauer's diploma thesis)

způsob odtěžby zcela oddělil hlavní logistické procesy, což je doprava segmentového ostění dovnitř ke stroji a transport rubaniny ven na povrch. U stanice Petřiny je tento systém ještě doplněn o přesyp z tunelového pásu na nezávislý pás v přístupové štole zaústěné do traťového dvoukolejného tunelu. Získáním nezávislosti obou dopravních proudů byla takto získána i maximální podpora dosahování optimálních výkonů ražeb, nehledě na to, že změna cyklické dopravy rubaniny na kontinuální výrazně zjednodušuje manipulaci s ní.

ZEMINOVÝ ŠTÍT – EARTH PRESSURE BALANCED SHIELD (EPBS)

Hlavní výhodou ražení pomocí technologie EPBS je její rychlost a bezpečnost. Kritériem rychlosti při realizaci tunelů je vytvoření definitivního ostění i s hydroizolací v jednom kroku při souběžně probíhající ražbě, a to s vysokou mírou bezpečnosti jak k povrchové zástavbě, tak i k dělníkům v tunelu. Celá délka tunelu je kryta buď vlastním štítem stroje EPBS, anebo již hotovým železobetonovým ostěním. Řízeným odtěžováním rubaniny se minimalizuje rozvolnění okolního prostředí a tím vznik poklesové kotliny. Porovnáním měsíčních postupů s metodou NRTM o adekvátních profilech se prokáže drtivá převaha technologie EPBS. Pro EPBS daného průměru již byl zaznamenán i špičkový postup více než 1000 metrů za měsíc, což obnáší vyražení i vystrojení tunelu definitivní konstrukcí se zabudovanou hydroizolací. Špičkový výkon pro NRTM se může pohybovat kolem 200 metrů za měsíc, ovšem pouze v primárním ostění, takže následují další operace v podobě reprofilace, realizace hydroizolace, armování a až poté je tunel dokončen betonáží definitivního ostění. Je samozřejmé, že vše nejvíce ovlivňuje zastižená geologie, avšak i v tomto ohledu je na tom lépe technologie EPBS, neboť z pohledu ražeb má na ni změna geologie výrazně menší dopad.

Existují dva základní typy razicího módu - otevřený a zavřený. Při otevřeném módu vyplňuje rubanina pouze část odtěžovací komory a při uzavřeném módu je odtěžovací komora zcela vyplněna rubaninou (obr. 3). Uzavřený mód dovoluje spolehlivě vytvářet protitlak k tlakům okolního prostředí, čímž eliminuje vznik rozvolňování okolí výrubu. Nevýhodou je pomalejší a dražší ražba. Uzavřený mód se používá při ražbě v nestabilním prostředí a při ražbě pod povrchovou zástavbou. Naproti tomu otevřený mód nechává část odtěžovací komory prázdnou, což má za následek rychlejší a levnější ražbu. Nevýhodou zůstává pomalejší reakce na nečekanou změnu tlakových podmínek na čelbě. Otevřený mód se používá pro ražbu ve stabilním prostředí. Ražby na trase VA budou střídavě probíhat v obou razicích módech.

Pro výrobu tunelovacích strojů byla vybrána firma Herrenknecht, která celosvětově zaujímá čelní místo ve vývoji a produkci těchto technologií. Nasazeny budou dva nové tunelovací stroje typu EPBS. Navržené stroje mají průměr 6 metrů, délku vlastního štítu 8 metrů a závěs o délce 80 metrů.

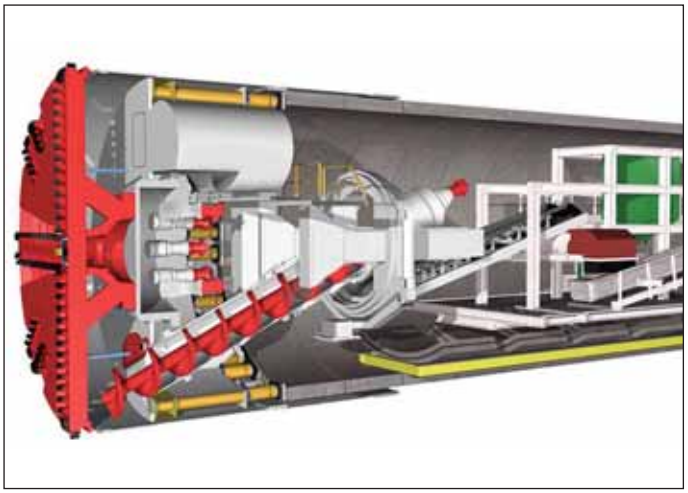
thus also the development of a settlement trough, is minimised. A comparison of monthly advance rates on adequate cross-sections will prove that EPB technologies greatly prevails over the NATM. An EPBM with the particular diameter has already achieved even a first-rate performance over 1000 metres per month, comprising excavation and installation of a final tunnel lining with a built-in waterproofing system. The peak advance rate achievable by the NATM may fluctuate about 200m per month, but only in a primary lining. Therefore, other operations follow comprising reprofiling, installation of the waterproofing, placement of reinforcement and, as the final operation, casting of the final lining. Of course, everything is most of all influenced by the geology encountered, but even in this respect the EPBM technology wins because, in terms of excavation, it is much less affected by changed geology.

There are two basic types of the mode of operation: an open mode and closed mode. With the open mode, the muck fills only part of the excavation chamber, while with the closed mode the excavation chamber is completely filled with the muck (see Fig. 3). The closed mode makes reliable formation of the counter-pressure acting against the pressures exerted by the surrounding environment possible, preventing the excavation surroundings from loosening. There is a disadvantage in this mode that the excavation is slower and more expensive. The closed mode is used when driving through an unstable environment and driving under existing buildings. By contrast, the open mode leaves a part of the excavation chamber empty; therefore driving is faster and cheaper. A disadvantage of this mode is the fact that its reaction to unexpected changes in the pressure conditions at the face is slower. The open mode is used for driving through a stable environment. The Line VA will be driven alternately using both driving modes.

Herrenknecht AG, a company keeping leading position in the development and production of this equipment, was selected to manufacture the tunnelling machines. Two new EPB tunnelling machines will be employed. The machines designed for the project are 6m in diameter, with 8m long shields and an 80m long back-up.

A combination of cutting tools is mounted on the cutterhead, both disc cutters and cutting knifes. The combination is important with respect to the anticipated geological conditions. Disc cutters are ideal for the use in hard-rock conditions, whilst cutting knifes are more suitable for disintegrating incohesive soil-type materials. The little protrusion of disc cutters ahead of the cutting knifes protects the knifes from a contact with hard-rock mass. Foam generating chemical aditives are added to the material being disintegrated during the disintegration. It improves workability of the muck, its ability to exert the counter-pressure on the face and, at the same time, improves its consistency for the subsequent transport.

Once disintegrated, the muck is mixed with the foam in the extraction chamber. From the chamber, it is transported via a screw conveyor to a belt conveyor firmly connected with the EPB machine. It conveys the muck to the end of the trailing backup, where it is discharged on a tunnel belt conveyor to continue to an intermediate stockpile on the surface.



Obr. 4 Axonometrický řez štítem (Herrenknecht AG)
Fig. 4 Axonometric section through the shielded machine (Herrenknecht AG)

Řezná hlava je osazena kombinací řezných nástrojů, a to jak valivými dláty, tak i řeznými zuby. Kombinace je důležitá s ohledem na předpokládané geologické podmínky. Valivá dláta jsou ideální pro nasazení ve skalních podmínkách, zatímco řezné zuby se více hodí na rozpojování nesoudržných materiálů, typově zemin. Malé předsazení valivých dlát chrání řezné zuby před kontaktem se skalním masivem. Již během rozpojování je do rozpojovaného materiálu přidávána stavební chemie, takzvaná pěna, která zlepšuje zpracovatelnost rozpojovaného materiálu, využitelnost materiálu pro držení protitlaku na čele a současně konzistenci pro následný transport.

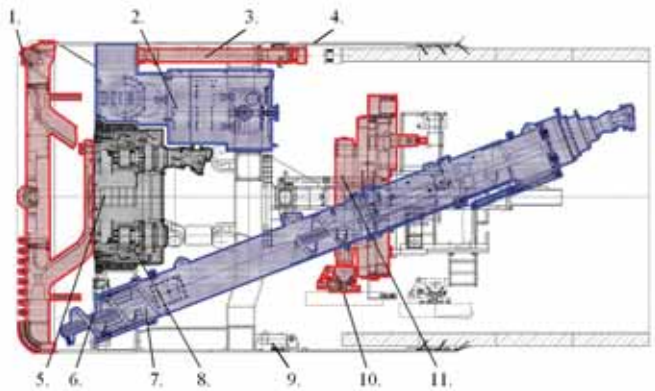
Po rozpojení se rubanina a stavební chemie promíchává v odtěžovací komoře. Odtud je transportována šnekovým dopravníkem na dopravníkový pás, pevně spojeným s vlastním strojem EPBS. Ten vynáší rubaninu na konec závěsu, kde se přesype na tunelový pás, vynášející rubaninu až na mezideponii na povrchu.

Popis základních technologických celků začíná řeznou hlavou s navazující odtěžovací komorou, která je oddělena tlakovou přepážkou od zbytku štítu, resp. tunelu (obr. 4). S touto přepážkou je spojena nejtěžší část stroje EPBS, protože je zde umístěna motorová jednotka, poháněj ící řeznou hlavu. Spodní částí probíhá šnekový dopravník na rubaninu a v horní části se nachází přetlaková komora sloužící pro adaptaci pracovníků na zvýšený tlak v případě nutnosti vstoupit do odtěžovací komory, která se nachází v přetlakovém režimu. Tuto sekci po obvodě doplňují rozpínající lisy, tlačící proti poslednímu zbudovanému prstenci ostění a tím posouvající celý komplex stroje i se závěsem vpřed.

Závěs stroje je s touto motorovou částí stroje spojen mostem. Ten je zde proto, aby celá spodní část tunelu zůstala volná pro transport a budování segmentového ostění. K montáži ostění slouží erektor, dopravující jednotlivé segmenty ostění do správné pozice (obr. 5). Na mostě se nachází vlastní erektor, řídicí kabina a další nezbytné prvky, jako například pásový dopravník, který probíhá celým komplexem závěsu stroje. Závěs tvoří jednotlivá technologická centra, potřebná pro chod celého systému. Jedná se o hydraulickou sekci, trafostanice, laserový naváděcí systém, sekci pro prodlužování veškerých vedení v tunelu atd.

Postup vlastních prací se odvíjí od rozpojení a odtěžení jednoho záběru, který je v délce 1,5 metru. Rotací řezné hlavy se rozpojuje čelba za současného dotování pěnou. Takto upravená rubanina prochází řeznou hlavou do odtěžovací komory, kde se mísí s další pěnou. Následný transport rubaniny obstarává šnekový dopravník. V průběhu ražby se stroj posouvá neustále dopředu. Vzniklý volný prostor za štítem, neboli prostor mezi již zabudovaným ostěním a výrubem, se musí kontinuálně vyplňovat. V našem případě se jedná o dvousložkovou výplňovou injektáž, která oproti jednosložkové lépe vyplňuje potřebný prostor a rychleji a operativněji reaguje na požadovanou rychlost tuhnutí. Po doražení jednoho záběru se ukončí odtěžování rubaniny šnekovým dopravníkem, následně je rubanina přenesena z pásu na stroji na tunelový pás. V tomto okamžiku se zastaví oba pásy a může začít montáž betonového ostění za pomoci erektoru. Segmenty jsou za pomoci erektoru dopraveny na cílová místa, posléze fixovány tlačnými písty a připojeny pomocí šroubů k předchozím segmentům. Po smontování celého prstence začíná ražba dalšího záběru.

Původní návrh stroje EPBS byl vylepšen o řadu technických detailů. Jedná se například o změnu pevného šnekového dopravníku za teleskopický, což přináší možnost zcela vysunout šnekový dopravník z odtěžovací komory a tu pak uzavřít. Příkon motorové jednotky pro rotaci řezné hlavy se zvýšil z 800 kW na 1200 kW s důrazem na větší jistotu při ražbách v tak různorodých geologických podmínkách, jakými je Praha proslavena. Přídavné vážení odtěžené rubaniny pomáhá eliminovat stav, při kterém se nevědomě odtěžuje více rubaniny, než odpovídá vyražené vzdálenosti. Tento stav by se mohl negativně projevit vytvořením poklesové kotliny na povrchu. Pro lepší kompatibilitu stroje s ostěním byl zmenšen průměr tlačných pístů a zvýšen jejich počet z 26 na 32 kusů (viz Vazba na EPBS). Přestože velká část změn znamenala nárůst ceny stroje, měly by se vynaložené prostředky promítnout v rychlejším a bezpečnějším průběhu ražeb, což by ve výsledku měly být dobře investované peníze.



1 – řezná hlava, 2 – přetlaková komora, 3 – tlačný píst, 4 – zadní štít, 5 – rotační jednotka, 6 – bezpečnostní uzávěr, 7 – šnekový dopravník, 8 – motorová jednotka, 9 – artikulační píst, 10 – hlava erektoru, 11 – erektor

1 – cutterhead, 2 – hyperbaric chamber, 3 – thrust cylinder, 4 – trailing shield, 5 – revolving unit, 6 – safety bulkhead, 7 – screw conveyor, 8 – driving motor unit, 9 – articulation cylinder, 10 – erector head, 11 – erector

Obr. 5 Popis základního strojního vybavení technologie EPB (archiv Metrostav a. s.)

Fig. 5 Description of the basic components of the EPB technology (Metrostav a. s. archives)

The description of basic equipment units starts by a cutterhead with an adjacent extraction chamber, which is separated by a pressure bulkhead from the remaining part of the shield or the tunnel (see Fig. 4). The cutterhead driving motor unit, which is the heaviest part of the EPB machine, is connected to the bulkhead. A screw conveyor transporting the muck is installed in the bottom part, whilst a hyperbaric chamber allowing adaptation of the crew to overpressure in the case of necessity of entering the extraction chamber operating in the overpressure regime is in the upper part. In addition, there are thrust cylinders in this section, pressing against the last completed lining ring and shifting the entire equipment complex with the trailing backup ahead.

The backup is connected with the driving motor part of the machine by a bridge (see Fig. 5). The bridge allows the entire lower part of the tunnel to remain free for the transport of lining segments and erection of the lining. The lining is assembled using an erector, which transfers individual lining segments to correct positions. The bridge carries the erector itself, operator's cabin and other necessary components, such as the belt conveyor running throughout the trailing backup length. The backup is formed by individual technological centres required for the operation of the entire EPBM complex, i.e. a hydraulic section, a transformer station, a laser guidance system, a section allowing all tunnel lines to extend etc.

The basic component of the tunnel driving procedure is the disintegration and excavation of ground within one excavation round, the length of which is equal to 1.5 metre. The excavation face is disintegrated by a rotating cutterhead, with foam being continuously added to the muck. The muck treated in this way passes through the cutter head to the extraction chamber, where it is mixed with additional foam. A screw conveyor ensures the subsequent transport. When driving, the machine continuously moves forward. The free space which originates behind the shield, which is the annulus between the completed lining rings and the rock face, must be continually backfilled. In our case, it is backfilled by injecting a two-component grout, which better fills the space than a one-component grout and reacts in a more operative way to requirements for the rate of setting. When the excavation of one round is completed, the muck is removed by the screw conveyor to be subsequently transferred from the machine-mounted belt conveyor to the tunnel belt conveyor. At that moment both belt conveyors are stopped and the assembly of the concrete lining using the erector can start. The lining segments are transported by the erector to the target points, fixed by pressure cylinders and connected to the previous segments with bolts. When the assembly of the ring is finished, the next round of the excavation can start.

Obr. 6 Uspořádání segmentů v tunelu (metro Budapešť)
Fig. 6 Configuration of segments in a tunnel (Budapest metro)

PREFABRIKOVANÉ SEGMENTOVÉ OSTĚNÍ TUNELŮ

Využití prefabrikovaného segmentového ostění není nová myšlenka. Tento druh ostění byl u nás již v minulosti široce využíván při výstavbě metra a na dalších železničních i silničních tunelech. U traťových i staničních tunelů metra se využívaly nejprve ocelolitinové segmenty a následně pak betonové. Zásadním problémem, který prefabrikované ostění přinášelo, bylo těsnění tunelu proti účinkům tlakové vody. Těsnicí systémy byly nákladné (využívalo se např. olovo) a poněkud nespolehlivé.

Nová generace segmentového ostění je charakteristická velmi vysokou přesností výroby prefabrikátů. Geometrické odchylky jsou minimální, a proto těsnicí pásky vložené do zvláštních drážek ve spárách ostění kvalitně zatěsní ostění tunelu proti účinkům tlakové vody.

Volný prostor mezi vnějším povrchem ostění a výrubem se průběžně injektuje vhodnou injektážní směsí.

Návrhu systému ostění byla věnována velká péče a systém byl posuzován z mnoha hledisek. Ve světě se využívá řada různých systémů montovaného ostění, většina byla podrobně posouzena a zhodnocena. Snahou však bylo navrhnout optimální řešení pro dané podmínky místo prostého kopírování jiného systému s rizikem zavedení chyb, kdy původní systém v některém ohledu nerespektuje naše požadavky.

Geometrie

Ostění se skládá z jednotlivých prstenců. Délka prstence ve směru tunelu se volí v závislosti na směrovém a výškovém vedení trasy a na profilu tunelu. Traťové tunely trasy VA mají profil v řádu 6 m (5,8 vnější průměr ostění), délka prstence je navržena 1,5 metru. Prstenec je rozdělen na několik segmentů. Dělení segmentů v rámci prstence se volí tak, aby se s jednotlivými prvky dalo dobře manipulovat. Pro daný profil je za optimální považován počet 6 kusů.

Prstenec ostění se buduje postupně po obvodě od jednoho základního s přikládáním dalších segmentů až po segment závěrný, který se nyní nejčastěji vkládá ve směru podélné osy tunelu od stroje směrem k hotovému ostění. Smontovaný prstenec se stabilizuje spojovacími šrouby, následně pak výplňovou injektáží.

Na obrázku číslo 6 je znázorněn tunel metra v Budapešti, kde je využíván obdobný systém.

Velikost závěrného segmentu lze volit buď obdobné velikosti jako ostatní segmenty, nebo výrazně menší, viz Vazba na EPBS. U malých závěrných segmentů s ohledem na geometrii postačuje menší úklon podélných spár.

Aproximace směrových a výškových oblouků

S ohledem na typizaci výroby není vhodné vyrábět každý prstenec jiného tvaru tak, aby se vystihly směrové a výškové oblouky. Proto se většinou vyrábějí všechny prstence stejné s určitým úklonem – podstavy válce opsaného prstenci jsou různoběžné. Přímé vedení tunelu se zajistí střídavým ukládáním prstenců v určitých směrech. Oblouky libovolného poloměru (většího než je minimum dané úklonem) lze aproximovat postupnou rotací prstenců kolem podélné osy tunelu tak, aby odchylky oproti teoretické trase byly minimální. Schéma principu uspořádání je na obr. 7.

The original EPBM design was improved by a range of technical details which were added to it. For example, the firm screw conveyor was replaced by a telescopic one. Owing to this change, the screw conveyor can be completely retracted from the extraction chamber, thus the chamber can be closed. The power input for the motor unit providing rotation of the cutterhead was boosted from 800kW to 1200kW with stress placed on higher certainty during the driving through the highly variable geological conditions which have made Prague famous. The additional feature for weighing the excavated muck helps to eliminate the condition where more muck is being removed than it corresponds to the excavated tunnel length. This state could negatively manifest itself by the formation of a settlement trough on the surface. With the aim of ensuring better compatibility of the machine with the lining, the diameter of thrust cylinders was reduced and the number of the cylinders was increased from 26 to 32 (see Context of the EPBM). Despite the fact that a significant proportion of the changes meant an increase in the cost of the machine, the invested means should be reflected in faster and safer driving, it means that the money would be reasonably spent.

PRECAST SEGMENTAL TUNNEL LINING

The idea of using a precast segmental lining is not new. This type of the lining was widely used in our country in the past, during the construction of the Prague metro and on other railway and road tunnels. At the beginning, running tunnels were lined with cast steel segments, which were later replaced by concrete ones. The fundamental problem brought about by the precast lining was the sealing of the tunnel against pressure water inflows. Sealing systems were expensive (for example, lead was used) and a little unreliable.

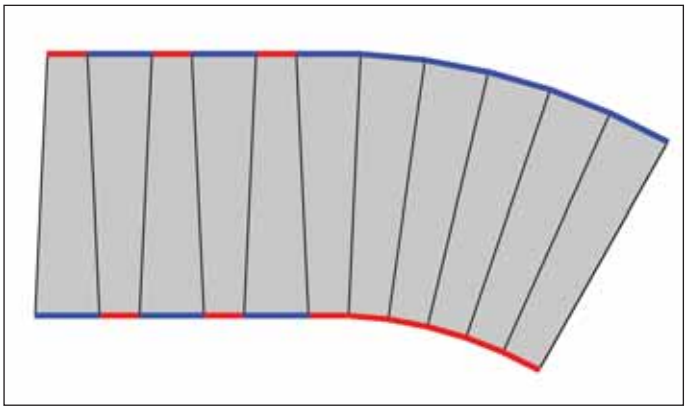
The new generation of segmental lining is characterised by very high precision of the lining segments manufacture. Geometrical deviations are minimised, therefore, sealing gaskets inserted into special grooves in the segments provide quality sealing of the tunnel lining against pressure water leaks.

The free annular space between the outer surface of the lining and the excavated ground surface is continuously filled by suitable grout injection.

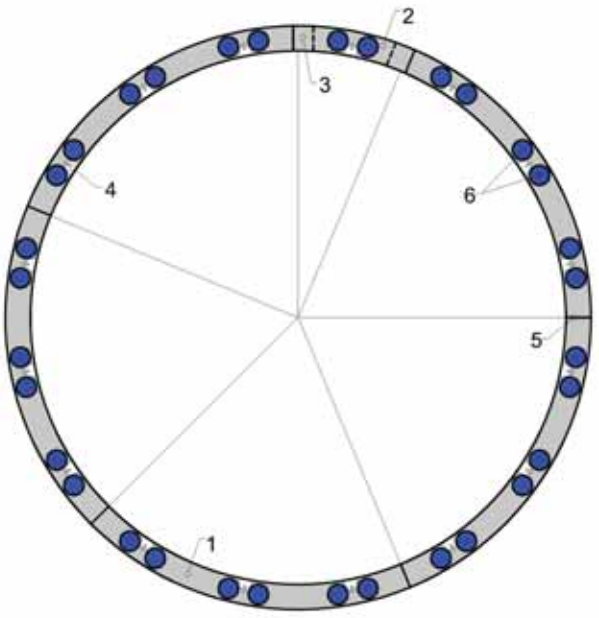
The lining system design received great care and the system was assessed from many points of view. Many various systems of segmental linings are used in the world; most of them were assessed and evaluated in a detailed manner. The objective was to propose an optimum solution for the given conditions, instead of simply copying another system accompanied by the risk that errors could be introduced causing that the original system would not comply with our requirements in some aspect.

Geometry

The lining consists of individual rings. The length of a ring in the axial direction is chosen depending on the horizontal and vertical alignment of the route and the tunnel profile. The diameter of running tunnels on the Line VA is in the order of 6m (the outer diameter of the lining is 5.8m), the ring is 1.5m long. The ring is divided into several segments. Such distribution of segments around the ring



Obr. 7 Schéma kladení prstenců v přímém a obloukovém úseku
Fig. 7 Scheme of the succession of rings on a straight and curved route respectively



1 – základní segment, 2 – závěrný segment, 3 – ukloněná spára, 4 – nika pro šroub, 5 – standardní kolmá spára, 6 – přítlačný lis stroje
1 – basic segment, 2 – keystone, 3 – oblique joint, , 4 – bolt niche, 5 – standard perpendicular joint, 6 – thrust jack

Obr. 8 Členění segmentů v souladu s přítlačnými lisy
Fig. 8 Division into segments with respect to thrust cylinders

Systém navržený pro metro A umožňuje zajistit vazbu mezi segmenty (obdobně jako u cihelného zdiva) – tzn. eliminovat spojitou podélnou spáru – na rozdíl od obr. 6, kde je vidět porušení systému vazby vedením průběžné spáry. Dokonce je zde i křížové umístění spár, které se považuje za rizikové i z hlediska těsnosti styku izolačních pásků a tedy vodotěsnosti.

Existuje i řešení se shodnou modulární velikostí a všemi podélnými spárami šikmými. Při 6 segmentech pak je možné kterýkoliv ze tří segmentů ukládat jako závěrný. Podle požadované rotace prstence se ukládá jako závěrný ten segment, který je v horní části ostění.

Vazba na EPBS

Během ražby je přítlak stroje vyvíjen hydraulickými lisy proti hotové části ostění. Normálové zatížení ostění je poměrně velké. Pokud nejsou návrhy ostění a stroj kompatibilní, zatěžují se segmenty přítlakem stroje v libovolném místě, např. i přes podélnou spáru. Při návrhu ostění trasy metra VA bylo s ohledem na úsporu materiálu požadováno, aby zatížení lisy při ražbě působilo na segmenty vždy ve stejných místech nezávisle na rotaci prstenců. V uvedeném případě je zapotřebí dodržet soulad počtu lisů na stroji s počtem spojovacích šroubů prstenců a členěním jednotlivých segmentů.

Vzhledem k omezenému prostoru pro lisy při užití ostění o tloušťce 25 cm je výhodné využívat lisy menšího profilu uspořádané do skupin – dvojic.

Pro stavbu byly zvažovány 2 systémy:
– 6 stejně velkých segmentů, z toho 3 závěrné s 12 skupinami lisů na stroji a úhlem rotace prstenců v násobku 30°;
– 5 stejně velkých segmentů a 1 malý závěrný (velikosti 1/3 standardního) s 16 skupinami lisů a úhlem rotace prstenců v násobku 22,5° (obr. 8).

Oba systémy umožňují vazbu (střídání) podélných spár, tak aby žádná spára nebyla průběžná, a rovněž splňují uvedená kritéria pro působení zatížení během ražby. Po vyhodnocení všech přínosů a nevýhod byl zvolen systém uvedený pod bodem 2.

Vzhledem k robustnosti konstrukce se považuje přítlak na již namontované segmenty pomocí lisů stroje za dostatečný, tak aby nedocházelo k jejich sesedání. Následné vložení závěrného segmentu by tedy nemělo být problematické ani pokud bude vkládán v dolní části ostění.

is chosen which allows easy handling of individual elements. The optimum number for the given profile is six.

The lining ring is erected in steps around the circumference, from one basic segment and the others being added up to the keystone, which is most frequently inserted in the axial direction, from the machine toward the previously completed ring. Once assembled, the ring is stabilised by connection bolts and, subsequently, by annular grouting.

Figure 6 shows a Budapest metro tunnel, where a similar system is used.

Dimensions of the keystone can be selected to be either similar to dimensions of the other segments or significantly smaller (see Context of EPBM). Smaller keystones require smaller tapering of longitudinal joints with respect to the geometry.

Approximation of horizontal and vertical curves

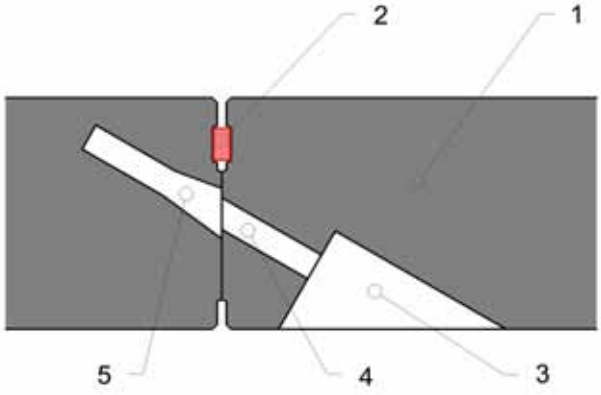
Taking into consideration the standardisation of the manufacture, producing each ring with different geometry with the aim of satisfying horizontal and vertical curves, is not reasonable. For that reason identical rings are mostly manufactured, with certain tapering – the bases of a cylinder circumscribing the ring are non-parallel. Straight alignment of the tunnel is achieved when the rings are installed alternately in certain directions. Various radius curves (smaller that the minimum given by the taper) can be approximated by staged rotation of the rings around the longitudinal axis of the tunnel so that deviations from the theoretical alignment are minimised. The system principle chart is shown in Fig. 7.

The system which is designed for the metro Line A allows a bond pattern to be created between segments (similar to brickwork), i.e. to eliminate continuous longitudinal joints, in contrast to Fig. 6, where the bond pattern is upset by a continual longitudinal joint. There is even a cruciform joint in the picture, which is considered risky in terms of the tightness of the joint between sealing gaskets, therefore also in terms of waterproofing properties.

A solution even exists with identical modular sizes and all longitudinal joints oblique. With 6 segments forming the ring, it is possible to install any of 3 segments to fulfil the role of a keystone. Depending on the required rotation of the ring, the segment which is found in the upper part of the ring is installed as the keystone.

Context of the EPBM

The machine thrust during the course of the excavation is produced by hydraulic cylinders, acting against the completed part of the lining. The normal forces acting on the lining are relatively large. Unless the lining design and the machine design are compatible, the segments are loaded by the machine thrust at random points, for example even through a longitudinal joint. When the design for the metro VA tunnels lining was being carried out, it was required with respect to material savings that the thrust cylinders during excavation acted on lining segments always at the same points, indepen-



1 – segment, 2 – těsnění ve spáře, 3 – nika pro hlavu šroubu, 4 – průchodka pro šroub, 5 – hmoždina / 1 – segment, 2 – joint sealing, 3 – bolt head niche , 4 – bolt sleeve, 5 – dowel

Obr. 9 Uspořádání spáry mezi segmenty s těsněním
Fig. 9 Configuration of the joint between segments and gaskets

Obr. 10 Skládka segmentů vybavených těsněním a překližkami
Fig. 10 Stocking facility for segments fitted with sealing gaskets and plywood

Výroba segmentů

Segmenty se vyrábějí ve specializované výrobně ukládáním betonu do robustních velmi přesných forem, které zabezpečují geometrickou přesnost výrobků. Do forem jsou vloženy prvky vytvářející prohlubně pro vzájemné propojení segmentů kuželovými kolíky a vložky do bednění za účelem vytvoření nik pro hlavy šroubů. Výztuž se vkládá do forem jako předem vyrobený svařený armokoš. Uložený beton je vibrován příložnými vibrátory připevněnými na konstrukci formy.

Výrobu je možné uspořádat dvěma systémy:

Stacionární typ, kde jsou formy ustaveny na místě a veškerý materiál je dopravován na jednotlivé pozice forem.

Karuselový typ, kde se formy pohybují na kolejnicích mezi jednotlivými pracovišti. Součástí bývá i proteplovací komora, kde beton zraje.

V případě výroby pro trasu metra VA se předpokládá stacionární typ výroby.

Na vybetonované segmenty se osazuje těsnění proti tlakové vodě. Těsnění je předem vyrobeno ve tvaru uzavřeného rámu, který přesně odpovídá rozměrům daného segmentu. Těsnění se navlékne do drážky a následně přilepí k betonu (obr. 9 a 10).

V některých případech se na jednu stranu segmentů na styčnou plochu mezi prstenci ještě lepí překližka, která zajišťuje lepší roznesení napětí mezi prstenci při přítlaku stroje (obr. 10). Využití překližky je zvažováno i v našem případě.

Vystrojené segmenty se ukládají na skládku, a to buď naležato v poloze "U", kdy mohou být plně vystrojeny, nebo případně nastojato, kdy je zapotřebí nalepit těsnění až následně, aby se při skladování nepoškodilo. Po zatvrdnutí betonu jsou segmenty připraveny pro montáž ostění.

Dimenze ostění

Během výstavby jsou betonové segmenty zatíženy různými typy zatížení, které můžeme rozdělit na dočasná a definitivní.

Úsporný návrh ostění vychází z předpokladů, že pro dimenzi ostění jsou rozhodující definitivní zatížení – vliv horninového prostředí a zatížení definitivním provozem.

Pro ostatní dočasná zatížení jako zejména manipulace a skladování je vhodné navrhnout taková opatření, aby tyto vlivy nevyžadovaly zesílení prvků ani navýšení procenta vyztužení. Výjimkou je lokální normálové zatížení ostění lisy při ražbě stroje, které je natolik významné, že vedlo k potřebě zvýšení pevnostní třídy betonu.

Injektáž za rub ostění

Volný prostor mezi rubem ostění a horninou je vyplňován injektážní hmotou. Hmota je vpravována za rub ostění během ražby – tedy posunu stroje. Lze zajistit, že za ostěním je udržován permanentně injektážní tlak odpovídající tlaku horninového prostředí. Toto je další z efektů minimalizujících rozvolnění horniny a tedy poklesy na povrchu.

Injektážní hmota je vháněna trubkami vedenými podél štítu za rub ostění. Není proto potřebné injektovat skrz ostění a narušovat tak celistvost segmentů a vyvářet místo s nebezpečím průniku vody do

dently of the rotation of lining rings. In this particular case it is necessary to maintain the number of thrust cylinders consistent with the number of circumferential joints between the rings and the configuration of individual segments.

Because of the constrained space for the cylinders applied when a 25cm lining is used, it is advantageous if smaller-diameter thrust cylinders are used and arranged in groups - couples.

The following two systems were considered for the construction:

1. 6 segments with identical sizes, 3 of them of the keystone type, with 12 groups of thrust cylinders on the machine and the ring rotation angles equal to multiples of 30°.
2. 5 segments with identical sizes and 1 small keystone (with the size equal to 1/3 of the basic segment), with 16 groups of cylinders and the ring rotation angles equal to multiples of 22.5° (see Fig. 8).

Both systems allow the bond (alteration of longitudinal joints) to be designed in a pattern where no joint is continuous and both meet the above-mentioned criteria for the action of loads during the tunnel excavation. When all benefits and disadvantages had been assessed, the system presented under point #2 was chosen.

With respect to the robust design of the structure, the thrust acting on the already installed segments by means of hydraulic cylinders installed on the machine is considered sufficient to prevent them from sinking. The subsequent insertion of the keystone should not be problematic even if it is to be inserted in the bottom part of the lining.

Manufacture of segments

Segments are manufactured in a specialised plant, where concrete is cast into robust, high-precision moulds, which guarantee dimensional and geometrical accuracy of products. Elements forming the recesses required for joining the segments by conical pins and the elements forming niches for heads of bolts are inserted into the mould. Reinforcement is inserted into moulds in the form of prefabricated welded cages. Concrete in the mould is compacted by means of external vibrators fixed on the mould body.

The production can be arranged in the two following systems:

1. A stationary type, where the moulds are installed on one spot and all materials are transported to them.
2. A carrousel type, where moulds move on rails between individual work places. A heat curing chamber is usually part of the system.

As far as the production for the metro Line VA is concerned, the stationary type is planned.

After casting, the segments are fitted with high-pressure sealing gaskets. The sealing is prefabricated in the shape of a closed frame the dimensions of which precisely correspond to the dimensions of the particular segment. The gaskets are inserted into the grooves and glued to the concrete (see Figures 9 and 10).

In some cases, plywood is glued to one side of the segments, in the radial joints. This system provides better distribution of stress between the rings when the thrust is acting (see Fig. 10). The use of the plywood is under consideration even in our case.

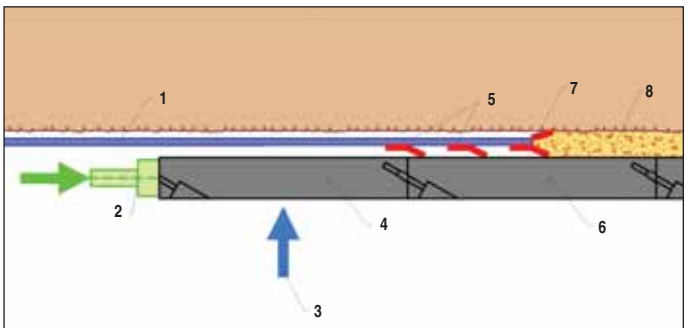
Complete segments with gaskets are stored at a stocking facility. They are either stacked in a “U” position, where they can be fully fitted with the gaskets, or on edges, where the gaskets must be glued subsequently so that damaging during the storage is prevented. When the concrete hardening process is finished, the segments are prepared for assembling of the lining.

Dimensions of the lining

During the course of the construction, the concrete segments are loaded by various types of loads, which can be categorised as temporary loads and permanent loads.

An economical design is based on assumptions that definite loads, i.e. the effects of the ground environment and loads induced by the final operation, are crucial for dimensions of a lining.

As far as other temporary loads are concerned, first of all segment handling and stocking, it is reasonable to propose measures owing to which no increasing of the thickness of the segments or increasing of the ratio of concrete reinforcement is required. The normal forces exerted by the thrust cylinders during the tunnel driving are an exception. This is so important that it led to a necessity of increasing the concrete grade.



1 – štít, 2 – přítlačný lis posunující štít, 3 – montáž segmentů, 4 – montovaný prstenec, 5 – těsnicí kartáče nebo plechy, 6 – hotový prstenec, 7 – zpětná klapka, 8 – zainjektovaný prostor 1 – shield, 2 – thrust cylinder pushing the shield, 3 – installation of segments, 4 – lining ring being assembled 5 – brush-type or steel sheet tail seals, 6 – complete ring, 7 – back-flap, 8 – space filled with grout

Obr. 11 Schéma uspořádání výstavby ostění v prostoru štítu
Fig. 11 Assembly of a lining ring inside the shield

tunelu. Schéma uspořádání stroje je zobrazeno na obr. 11.

K injektáži existují dva základní přístupy:

– Jednosložková injektážní hmota na bázi běžných cementových malt, kde hlavními složkami jsou kamenivo, cement, voda a přísady upravující tuhnutí.
– Dvousložková injektážní hmota na bázi gelů, kde hlavními složkami jsou voda, cement, bentonit a gelovací přísada, která se přidává do směsi až v injektážní hlavici.

Hlavní výhodou gelové injektáže je její snadná doprava do tunelu čerpáním v potrubí. Jelikož je značné množství vody ve směsi vázáno především gelovou strukturou, vznikají obavy z dlouhodobé objemové stability hmoty, zda nebude vázaná voda vlivem zatížení vytlačována do okolí.

Problematice je věnována patřičná pozornost a dvousložková injektážní hmota bude dlouhodobě laboratorně zkoušena. V případě, že se potvrdí její objemová stabilita, bude v projektu uplatňován tento typ injektáže.

ZÁVĚR

Využití moderní technologie ražby zeminovými štíty poprvé v ČR je pro společnost Metrostav a. s. výzvou. Příprava a aplikace jednotlivých dílčích technologií vyžaduje komplexní náhled na problematiku se zhodnocením širokého spektra vlivů.

Velmi rozličná geologická struktura zájmové lokality vede na univerzální stroj, který zvládá ražbu jak v otevřeném, tak uzavřeném módu. Rovněž podmínky pro montáž a demontáž stroje ve stísněném podzemí jsou limitem určeným projektem.

Kromě vlastního stroje je věnován důraz na řešení logistiky – odvoz rubaniny a zásobování stroje, kde rovněž existuje několik přístupů a výběr nejvhodnějšího je ovlivněn řadou faktorů.

Prefabrikované segmentové ostění nové generace přináší řadu technologických problémů, které je třeba vyřešit. Nelze jen kopírovat zkušenosti ze států, kde je tento způsob výstavby již rozšířen, ale je zapotřebí technologii přizpůsobit našim podmínkám. Ať už se jedná o specifické podmínky horninového prostředí, nebo i výrobní možnosti v naší ekonomice.

Problematika je řešena velmi široce a veškeré možnosti jsou pečlivě zvažovány a ověřovány. Pevně věříme, že tak pečlivá předvýrobní příprava bude zúročena v podobě úspěšné realizace a schopnosti takto výjimečné technologie nám k tomu budou nápomocny.

Dosud se psalo, že ražba tunelovacími stroji znamená budoucnost pro realizaci podzemních děl. Jsme rádi, že firma Metrostav a. s. má možnost se chopit této výzvy a první ražbu v České republice s technologií EPBS provést.

ING. BORIS ŠEBESTA, boris.sebesta@metrostav.cz,
ING. FILIP SCHIFFAUER, filip.schiffauer@metrostav.cz,
DR. ING. PETR VÍTEK, petr.vitek@metrostav.cz,
METROSTAV, a. s.

Recenzoval: Ing. Martin Srb

Backgrouting

The empty annular space between the outer side of the lining and the rock face is backfilled with grout. The grout is injected behind the outer side of the lining during the excavation, during the shield pushing operation. It is possible to ensure that a permanent grouting pressure corresponding to the ground pressure is maintained behind the lining. This is another one of the effects minimising the rock loosening process, thus also minimising the surface settlement.

The grout is pumped behind the outer side of the lining through tubes running along the shield. It is therefore unnecessary to inject grout through the lining, thus to compromise structural integrity of the segments and create points at which leakage of water into the tunnel is a threat. The chart of the tail shield and the lining is presented in Fig. 11.

There are two approaches toward injecting the grout:

1. One-component grout based on common cement mortar, where the main components are aggregates, cement, water and additives regulating the rate of setting.
2. Two-component, gel-based grout, where the main components are water, cement, bentonite and a gelling additive, which is added to the mixture at the grouting head.

The main advantage of the gel-based grout is the fact that it is easy to transport into the tunnel by pumping through a pipeline. Since a significant amount of water in the grout is bound to the gel structure, there are fears about long-term stability of the material, whether the bound water will not be forced to the surroundings.

This problem is paid due attention and long-term tests will be conducted on the two-component grout. If its volumetric stability is confirmed, the design will apply this type of grout.

CONCLUSION

The application of the modern tunnelling technology using shielded machines with the face supported by balanced earth pressure for the first time in the Czech Republic poses a challenge for Metrostav a.s., the contractor. The preparation and application of particular partial technologies calls for comprehensive viewing of the problems combined with assessing of a wide range of influences.

The very variable geological structure in the area of operations leads to the decision to use a universal machine, which is capable of driving in both modes, closed and open. The conditions for the assembly and dismantling of the machine in the constrained underground space are also a limiting factor following from the design.

Apart from the machine itself, attention is paid to solving problems of logistics, i.e. the muck removal and supplying materials to the machine. There are also several attitudes possible and the selection of the most suitable is affecter by many factors.

The new-generation precast segmental lining brings about a range of technological problems which must be solved. Simple copying of experience from the states where this construction technique has already been widely spread is impossible. The technology must be adjusted to our conditions, both in terms of the specific ground environment conditions and the production potential of our economy.

The problems are being solved in a very wide manner and all options are being duly considered and verified. We have complete confidence that the thorough construction planning will bear interest in the form of successful implementation of the works and the abilities of this outstanding technology will help us to achieve this target.

Constructing tunnels with tunnel boring machines is considered to be the future for the underground construction industry. We are happy that Metrostav a.s. has been given the opportunity to respond this challenge and carry out the first EPBM drives in the Czech Republic.

ING. BORIS ŠEBESTA, boris.sebesta@metrostav.cz,
ING. FILIP SCHIFFAUER, filip.schiffauer@metrostav.cz,
DR. ING. PETR VÍTEK, petr.vitek@metrostav.cz,
METROSTAV, a. s.

RAŽENÉ TUNELY JAKO SOUČÁST TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA
MINED TUNNELS ON THE BLANKA COMPLEX OF TUNNELS

JAN KVAŠ, MILOSLAV ZELENKA, MILOSLAV SALAČ

TUNEL KRÁLOVSKÁ OBORA

Úvod

Ražené tunely úseku Královská obora jako součásti dopravní stavby tunelového komplexu Blanka na městském okruhu v Praze propojující část mezi raženým portálem na Letné a v Troji patří svou délkou přes 2,2 km mezi nejdelší ražené dopravní stavby v České republice. Procházejí pod územím s městskou zástavbou na Letné, parkem Stromovka, plavebním kanálem, Císařským ostrovem a pod řečištěm Vltavy. Součástí úseku je i ražený podzemní komplex vzduchotechnických a technologických objektů pod zástavbou na Letné se šachtami vyústujícími v oblasti nad Královskou oborou.

Základní informace o tunelech

Ražený tunel Královská obora je tvořen dvěma tunelovými troubami: severní tunelovou troubou (STT) délky 2231 m a jižní tunelovou troubou (JTT) délky 2224 m. Každá z těchto trub má dva základní profily – dvoupruhový a třípruhový. Délka dvoupruhu v STT je 1662,5 m, v JTT 1791 m, délka třípruhu v STT je 568,5 m, v JTT 433 m. Tyto základní typy tunelových trub jsou doplněny dalšími, pro provoz tunelu nezbytnými profily – nouzové zálivy ve dvoupruhových částech velikosti cca třípruhového tunelu, VZT kanály pro požární vzduchotechniku, navýšené části v třípruhových tunelech pro účely provozní vzduchotechniky, SOS výklenky atd. Obě tunelové trouby jsou propojeny 8 tunelovými propojkami určenými pro bezpečnost a provoz tunelu a jednou technologickou propojkou pro účely výstavby. Součástí celého úseku raženého tunelu Královská obora jsou i ražené vzduchotechnické objekty s kavernou strojovny s největším raženým profilem 286 m^2 a dále s komplikovaným propojením vzduchotechnického kanálu s třípruhovými tunely.

Geologické a hydrogeologické poměry

Tunel Královská obora je ražen v ordovických souvrstvích klasického geologického útvaru – Barrandienu. Tyto ordovické horniny jsou tvořené písčitými a jílovitými břidlicemi, dále pak jemnozrnnými křemenci a křemennými pískovci. Během ražeb, tak jak bylo předpokládáno, bylo zastiženo nejprve souvrství dobrotivské, následně libeňské a letenské. Dobrotivské souvrství bylo reprezentováno nejprve písčitými břidlicemi s ojedinělými lavicemi jemnozrnných křemenců a křemenných pískovců (v úseku od trojského portálu až cca po trať ČD Praha–Kralupy ve Stromovce), dále jílovitými až prachovitojílovitými břidlicemi. Toto celé souvrství bylo dominantní při ražbě z trojského portálu jednak pod Vltavou a plavebním kanálem a dále

Obr. 1 Bednění sekundárního ostění zálivu
Fig. 1 Formwork for secondary lining of the emergency parking bay

KRÁLOVSKÁ OBORA TUNNEL

Introduction

The Královská Obora mined twin-tube tunnel, forming a part of the Blanka complex of tunnels, a transport-related project between the Letná portal and the portal in Troja on the City Circle Road in Prague, ranks through its length of over 2.2km among the longest mined transport tunnels in the Czech Republic. It passes under a developed urban area in Letná, the Stromovka Park, a shipping canal, Císařský Island and the Vltava River bed. A complex of mined ventilation structures and service spaces under existing buildings in Letná with shafts ending in the area above Královská Obora park is also part of this tunnel section.

Basic information on the tunnel

The Královská Obora mined tunnel consists of two tunnel tubes, i.e. the 2231m long northern tunnel tube (NTT) and 2224m long southern tunnel tube (STT). Each of the two tubes has two basic profiles – double-lane and triple-lane ones. The double-lane sections of the NTT and STT are 1662.5m and 1791m long respectively, whereas the respective lengths of the triple-lane parts of the NTT and STT are 568.5 and 433m. These basic types of tunnel tubes are supplemented with other profiles necessary for the tunnel operation, i.e. emergency parking bays in the double-lane parts with the cross section size roughly of the three-lane tunnel, ventilation tunnels for fire ventilation purposes, sections of triple-lane tunnels with enlarged height for operating ventilation purposes, SOS niches etc. The two tunnel tubes are interconnected by 8 cross passages for the tunnel safety and operating purposes and one technological cross passage for the tunnel construction purposes. In addition, part of the entire Královská Obora tunnel complex are mined ventilation structures comprising a ventilation plant cavern with the excavated cross-sectional area of 286m^2 and a complicated system connecting the ventilation tunnel to the triple-lane tunnels.

Geological and hydrogeological conditions

The Královská Obora tunnel has been driven through the Ordovician layers of the Barrandian formation. These Ordovician rocks comprise sandy and clayey shales, fine-grained quartzite and quartzose sandstone. As anticipated, the Dobrotiv Member was encountered during the course of the excavation, followed by the Libeň and Letná Members. The Dobrotiv Member was represented by sandy shales with beds of fine-grained quartzite and quartzose sandstone (within the section from the Troja portal up to, approximately, the Prague-Kralupy Czech Railways' track in the Stromovka Park), followed by clayey to silty-clayey shales and Skalec quartzite. This formation dominated during the excavation from the Troja portal, passing under the Vltava River, the shipping canal and the Stromovka Park, up to the Šlechta's Restaurant. The tunnels were driven through 10 – 15m thick, hard to weakly weathered rock layers (for example under the Vltava riverbed), but also through tectonically strained (locally significantly broken) layers, with the minimum rock cover height ranging from several metres to the extreme of 1.5m (in the Stromovka Park). This rock formation was frequently tectonically affected, with fault zones containing tectonically affected layers which often critically worsened quality of the rock environment. The Dobrotiv formation is found on the tunnel route passing under the Vltava River bed and under a Vltava River terrace with beds of gravel deposits, which is supplied with water from the Vltava River. Water percolating along fissures significantly affected the behaviour of the rock environment. This effect manifested itself first of all in layers with a shallower rock cover, tectonically faulted layers, but also in a significant way in Řevnice quartzites, where the fissure system allowed ground water to flow to a great extent to the excavated opening. The total inflows of water from both tunnel tubes passing through the Dobrotiv beds (from the Troja portal approx. up to the Šlechta's Restaurant) reached up to 120 litre per second in this relatively long tunnel section. Despite the fact that an exploratory gallery, generally diagnosing the rock environment, had been driven in advance throughout the length of the STT and partly also the NTT tunnel sections formed by the Dobrotiv formation, it could not, because of the size of its cross-section,

Obr. 2 Příprava k odstřelu
Fig. 2 Preparation for blasting

pak pod Stromovkou až před Šlechtovu restauraci. Ražba probíhala ve zdravých až navětralých polohách s mocností 10–15 m (například pod Vltavou), ale také ve vrstvách tektonicky namožených (místy výrazně podrcených) s minimálním skalním nadložím od několika metrů po extrém cca 1,5 m (ve Stromovce). Toto souvrství bylo často postiženo zlomovou tektonikou, která se projevovala poruchovými pásmy s tektonicky postiženými polohami a která mnohdy zásadním způsobem zhoršovala kvalitu horninového prostředí. Dobrotivské souvrství se v trase tunelu nachází pod vodotečí Vltavy a pod údolní vltavskou terasou, jejíž štěrky jsou výrazně dotovány vodou z Vltavy. Podzemní voda, která prosakovala ze zvodnělé terasy do puklinového systému skalního podloží výrazným způsobem ovlivňovala chování horninového prostředí při ražbě. Projevovalo se to především v polohách s nižším skalním nadložím, dále v polohách intenzivního tektonického porušení horninového masivu, ale i velmi významným způsobem v řevnických křemencích, kde puklinový systém umožňoval výraznější proudění podzemní vody do výrubu. Celkové přítoky vody z obou tunelových trub v rozsahu dobrotivských vrstev (tedy od trojského portálu cca před Šlechtovu restauraci ve Stromovce) dosahovaly za tento poměrně dlouhý vyražený úsek tunelů hodnot do 120 l/sec. Přestože v celém rozsahu dobrotivských vrstev byla v trase JTT a částečně i v STT v předstihu vyražena průzkumná štola, která generelně diagnostikovala horninové prostředí, velikostí svého profilu nemohla dát v některých polohách skutečnou představu o chování více než 10–15krát větších profilů v daném geologickém prostředí.

Libeňské souvrství bylo během ražeb tvořeno nejprve řevnickými křemenci a po té jílovitými až prachovitojílovitými břidlicemi, převážně zdravými až navětralými, pouze na přechodu do vrstev letenských (v oblasti pod velvyslanectvím Ruské federace) se projevila výrazná tektonika výskytem poruchového pásma. Součástí libeňského souvrství byla i poloha řevnických křemenců, navazující na dobrotivské souvrství z předcházejícího úseku ražeb. Libeňské břidlice, jako součást bývalého letenského břehu Vltavy, byly na rozdíl od vrstev dobrotivských kvalitnější a pro ražbu vesměs bezproblémové. Během ražeb nebyla v tomto souvrství zastižena podzemní voda výraznější vydatnosti, neboť ražba v libeňských břidlicích probíhala pod okrajem údolní terasy a následně pod svahem Letné, kde již v nadloží nebyla zvodnělá údolní terasa.

Letenské souvrství v monotónním vývoji, jako skalní podloží letenské plošiny, tvoří převážně písčité břidlice s místními vložkami jemnozrnných křemenců. Jedná se o nejkvalitnější horninové prostředí z celé trasy tunelu Královská obora s minimálními přítoky podzemní vody po puklinovém systému do výrubu, pouze místní tektonika vytvořila v některých místech oslabená pásma, zvláště pak v úvodních metrech ražby z portálu Letná.

Ražba tunelů

Původní předpoklad ražeb podle Dokumentace pro stavební povolení (DSP) a Dokumentace pro zadání stavby (ZDS) byl, že dvoupruhové tunely se budou razit z portálu v Troji (STT délky 1649 m, JTT délky 1791 m) a tříprůhové tunely z portálu Letná (STT délky 582 m, JTT délky 433 m). Přibližně půl roku po zahájení ražeb se zhotovitel

allow developing of a complete conception of the behaviour of the more than 10- to 15-times larger profiles in the given rock environment.

The Libeň formation encountered during the excavation consisted first of the Řevnice Quartzite and then clayey to silty-clayey shales, which were mostly hard to slightly weathered (with the exception of the transition to the Letná formation, where shear zones appeared under the Russian Federation Embassy). Part of the Libeň formation was a zone of the Řevnice Quartzite, linking to the Dobrotiv formation which had been found in the preceding excavation section. In contrast with the Dobrotiv formation, quality of the Libeň Shale layers, which were parts of the former Letná bank of the Vltava River, was higher, mostly posing no problems to the excavation. No significant ground water yield was encountered while excavating through this rock formation because the excavation through the Libeň shale ran under the edge of a flood-plain terrace and, subsequently, under the slope of the Letná hill, where there was no water-bearing terrace in the overburden.

The monotonous background Letná formation forming the Letná plain bedrock consists mainly of sandy shale with local interlayers of fine-grained quartzite. This is the highest quality rock environment on the entire Královská Obora tunnel route, displaying only minimum ground water inflows to the excavation through the fissure system; weakness zones were created only in some places by local tectonics (especially in the initial metres of the excavation from the Letná portal).

Tunnel excavation

The original assumption about the excavation according to the final design was that the double-lane tunnels would be driven from the portal in Troja (the length of 1649m for the NTT and 1791m for the STT), whilst the triple-lane tunnels would be excavated from the Letná portal (582m on the NTT and 433m on the STT). Approximately half a year after the commencement of the tunnel excavation, the contractor decided that all excavation would be carried out solely from the Troja portal, abandoning the idea of the counter-heading from Letná. This decision was motivated first of all by savings in costs, above all as far as the area of numbers of workers and mechanical equipment is concerned, and by the effort to alleviate the nuisance caused by transportation of muck through the Letná portal to residents of the districts of Prague 6 and 7. But the newly developed works programme assumed that maximum performance results would be reached in individual tunnel tubes, without encountering more significant geological anomalies, without need for additional, time demanding measures. During 2008, the tunnel excavation entered the water-bearing Vltava River's terrace, passing through extremely difficult geological conditions, under a minimum rock cover. It gradually became more and more difficult. Subsequently, two collapses of the overburden happened. Liquidation of these emergencies and subsequent stabilisation measures during the tunnel excavation resulted in a significant time losses compared with the programme (about one year). The advance rates of excavation under the entire area of the Stromovka Park, requiring many stabilisation and technological measures, significantly contributed to this time loss. They dropped from the originally assumed 50 – 90m per month to a half. This fact called for reassessing of the existing programme; the decision was made at the beginning of 2009 that the counter-heading from the Letná portal would commence, as anticipated at the beginning.

The NTT excavation from the Troja portal started at the beginning of July 2007, followed by the STT excavation a month later. The NTT counter-heading from the portal in Letná commenced in the second half of 2009, whilst the counter-heading of the STT started in the second half of August 2009.

At the beginning, the excavation from the Troja portal proceeded without bigger problems, both in terms of the stability of the excavation environment at the heading and in terms of both the deformations of the primary lining and the terrain settlement. The excavation under the Vltava River bed and the shipping canal, as well as the embankment of the Prague – Kralupy nad Vltavou rail line, was successfully accomplished. Problems appeared when the headings arrived at the area under the Stromovka Park, where the rock-head started to descend, reducing the cover thickness to less than 10m, and tectonically strained Dobrotiv shales layers, degraded by tectonic faulting, gradually started to extend to the upper parts of the excavated cross-section. Seemingly stable layers of the rock massif with blocky, often uncontrollable, jointing started to appear in the excavation face. Once excavated, the blocks disintegrated into plates similar to roofing slates. This fact started to seriously influence the stability conditions at the headings of the tunnel tubes. The round length was reduced up to 1m and forepoling started to be installed to support the excavation roof. A rock block fell uncontrollably from the NTT top heading face on 20 May 2008. Subsequently a chimney with dimensions of 3 x 3m developed, with shale plates falling from it.

rozhodl, že veškeré ražby proběhnou pouze z portálu v Troji a protiražbu z Letné realizovat nebude. Toto rozhodnutí bylo motivováno hlavně úsporami nákladů především v personální oblasti a ve strojním vybavení a také omezením negativních účinků od dopravy vyrubaného materiálu z portálu Letná na obyvatele Prahy 6 a 7. Nově zpracovaný harmonogram však předpokládal maximální výkonnosti ražeb v jednotlivých TT bez větších geologických anomálií a bez významnějších doplňujících a časově náročných opatření. V průběhu roku 2008 se ražba tunelů dostala do extrémních geologických podmínek s minimálním nadložím pod zvodnělou vltavskou terasou, kde ražba se stávala stále obtížnější a kde následně došlo ke dvěma mimořádným událostem. Jejich likvidace a následná sanační opatření během ražby způsobily v harmonogramu velkou časovou ztrátu (asi rok). Velký podíl na této časové ztrátě měla výkonnost ražeb s mnoha sanačními a technologickými opatřeními pod celým územím parku Stromovka, kde z původně uvažovaných 50–90 m za měsíc klesla na polovinu. Tato skutečnost si vynutila přehodnocení stávajícího harmonogramu a počátkem roku 2009 bylo rozhodnuto o protiražbě z portálu Letná tak, jak se původně předpokládalo.

Ražba STT z portálu v Troji začala počátkem července 2007 a JTT o měsíc později. Protiražba STT z portálu na Letné byla zahájena v druhé polovině července 2009 a JTT pak v druhé polovině srpna 2009.

Ražba z portálu v Troji z počátku probíhala bez větších problémů, a to jak z hlediska stability horninového prostředí ve výrubu, tak i z hlediska deformací jak primárního ostění, tak i poklesů na povrchu. Úspěšně proběhla ražba pod korytem Vltavy a plavebního kanálu a také pod tělesem železniční dráhy Praha–Kralupy nad Vltavou. Problémy začaly při vstupu ražeb do území pod parkem Stromovka, kde skalní nadloží začalo klesat pod 10 m a do výrubu se postupně z horních partií nasouvaly polohy tektonicky namožených dobrotivských břidlic, degradovaných vlivem tektonického porušení. Ve výrubu se začaly objevovat na pohled zdánlivě stabilní polohy horninového masivu s blokovitou, často nekontrolovatelnou odlučností, avšak po rozpojení se bloky rozsypaly na destičky připomínající střešní břidlicovou krytinu. To začalo velmi výrazně ovlivňovat stabilitní poměry ve výrubu kalot tunelových trub. Zkrátila se délka záběru až na 1 m, začalo se s jehlováním pro ochranu stropu výrubu. Dne 20. 5. 2008 došlo na kalotě STT k nekontrolovatelnému vypadnutí bloku z čelby a k následnému vzniku komínu cca 3x3 m s vypadáváním destiček břidlice. Vzhledem k nízkému skalnímu nadloží se komín rychle přiblížil až ke kvartérním zvodnělým sedimentům, které se kvůli nasycení vodou snadno propadly a došlo na povrchu ke vzniku kráteru o průměru cca 15 m. Do tunelu kromě sedimentů ve formě bahna začala proudit z terasy voda ve vydatnosti několik desítek l/sec. Hlavními použitými sanačními a technologickými opatřeními při likvidaci mimořádné události byly: vytvoření betonové plomby jako prvotní ucpávky volného prostoru v hornině, cementové injektáže nízkotlaké pro vyplnění zbylých dutin, cementové injektáže tlakové pro utěsnění prostoru nad budoucím výrubem a v předpolí budoucí ražby, chemické injektáže pro utěsnění prostoru s průsaky vody v okolí propadu, mikropilotové deštníky provedené z tunelu pro stabilizaci nadložních vrstev a ochranu stropu budoucího výrubu kaloty, striktní zavedení svislého členění kaloty tunelu na dvě části, které bylo následně uplatněno i pro ražbu kaloty JTT a pro další ražbu předurčilo zavedení nové TT jako 5a modifikovaná (5am).

V ZDS bylo pro oblast ražeb pod Stromovkou s nízkým nadložím počítáno se sanačními a doplňujícími opatřeními prováděnými pouze z tunelu (mikropiloty, trysková injektáž). Po zahájení ražeb byla dohodnuta a následně projednána možnost sanovat toto území z povrchu v zimních měsících na přelomu 2007/2008. Tato sanace spočívala v provedení sloupů tryskové injektáže v rozsahu 150–160 m nad STT a JTT včetně tunely obkračujících mikropilotových řad. Rozsah těchto prací byl limitován rozhodnutím MHMP – OOP definující podmínky pro práce prováděné v parku Stromovka a bohužel nepokrýval celou oblast s extrémními geologickými podmínkami. Na základě bezpečností dokumentace stavby byly v daném geologickém prostředí, z provozního pohledu v optimálním místě, navrženy v STT a JTT nouzové zálivy o velikosti třípruhového tunelu.

Od místa 1. mimořádné události byla STT ražena v TT 5am s ochrannými deštníky vesměs s použitím IBO kotev ø 32 mm a později ø 51 mm a se svisle členenou čelbou kaloty, stejným způsobem byla ražena i JTT s odstupem cca 1 měsíce. Z obou průzkumných

Because of the thin rock cover, the chimney quickly reached the Quaternary water-bearing sediments, which, owing to the saturation, easily caved in, forming a crater about 15m in diameter on the surface. In addition to the sediments in the form of mud, water from the terrace started to flow into the tunnel at the rate of several tens of litres per second. The main stabilisation and technological measures which were used during the liquidation of the emergency comprised: the creation of a concrete plug filling the free space in the rock mass, low-pressure cementitious grout injection filling remaining cavities, high-pressure cementitious grout injection sealing the space above the future excavation and in the front zone, and chemical grouting sealing the space in the surroundings from which water flew to the sinkhole, canopy tube pre-support installed from inside the tunnel, stabilising the overburden and protecting the roof of the future top heading and strict application of a vertical top heading excavation sequence (dividing it into two parts), which was subsequently applied even to the STT top heading excavation and predetermined the introduction of a new excavation support class even for the subsequent excavation, i.e. 5a modified class (5 am).

The final design (design for tendering) for the area of driving under the shallow rock cover in the Stromovka Park expected that stabilisation and additional measures would be implemented only from inside the tunnel (micropiles, jet grouting). When the excavation had started, a possibility of stabilising this area from the surface during 2007/2008 winter months was negotiated and agreed by authorities. The stabilisation comprised jet-grouted columns above the NTT and STT, along the length of 150 – 160m, including micropile rows straddling the tunnels. The scope of the works was limited by the decision of the MHMP-OOP, defining the conditions for operations to be carried out in the Stromovka park. Unfortunately, this scope did not cover the entire area with extreme geological conditions. According to the construction safety concept, emergency parking bays with the sizes corresponding to the triple-lane tunnel were designed to be carried out in the NTT and STT in the given geological environment, in the location which was optimal from an operational point of view. The excavation for the bays changed the double-lane cross-section to triple-lane, with the upper vault height increased by approximately 1.2m. The design did not require the jet grouting over this enlargement. From the point at which the 1st collapse happened, the NTT was driven through excavation support class 5 am, with canopy tube pre-support, mostly using IBO anchors 32mm in diameter, later 51mm diameter, with a vertical excavation sequence to be used for the top heading. The same procedure was applied to the STT, which followed with an approximately one-month delay. Pre-excavation high-pressure grouting was carried out from both exploratory galleries with the aim of increasing the excavation stability first of all through reducing ground water inflows. A vertical sequence consisting of 3 steps was designed for the emergency parking bay top heading excavation in the NTT and STT. In the emergency parking bay in the NTT, excavation steps 1 and 2 were successfully completed throughout the length of the bay, while less than a half of the bay length in the STT had the steps 1 and 2 finished. On 12 October 2008, the 3rd step work started in the NTT, enlarging the emergency bay excavation to the full width. An opening drift was excavated to the side at the length corresponding to two excavation rounds (2.0m). Despite all measures which were possible at that time, a collapse developed while installing the primary support and remedial measures from the underground failed to succeed. Then the Quaternary sediments rushed into the excavation. The assessment of subsequent remedial measures revealed that the thickness of the rock cover over the emergency bay vault was a mere 4.0m instead of the original approximately 6 metres. This reality had not been identified by a cored borehole which had been carried out from the ground surface about 15m from the collapse location. This emergency manifested itself on the surface by a crater with the average diameter of up to 30m. The excavation work was immediately suspended in both tunnels. The technological principles of the procedure used for the liquidation of the collapse was similar to the procedure applied to the 1st emergency event. The lining in the tunnel location being enlarged to the emergency parking bay, in which the collapse originated, was reinstated to the original state existing after the 1st and 2nd step of the bay top heading enlargement during 1.5 month. It was obvious, with respect to the fact that the most complicated section of the excavation in the extremely difficult geological conditions with the thickness of the rock cover continually diminishing up to a mere about 1.5m was still ahead, that the absolute safety during the tunnelling work could not be secured without additional measures.

When the 2nd emergency event had been overcome, the following principal decisions were adopted, solving the aspects of the design, construction work and checking of the stabilisation operations:

– Modified excavation support class 5a (5am) with the round length of 0.8m was prescribed for the entire length of the section found in the extreme geological conditions.

štol byly v předstihu provedeny sanační vysokotlaké injektáže pro zvýšení stability výrubu především formou omezení přítoků podzemní vody. Nouzový záliv v STT a JTT byl navržen pro ražbu kaloty na tři části svislého rozčlenění. V nouzovém zálivu v STT byla vyražena kalota č. 1 a 2 na celou délku zálivu a v JTT část 1 a 2 na necelou polovinu délky zálivu. Dne 12. 10. 2008 bylo přikročeno v STT k rozšíření kaloty na nouzový záliv boční zarážkou 3. části v rozsahu dvou záběrů (2 m). Během instalace primárního ostění došlo i přes veškerá, v té době možná, opatření ke vzniku nadvýlomu, který se nepodařilo z podzemí zajistit, a následnému průniku kvarterních sedimentů do výrubu. Dle vyhodnocení následných sanačních opatření bylo zjištěno, že skalní nadloží nad klenbou nouzového zálivu bylo místo původních cca 6 metrů pouze cca 4 m. Tuto skutečnost neodhalil ani jádrový vrt provedený z povrchu terénu cca 15 m od místa mimořádné události. Na povrchu se tato mimořádná událost projevila kráterem o průměru až 30 m. Ražba na STT a JTT byla okamžitě zastavena. Vlastní likvidace proběhla principiálně technologicky v podobném duchu jako u první mimořádné události. V místě rozšiřování na nouzový záliv, kde došlo k závalu, se podařilo během 1,5 měsíce nainstalovat ostění do původního tvaru po vyražení 1 a 2 části kaloty zálivu. Vzhledem k tomu, že nejsložitější úsek ražeb v extrémních geologických podmínkách a se stále se snižujícím skalním nadložím až na pouhých cca 1,5 m se teprve očekával, bylo zřejmé, že bez dalších doplňujících opatření nelze zajistit absolutní bezpečnost při provádění razičských prací.

Po zdolání druhé mimořádné události byla přijata tato zásadní rozhodnutí, a to jak po stránce projekční, realizační, tak také po stránce kontroly sanačních prací:

– V celém rozsahu extrémních geologických podmínek byla stanovena pro další ražbu v obou tunelových troubách technologická třída 5a modifikovaná (5am), délka záběru 0,8 – 1,0 m.
– Ražba v TT 5am byla realizována se svisle členěnou kalotou a s ochrannými deštníky převážně z IBO kotev R 51 L.
– Rozsah tryskových injektáží prováděných z povrchu byl rozšířen na celou zónu zavedení TT 5am po 2. mimořádné události včetně rozšíření původního rozsahu tak, aby byla eliminována možná rizika při následné ražbě v extrémních podmínkách s minimálním nadložím (až pouze 1,5 m).
– Byla aktualizována bezpečnostní dokumentace stavby, která definovala počet a umístění nouzových závlů tak, aby byly dodrženy podmínky novelizované ČSN 73 75 07/2006. Na základě tohoto přehodnocení byly v STT a JTT původně navržené nouzové závlivy v extrémních geologických podmínkách pod Stromovkou posunuty do polohy za Šlechtovu restauraci s nadložím cca 11–24 m do kvality horninového prostředí s TT 4, tedy do míst z pohledu definitivního provozu díla méně vhodného.
– Vyražené části nouzových závlů v STT a JTT byly projekčně a realizačně upraveny na dvoupruhové tunely.
– Do Realizační dokumentace stavby (RDS) a monitoringu byl zaveden systém kontroly kvality provádění všech sanačních opatření – kontrolní odvrty jak z povrchu, tak z podzemí včetně laboratorních zkoušek, kontrolní presiometrická měření, stanovení limitů přítoků podzemní vody do výrubu, stanovení zón se sumárním vyhodnocením všech předepsaných kontrolních zkoušek a měření atd.
– V místech s možností rizika snížení stability horninového masivu vlivem větších průniků podzemní vody do výrubu a v místech s nepříznivou puklinatostí byly použity chemické injektáže z podzemí na kontakt mezi tryskovými injektážemi a skalní bází a také chemické injektáže dvousložkovými pryskyřicemi pro vyplnění puklin s cílem eliminovat přítoky a zlepšit geotechnické parametry horninového prostředí.

Po asi 5měsíční přípravě byla ražba na kalotě STT znovu zahájena v březnu 2009. Ražba po 2. mimořádné události za Šlechtovu restauraci proběhla bez větších dramatických situací. Veškerá použitá sanační a technologická opatření měla své opodstatnění a svůj nezpochybnitelný význam. To se projevilo především na výkonnosti ražeb v TT 5am, kdy původně stanovený výkon na kalotě 34 m/měs. byl pro celý rozsah TT 5am na STT dosažen v ø 41,5 m/měs. a JTT v ø 37,8 m/měs., což znamenalo na STT úsporu v čase 28 dní a na JTT 18 dní.

Jakmile ražba na obou tunelových troubách prošla za Šlechtovu restauraci a opustila zónu TT 5am a především vstoupila do libeňských

– The excavation in excavation support class 5am was carried out using a vertical sequence in the top heading and protective umbrellas consisting mostly of R 51 L IBO anchors.
– The scope of jet grouting from the surface was extended to cover the entire zone in which the excavation support class 5am was introduced after the 2nd collapse, and the original scope was extended so that the potential risks during the subsequent excavation in the extreme conditions with the minimum rock cover (up to 1.5m thick) were eliminated.
– The safety concept of the construction defining the number and locations of emergency parking bays was updated so that conditions of the reviewed standard ČSN 73 7507/2006 were met. As the result of this reconsideration, the emergency parking bays in the NTT and STT which had originally been designed to be built in the extreme geological conditions under the Stromovka Park, were moved to a location beyond the Šlechta's Restaurant, which location was less convenient in termsof the final operation of the tunnel, where the rock cover thickness rose to 11 – 24m, where a rock environment categorised as excavation class 4 was specified.
– The parts of the emergency bays in the NTT and STT which had been completed before were redesigned and reconstructed to the form of double-lane tunnels.
– The detailed design (design of means and methods, including monitoring) was supplemented by adding a system of checking of quality of all stabilisation operations, i.e. check core boreholes both from the surface and from inside the tunnel, including laboratory tests, check pressuremeter measurements, determination of limits on the rates of ground water inflows to the excavation, determination of zones in which all of the prescribed check tests, measurements etc. were to be summarily assessed.
– Chemical grout was injected to the interface between the jet grouting and the rockhead and chemical grouting with two-component resins was carried out to fill fissures with the aim of eliminating inflows and reducing geotechnical parameters of the rock environment in the locations where the risk of reduced stability of the rock mass due to larger inflows of ground water into the excavation existed and locations with unfavourable jointing.

The NTT top heading excavation resumed in March 2009, after nearly 5-month preparation. The excavation after the 2nd collapse behind the Šlechta's Restaurant proceeded without more significant dramatic situations. All of the stabilisation and technological measures used had reasons and unquestionable importance. It has shown up first of all in the advance rates of excavation through excavation support class 5am. The rate of 34 metres per month was originally set for the top heading excavation. The actually achieved average excavation rates in class 5am were 41.5 metre per month and 37.8 metre per month in the NTT and STT respectively, which meant savings in time of 28 days and 18 days on the NTT and STT respectively.

Immediately after the excavation of both tunnel tubes passed behind the Šlechta's Restaurant and left the 5am class zone, entering the Libeň formation area with continually increasing height of the rock cover, there was no need for solving any crucial stability problems. The excavation proceeded using a standard horizontal sequence (top heading, bench and invert), with the exception of the shifted emergency bays, where the top heading excavation was divided into two sequences. The double-lane tunnels were successfully driven from the Troja portal using this procedure.

The excavation of the triple-lane tunnels commenced by a counter-heading from the Letná portal. In contrast with the final design, where a vertical excavation sequence (side drifts and central pillar) was planned, both tunnel tubes driving started using a horizontal sequence, assuming that if the deformational response exceeded specified limits, it would be switched to the vertical sequence. This requirement was strictly prescribed first of all for the passage under the residential complex in Marie Horákové Street, known as Molochov. In this location, deformation limits for the excavation of both double-lane tunnels were set at the insurmountable maximum of 60mm (settlement) and 1 : 800 (slope of the settlement trough). The Letná formation within a section reaching about 200 – 250m from the portal were frequently interspersed with tectonic faults and frequent changes in the bedding, which reduced the ground mass quality and led to overbreaks and instable excavation in the cases of greater round lengths. Combined with problems with blasting operations under existing buildings, this meant that the originally planned round lengths within the range of 2 – 2.5m had to be reduced to 1.3 – 1.8m. This measure affected the total time of the triple-lane tunnels excavation. Fortunately, the Letná

vrstev se stále se zvyšujícím nadložím, nebylo nutno řešit zásadní stabilitní problémy. Ražba probíhala se standardním horizontálním členěním, pouze v posunutých zálivech se kalota členila na 2 části. Úspěšně tak byly vyraženy dvoupruhové tunely z trojského portálu.

Ražba tříprůhových tunelů začala protiražbou z portálu Letná. Oproti ZDS, kde bylo počítáno s vertikálním členěním, byly ražby na obou troubách zahájeny s horizontálním členěním s tím, že pokud deformační odezva překročí stanovené limity, změní se členění na vertikální. Tento požadavek byl striktně předepsán především pro podchod obytné zástavby v ulici Milady Horákové známou jako Molochov. Zde deformační limity po vyražení obou tříprůhů max. pokles 60 mm a sklon poklesové kotliny 1:800 byly stanoveny jako nepřekročitelné. Letenské vrstvy v délce cca 200–250 m od portálu byly často prostoupeny tektonickými poruchami a častou změnou vrstevnatosti, které snižovaly jejich kvalitu projevující se nadvýlomy a nestabilitou výrubu při delších záběrech. V kombinaci s problémy s trhacími pracemi pod zástavbou to znamenalo původně uvažované záběry v rozsahu 2–2,5 m upravit na 1,3–1,8, což mělo dopad na celkovou dobu ražeb tříprůhových tunelů. Naštěstí se zastižené letenské vrstvy velmi dobře chovaly z hlediska deformací, deformační odezvy na kalotách STT a následně i JTT umožnily podchod Molochova s horizontálním členěním bez výrazných opatření. Velkým problémem při ražbě tříprůhových tunelů pod zástavbou byly odezvy trhacích prací a hluku s negativním ohlasem u obyvatel nadzemní zástavby. Bylo nutné vyloučit trhací práce v nočních hodinách a regulovat seismické účinky volbou upravovaných technologií trhacích prací. Zřejmě poprvé v České republice byly v tak velkém měřítku použity programovatelné elektronické rozbušky. Nebylo možné z důvodu dodržení seismických parametrů používat i v lepších horninových podmínkách delší záběry než max. 1,8 m. Vzhledem k tomu, že nebylo možné plnit předem stanovenou výkonnost při ražbách tříprůhových tunelů a vzhledem k časové úspoře na ražbách dvoupruhových tunelů, bylo rozhodnuto, že ražba na STT bude pokračovat z trojského portálu i do tříprůhu, a to v délce 186 m. K tomuto rozhodnutí přispěl i zájem na včasném zahájení ražeb vzduchotechnických objektů, které jsou závislé na dokončení ražeb na STT.

Ražba vzduchotechnických objektů má a bude mít několik technických a časových aspektů:

- Rozhodnutí z listopadu 2009 o vyražení všech vzduchotechnických objektů (kromě šachet) pouze přes STT přináší velké problémy v časových vazbách mezi raženými tunely a hloubenými objekty v jámě Letná.
- Toto rozhodnutí klade velké nároky na organizaci ražeb mezi jednotlivými objekty a raženými tunely Královská obora včetně realizace definitivního ostění.
- Čeká nás doražení největšího profilu – strojovny vzduchotechniky dl. 123 m a profil cca 286 m^2.
- Čeká nás ražba vzduchotechnického kanálu pod již vyraženými STT a JTT s technicky náročným propojením s oběma tunelovými troubami.
- Čeká nás permanentní dialog s veřejností při ražbě pod zástavbou a s možnými dalšími omezeními, která mohou ve svém důsledku mít zásadní vliv na termín celkového dokončení stavby.

Závěr

Prorážka kalot na STT proběhla 12. 1. 2010 a na JTT 16. 2. 2010. Ukončení ražeb včetně vzduchotechnických objektů je plánováno 15. 1. 2011, ukončení hlavních stavebních prací na ražených tunelech a objektech se předpokládá v březnu 2012.

TUNEL BRUSNICE

Úvod

Ražený tunelový úsek Brusnice jako součást tunelového komplexu Blanka propojuje část mezi portály umístěnými do stavebních hloubených jam Myslbekova a Prašný most. Tunelové trouby jsou realizovány jako ražené pomocí NRTM pod územím s relativně řídkou zástavbou, avšak pod historickými bastiony barokního pražského opevnění, choulostivými inženýrskými sítěmi, tramvajovým tělesem a také poblíž objektu Ministerstva kultury ČR a historických objektů v ul. Jelení. Od vydání ZDS došlo v přípravě tunelů a při zpracování RDS k významnému vývoji s cílem co nejvíce eliminovat rizika jak stabilitní povahy, tak především z pohledu deformačních účinků ražeb na povrchové objekty. Rozhodujícím argumentem pro tyto úpravy

Member rocks behaved very well as far as deformations were concerned. Deformation responses at the NTT top heading and, subsequently, the STT top heading allowed the excavation to pass under Molochov using a horizontal sequence without substantial measures. Vibrations and noise generated by the drill-and-blast operations during the excavation of triple-lane tunnels under existing buildings induced negative reactions of inhabitants, posing a serious problem. It was necessary to avoid blasting operations at night and seismic effects had to be regulated through choosing modified blasting technologies. It was probably for the first time in the Czech Republic that programmable electronic detonators were used to such a great extent. It was impossible for the reason of keeping to seismic parameters to excavate longer rounds than 1.8m even in better rock conditions. Taking into consideration the fact that it was impossible to meet the original requirements for the advance rate in triple-lane tunnels and with respect to time savings in the excavation of the double-lane tunnels, the decision was made that the NTT excavation would continue from the Troja portal further to the triple-lane tunnel section, at a length of 186m. The interest in timely commencing the excavation of the ventilation structures, which depend on the completion of the NTT excavation, contributed to this decision.

The excavation for ventilation structures has and will have several technical and time-related aspects:

- The decision from November 2009 on the excavation for all ventilation structures (apart from shafts) solely through the NTT brings about serious problems in terms of time relationships between mined tunnels and cut-and-cover structures in the construction trench in Letná.
- This decision puts heavy demands on the organisation of the excavation between individual structures and the Královská Obora mined tunnels, including the installation of the final lining.
- The completion of the excavation of the largest profile, i.e. the 123m long cavern for the ventilation plant with the cross-sectional area of about 286m^2 is ahead of us.
- The excavation of a ventilation tunnel under the beforehand excavated NTT and STT, with technically complicated connections to the two tunnel tubes, is awaiting us.
- Permanent dialogue with the public during the excavation under existing buildings will have to be maintained, with possible additional restrictions, the results of which may crucially affect the overall final completion date.

Conclusion

The top heading breakthroughs on the NTT and STT took place on 12/01/2010 and 16/02/2100 respectively. The completion of excavation operations, including the ventilation structures, is scheduled for 15/01/2011; the completion of principal civil works on the mined tunnels and structures is expected in March 2012.

BRUSNICE TUNNEL

Introduction

The Brusnice mined tunnel section, as a part of the Blanka complex of tunnels, provides the interconnection between portals located in the construction trenches Myslbekova and Prašný Most. The mined tunnels are constructed using the NATM. On the one hand, they pass under a relatively little developed area. On the other hand, they run under historic Prague bastions of a Baroque fortification system, sensible utility networks, a tram track and near the building of the Ministry of Culture and historic buildings in Jelení Street. After the final design (tender documentation) was issued and during the work on the detailed design, significant development took place with the aim of eliminating risks as much as possible as far as the excavation stability and, above all, deformational effects of the excavation on existing buildings are concerned. The deciding argument for the modifications was new information on geological and geotechnical conditions in which the tunnel tubes are driven. During the preparation, even the construction organisation was changed, with respect to the time-related development of the excavation of construction trenches.

Basic information on the tunnels

The mined tunnel tubes are designed and built as triple-lane structures with the common excavated profile area of 168 – 175m^2, which increases to up to 206m^2 in ventilation tunnels. The mined parts of the Northern Tunnel Tube (NTT) and the Southern Tunnel Tube (STT) are 534m and 549m long, respectively. A vertical excavation sequence originally designed for the excavation of both tunnel tubes in the final design and detailed

byly nové informace o geologických a geotechnických podmínkách, ve kterých se tunelové trouby razí. Během této přípravy také došlo k zásadní změně organizace výstavby s ohledem na časový vývoj realizace stavebních jam.

Základní informace o tunelech

Ražené tunelové trouby jsou navrženy a realizovány jako tříruhové o běžném profilu 168–175 m^2 ve výrubu, ve vzduchotechnických kanálech jsou profily zvětšeny až na 206 m^2. Severní tunelová trouba (STT) je v ražené části dlouhá 534 m a jižní tunelová trouba (JTT) pak 549 m. Původně byly obě trouby navrženy v DSP a ZDS s vertikálním členěním. Na základě snížení podélného vedení trasy a vyhodnocení skutečně zastižených geotechnických podmínek při hloubení stavební jámy Myslbekova a na základě permanentního vyhodnocování skutečných geotechnických podmínek během ražby v rámci geotechnického monitoringu bylo postupně rozhodováno o tom, že STT v délce cca 366 m bude ražena s použitím horizontálního členění. Také na JTT došlo k úpravě v tom smyslu, že kromě úvodních 50 metrů od portálu Myslbekova je dalších min. 200 m raženo s horizontálním členěním. Původně obě tunelové trouby spojovala jedna propojka, v bezpečnostní dokumentaci jsou navrženy propojky dvě. Oproti DSP a ZDS došlo během prací na RDS k zásadní změně výškového vedení trasy v oblasti tunelu Brusnice z důvodu nových informací o skutečných geologických poměrech, a to na základě výsledků doplňujícího geotechnického průzkumu z 4/2008. Obecně byly geotechnické podmínky podle tohoto průzkumu vyhodnoceny jako podstatně horší, než bylo v DSP a ZDS uvažováno, a to především s ohledem na významné zastižené snížení mocnosti skalního nadloží (max. z 12 m na 3 m). Vzhledem k výsledkům tohoto doplňujícího GP došlo i ke změně rozsahu technologických tříd (TT) NRTM. V obou tunelových troubách došlo ke snížení nivelety až o max. 5,6 m.

Velkou a zásadní změnou oproti ZDS byla změna organizace výstavby. Původně se uvažovalo s nasazením ražeb vesměs z portálu Prašný most dovrchně a s předem zasanovaným územím za portálem. Vzhledem k tomu, že došlo k významnému časovému posunu začátku prací na hloubené jámě Prašný most, byl zhotovitel nucen začít razit z portálu Myslbekova, a to úpadně a prostorově ve velmi stísněných podmínkách.

Součástí ražeb tunelu Brusnice je i ražený vzduchotechnický kanál o výrubu cca 80 m^2 dl. 145 m a zakončený větrací šachtou hloubky 40 m. Tento kanál bude ražen ze západní stěny stavební jámy Myslbekova opačným směrem než vlastní tunelové trouby.

Geologické a hydrogeologické poměry

Výsledky všech stupňů IGP potvrdily původní předpoklad, že geologické a geotechnické poměry jsou značně složité a velmi proměnlivé. Z hornin skalního podloží se v trase tunelu Brusnice vyskytuje ordovické souvrství letenské v monotónním vývoji. Monotónní vývoj těchto břidlic je proti zvětrávání méně odolný, zvětralinový horizont má mocnost 3–5 m, v tektonických poruchách může být i mocnost až několikanásobně větší. U portálu Prašný most ražba STT zastihne svou horní částí i přes výrazné snížení nivelety kvarterní sedimenty tvořené nejspíš sprašemi a sprašovými hlínami. Jejich kvalita je závislá především na přítomnosti vody. Generelně lze konstatovat, že ražba od portálu Myslbekova probíhá v poměrně dobrých geologických podmínkách, kde kromě krátkého příportálového úseku s TT 5a je převážně zastoupena TT 4. Tyto podmínky se mění před a pod ulicí U Brusnice s postupným, ale výrazným snižováním mocnosti skalního nadloží a s avizovanými tektonicky porušenými pásmy. V této oblasti se vyskytuje TT 5a. Jako oblast s velmi obtížnými geologickými podmínkami je avizován úsek dl. cca 100 m před portálem Prašný most, kde budou zastiženy zvětralé až rozložené břidlice a v STT i přechod do kvartérních sedimentů s TT 5a a 5b.

Ražba tunelů

Ražba STT začala 9. 10. 2009 a JTT 9. 1. 2010. STT je ražena na předpokládanou délku cca 366 m s horizontálním členěním. Ražby na začátku STT byly koncipovány tak, aby co nejdříve bylo uzavřeno cca 30 m celého tunelu. Dále ražba probíhá se souběhem kaloty a opěří s odstupem cca 60–80 m. Při ražbě se používají trhací práce, ve zhoršených podmínkách pouze strojní rozpojování. V době zahájení ražeb STT na její kalotě a později i na opěří byly zastiženy některé portálové pramencové kotvy, které ražbou byly vyřazeny z funkce. Portálová stěna vykázala trigonometrií na geodetických bodech pohyby

design. On the basis of lowering of the tunnel alignment and assessing the geotechnical conditions actually encountered during the excavation of the Myslbekova construction trench, and on the basis of permanent assessments of actual geotechnical conditions during the excavation within the framework of the Geotechnical Monitoring, the decision was gradually made that the NTT would be driven using a horizontal sequence in an approximately 366m long section. Changes were made also in the STT. Apart from the original 50 metre section behind the Myslbekova portal, additional 200m is driven using the horizontal sequence. Originally, the two tunnel tubes were interconnected by one cross passage. The safety design requires two cross passages. Compared with the final design, the vertical alignment was fundamentally changed in the detailed design in the Brusnice tunnel area, taking into consideration new information about actual geological conditions, based on results of the Supplementary Survey from 04/2008. In general, the geotechnical conditions identified by this survey were assessed as substantially worse than those assumed in the final design and detailed design, first of all with respect to the significantly reduced thickness of the rock cover which was identified (maximum reduction from 12m to 3m). Taking into consideration results of the supplementary geological survey, even the NATM excavation support categorisation was changed. The vertical alignment of both tunnel tubes was lowered by 5.6m as the maximum.

A change in the organisation of the construction meant a significant , principal change of the final design. It was originally assumed that the headings would start from the Prašný Most portal, inclined upwards, with the area beyond the portal stabilised in advance. Because of the fact that the commencement of the excavation of the Prašný Most construction trench (for cut-and-cover tunnels) was substantially delayed, the contractor was forced to start the excavation from the Myslbekova portal, downhill, in highly constrained conditions.

Part of the Brusnice tunnel construction is a 145m long mined ventilation tunnel with the excavated cross-sectional area of about 80m^2, with an 80m deep ventilation shaft at its end. This tunnel will be driven from the western wall of the Myslbekova construction trench, counter the direction of the excavation of the main tunnel tubes. See Fig. 4

Geological and hydrogeological conditions

Results of all degrees of engineering geological surveys confirmed the original assumptions that the geological and geotechnical conditions are very complex and highly variable. The bedrock along the Brusnice tunnel route consists of the Ordovician, monotonous background Letná formation. The monotonous backround shales are less resistant to weathering; the soil mantle is 3 – 5m thick; in tectonically faulted zones the thickness can be even multiply bigger. Despit the significantly lowered alignment, the upper part of the NTT excavation will encounter Quaternary sediments probably formed by loess and secondary loess. Their quality depends above all on the presence of water. It can be generally stated that the excavation from the Myslbekova portal proceeds in relatively good geological conditions, where, with the exception of a short portal section categorised as excavation support class 5a, class 4 prevails. These conditions change before and under U Brusnice Street, where the thickness of the rock cover gradually but substantially diminishes and tectonically faulted zones are predicted. The ground in this section is of 5a excavation support class. Very difficult geological conditions are predicted to exist in the about 100m long section before the Prašný Most portal, where weathered to decomposed shales will be encountered, in addition with a transition to Quaternary sediments (excavation support classes 5a and 5b) in the NTT.

Tunnel excavation

The NTT and STT excavation commenced on 09/10/2009 and 09/01/201 respectively. The NTT is being driven using a horizontal excavation sequence for the planned length of 366m. The excavation at the beginning of the NTT were planned with the aim of closing the whole tunnel profile within an about 30m long tunnel section. Then the excavation proceeds with the top heading at the distance of about 60 – 80m ahead of the bench. The drill-and-blast is used during the excavation; rock is broken only mechanically in deteriorated conditions. Several stranded anchors supporting the portal were encountered when the NTT top heading and later the bench excavation started. They were put out of action by the excavation. A trigonometric survey on survey points installed on the portal wall proved displacements and tension dynamometer measurements showed a significant increase in tensile forces. These manifestation stabilised when the NTT profile had been closed and some measures had been implemented directly at the portal. The STT excavation started using a vertical excavation sequence. This vertical sequence was prescribed for a

Obr. 3 Ražba kaloty STT tunelu Brusnice
Fig. 3 Brusnice NTT top heading excavation

a dynamometrická měření na několika kotvách vykázala značný nárůst tahových sil. Po uzavření STT a po některých opatřeních přímo na portále se tyto projevy uklidnily. Ražba JTT byla zahájena s pomocí vertikálního členění. Toto vertikální členění bylo předepsáno na délku 50 metrů s tím, že celá JTT musí být uzavřena co nejdříve na délku min. 35 m. Další úsek v JTT v dl. min. 200 m je ražen s horizontálním členěním výrubu s permanentní kontrolou deformační odezvy. STT a JTT vedené z jámy Myslbekova podcházejí přilehlý park, dále pak jsou vedeny podél ul. Jelení ke křižovatce s ul. U Brusnice. Následné ražby podcházejí parkoviště a park podél objektu Ministerstva kultury ČR. Žádné objekty nadzemní zástavby nejsou přímo podcházeny, ale některé jsou v zóně poklesové kotliny. Celkem na čtyřech místech obě tunelové trouby přímo podcházejí památkově chráněné barokní bastiony. Nad tunelovými troubami se na mnoha místech nacházejí choulostivé inženýrské sítě – plyn, kanalizace, voda atd. a také provozovaná tramvajová trať. Tyto inženýrské sítě a tramvajová trať jsou bez plánovaných přeložek, a proto ve stavebním povolení jsou stanoveny deformační kritéria pro poklesy na terénu po všech ražbách – max. pokles 6 cm a sklon kotliny 1:1000. Statické výpočty prokázaly, že v kritických místech se zhoršenými geotechnickými parametry tyto limity jdou splnit pouze tehdy, pokud se při ražbě použije vertikální členění. Z těchto důvodů jsou v kritických místech STT a JTT raženy s tímto typem členění.

Závěr

Ražený tunel Brusnice byl zahájen s určitým zpožděním oproti jiným stavbám tunelového komplexu Blanka. To bude jistě vést k velkému tlaku na včasné dokončení s ohledem na předpokládaný termín dokončení celé trasy městského okruhu od Strahovského tunelu k napojení na most Barikádníků. Již ve fázi přípravy bylo nutné z časových důvodů ustoupit od původního záměru razit tunel Brusnice z portálu Prašný most s lepšími dispozičními a prostorovými podmínkami pro ražbu a bylo nutné přehodnotit organizaci prací pro zahájení za méně výhodných podmínek z portálu stavební jámy Myslbekova, a to v úklonu s 5% spádem.

Ukončení ražeb se předpokládá koncem března 2011 a ukončení hlavních stavebních prací na ražených objektech ke konci roku 2011.

ING. JAN KVAŠ, jan.kvas@metrostav.cz,
ING. MILOSLAV ZELENKA, miloslav.zelenka@metrostav.cz,
ING. MILOSLAV SALAČ, miloslav.salac@metrostav.cz,
METROSTAV a. s.

Recenzoval: doc. Ing. Karel Vojtasík, Ph.D.

Obr. 4 Portál JTT raženého tunelu Brusice
Fig. 4 Brusnice STT mined tunnel portal

length of 50 metres, with a requirement that the entire STT profile had to be closed within a minimum length of 35m as early as possible. The next STT section, 200m long as a minimum, is driven using a horizontal excavation sequence, with permanent checking on the deformational response. The NTT and STT excavation starting from the Myslbekova excavation trench passes under an adjacent park and proceeds along Jelení Street up to the intersection with U Brusnice Street. The subsequent excavation runs under a car park and a park running along the building of the Ministry of Culture. No existing buildings are directly passed under, but some are found in the settlement trough. The two tunnel tubes pass directly under historically protected Baroque bastions in four locations. Sensitive utility networks (gas pipelines, sewers, water lines etc.) and also a tram track are found in many locations above the tunnel tubes. No diversions are planned for the utility networks and the tram track. For that reason, deformation criteria are prescribed in the Building Permit, limiting the surface settlement after all excavation operations: 6cm for the settlement and 1 : 1000 for the settlement trough slopes. Structural analyses proved that these limits can be met in critical locations with deteriorated geotechnical parameters only if a vertical excavation sequence is used. For that reason the NTT and STT are driven in critical stretches solely using this excavation sequence.

Conclusion

The Brusnice mined tunnel excavation started with a certain delay compared with other sections of the Blanka complex of tunnels. This will certainly lead to considerable pressures on timely completion with respect to the expected completion of the entire route of the City Circle Roadbetween the Strahov tunnel and the connection to the Barikádníků Bridge. The original intention to drive the Brusnice tunnel from the Prašný Most, for which the excavation conditions were better in terms of the layout and spatial conditions, had to be abandoned as early as the planning stage. The entire organisation had to be reconsidered to allow the operations to start in rather disadvantageous conditions, from the Myslbekova construction trench, on a down gradient of 5%.

The excavation is expected to be completed at the end of March 2011, while the main civil works on mined structures are to be finished at the end of 2011.

ING. JAN KVAŠ, jan.kvas@metrostav.cz,
ING. MILOSLAV ZELENKA, miloslav.zelenka@metrostav.cz,
ING. MILOSLAV SALAČ, miloslav.salac@metrostav.cz,
METROSTAV a. s.

LITERATURA / REFERENCES

Šourek, P., Butovič, A., Dvořák, J., Polák, F., Šajtar, L. – Tunelový komplex Blanka – mimořádná stavba nového století, Tunel č. 3, 2007
Kvaš, J., Chmelař, R. – Výstavba silničního tunelového komplexu Blanka v Praze, stavba 0079 – Tunel mezi Špejcharem a Pelc-Tyrolkou, Tunel č. 1, 2008
Zadávací dokumentace stavby – Městský okruh, Stavba ev. č, 0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka – ŠPELC, Satra spol. s r. o., a ev. č. 9515 Myslbekova – Prašný most – MYPRA, PUDIS a. s., 2006
Vorel, J., Březina, B. MO stavba č. 9515, úsek Myslbekova Prašný most – Podrobný inženýrskogeologický průzkum, PUDIS a. s., Praha 2003
Stavba č. 9515 Myslbekova – Prašný most – závěrečná zpráva o doplňujícím geotechnickém průzkumu, PUDIS a. s. a SG Geotechnika a. s., 06/2008

REALIZACE TUNELOVÝCH STAVEB NA DÁLNICI D8, ST. 0805 LOVOSICE–ŘEHLOVICE

CONSTRUCTION OF TUNNELS ON D8 MOTORWAY, CONSTRUCTION LOT 0805 LOVOSICE–ŘEHLOVICE

ROMAN FUKSA, DAVID CYROŇ, PAVEL KUDĚJ

ÚVOD

Při zahájení stavebních prací na této poslední části dálnice D8 dne 6. listopadu 2007, kdy byla oficiálně zahájena stavba posledního úseku dálnice D8, by nejspíš ani ve snu žádného účastníka nenapadlo, že hlavním cílem stavbařů nebude boj s termínem dokončení celé stavby. Pole původního předpokladu měl být pro řidiče tento úsek dálnice otevřen v roce 2010. Již dnes je však jasné, že tento původní termín dokončení stavby nebude dodržen, a to přes veškerou snahu investora a všech zhotovitelů stavby.

Hlavním faktorem určujícím tempo výstavby tohoto 16,5km úseku dálnice se staly snahy ekologických organizací o zastavení celé stavby a to napadáním všech vydaných rozhodnutí.

Přes všechny tyto legislativní obstrukce se podařilo zahájit a částečně také dokončit některé významné stavební objekty, mezi něž patří zejména mosty Opárno a Dobkovičky, tunely Prackovice a Radejčín.

Obsahem tohoto článku pak bude zejména podání informace o navržených technických řešeních a stavu rozpracovanosti na tunelech Prackovice a Radejčín.

POPIS TRASY DÁLNICE A STAV VÝZNAMNÝCH STAVEB DÁLNICE D8 ČÁST 0805

Stavba dálnice D8 část 0805 (obr. 1) navazuje na stavbu 0804 (Doksany–Lovosice) mimoúrovňovou křižovatkou se silnicí I/15, resp. I/30 v Lovosicích. Dálnice povede v trase současné silnice I/8 a za obcí Vchynice, kterou přechází mostním objektem, se stáčí kolem vrchu Lovoš. U obce Bílinka pak vznikne mimoúrovňová křižovatka s nynější silnicí I/8.

Trasa dálnice pokračuje po významném mostním objektu přes Oparenské údolí, který bude tvořit dominantu této části dálnice. Vlastní most Opárno je železobetonový obloukový most o celkové délce 278 m a s rozpětím oblouku 135 m. V současné době se dokončuje nosná konstrukce mostu ve směru na Drážďany. V opačném směru do Prahy je již nosná konstrukce dokončena.

Kolem obcí Chotiměř a Dobkovičky dvěma velkými mostními objekty překračuje okraj údolí Labe nad Litochovicemi a Prackovicemi. Jedním z těchto mostů jsou Dobkovičky, které jsou navrženy jako dvě samostatné železobetonové mostní konstrukce pro každý směr dálnice. Celková délka mostu je 454,7 m. Rozpětí jednotlivých polí jsou 30+43+6x48+43+30 m, v příčném profilu má nosná konstrukce komorový průřez o výšce 2,7 m. Nosná konstrukce je realizována pomocí výsuvné skruže a v současné době je realizován pravý most směrem na Drážďany a na levém mostě ve směru na Prahu se betonuje 3. takt.

Po projetí těchto mostních objektů se dostaneme před hlavní stěnu bývalého prackovického

Obr. 1 Situace dálnice D8 0805
Fig. 1 Map of the D8 0805 motorway

INTRODUCTION

None of the attendants of the groundbreaking ceremony on the last section of the D8 motorway between Lovosice and Řehlovice on 6th November 2007 probably would have dreamt of the situation where fighting with the deadline of the completion of the entire project would not be the main objective of contractors. According to original assumptions, this motorway stretch was to be opened to traffic in 2010. It is already now obvious that the original deadline will not be met, despite all efforts made by the employer and all construction contractors.

The main factor determining the speed of the construction of this 16.5km long motorway section became the efforts of environmental organisations to stop the entire project through contesting all regulatory approvals granted.

Despite all legislative obstructions, the work on some important structures, such as the Opárno and Dobkovičky bridges and Prackovice and Radejčín tunnels, was successfully started and partially even completed.

The objective of this paper is, above all, to provide information about the proposed technical solutions and the degree of the completion of the work on the Prackovice and Radejčín tunnels.

MOTORWAY ROUTE DESCRIPTION; CONDITION OF SIGNIFICANT STRUCTURES IN CONSTRUCTION LOT 0805 OF THE D8 MOTORWAY

Construction lot 0805 of the D8 motorway project (see Fig. 1) connects to construction lot 0804 (Doksany – Lovosice) through a grade-separated intersection with the existing I/15 or I/30 in Lovosice. The motorway will run along the footprint of the existing I/8 road and, behind the village of Vchynice, which is passed across on a bridge, it swerves around Lovoš Hill. A grade-separated intersection with the current 1/8 road will originate near the village of Bílinka.

The motorway route proceeds on an important bridge over the Opárno Valley, which will form a dominant feature of this motorway section. The Opárno Bridge itself is a reinforced concrete arch bridge with the total length of 278m and the arch span of 135m. At the moment the load-bearing structure in the direction of Dresden is under completion, whilst the load-bearing structure in the opposite direction, toward Prague, has been finished.

The route runs near the villages of Chotiměř and Dobkovičky, passing on two bridges along the edge of the Elbe River, above Litochovice and Dobkovičky. One of the two bridges is the Dobkovičky Bridge. It is designed as two independent reinforced concrete structures, separate for each carriageway of the motorway. The total length of the bridge is 454.7m. The individual bridge spans are 30 + 43 + 6 x 48 + 43 + 30m wide. The bridge cross-section is a 2.7m high box. The load-bearing structure is constructed by means of a movable scaffolding system. The right-hand bridge (in the direction of Dresden) is currently under construction, while the 3rd span of the left-hand bridge (in the direction of Prague) is currently being cast.

čedičového lomu v kopci Debus. Přechod tohoto kopce je řešen tunelem Prackovice, což je dvoupruhový, jednosměrný tunel kategorie T 9,5 m. Pro každý dopravní směr má tento tunel samostatnou tunelovou troubu. Levá trouba je dlouhá 270 m, pravá trouba je dlouhá 260 m. Na tomto tunelu byla dokončena ražba v polovině roku 2009 a nyní zde intenzívně pokračují práce na betonáži ražených a hloubených objektů tunelu.

Po tunelu Prackovice pokračuje dálnice dalším mostním objektem přes údolí Uhelné strouhy a následně pak navazuje na poslední tunelový objekt dálnice D8, tunel Radejčín o celkové délce 620 m. Realizace tohoto tunelu začala odtěžením hloubeného úseku na ústeckém portále a vlastní ražba tohoto tunelu byla zahájena v polovině září 2009. V současné době je vyraženo bezmála 200 m z každé tunelové roury.

Po průchodu tunelem Radejčín se trasa svažuje kolem obce Habrovany k obci Řehlovice, kde se napojuje na již vybudovanou stavbu 0806 Řehlovice–Trmice. V místě napojení je navržena mimoúrovňová křižovatka s rychlostní silnicí R63.

Stavba 0805 je rozdělena následovně:
– 0805/A – trasa dálnice
– 0805/B – most Vchynice
– 0805/C – most Oparno
– 0805/D – most Dobkovičky
– 0805/E – tunel Prackovice
– 0805/F – tunel Radejčín
– 0805/G – průzkumná štola Prackovice

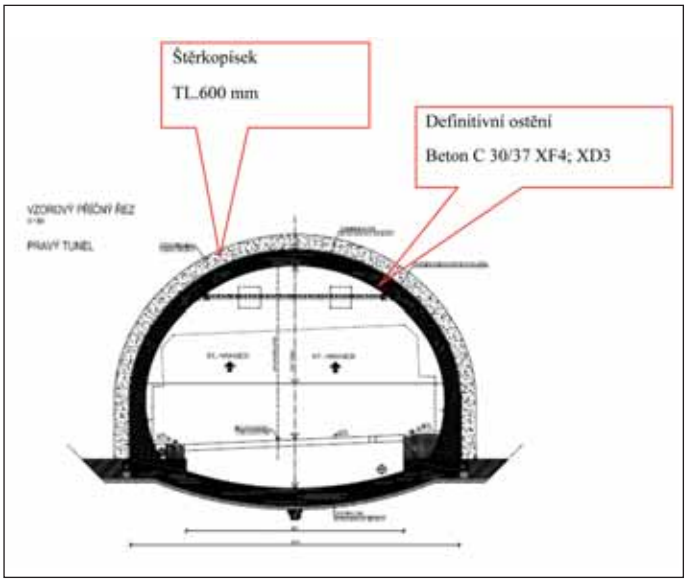
TUNEL PRACKOVICE, REALIZACE DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ TUNELU

Základní technické řešení tunelu Prackovice
Rozdělení objektů definitivního ostění:
Hloubená část tunelu na pražském portále – LTT 85,16 m, PTT 85,16 m
Definitivní ostění v ražené části – LTT 165,02 m, PTT 163,77 m
Hloubená část tunelu na ústeckém portále – LTT 15,98 m, PTT 14,75 m

Celková délka tunelu je tedy 266,163 m levé tunelové trouby a 263,695 m pravé tunelové trouby.

V celé délce tunelu je trasa dálnice vedena v levostranném oblouku o poloměru 986,49 m v LTT, resp. 1013,51 m v PTT a stoupá konstantním stoupáním 3,2 % směrem od pražského k ústeckému portálu. Maximální příčný sklon obou tunelových trub je 4,4 %.

Osy tubusů jsou odsunuty vně os jízdního pásu o 70 cm. Důvodem vyosení vozovky je maximální využití světlé plochy pro průjezdný profil kategorie komunikace a nutný prostor pro dva nouzové chodníky s kabelovými kanály a požárním vodovodem. Vnitřní profil příčného řezu je shodný v ražené i v hloubených částech (obr. 2). Celková výška 10,67 m a šířka 12,47 m u klasického profilu. Ten sestává ze spodní klenby, která je jak v hloubených částech, tak v ražené části projektována na celou délku tunelu, a horní klenby. Tloušťka ostění je pro hloubenou a raženou část rozdílná podle zatížení působícího na konstrukci od okolního prostředí. U spodní klenby je to 72 cm pro hloubenou i raženou část



Obr. 2 Řez hloubenou částí tunelu
Fig. 2 Cut-and-cover part of the tunnel - cross-section

After passing over the bridges, we will get to the final slope of the former Prackovice quarry in Debus Hill. The passage through this hill is solved by the Prackovice tunnel, which is a twin-tube tunnel with T 9.5m-category, unidirectional, double-lane tubes. The left-hand tube and right-hand tube are 270m and 260m long respectively. The excavation of this tunnel was finished in the middle of 2009; the casting of cut-and-cover tunnel structures and in the mined tunnel is currently in progress.

Behind the Prackovice tunnel, the motorway route continues over the Uhelná Strouha valley on another bridge structure and enters the last tunnel on the D8 motorway, the 620m long Radejčín tunnel. The construction of this tunnel started by excavating a construction trench for the cut-and-cover tunnel at the Ústí nad Labem portal. The tunnel excavation started in the middle of 09/2009. To date, nearly 200m of the excavation of each tunnel tube has been finished.

After passing through the Radejčín tunnel, the route descends around the village of Habrovany toward the village of Řehlovice, where it links the already completed construction lot 0806 Řehlovice – Trmice. A grade-separated intersection with the R63 road is designed for the connection point.

Construction lot 0805 is divided as follows:
– 0805/A – motorway route
– 0805/B – Vchynice bridge
– 0805/C – Oparno bridge
– 0805/D – Dobkovičky bridge
– 0805/E – Prackovice tunnel
– 0805/F – Radejčín tunnel
– 0805/G – Prackovice exploratory gallery

THE PRACKOVICE TUNNEL, INSTALLATION OF THE FINAL TUNNEL LINING

The Prackovice tunnel – basic technical solution
Division of the final lining structures:
The cut-and-cover tunnel section at the Prague portal - LTT 85.16m; RTT 85.16m
Final lining in the mined tunnel - LTT 165.02m, RTT 163.77m
The cut-and-cover tunnel section at the Ústí nad Labem portal - LTT 15.98m, RTT 14.75m

The total length of the tunnel is therefore 266.163m and 263.695m for the left-hand and right-hand tunnel tubes, respectively.

The motorway alignment is throughout the tunnel length on a left-hand horizontal curve with the respective radii of 986.49m (the LTT) and 1013.51m (the RTT), and ascends at a constant gradient of 3.2% in the direction from the Prague portal toward the Ústí nad Labem portal. The maximum transverse gradient of both tunnel tubes is 4.4%.

Centre lines of the tunnel tubes are set off by 70cm to the outer sides of the centre lines of the carriageways. The reason for this eccentric configuration is the effort to use to the maximum extent the net cross-section area for the road category clearance profile and a space required for two emergency walkways with cable ducts and a hydrant line. The inner profile of the cross section is identical for the mined part and cut-and-cover parts (see Fig. 2). The total height and the height of the classical profile are 10.67m and 12.47m respectively. The classical profile comprises an invert, which is designed for the entire length of the mined and cut-and-cover parts, and an upper vault. The lining thickness in the cut-and-cover section differs from the thickness in the mined part, depending on the external environment loads acting on the structures. The invert is 72cm thick in both the mined and cut-and-cover parts. The upper vault is 60cm thick in the cut-and-cover section and 42cm thick in the mined section. The tunnel is divided in the longitudinal direction into ten metres long casting blocks. In the cut-and-cover section, expansion joints are filled with extruded polystyrene, while in the mined section there is no filling in the joints and concrete blocks are in a direct contact. Concrete grade C 25/30 XA1 is designed for all invert structures. Concrete grades C 25/30 and C 30/37 are designed for upper vaults in the mined section and cut-and-cover sections, respectively, both of them with the XF4, XD3 specification. The umbrella type of waterproofing is proposed, extending down over the construction joint between the upper vault and the invert and ending in longitudinal drains. One cross passage connects the tunnel tubes. Seven niches allowing cleaning of drains laid outside the lining, one SOS niche and one hydrant niche are designed for both tunnel tubes.

FINAL TUNNEL LINING CONSTRUCTION PROCEDURE

Concrete casting operations commenced in 06/2009, after the completely excavated tunnel was taken over. The excavation for the invert at the Ústí nad Labem portal was first to start.

Because of insufficient load-bearing capacity of the sub-grade and movements of the surrounding portal slope (movements of the Prague portal slope), it was necessary to completely replace the sub-soil during the casting of the final bottom in the cut-and-cover section at the Prague portal. The replacement, casting and backfilling were permitted by the employer and geotechnical monitoring only for a single casting block. This careful procedure, which was chosen with respect to movements on the Prague portal slopes, was applied to all final invert structures at the Prague portal (see Fig. 3).

a u horní klenby se jedná o 60 cm u hloubené a 42 cm u ražené části. V podélném směru je tunel dělen na desetimetrové betonážní celky. U hloubené části je dilatační spára vyplněna extrudovaným polystyrenem, v ražené části je provedena bez výplně stykováním betonu. Pro všechny spodní klenby je navržen beton C 25/30 XA1. U horních kleneb jsou navrhovány pevnostní třídy betonu C 25/30 u ražené části a C30/37 v hloubené části. Obě se specifikací XF4, XD3. Izolace je navržena jako deštníková se zatažením přes pracovní spáru mezi spodní a horní klenbou a svedena do podélných drenáží. Tunelové trouby jsou propojeny jednou propojkou. V obou tunelových troubách je projektováno sedm ks výklenků pro umožnění čištění drenáží vně ostění a po jednom výklenku pro SOS a hydrant.

POSTUP VÝSTAVBY DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ TUNELU

Stavební práce na betonážích byly zahájeny po převzetí celého vyraženého díla v červnu 2009. Nejprve byly zahájeny výkopové práce pro spodní klenbu na ústeckém portále.

Při betonážích definitivního dna hloubeného úseku na pražském portále tunelu bylo nutné vlivem nedostatečně únosného podloží a pohybů okolního portálového svahu (posuny portálové stěny na PP v průběhu ražeb) provádět kompletní výměnu podloží. Tato výměna, betonáž a zpětný zásyp, byla investorem a geotechnickým monitoringem stavby povolena pouze v rozsahu jednoho betonážního celku. Tímto opatrným postupem, který byl zvolen z důvodů posunů na svazích pražského portálu, byly provedeny všechny definitivní konstrukce spodní klenby na pražském portále (obr. 3).

Z důvodu nastolení stability portálové stěny na pražském portále je pak nutné urychlené dokončení všech ŽB konstrukcí. Chceme připomenout všem čtenářům, že při zahájení ražby tunelu Prackovice došlo k významným posunům a deformacím portálové stěny a tato skutečnost si vyžádala dodatečná opatření v podobě zajištění stěny o další 3. kotevní úroveň pramencových kotev. Následně pak po zahájení ražeb došlo opět k pohybům a bylo nutné realizovat v místech největších pohybů uprostřed portálové stěny stabilizační betonový blok, založený na šikmých mikropilotách.

Na tomto hloubeném objektu tunelu pak byly ještě před nástupem zimy provedeny betonáže prvních sekcí horní klenby pravé tunelové trouby za pomoci tunelového bednění s kontra bedněním.

Následně pak za použití vnitřní části ocelového bednění byly zahájeny práce na definitivním ostění v ražené části PTT. V současné době jsou dokončeny spodní klenby v obou tunelových rourách a téměř všechny horní klenby pravého tunelu.

TUNEL RADEJČÍN

Tento poslední tunel na celé dálnici D8 je typickým příkladem legislativních obstrukcí ze strany ekologických organizací. Původní termín realizace byl naplánován na začátek roku 2008. Skutečné zahájení prací však započalo až v druhé polovině roku 2009.

V tomto mezičase pak byla zhotovitelem přepracována organizace výstavby, která již reagovala na nové skutečnosti. Těmi byla zejména reakce na dodatečný geologický průzkum na pražském portále, ze kterého vzešla nová třída 5b na konci ražeb a ve styku s pražským portálem. Dále pak požadavek zhotovitele na unifikaci projektu s tunelem Prackovice, který přinesl změnu profilu primárních ostění a další. Nesmíme však zapomenout také na změnu postupu výstavby, kterým se přesunulo zahájení ražeb z prostoru pražského na ústecký portál, od kterého ražba probíhá úpadně.

Základní technické řešení tunelu Radejčín

Rozdělení ražených a hloubených objektů:
F 602.01 Ražený portál tunelu a zajištění
– PRAŽSKÝ PORTÁL
F 602.01 Ražený portál tunelu a zajištění
– ÚSTECKÝ PORTÁL
F 602.06.01 Ražená část tunelu – primární ostění
– JTT 466 metrů, STT 446 metrů

Dálniční tunel Radejčín podchází plochý Radejčínský hřbet Českého středohoří východně od nádraží Radejčín. Pro každý směr je navržena vlastní tunelová roura. Tunel je navržen v kategorii T 9,5 (tunel dvoupruhový, jednosměrný) o dvou samostatných tubusech s maximální osovou vzdáleností 28 m. Jeho pravá tunelová roura měří 600 m, z toho je raženo 446 m a levá 620 m, z toho je raženo 446 m. Hloubený úsek na pražském portále je délky 44 m, hloubený úsek na ústeckém portále je délky 130 m.

Tunelové trouby jsou navrženy s vnitřním světlým profilem pro dálniční pás v tunelu šířky 9,5 m (0,5+3,75+3,75+0,25+1,25) a se dvěma chodníky po stranách šířky 1 m. Základní výška průjezdního průřezu je 4,5 m+0,7 m rezerva.

Obr. 3 Schéma hloubené části tunelu Prackovice
Fig. 3. View of the cut-and-cover part of the Prackovice tunnel

For the purpose of stabilising the portal wall at the Prague portal, it is necessary to accelerate the work on all RC structures. We want to remind all readers that significant displacements of the portal wall were encountered when the excavation of the Prackovice tunnel started and this fact required additional measures in the form of the installation of a third tier of stranded anchors supporting the wall. Subsequently, after the commencement of the tunnel excavation, the movements appeared again. A stabilising concrete block founded on inclined micropiles had to be provided in the locations of the biggest movements, in the middle of the portal wall.

In this cut-and-cover tunnel section, initial sections of the upper vault of the right-hand tunnel tube were cast even before the onset of winter, using a tunnel form with a counter-form.

The work on the final lining in the mined tunnel section of the RTT started subsequently, using the inner part of the steel formwork. Till now, the inverts in both tunnel tubes and nearly all upper vaults in the right-hand tunnel have been completed.

THE RADEJČÍN TUNNEL

This tunnel, which is the last on the entire D8 motorway, is a typical example of legislative obstructions caused by environmental organisations. Originally, the construction was planned to commence at the beginning of 2008. The actual commencement was postponed to the second half of 2009.

During this time gap, the contractor reorganised the works, taking into consideration new information, first of all the supplementary geological survey at the Prague portal, which gave rise to the new excavation support class 5b at the end of the excavation and at the contact with the Prague portal. In addition, the contractor's requirement for unification of the design with the Prackovice tunnel resulted in a change in the cross-section of primary linings and other changes. We must not forget to mention the change in the construction works sequence, which transferred the commencement of the tunnel excavation from the Prague portal to the Ústí nad Labem portal area, from which the tunnel is driven on a down gradient.

Basic technical solution for the Radejčín tunnel

Division of mined and cut-and-cover structures:
F 602.01 Mined tunnel portal and stabilisation – PRAGUE PORTAL
F 602.01 Mined tunnel portal and stabilisation
– ÚSTÍ NAD LABEM PORTAL
F 602.06.01 Mined part of the tunnel – primary lining
– STT 466m, NTT 446m

The Radejčín tunnel passes under a flat Radejčín ridge of the České Středohoří highland, east of Radejčín railway station. A separate tunnel tube is designed for each carriageway. The tunnel is designed as a T 9.5 category structure (double-lane, unidirectional) with two separate tubes. The maximum distance between centres of the tubes is 28m. The right-hand and left-hand tubes are 600m and 620m long respectively, with the mined parts 446m long in both tubes. The cut-and-cover sections at the Prague portal and Ústí nad Labem portal are 44m and 130m long, respectively.

The tunnel tubes are designed with the inner clearance corresponding to the carriageway width of 9.5m (0.5 + 3.75 + 3.75 + 0.25 + 1.25) with two 1m-wide walkways on both sides. The basic height clearance is 4.5m + a reserve of 0.7m.

GEOLOGICAL CONDITIONS

The Radejčín summit tunnel passes through a dominant flat hill east of Radejčín railway station in České Středohoří highlands. From the geological

Obr. 4 Pohled na JTT a připravovaný STT na ústeckém portále
Fig. 4 View of the STT and the NTT (under preparation) at the Ústí nad Labem portal

GEOLOGICKÉ POMĚRY

Vrcholový tunel Radejčín prochází dominantní plochý kopec východně od nádraží Radejčín v oblasti Českého středohoří. Z geologického hlediska prochází tunel velmi komplikovaným prostředím – územím s mapovanými bazaltoidními horninami, úseky s mocnými tufitickými polohami, výskyty slínovců a v neposlední řadě s přítomností mocných kvarterních uloženin.

Z hlediska morfologických a geologických podmínek se stavba nachází v CHKO České středohoří, což je rozsáhlá komplikovaná sopečná oblast s mnoha vulkanickými centry, vznikajícími v paleogénu a prorážejícími českou křídovou tabuli.

Zastižené geologické podmínky lze jednotně shrnout jako vulkanosedimentární soubor miocénních tufů a bazických efuzívních hornin, se zřetelně vyvinutým zvrstvením o proměnlivé mocnosti jednotlivých souborů vrstev.

Mocnost vrstev se pohybuje v řádech prvních desítek centimetrů až metru. V tufech se vyskytují alterované a tektonicky porušené polohy charakteru soudržné zeminy, které pak podle dodatečného geologického průzkumu očekáváme zvláště na konci ražby v blízkosti pražského portálu. Zde se vyskytují zvětralé a navětralé tufy, u kterých hrozí při tunelování bez zabezpečení čela a klenby vznik nadvýlomů a vyjíždění bloků.

Z pohledu pevnosti (těžitelnosti) se tufy dají zatřídit do kategorie R3–R6. Již z tohoto rozptylu vidíme střídání litologicky i geotechnicky odlišných typů tufů.

Dalším významnou horninou jsou bazalty, a to nezvětralé až technicky zdravé, které byly zastiženy hlavně při ražení tunelových úseků, ale také při odtěžování hloubeného úseku na ústeckém portále. V nezvětralém stavu je charakterizujeme jako velmi jemnozrnné bazické horniny černé nebo šedočerné barvy a patří k horninám s velmi vysokou pevností tř. R1 s obtížnou rozpojitelností a dle ČSN 73 3050 je řadíme do tř. 6–7.

HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Posouzení hydrogeologických poměrů vychází z výsledků hydrogeologického průzkumu. Hladina podzemní vody se vyskytuje nad niveletou tunelů, ve střední části v prostředí navětralych tufů. Vzhledem k charakteru tufů lze očekávat do tunelu pouze přítoky místní o velikosti řadově 0,1 l/s. V ostatních částech tunelu lze očekávat místně max. 0,1 l/s, pouze při enormních atmosférických srážkách. Celkově lze předpokládat, že přítoky do jedné tunelové trouby nepřevýší hodnotu 2,5 l/s.

RAŽBA TUNELU

Ražba jižního tunelu (JTT) byla zahájena v polovině září 2009, bezprostředně po odtěžení a zajištění prostoru před portálem JTT. Přístup k profilu ražených tunelů je realizován po sjízdné rampě s úklonem až 15 %. To vše z důvodu, že k zabezpečení řádného přístupu přes hloubený úsek na ústeckém portále je nutné nejprve přeložit plynové potrubí o ø 500 mm. Bohužel k provedení přeložky bylo nutné nejprve získat stavební povolení, což se podařilo až nedávno.

Ražba severní tunelové roury pak byla zahájena v prosinci 2009.

Hlavní parametry ražené části:

JTT:

Začátek raženého úseku: ..... 58,785826 km
Konec raženého úseku: ..... 59,231826 km
Délka ..... 446 m

STT:

Začátek raženého úseku: ..... 58,822172 km
Konec raženého úseku:..... 59,268172 km
Délka ..... 446 m

Obr. 5 Profil tunelu s uzavřenou protiklenbou
Fig. 5 The tunnel profile with the invert closed

point of view, the tunnel runs through a very complicated environment comprising mapped basaltoid rocks, sections with thick tuffitic layers, occurrences of marlstone and, at last but not least, with the presence of thick layers of Quaternary deposits.

As far as morpological and geological conditions are concerned, the construction is found in the Protected Landscape Area of České Středohoří, which is an extensive, complicated volcanic area with many Palaeogene volcanic centres, piercing through the Bohemian Cretaceous Plateau.

The encountered geological conditions can be summarised to be a volcanosedimentary array of Miocene tuff and basic effusive rocks, with pronouncedly developed bedding featuring a variable thickness of individual sets of layers.

The thickness of the layers varies within the orders of magnitude of first tens of centimetres up to a metre. Altered and tectonically faulted layers with the character of cohesive soil exist in the tuffs. We expect according to the supplementary geological survey that we will encounter them especially at the end of the excavation, near the Prague portal, where weathered and slightly weathered tuffs are found. Overbreaks and falling of rock blocks is a threat when driving the tunnel without supporting the face and the roof.

The tuffs can be categorised in terms of the strength (workability) as category R3-R6. This scatter itself suggests that the lithological and geotechnical types of the tuffs alternate.

Another significant rock type is basalt. Unweathered to technically sound basalts were encountered mainly when driving the tunnels and when excavating the trench for the cut-and-cover tunnel at the Ústí nad Labem portal. In unweathered state, we characterise them as very finely grained basic rocks of black or grey-black colour. They belong among very high strength rocks (class R1), difficult to disintegrate, categorised according to ČSN 73 3050 as class 6 – 7.

HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

The assessment of hydrogeological conditions is based on results of a hydrogeological survey. The water table is found above the tunnel bottom. In the central part, it is in an environment formed by slightly weathered tuffs. With respect to the character of the tuffs, it can be expected that inflows into the tunnel will be only local, with the inflow rates in the order of magnitude of 0.1 litre per second. In the other parts of the tunnel, the maximum inflow rate of 0.1 l/s can be expected only during enormous rainfalls. Total rates of inflow into one tunnel tube are not expected to exceed 2.5 l/s.

TUNNEL EXCAVATION

The excavation of the southern tunnel tube (STT) started in mid September 2009, immediately after the construction pit in front the STT portal had been excavated and stabilised. The mined tunnels profile is accessible along a ramp inclined at up to 15%. The reason for all of the complications is the fact that establishing the access via the cut-and-cover section at the Ústí nad Labem portal requires the relocation of a 500mm diameter gas pipeline to be carried out first. Unfortunately, the relocation required a building permit to be obtained first. It was issued only recently.

The excavation of the northern tunnel tube started in December 2009.

The main parameters of the mined part :

STT:

Mined section beginning chainage: 58.785826km
Mined section end chainage: 59,268172km
Length 446m

STT:

Mined section beginning chainage : 58,822172km
Mined section end chainage: 59.231826km
Length 446m

Podle předchozích geologických průzkumů a po vyhodnocení stavu horniny byla ražba zatříděna do čtyř technologických tříd NRTM, a to 3, 4, 5a a 5b, kdy ve třídách 5a a 5b má primární ostění spodní železobetonovou klenbu v celé délce.

Ražba obou tunelových trub tunelu Radejčín je prováděná dle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) s maximálním využitím samonosnosti horninového masivu a snahou o jeho minimální nakypření i a rozvolnění. Členění výrubu, zatřiďování do technologických tříd a následně jeho vyztužování je prováděno na základě skutečně zastižených geologických podmínek, vyhodnocení konvergenčních měření a dalších měření geotechnického monitoringu.

Při portále byla ražba prováděna dle zásad vystrojení pro technologickou třídu NRTM 5a se záběrem 1 m, postup realizace byl podřízen chování portálové stěny. Snahou zhotovitele bylo otevřený profil kaloty co nejdříve kompletně uzavřít a provést zásyp spodní klenby. Po uzavření profilů obou tunelů pak ražba pokračuje střídavě s prostorovým odstupem v obou tunelech najednou.

Pro rozpojování profilů tunelu je převažující metodou ražba pomocí trhacích prací, avšak při zahájení ražby na portále tunelu bylo použito mechanické rozpojování pomocí tunelbagru. Délka záběrů v technologických třídách je pak v tř. 5a na kalotě 1–1,5 m a ve tř. 4 1,2–1,8 m. Od opěří tunelů se pak délka záběru pohybovala v tř. 5a od 2 do 4 m v tř. 4 pak 3–5 m. Vlastní ražba opěří je prováděná dvěma způsoby: a to buď po polovinách, při souběhu s kalotou, či případně na plný profil se zastavením prací na kalotě tunelu.

Za ražbou opěří následuje vždy dobírka dna a vytvoření protiklenby tunelu obvykle v záběrech v tř. 5a 2–4 m a v tř. 4 3–5 m (obr. 5).

Takovýmto způsobem je ražba prováděna souběžně na obou tunelech za pomoci jedné osádky s jednou strojní sestavou pro ražbu.

Pro urychlení přejezdů mechanizace při ražbě obou tunelů jsou v ražené části umístěny tři propojky, které byly na přání zhotovitele vyprojektovány jako průjezdné.

Společně s tunelem jsou pak raženy výklenky.

VYSTROJOVACÍ PROSTŘEDKY NRTM

Použité vystrojovací prostředky se nijak neliší od standardů používaných v ČR.

Bylo použito:

– Stříkaný beton tř. C 20/25-X0 tl. 300–200 mm (mokrá směs)
– Výztužná síť KARI KY50 8/150 x 8/150 mm, vnější strana
– Výztužná síť KARI Q188A 6/150 x 6/150, vnitřní strana
– Výztužné ocelové rámy BTX
– Samozávrtné injektovatelné kotvy IBO délek 4–6 m (dle potřeby)
– Hydraulické svorníky 4–6 m

Pro zvýšení bezpečnosti a snížení tvorby nadvýlomů jsou používány stabilizační nástřiky a jehlování přístropí jehlami prům. 32 mm á 35 cm.

Ve zvláště nepříznivé geologii jsou do čelby kaloty použity kotvy dl. 6 m převážně samozávrtné IBO kotvy.

Dalším stabilizujícím prvkem kaloty pak bylo použití roznášecích patek na kalotě tunelu ve třech technologických třídách 4, 5a a 5b.

Použití vystrojovacích prvků je pak předepsáno projektem RDS pro jednotlivé technologické třídy NRTM, ale operativně je doplňováno na základě skutečně zastižených geologických podmínek.

ZÁVĚR

Výstavba dálnice D8 část 0805 pokračuje. Nutno poznamenat, že naproti všem překážkám, které jí jsou stavěny do cesty. Bohužel však k dnešnímu dni chybí dokončit velkou část objektů na části F trasy a již nyní je jasné, že zprovoznění této části dálnice se posune až do roku 2012.

To vše nepřispívá již tak napjaté dopravní situaci na stávajících komunikacích přes České středohoří, která se z dlouhodobého hlediska stává neúnosnou. Neustálé prodlužování stavby pak velmi negativně dopadá na obyvatele v okolí stavby, pro které se zejména přítomnost těžké techniky a dopravní zátěže stávají nesnesitelné a životu nebezpečné.

V tuto chvíli však nezbývá než doufat, že vytrvalou prací přispějeme svým dílem k dokončení tohoto posledního úseku dálnice D8.

ING. ROMAN FUKSA, roman.fuksa@metrostav.cz,
ING. DAVID CYRON, david.cyron@metrostav.cz,
ING. PAVEL KUDĚJ, pavel.kudej@metrostav.cz,
METROSTAV a. s.

Recenzoval: doc. Ing. Vlastimil Horák, CSc.

According to the findings of previous surveys and after assessing the rock mass condition, the excavation was categorised as the NATM excavation support classes 3, 4, 5a and 5b. The 5a and 5b classes require a reinforced concrete invert throughout the primary lining length.

The Radejčín tunnel is being driven by the New Austrian Tunnelling Method, using the self-supporting capacity of the rock mass to the maximum degree and making efforts to achieve maximum bulking and loosening of the rock. The excavation sequence, excavation support classes and the means of support to be subsequently installed are determined on the basis of actually encountered geological conditions, results of convergence measurements and other geotechnical monitoring measurements.

The portal section was driven according the principles specified for the NATM excavation support class 5a, with the round length of 1m. The excavation process was subordinated to the behaviour of the portal wall. The contractor's effort was to completely close the open top heading profile as soon as possible and place a fill on the invert. Once the profiles of both tunnels are closed, the excavation continues concurrently in both tubes, with staggered excavation faces.

The drill-and-blast technique is used most frequently for the rock disintegration. Nevertheless, the rock at the beginning of the tunnel excavation was broken mechanically by a tunnel excavator. The round lengths in excavation support classes 5a (in the top heading) and 4 are 1-1.5m and 1.2-1.8m respectively. The tunnel bench was excavated with the round lengths ranging from 2 to 4m for class 5a and 3 to 5m for class 4. Two excavation sequence systems were applied to the bench excavation: either dividing the bench into halves to be excavated concurrently with the top heading or excavating the bench full-face, with the top heading excavation suspended.

The bench excavation is always followed by the bottom excavation and construction of the tunnel invert, usually with the advance lengths of 2-4m for class 5a and 3-5m for class 4 (see Fig. 5).

This system is applied to the excavation in both tunnel tubes, using a single tunnelling crew and a single set of excavation equipment.

There are three cross passages in the mined tunnel section which were designed, at the contractor's request, in a way allowing the passage of vehicles.

Niches are excavated concurrently with the tunnel excavation.

NATM MEANS OF SUPPORT

The means of support used in the tunnels do not differ from standards used in the Czech Republic.

The following means were used:

– Sprayed concrete grade C 20/25-X0, 300-200mm thick (wet process)
– Welded mesh KARI KY50 8/150 x 8/150mm, outer surface,
– Welded mesh KARI Q188A 6/150 x 6/150, inner surface,
– BTX lattice girders
– IBO self-drilling, groutable bolts 4-6m long (as required)
– Hydraulically expanded rock bolts, 4-6m long

Stabilisation spraying and reinforcing of the roof with 32mm-diameter dowels at 35cm spacing is used to improve safety and reduce development of overbreaks.

When passing through especially unfavourable geology, the top heading face is stabilised by 6m long anchors, mostly of the self-drilling IBO type.

Another element stabilising the top heading excavation consisted of spread footing formed in the lining for three excavation support classes 4, 5a and 5b. The use of excavation support elements is specified for individual NATM excavation support classes by the detailed design. Additional elements are operatively designed according to actually encountered geological conditions.

CONCLUSION

The works on the construction lot 0805 of the D8 motorway proceed ahead. It should be noted that it is so despite all obstacles which have been placed in the way of the project. Unfortunately, a large proportion of the structures on the F section of the route remain to be completed. It is already obvious that the deadline for opening this part of the motorway to traffic will be postponed, up to 2012.

All of this contributes to the stressful traffic situation on existing roads across the České Středohoří highlands, making it in the long term unbearable. The permanent extending of the construction time very negatively impacts on residents living in the neighbourhood of the construction sites. The presence of heavy construction equipment and the increased traffic volume becomes insufferable and dangerous to life.

At the moment we can but hope that we will contribute through our work to the completion of this last section of the D8 motorway.

ING. ROMAN FUKSA, roman.fuksa@metrostav.cz,
ING. DAVID CYRON, david.cyron@metrostav.cz,
ING. PAVEL KUDĚJ, pavel.kudej@metrostav.cz,
METROSTAV a. s.

LITERATURA / REFERENCES

Zprávy geotechnického dozoru fy AZ Consult
Technické zprávy projektové dokumentace zpracované fy Pragoprojekt a. s.
Informace z webových stránek Ředitelství silnic a dálnic ČR

TUNEL HAVRAN NA DIAĽNICI D1 TURANY–HUBOVÁ
HAVRAN TUNNEL ON THE TURANY–HUBOVÁ SECTION OF D1 MOTORWAY

KAROL GROHMAN, JIŘÍ SVOBODA, MIKULÁŠ PÁKH

ÚVOD

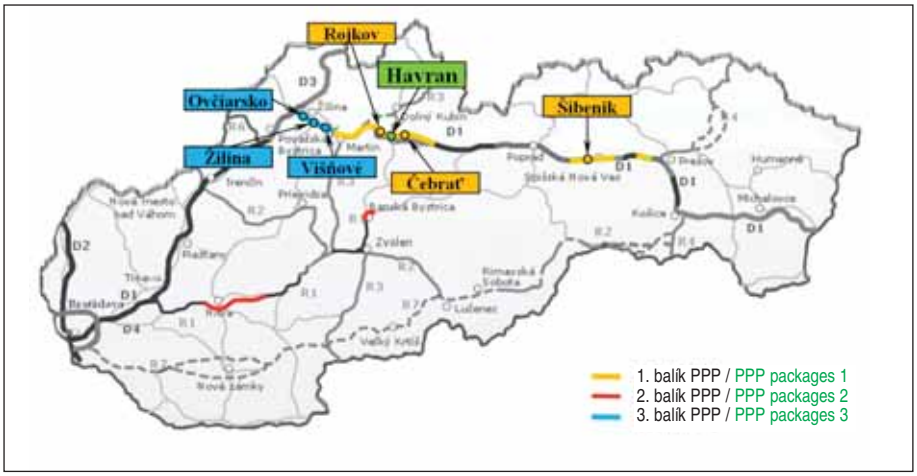
Verejno-súkromné partnerstvo (Public Private Partnership – PPP) pri zabezpečovaní rozvoja dopravnej infraštruktúry sa po mnohých rokoch váhania a príprav stáva na Slovensku skutočnosťou. Úseky diaľnic a rýchlostných ciest zaradené do projektu PPP boli rozdelené do troch „balíkov" a medzinárodnou verejnou súťažou boli vybraní súkromní partneri pre zabezpečenie ich prípravy, financovania, výstavby a prevádzkovania. Uvedené balíky sú tvorené nasledovnými úsekmi:

1. balík: diaľničné úseky D1 Dubná skala–Turany, Turany–Hubová, Hubová–Ivachnová, Jánovce–Jablonov a Fričovce–Svinia, v celkovej dĺžke 75 km,

2. balík: úseky rýchlostnej cesty R1 Nitra–Selenec, Selenec–Beladice, Beladice–Tekovské Nemce a cesta I/66 Banská Bystrica–severný obchvat, v celkovej dĺžke 51,5 km,

3. balík: diaľničné úseky D1 Hričovské Podhradie–Lietavská Lúčka, Lietavská Lúčka–Višňové, Višňové–Dubná Skala, Privádzač Lietavská Lúčka–Žilina, v celkovej dĺžke 29,1 km.

V roku 2009 začala výstavba 2. balíka PPP. Pri 1. balíku, kde sa čaká na finančné uzatvorenie projektu, začali v roku 2009 prípravné práce. Na finančné uzatvorenie sa čaká aj pri 3. balíku, kde sa prípravné práce rozbehli začiatkom roku 2010.



Obr. 1 Cestná sieť Slovenska s tunelmi pripravovanými v rámci projektu PPP
Fig. 1 Slovak motorway network with tunnels being prepared within the framework of the PPP project

Tab. 1 Diaľničné tunely v rámci projektu PPP
Table 1 Motorway tunnels within the PPP project framework

Projekt PPP / PPP Project	Počet tunelov / Number of Tunnels	Názov / Name	Dĺžka / Length
1. balík / Package 1	4	Rojkov	1 778 m
		Havran	2 831 m
		Čebrať	2 018 m
		Šibenik	635 m
		Spolu	7 262 m
3. balík	3	Ovčiarsko	2 367 m
		Žilina	651 m
		Višňové	7 460 m
		Spolu	1 0478 m

INTRODUCTION

The Public Private Partnership (PPP) system of ensuring development of transportation infrastructure is gaining momentum in Slovakia, after many years of hesitations and preparations. The sections of motorways and expressways which had been incorporated into the PPP project were divided into three "packages" for the tendering process. An international public competition selected private partners for the preparation, funding, construction and operation of the sections. The packages contain the following sections:

Package 1: the D1 motorway sections Dubná skala–Turany, Turany–Hubová, Hubová–Ivachnová, Jánovce–Jablonov and Fričovce–Svinia, at the total length of 75km;

Package 2: the R1 expressway sections Nitra–Selenec, Selenec–Beladice, Beladice–Tekovské Nemce and the I/66 road Banská Bystrica–northern bypass, at the total length of 51.5km;

Package 3: the D1 motorway sections Hričovské Podhradie–Lietavská Lúčka, Lietavská Lúčka–Višňové, Višňové–Dubná Skala, the slip road Lietavská Lúčka–Žilina at the total length of 29.1km.

The construction work on the PPP Package 2 started in 2009. Preliminary works on Package 1, where the financial issues of the project have not been closed yet, started in 2009. The financial closing is awaited even in the case of Package 3, where the preliminary works have been underway since the beginning of 2010.

Seven twin-tube tunnels are under consideration for Packages 2 and 3:

BASIC DATA ON HAVRAN TUNNEL

The Havran tunnel is, together with the Rojkov tunnel, part of the 2nd section of the D1 motorway between Turany and Hubová, which is technically and economically the most complicated section of the entire D1 motorway route between Dubná skala and Svinia. In addition, the two tunnels form one traffic unit because of the fact that the only structure found between them is a motorway bridge over the Váh River, which does not allow overpassing or diverting traffic from one carriageway to the opposite one. It will be therefore necessary during the course of maintenance and repair operations always to close one of the tunnel tubes of both tunnels in one direction of the motorway. Basic parameters of the Havran tunnel are as follows:

- the lengths of the left-hand tunnel tube - LTT (the northern tunnel tube – NTT) is 2860m (of this length the cut-and-cover section takes 34m);
- the lengths of the right-hand tunnel tube - RTT (the southern tunnel tube – STT) is 2801m (of this length the cut-and-cover section takes 29m);
- tunnel category: 2T-8.0 according to STN 73 7507 standard;
- design speed inside the tunnel is 80km/h;
- maximum overburden height is about 400 m;
- two service buildings, which will be located in the vicinity of both portals, will be parts of the tunnel.

V rámci 1. a 3. balíka sa uvažuje s realizáciou siedmich dvojrúrových tunelov.

ZÁKLADNÉ ÚDAJE TUNELA HAVRAN

Tunel Havran je spoločne s tunelom Rojkov súčasťou 2. úseku diaľnice D1 Turany–Hubová, ktorý je technicky a ekonomicky najnáročnejší na celom budovanom diaľničnom ťahu D1 Dubná skala–Svinia. Naviac, obidva tunely tvoria jeden dopravný celok, pretože medzi tunelmi sa nachádza iba diaľničný most cez Váh, ktorý neumožňuje prejazd, či presmerovanie dopravy z jedného smeru do druhého. Pri údržbe a opravách bude teda nutné uzatvárať vždy jednu tunelovú rúru oboch tunelov v jednom dopravnom smere. Základné parametre tunela Havran sú takéto:

– dĺžka ľavej tunelovej rúry LTR (STR – severnej tunelovej rúry) je 2860 m (z toho hĺbená časť 34 m),
– dĺžka pravej tunelovej rúry PTR (JTR – južnej tunelovej rúry) je 2801 m (z toho hĺbená časť 29 m),
– kategória tunela: 2T-8,0 podľa STN 73 7507,
– návrhová rýchlosť v tuneli je 80 km/h,
– maximálna výška nadložia cca 400 m,
– súčasťou tunela budú 2 prevádzkovo-technické objekty umiestnené v blízkosti oboch portálov.

GEOLOGICKÁ STAVBA ÚZEMIA

Tunel Havran bude razený pod horským masívom Havran, medzi obcami Stankovany a Svošov. Križňanská tektonická jednotka tu prevažuje v spodných partiách horského masívu, vrcholové časti tvorí Chočská tektonická jednotka (ktorá je spravidla mimo dosah vlastných tunelových stavieb). Kvartérne sedimenty, ktoré budú zastihnuté na portáloch, sú tvorené deluviálnymi sedimentmi s rozvinutými zosuvnými deluviami.

Západný portál je situovaný v nestabilnom území v pravom svahu údolia rieky Váh. Svah západného portálu severnej a južnej tunelovej rúry je porušený stabilizovanými deformáciami.

Východný portál STR je situovaný do juhozápadného okraja svahu v blízkosti významnej eróznej ryhy. Bude budovaný v jurských vápencoch strednej až vysokej pevnosti R3-R2. Lokalita JTR je tiež tvorená jurskými vápencami strednej až vysokej pevnosti R3-R2, ktoré sú pravdepodobne lokálne tektonicky porušené.

Obr. 2 Terén západného portálu tunela Havran
Fig. 2 Terrain at the Havran tunnel western portal

GEOLOGICAL STRUCTURE OF THE AREA

The Havran tunnel will be driven under the Havran massif, between the villages of Stankovany and Svošov. The Križany tectonic unit forms mostly lower parts of the massif in this area, whilst the top parts are formed by the Choč tectonic unit (which is mostly beyond the reach of the tunnel structures). The Quaternary sediments which will be encountered at portals consist of deluvial sediments with well developed land slides.

The western portal is located in an unstable area, on the right-hand slope of the Váh River valley. The slope of the western portal of the northern and southern tunnel tubes is affected by stabilised deformations.

The eastern portal of the NTT is located at the south-western edge of a slope, in the vicinity of a significant erosion furrow. It will be built in the environment consisting of medium strength to high strength Jurassic limestone (R3 – R2). The STT location also contains medium to high strength Jurassic limestone (R3 – R2), which is probably locally tectonically faulted.

The tunnels will be driven through a significantly inhomogeneous environment, reflecting the variable lithology. There are very seriously faulted areas there, which are in addition associated with very complicated hydrological conditions. The rock environment will comprise partially stable limestone, marlstone and marly shales. Tectonic lines occur frequently, which fact was confirmed by geophysical measurements.

More detailed data on the geological structure of the area of operations was published in TUNEL issue No. 2/2009.

Obr. 3 Riešenie pred západným portálom
Fig. 3 Western portal layout

DESIGN PREPARATION

Standard Sheets started to be prepared for the tunnels, with the aim of ensuring a unified procedure during the work on the detailed design and unification, coordination and subsequently simple and quick maintenance, including proper renovation of equipment in the PPP Package 1 tunnels.

Vlastné tunely budú razené v značne nehomogénnom prostredí, odrážajúcom premenlivú litológiu. Sú tu oblasti so značným tektonickým porušením, na ktoré nadväzujú aj veľmi komplikované hydrogeologické pomery. Horninové prostredie bude tvorené čiastočne stabilnými vápencami, slieňovcami a slieňovcovými bridlicami. Geofyzikálnym meraním bol overený častý výskyt tektonických línií.

Podrobnejšie údaje o geologickej stavbe dotknutého územia boli zverejnené v časopise Tunel č. 2/2009.

PROJEKTOVÉ PRÍPRAVNÉ PRÁCE

S cieľom zabezpečiť jednotný postup pri vypracovávaní realizačnej projektovej dokumentácie a zaistení unifikácie, koordinácie a následne jednoduchej a rýchlej údržby vrátane príslušnej obnovy technologického vybavenia diaľničných tunelov prvého balíka projektu PPP, pristúpilo sa k spracovaniu vzorových listov na tieto tunely.

Vzorové listy obsahujú technické riešenia a stanovujú prevádzkové požiadavky vybraných častí tunelových stavieb. Obsahujú základné návrhy opakovaného technického riešenia zohľadňujúc požiadavky koncesnej zmluvy, koncesionára, ako aj budúceho prevádzkovateľa, ktorý diaľnicu po ukončení koncesie prevezme (v súčasnosti je to Národná diaľničná spoločnosť, a. s., Bratislava). Vzorové listy stanovujú jednotný výklad vyššie uvedených požiadaviek a vytvárajú základné predpoklady pre výrazný posun kvality návrhov aj následnej realizácie uvedených tunelov.

V praxi budú vzorové listy v čase vypracovania považované za otvorený dokument, ktorý bude možné upravovať aj dopĺňať o nové technické riešenia. Po prerokovaní a odsúhlasení riešiteľským tímom (koncesionár, prevádzkovatelia a zhotovitelia) potom pôjde o záväzný dokument, ktorý sa musí dodržať pri všetkých štyroch tunelových stavbách riešeného úseku diaľnice.

V súčasnosti (marec 2010) sa projektové práce na tunel Havran vykonávajú v rámci prípravných prác, ktoré budú slúžiť v čase začatia razičských prác. Ide najmä o budovanie prístupových komunikácií, odlesnenie budúcich portálov a dokončenie doplňujúceho geologického a hydrogeologického prieskumu.

Na tieto činnosti sa spracovávajú realizačné projekty. Zároveň sa optimalizuje trasa tunela, najmä v oblasti západného portálu, s ohľadom na výsledky doplňujúceho geologického prieskumu. Na západnom portáli došlo k priblíženiu osí oboch tunelových rúr tak, aby sme sa vyhli zistenému zosuvnému územiu. Zároveň bolo zjednodušené technické riešenie zaistenia západného aj východného portálu. Zaistenie východného portálu bude realizované trvalou konštrukciou na báze kotvených horizontálnych železobetónových prahov (kotvenie bude vyhotovené pomocou dlhých kotiev) a rebier kotvených klincami. V prevažnej časti západného portálu bude zaistenie realizované kotvenými predpätými oceľovými lanovými systémami. Preveruje sa tiež možnosť použitia tohto systému na východnom portáli.

BEZPEČNOSTNÁ DOKUMENTÁCIA

V súlade s nariadením vlády SR č. 344/2006 Z. z. o minimálnych bezpečnostných požiadavkách na tunely v cestnej sieti bude vypracovaný nový komplexný projekt bezpečnostnej dokumentácie. Obsah dokumentácie nie je zatiaľ jednotne stanovený žiadnym vykonávacím predpisom, preto bol na jej vypracovanie vytvorený tím odborníkov dlhodobo sa zaoberajúcich danou problematikou. Doteraz bola vypracovaná analýza požiarnej bezpečnosti a rozpracovávajú sa ďalšie časti dokumentácie. Výsledky budú premietnuté do realizačných projektov a do dokumentácie, ktorú je potrebné vypracovať k termínu uvedenia tunela do prevádzky – dokumentácia požiarneho zásahu, operatívne plány, plán preverovacieho cvičenia, pohyb zásahových jednotiek a pod.

VÝSTAVBA TUNELA

Vlastná výstavba – razenie tunela sa bude vykonávať z oboch portálov. Uvedený postup je nevyhnutný z hľadiska dodržania stanovenej lehoty výstavby. Razenie bude prebiehať podľa pravidiel NRTM (Novej rakúskej tunelovacej metódy); konkrétne postupy razenia boli publikované v predchádzajúcich číslach časopisu Tunel (napríklad č. 1/2009). V ďalšom preto uvádzame len zmeny a doplnky vyplývajúce z požiadaviek koncesionára a zhotoviteľa stavby.

Na západnom portáli budú predĺžené razené úseky na úkor hĺbených častí. Budú vyhotovené iba hĺbené portálové bloky v dĺžke cca 10 m. Vlastné zariadenie staveniska bude vytvorené na násype v predpolí budúceho mostu cez rieku Váh. Začatie razičských prác sa predpokladá prakticky zarazením do pôvodného svahu, z ktorého sa odstránia

The Standard Sheets contain technical solutions and specify operating requirements of selected parts of the tunnel structures. They contain basic features of the repeated technical solution, taking into consideration requirements of the Concession Agreement, the concessionaire and the future operator, who will take the motorway over when the concession expires (currently Národná diaľničná spoločnosť, a.s.). The Standard Sheets provide a unified explanation of the above-mentioned requirements and establish basic conditions for a significant shift in both the quality of designs and subsequent construction of the two tunnels.

In practice, the Standard Sheets will be considered to be open documents during their preparation. It will be possible to change them and propose addition of new technical solutions to them. When discussions are closed and the solving team (the concessionaire, operators and contractors) have agreed it, a Standard Sheet will become a binding document, which will have to be adhered to on all of the four tunnel structures on the motorway section being solved.

At the moment (March 2010), designing for the Havran tunnel is underway within the framework of the preliminary work which is necessary for the commencement of the tunnel excavation, first of all construction of access roads, deforestation of future portals and completion of a supplementary geological and hydrological survey.

Detailed designs for these works are being carried out. At the same time, the tunnel alignment is being optimised, first of all in the western portal area, taking into consideration results of the supplementary geological survey. The distance between the tunnel tubes was reduced at the western portal so that the landslide area identified by the survey was avoided. At the same time, the technical solution for the support of the western and eastern portals was simplified. The eastern portal will be supported by a permanent structure on the basis of horizontal reinforced concrete plinths anchored by long anchors and ribs anchored by dowels. A system of prestressed anchored steel ropes will be used for the stabilisation in the major part of the western portal. This system is also preferred for the eastern portal.

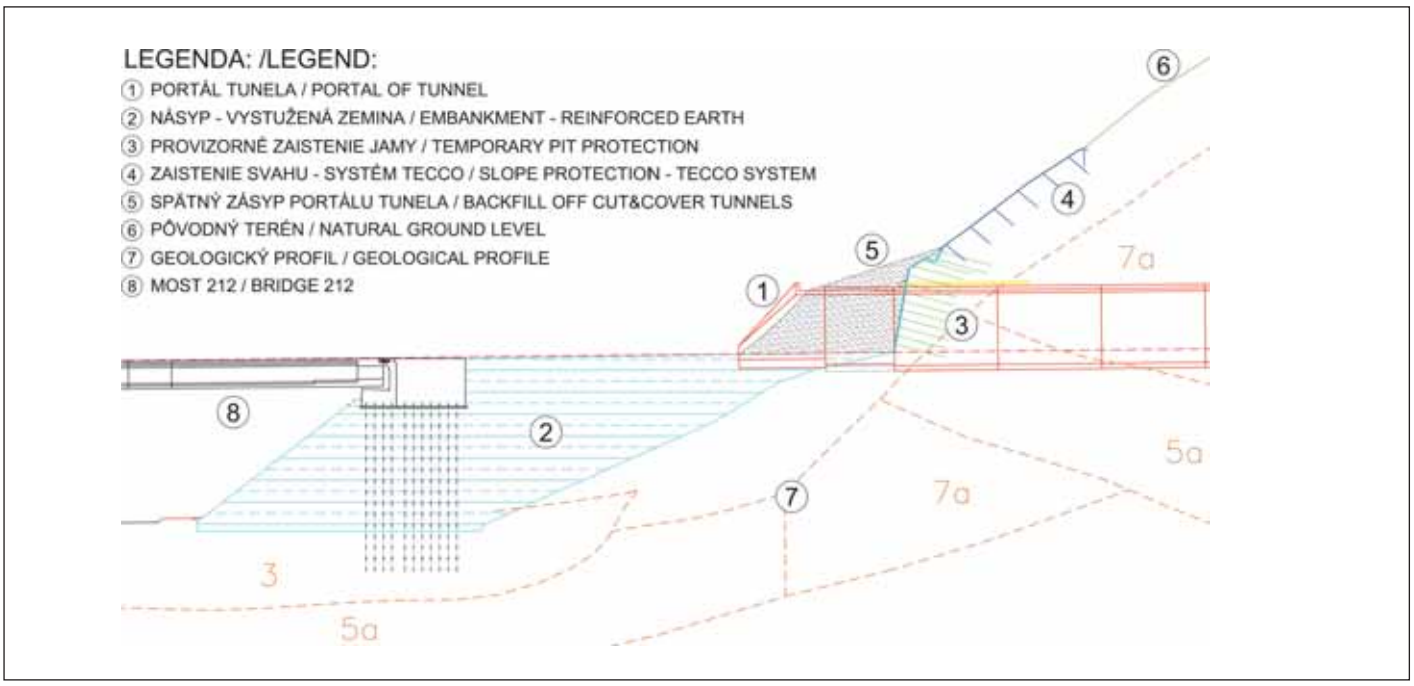
SAFETY DESIGN

A new comprehensive Safety Design will be carried out to comply with the Decree of the Government of the Slovak Republic No. 344/2006 Coll. on minimum safety requirements for tunnels on the road network. The contents of the documents have not been specified uniformly by any operating regulation yet, therefore a team of professionals dealing in the long term with this issue was established with the task of developing it. To date, a fire safety analysis has been conducted and other parts of the documents package are being prepared. Results will be reflected into detailed designs and into documents to be required on the tunnel commissioning, i.e. fire intervention documents, operating plans, a verification exercise plan, movement of intervention units etc.

TUNNEL CONSTRUCTION

The tunnel construction itself, i.e. the tunnel excavation, will be carried out from both portals. This procedure is required because of the necessity to meet contractual deadlines. The New Austrian Tunnelling Method (NATM) will be used. Particular excavation procedures were described in previous issues of TUNEL magazine (No. 1/2009). For that reason we present in this paper only changes and additions following from requirements of the concessionaire and the contractor.

The mined sections at the western portal will be extended on behalf of the mined sections. Only about 10m long cut-and-cover portal blocks will be carried out. The site facilities will be erected on an embankment in front of the future bridge over the Váh River. The tunnel excavation itself will start by opening a short tunnel in the existing slope, from which the superficial deposits about 1m thick will be removed. The slope will be protected by



Obr. 4 Pozdĺžny profil v mieste západného portálu
Fig. 4 Longitudinal section at the western portal

iba pokryvné útvary v hrúbke cca 1 m. Svah sa ochráni obvodovým betónovým rámom vybetónovaným okolo budúcej tunelovej rúry. Do betónového rámu sa zakotví dlhý dvojitý ochranný mikropilótový dáždnik. Vlastná ochranná klenba (pred zarazením do horninového masívu na portáli tunela) bude včítane spodnej klenby uzatvorená.

Na východnom portáli dôjde k obmedzeniu rozsahu zemných prác pri realizácii portálovej stavebnej jamy. Rozsah zaistenia pomocou kotiev bol výrazne obmedzený. Hlavný definitívny systém stabilizácie terénu spočíva v stabilizácii predpätými oceľovými sieťami (priemer lana 3 mm) kotvenými zemnými klincami. Pomocou roznášacích dosiek upevnených na klincoch je finálne do siete vnesené predpätie 30–50 kN. Pod oceľovú sieť bude vložená protierózna rohož s hydroosevom. Tento systém je, v zmysle trvanlivosti, konštrukciou trvalou. Ochrana proti korózii je zaručená kvalitou materiálu, najmä vlastnej siete, ktorá je zo zliatiny hliníka a zinku.

PREVÁDZKOVÁ BEZPEČNOSŤ

V záujme dosiahnutia zodpovedajúcej prevádzkovej bezpečnosti pripravovaných tunelových stavieb boli dopracované riešenia priportálových úsekov s ohľadom na dopravnú obslužnosť zložkami údržby prevádzkovo-technického objektu. Ďalej boli novo navrhnuté nutné plochy na zimnú údržbu (na odpratanie snehu). Všetky portálové konštrukcie boli tiež novo ochránené zádržnými systémami podľa aktuálne platných noriem a predpisov. Použili sa jednak samostatné betónové zvodidlá, betónové zvodidlá v kombinácii s oceľovými a tiež aj tlmiče nárazov. Cieľom týchto opatrení je predovšetkým zaistenie bezpečnej premávky účastníkov dopravy ale zároveň aj zložiek údržby.

REALIZÁCIA

V tomto čase sa intenzívne pracuje na prípravných prácach, ktoré spočívajú v realizácii zariadenia staveniska, prístupových ciest, zabezpečenia energií a spevnenia portálov. Zvláštna pozornosť sa venuje príprave na začatie hlavných stavebných prác, ktorá prebieha súčasne s prípravnými prácami. Výstavbu tunela zabezpečujú profesionáli s mnohoročnými skúsenosťami, ktorých ambíciou je nepripustiť nesplnenie náročných termínov stanovených harmonogramom prác.

ING. KAROL GROHMAN, grohman@alfa04.sk, ALFA 04, a. s.,
ING. JIŘÍ SVOBODA, svobodaj@pragoprojekt.cz,
PRAGOPROJEKT, a. s.,
ING. MIKULÁŠ PÁKH, mikulas.pakh@doprastav.cz,
DOPRASTAV, a. s., OS Praha

Recenzoval: Ing. Miloslav Frankovský

a concrete collar cast around the future tunnel tube. A long, double micropile umbrella will be embedded in the collar. The pre-shield itself will be closed, including an invert.

The volume of earthmoving work on the pre-portal construction trench at the eastern portal will be reduced. The extent of the anchoring support was significantly diminished. The main final system of the terrain stabilisation comprises pre-tensioned steel nets (rope diameter of 3mm) anchored by soil dowels. Pre-tension of 30-50kN is finally introduced into the net by means of spreading plates fixed on the dowels. An erosion-resisting mat is inserted under the steel net and provided with hydro seeding. This system is, as far as durability is concerned, considered to be a permanent structure. Corrosion protection is guaranteed owing to the quality of the material, first of all the net itself, which is made of steel with an aluminium and zinc alloy.

OPERATING SAFETY

To achieve a relevant level of operating safety of the tunnel structures being prepared, the design for the pre-portal sections was supplemented, securing access for tunnel operation services. In addition, areas for winter maintenance were designed (for snow removal). All portal structures were newly protected by safety barrier systems complying with currently applicable standards and regulations, comprising concrete barriers, concrete barriers combined with steel barriers and impact absorbers. The objective of these measures is, first of all, to ensure safe traffic for passengers and maintenance crews.

CONSTRUCTION IMPLEMENTATION

At the moment, intense enabling works are underway, comprising the construction of site facilities, access roads, power supply facilities and stabilisation of portals. Special attention is being paid to the preparation of the commencement of the main construction work, which is underway concurrently with the enabling works. The tunnel construction is secured by professionals with long-time experience, who do not admit failures in meeting the demanding deadlines prescribed by the works schedule.

ING. KAROL GROHMAN, grohman@alfa04.sk, ALFA 04, a. s., ING. JIŘÍ SVOBODA, svobodaj@pragoprojekt.cz, PRAGOPROJEKT, a. s., ING. MIKULÁŠ PÁKH, mikulas.pakh@doprastav.cz, DOPRASTAV, a. s., OS Praha

TUNEL LALIKI – PRVÝ CESTNÝ RAZENÝ TUNEL V POĽSKU
LALIKI TUNNEL – THE FIRST MINED ROAD TUNNEL IN POLAND

RÓBERT ZWILLING, JOZEF BARTOŠ

ÚVOD

Predmetom výstavby rýchlostnej komunikácie S-69 Bielsko–Biala–Żywiec–Zwardoń, úsek C2 bol polovičný profil rýchlostnej komunikácie s jednou tunelovou rúrou. Po ukončení stavebných prác prebiehali asi 3 mesiace skúšky technologického vybavenia. Tunel s úsekom rýchlostnej komunikácie bol do prevádzky odovzdaný 5. 3. 2010.

Tunel je prvým cestným razeným tunelom v Poľsku. Nachádza sa v južnom Poľsku neďaleko hraničného priechodu Skalité–Zwardoń medzi Slovenskou republikou a Poľskom. Svoje pomenovanie dostal podľa obce Laliki, v ktorej blízkosti sa nachádza. Tunel pretína chrbát Sobczakowej Grapy s nadmorskou výškou 766,3 m.

Razenie prebiehalo podľa zásad Novej rakúskej tunelovacej metódy. Geologickú stavbu záujmového územia tvorili paleogénne flyšové vrstvy ílovcov a pieskovcov, ktoré mali v zóne zvetrania a tektonického porušenia charakter ílu, resp. sute ílovito-kamenitej.

Identifikačné údaje stavby	
Názov stavby:	Budowa drogi ekspresowej S-69 Bielsko–Biala–Żywiec–Zwardoń, úsek C2: Szare–Laliki km 40+475 – km 43+155,74
Investor stavby:	Generalna dyrekcja dróg krajowych i autostrad
Dodávateľ stavby:	Konzorcium firiem Bögl a Krýsl, k. s., Praha – Doprastav, a. s., Bratislava
Zhotoviteľ tunela:	Doprastav, a. s., Bratislava
Projektant zhotoviteľa:	Basler&Hofmann Slovakia, s. r. o., Bratislava
Geotechnický dozor zhotoviteľa:	Geofos, s. r. o., Žilina, Arcadis Geotechnika a. s., Geoexperts, s. r. o., Žilina
Autorský dozor:	Mosty Katowice, Katowice

Technické údaje	
Typ tunela:	jednorúrový, obojsmerný
Šírkové usporiadanie:	voľná šírka medzi obrubníkmi 8,4 m
Šírka jazdných pruhov:	2x3,5 m
Šírka chodníkov:	1,7 m
Dĺžka hlavného tunela:	678 m (razený tunel 630 m)
Dĺžka únikovej štôlne:	678,49 m (razená štôlňa 630,49 m)
Výška priechodného prierezu cestného tunela:	4,7 m
Počet a dĺžka prepojovacích chodieb:	4x jednotnej dĺžky 22 m
Realizácia:	11. 2007–11. 2009
Uvedenie do prevádzky:	marec 2010
Celkové investičné náklady pre úseky C1 a C2 s tunelom: viac ako 88 mil. eur	

ZMENY TECHNICKÉHO RIEŠENIA TUNELA

V Poľsku zatiaľ chýba dostatočná legislatíva na projektovanie tunelov. Pri projektovaní sa síce preberajú skúsenosti zo zahraničia, hlavne z nemecky hovoriacich krajín, ale na druhej strane sa do projektu dostávajú rôzne požiadavky, ktoré nie sú v tuneloch štandardné. Spomenúť je treba hlavne šírkové usporiadanie tunela, kde pri voľnej šírke vozovky medzi obrubníkmi je 8,4 m a šírke jazdného pásu 3,5 m vzniká spevnená krajnica šírky 0,45 m. Ďalším špecifikom šírkového usporiadania je extrémna šírka chodníkov 1,7 m. Počas prípravy sme navrhovali upravenie šírkového usporiadania a tým zmenšenie šírky prechodového prierezu. Napríklad pri porovnaní s našou kategóriou tunela T8,0 a šírkou chodníka 1 m by sa dalo ušetriť na svetlej šírke tunela 1,8 m. Z požadovaných priestorových nárokov vyplýval aj celkový, nie celkom staticky vhodný tvar tunela. V prípade zmeny tvaru by sa dalo hovoriť aj o výrazných úsporách na stavebných nákladoch.

Počas realizácie sme predkladali rôzne možnosti úprav tunela podľa našich zvyklostí, ale vo väčšine prípadov sme neuspeli. V tuneli bolo v zadávacej dokumentácii navrhnuté drenážne odvodnenie z kameninových rúr so vzdialenosťou čistiacich šácht 75 m, resp. 150 m. V tomto prípade sme navrhovali zmenu materiálu rúr

INTRODUCTION

The subject of the construction of section C2 of the S69 speedway between Bielsko–Biala–Żywiec–Zwardoń was a half of the profile of the expressway with one tunnel tube. When the civil works had been completed, an about 3 months long period followed during which the tunnel equipment was being tried. The tunnel together with the speedway section was inaugurated on 05/03/2010.

The tunnel is the first mined road tunnel in Poland. It is found in southern Poland, near a border crossing between the Slovak Republic and Poland. It was given its name after the village of Laliki in the vicinity of which it is located. The tunnel cuts through the Sobczakowa Grapa ridge with the altitude of 766.3m above sea level.

The tunnel was driven using the New Austrian Tunnelling Method. Geology of the area of operations comprised Palaeogene, flysh layers of claystone and sandstone, having the character of clay or clayey-stony debris in the weathered and tectonically disturbed zone.

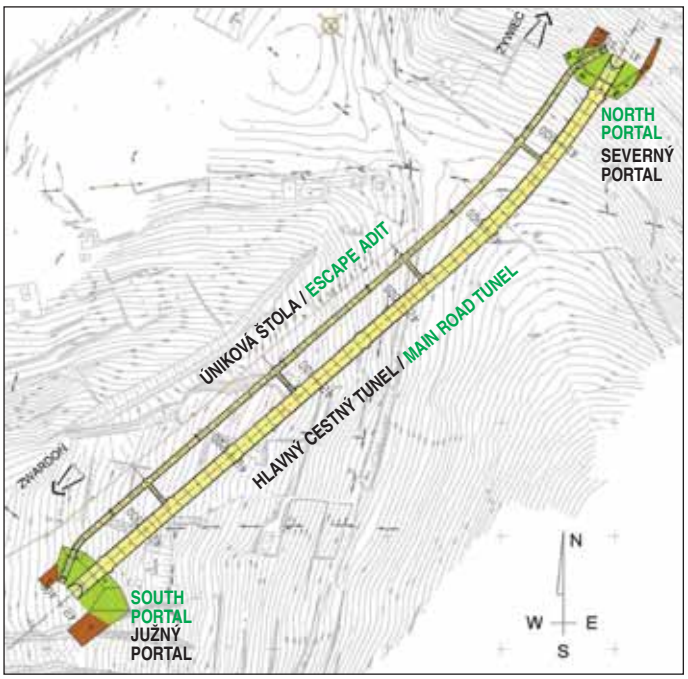
Identification data on the project	
Project name:	Budowa drogi ekspresowej S-69 Bielsko–Biala–Żywiec–Zwardoń, Section C2: Szare – Laliki km 40+475 – km 43+155.74
Project owner:	Generalna dyrekcja dróg krajowych i autostrad
Construction contractor:	Consortium of companies consisting of Bögl a Krýsl, k. s. Praha –Doprastav, a. s., Bratislava
Tunnelling contractor:	Doprastav, a. s., Bratislava
Design Consultant to Contractor:	Basler&Hofmann Slovakia, s. r. o., Bratislava
Contractor's geotechnical supervision:	Geofos, s. r. o., Žilina, Arcadis Geotechnika a. s., Geoexperts, s. r. o., Žilina
Architect's Supervision:	Mosty Katowice, Katowice

Technical data on the construction	
Tunnel type:	single-tube, bi-directional
Roadway width geometry:	curb-to-curb width of 8.4m
Traffic lane width:	2 x 3.5m
Walkway width:	1.7m
Main tunnel length:	678m (mined tunnel 630m)
Escape gallery length:	678.49m (mined gallery 630.49m)
Height of the road tunnel clearance profile:	4.7m
Number and lengths of cross passages:	4; uniform length of 22m
Construction time:	11/2007 – 11/2009
Opening to traffic:	March 2010
Total investment cost of the C1 and C2 sections with the tunnel:	over 88 mil. euro

CHANGES IN THE TECHNICAL SOLUTION FOR THE TUNNEL

For the time being, Poland is missing sufficient legislation on designing tunnels. On the one hand, designers use foreign experience, mostly from German speaking countries; on the other hand, various requirements are incorporated in the design which are not typical for tunnels.

It is necessary to remember, first of all, the tunnel width configuration, where a hard shoulder originates at the curb-to-curb width of 8.4m and the traffic lane width of 3.5m. Another specific feature is the extreme width of walkways of 1.7m. We proposed during the planning stage that the width configuration be changed and, as a result, the width of the transition cross section be reduced. For example, compared with our tunnel category T8.0 and walkway width of 1.0m, the net tunnel width could be reduced by 1.8m. In addition, the spatial requirements affected the overall tunnel geometry, which is not too convenient in structural terms. If the geometry had been changed, it would have been possible to speak about significant savings in the construction cost.



Obr. 1 Situácia tunela
Fig. 1 Tunnel layout

a zníženie vzdialenosti šácht na 48 m, respektíve 60 m. V únikovej štôlni podľa zadávacej dokumentácie bol navrhovaný vodovod s hydrantmi, a naopak pri vchode do únikových ciest v tunelovej rúre hydrant chýbal. Navrhované zmeny z pohľadu investora a autorského dozoru neprichádzali do úvahy.

Boli však aj zmeny, ktoré sa podarilo presadiť. Počas realizácie primárneho ostenia bola doplnená vystrojovacia trieda s mikropilótovým dáždnikom, kde v prípade nepresadenia zmeny by mohli nastať obrovské problémy. Podarila sa presadiť aj zmena predpísaných požiadavok na striekané betóny a doplnenie požiadavky na počiatočné nárasty pevnosti striekaných betónov. Pri hlbených tuneloch sa musel zo statického hľadiska zmeniť tvar priečneho rezu tunela. Ďalšou akceptovanou zmenou bola zmena tvaru a vystuženia spodnej protiklenby a spôsob vystuženia hornej klenby sekundárneho ostenia. V sekundárnom ostení sa dalo na základe vykonaných statických výpočtov ušetriť na množstve výstuže a mohlo sa ušetriť aj na znížení pevnostnej triedy betónu.

INŽINIERSKOGEOLOGICKÉ POMERY

Geologickú stavbu záujmového územia tvoria paleogénne flyšové vrstvy ílovcov a pieskovcov. Ide o striedanie ílov, čiastočne vápenatých a pieskovcov prevažne glaukonitických. V zóne zvetrania a tektonického porušenia mali charakter ílu, resp. sute kamenito-ílovitej a ílovito-kamenitej. Z vrstevnatých ílových minerálov obsahovali chlorit, illit, vzácne kaolinit.

Dominantnými odlučnými plochami v tomto horninovom prostredí boli vrstevné plochy diskontinuít, vytvárajúce spolu s vrstevnatosťou rozpad horninového masívu na doskovité a hranolovité úlomky a bloky.

Na základe inžinierskogeologických a geotechnických vlastností bolo možné vyčleniť nasledovné typy hornín:

– ílovce zvetrané doskovité, sivej až tmavosivej farby, vápnité (slieňovce), prevažne slabo až silno zvetrané, doskovitej vrstevnatosti, miestami slabo piesčité, na styku s vodou mali tendenciu rozpadať sa čriepkovito;
– ílovce zvetrané laminované, boli prítomné v polohách doskovitých ílovcov. Zvetrané ílovce boli tvorené tenkolaminovanými ílovcami hnedej až tmavohnedej farby, na styku s vodou čriepkovito sa rozpadajúce, miestami až charakteru zeminy. Často boli tektonicky porušené, charakteru malých úlomkov a zeminy;
– pieskovce zvetrané, boli sivej až hnedosivej farby, prevažne slabo zvetrané, doskovitej až lavicovitej vrstevnatosti, jemnozrnné, vápnité.

Z hydrogeologického hľadiska v tuneli neboli výrazné prítoky podzemnej vody a voda prenikajúca do tunela závisela od množstva

During the course of the construction we submitted proposals for various possible changes in the tunnel design, corresponding to our customs, but they were mostly refused. The final design required the tunnel drainage to be from clayware pipes, with the distance between cleaning manholes of 75m or 150m. In this particular case we proposed that the material be changed and the distance between shafts be reduced to 48m or 60m. A water main with hydrants was required by the final design to be in the escape gallery, while a hydrant was missing at the entrance to escape routes in the tunnel tube. The proposed changes were out of the question from the client's and consulting engineer's supervisor's points of view.

Nevertheless, there were also changes which were successfully implemented. A new excavation support class was added during the work on the primary lining, comprising canopy tube pre-support. In this case serious problems could have been encountered if this proposal had not been approved. A change in the requirements for sprayed concrete and an addition of the requirement for the shotcrete early strength build-up were successfully pressed. As far as cut-and-cover tunnels are concerned, the cross-section geometry had to be changed as required by the structural analysis. Another change which was successfully implemented was a change in the geometry and reinforcement of the invert and the system of reinforcing the upper vault of the secondary lining. It was possible on the basis of the structural calculations which were carried out to reach savings in the amount of reinforcement and achieve other savings by reducing the concrete strength grade.

ENGINEERING GEOLOGICAL CONDITIONS

The geology in the area of operations consisted of Palaeogene, flysh layers of claystone and sandstone, namely alternation of clays, partly calcareous, and mostly glauconitic sandstone. In the weathering and faulting zone they had the character of clay or stony-clayey and clayey-stony debris. Of bedded clay-forming minerals, they contained chlorite, illite and rarely kaolinite. The bedding planes predominant in this ground environment were discontinuity bedding planes together with the bedding forming the disintegration of the rock mass into plates, rectangular fragments and blocks.

The following rock types were determined on the basis of the engineering geological and geotechnical properties:

Claystone – weathered, tabular, grey to dark-grey, calcareous (marlstone), mostly weakly to heavily weathered, tabularly bedded, locally weakly sandy, prone to disintegrating into small fragments on contact with water.

Claystone – weathered, laminated (it was present in the tabular claystone beds). The weathered claystone was formed by thinly laminated claystone, dark brown, disintegrating into small fragments on contact with water, locally even of the character of soil.

Weathered sandstone, grey to brown-grey, mostly weakly weathered, tabular to banket bedding, finely grained, calcareous.

From the hydrogeological point of view, there were no significant inflows of ground water and water flowing into the tunnel depending on the amount of precipitation on the surface. Another factor affecting the ground mass condition was the process water which was used for flushing during drilling of boreholes for elements of the primary excavation support. The water degraded and changed properties of the rock mass.

In terms of the excavation procedure and rock mass stability, the following risk factors appeared to be the most important:

– percentage of the presence of laminated claystone,
– density of discontinuities and their direction compared with the direction of excavation,
– aperture and filling of discontinuities,
– presence of ground water,
– interaction and combination of the above-mentioned factors caused local, but also permanent, deterioration of the rock mass properties, overbreaks and instability of the face.

TUNNEL DESIGN SOLUTION

The tunnel was driven using the NATM, with the excavation support provided by two lining layers – the primary lining consisting of shotcrete and secondary lining in reinforced concrete. An intermediate waterproofing layer consisting of geotextile and a waterproofing membrane is installed between the primary and secondary linings. Five

zrážok na povrchu. Ďalším faktorom, ktorý ovplyvňoval stav masívu, bola technologická voda, ktorá sa používala na výplach počas vŕtania prvkov vystrojenia primárneho ostenia. Táto degradovala a menila vlastnosti horninového masívu.

Vzhľadom na postup razenia a stabilitu masívu ako najvýznamnejšie sa javili tieto rizikové faktory:

– percentuálne zastúpenie laminovaných ílovcov,
– hustota diskontinuít a ich orientácia voči smeru razenia,
– otvorenosť a výplň diskontinuít,
– prítomnosť podzemnej vody,
– ich vzájomné spolupôsobenie a kombinácia spôsobovali lokálne ale aj permanentné zhoršenie vlastností masívu, vznik nadvýlomov a nestabilitu čelby.

PROJEKTOVÉ RIEŠENIE TUNELA

Tunel bol razený metódou NRTM so zabezpečením dvomi vrstvami ostení – primárne ostenie zo striekaného betónu a sekundárne ostenie zo železobetónu. Medzi primárnym a sekundárnym ostením je medziľahlá hydroizolačná vrstva tvorená geotextíliou a hydroizolačnou fóliou. Razenie prebiehalo v 5 vystrojovacích triedach závislých na geologickej stavbe masívu. Razilo sa prevažne z južného portálu dovrchne. Objekt tunela sa skladá z hlavného cestného dvojpruhového tunela a únikovej štôlne, ktorá je prepojená s tunelom štyrmi priečnymi prepojkami. Trasa je vedená v oblúku a na priamy úsek je prepojená prechodnicou. Pozdĺžne vedenie vozovky tunela je v konštantnom sklone 4 %. Priečny sklon vozovky sa mení z 5,5% preklopením na 2% v závislosti na smerovom vedení.

Hlavná tunelová rúra

V tunelovej rúre sa nachádzajú výklenky pre SOS kabíny a hydranty. Výklenky sú umiestnené v mieste priečneho prepojenia s únikovou štôlňou a v strede medzi priečnymi prepojeniami. Vzdialenosť medzi SOS kabínami je cca 75 m. SOS výklenky sú rozdelené na dve miestnosti. V jednej miestnosti sa nachádza požiarna hláska, v druhej je umiestnená rozvodňa elektrickej energie. Každá miestnosť má samostatný prístup z tunelovej rúry. Výklenky pre hydranty sú umiestnené v strede medzi priečnymi prepojeniami. Veľkosť výklenkov pre SOS kabíny a hydranty je totožná.

Úniková štôlňa

V únikovej štôlni je vybudovaný požiarny vodovod. Hydrantový výklenok je miestnený v miestach prepojenia s hlavnou tunelovou rúrou.

Priečne prepojenie

Hlavná tunelová rúra je s únikovou štôlňou prepojená štyrmi chodbami jednotnej dĺžky 22 m. Na požiarne oddelenie chránenej únikovej cesty a tunelovej rúry sú v priečnom prepojení dve železobetónové steny s osadenými jednokrídlovými dverami veľkosti 1,05x2,06 m. Vzdialenosť stien v priečnom prepojení je 2,5 m.

Hĺbené časti tunela

Hĺbené časti hlavného tunela a únikovej štôlne boli budované v portálových jamách. Úseky hĺbených tunelov sú založené na železobetónovej doske. Vnútorný profil hornej klenby tunela je totožný s razenou časťou tunela.

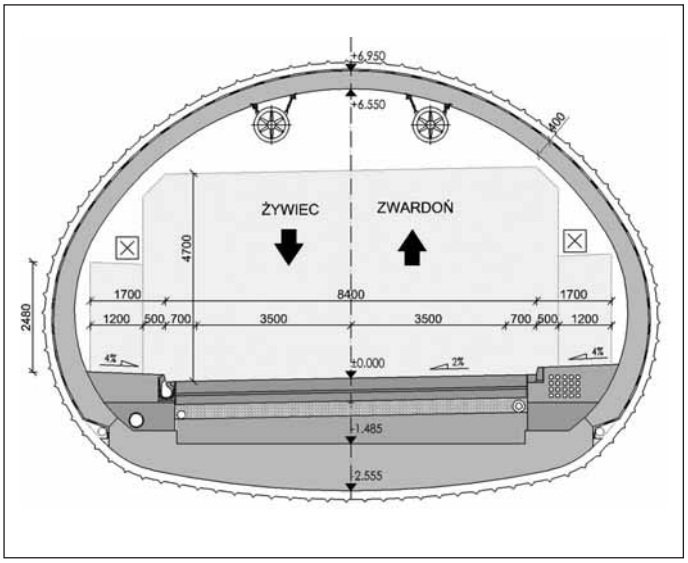
Priľahlé svahy a portálové steny boli zabezpečené striekaným betónom s vystužením oceľovými sieťami a s prikotvením pomocou samozávrtných kotiev Titan.

Počas odkopu boli osadzované v portálovej jame nivelačné body na sledovanie pohybov svahu pri hĺbení stavebnej jamy ako aj pri začatí razenia tunelov. Na severnom portáli, vzhľadom na zlú geologickú situáciu, bolo osadených aj niekoľko inklinometrov nad hornou hranou výkopu.

Zásyp tunela bol tvorený z materiálov vyťažených z priestoru tunela. Vzhľadom na to, že išlo hlavne o súdržný materiál, boli v spätnom zásype vytvorené drenážne plochy zo štrkopiesku hrúbky 0,5 m so sklonom 2 % . Tieto plochy pomáhajú odvodňovať zásyp a tým ho aj stabilizovať. Obklad svahu tvoria gabiónové koše v sklone 1:1,5.

Primárne ostenie tunela

V prvej fáze bolo budované primárne ostenie cestného tunela a únikovej štôlne. Primárne ostenie tunela bolo budované podľa zásad NRTM.



Obr. 2 Vzorový priečny rez razeným tunelom
Fig. 2 Typical cross-section through the mined tunnel

excavation support classes were specified for the driving, depending on the geological structure of the rock mass being passed through by the tunnel. The majority of the excavation was carried up from the southern portal, on an uphill gradient. The tunnel structure comprises a double-lane road tunnel and an escape gallery, which is interconnected with the tunnel by four cross passages. The horizontal alignment is on a curve, which connects to the straight stretch by a transition curve. The vertical alignment of the road in the tunnel is at a uniform gradient of 4%. The transverse slope of the roadway is rotated from 5.5% to 2%, depending on the horizontal alignment.

The main tunnel tube

There are SOS cabins and hydrants in the tunnel tube. The niches are located at the mouths of the cross passages and in the middle, between the cross passages. The spacing of the SOS cabins is about 75m. The SOS cabins are divided into two rooms. The first room houses the emergency call station, while power switchgear is installed in the other room. Each room has its own, independent entrance from the tunnel tube.

Recesses for hydrants are located in the middle, between the cross passages.

Dimensions of the recesses for SOS cabins and for hydrants are identical.

Escape gallery

The hydrant line is installed in the escape gallery. The hydrant recess is located at the intersections with the main tunnel tube.

Cross passages

The main tunnel tube is interconnected with the escape gallery by four cross passages with the uniform lengths of 22m. Two reinforced concrete walls with one-leaf doors 1.05 x 2.06m are installed in the cross passages to provide fire separation of the escape route from the tunnel tube. The distance between the walls in cross passages is 2.5m.

Cut –and-Cover Sections of the Tunnel

The cut-and-cover sections of the main tunnel and the escape gallery were constructed in pre-portal trenches. The cut-and-cover tunnels are founded on reinforced concrete slabs. The internal profile of the upper vault of the tunnel is identical with the profile of the mined part of the tunnel.

The adjacent slopes and portal walls were stabilised by shotcrete and welded mesh and fixed with Titan self-drilling anchors to the rock mass.

Levelling points were installed in the pre-portal trench during the slope-cutting operations to monitor movements of the slope both during the trench cutting and at the beginning of the tunnel excavation. In addition, several inclinometers were installed above the upper edge of the trench at the northern portal, taking into consideration the geological conditions.

Obr. 3 Južný portál – realizácia hĺbeného tunela
Fig. 3 Southern portal – cut-and-cover tunnel construction

Výlomové práce sa realizovali len mechanickým rozpojovaním horniny. V prípade výskytu väčšieho zastúpenia pieskovca v čelbe by boli vhodnejšie trhacie práce, tie však neboli povolené, takže dodávateľ stavby bol tak odkázaný len na mechanické rozpojovanie horniny.

V projektovej dokumentácii pre zhotoviteľa stavby bolo na razenie cestného tunela navrhnutých 5 typov vystrojovacích tried. Oproti zadávacej dokumentácii poskytnutej dodávateľovi stavby bola doplnená vystrojovacia trieda 4s. V nej prebiehalo razenie pod ochranou mikropilótových dáždnikov. Vystrojovacia trieda 4s bola navrhnutá pre portálové oblasti, úvodné úseky razenia a do poruchových zón. Ostatné vystrojovacie triedy boli upravené oproti predchádzajúcemu projektu z hľadiska technologických možností dodávateľa stavby a boli modifikované počas razenia s ohľadom na skutočne zastihnutú geologickú situáciu na trase tunela.

Na razenie únikovej štôlne boli navrhnuté štyri vystrojovacie triedy. Opäť bola pridaná ďalšia vystrojovacia trieda, v ktorej sa počítalo s ochranou pod dáždnikom vytvoreným z troch radov samozávrtných svorníkov. Táto vystrojovacia trieda nakoniec nebola použitá.

Primárne ostenie predstavuje striekaný betón triedy C20/25 vystužený oceľovou sieťou a priehradovými nosníkmi z ocele triedy Bst500S. Hrúbka ostenia sa menila od 180 mm až do 300 mm. Výrubová plocha hlavného tunela sa pohybovala v rozpätí 109–120 m^2. Na radiálne kotenie tunela sa použili v prevažnej miere samozávrtne svorníky. V projekte pre dodávateľa stavby bolo uvažované aj s použitím maltovaných a hydraulicky rozpínaných svorníkov.

Tunel a úniková štôlňa sa razili v prevažnej miere od južného portálu dovrchne so stúpaním 4 %.

Projektom stanovené deformácie primárneho ostenia sa v prevažnej miere naplnili. Počas razenia nedošlo z výraznejším výnimočným

Obr. 4 Realizácia primárneho ostenia hlavného tunela
Fig. 4 Installation of the primary support of the main tunnel excavation

The tunnel backfill consisted of the muck obtained from the tunnel. Drainage layers 0.5m thick, inclining at 2%, were created in the backfill because of the fact that the muck was mostly cohesive. These layers help to evacuate water from the backfill, thus also to stabilise it. The slope is covered with gabions at the gradient of 1 : 1.5.

Primary Lining of the Tunnel

During the first phase, the road tunnel and the escape gallery were provided with a primary support. The primary support of the tunnel was carried out using the New Austrian Tunnelling Method.

The excavation was performed only by mechanically disintegrating the rock mass. It would have been reasonable to use also the drill and blast technique in a case of a larger extent of presence of sandstone at the face, but this technique was not approved, therefore the contractor had to break rock mechanically.

The detailed design specified 5 excavation support classes. Compared with the final design which was handed over to the contractor, class 4s was added in the detailed design. This class required the use of canopy tube pre-support. Class 4s was proposed for portal areas, initial sections of the excavation and fault zones. The other excavation support classes were adjusted compared with the original design, taking into consideration technological abilities of the contractor, and were modified during the course of the work with respect to the actual geological conditions encountered during the course of the tunnel excavation.

Four excavation support classes were designed for the gallery excavation. Again, one excavation support class was added, requiring a canopy pre-support consisting of three tiers of self-drilling bolts. This class eventually remained unused.

The primary lining consisted of C20/25 shotcrete, welded mesh and lattice girders from Bst5005 grade steel. The lining thickness varied from 180mm to 300mm. The excavated cross-sectional area ranged from 109 to 120m^2. Radial anchoring of the excavation was carried out mostly by means of self-drilling rock bolts. The final design even expected the use of grouted bolts and hydraulically expanded bolts.

The major part of the road tunnel and the escape gallery was driven from the southern portal, on the uphill gradient of 4%.

The prediction of the primary lining deformations which was contained in the design was mostly fulfilled. No more significant exceptional states delaying the completion of the construction took place during the excavation. In the northern portal area, the portal wall cracked at the beginning of the excavation and great deformations of the completed part of the top heading of the main tunnel developed. In this location, the contractor had first to finish the overall stabilisation of the slope, including additional support measures required by the situation which had developed. When the stabilisation was completed, the tunnel excavation could proceed. The thickness of the primary lining was increased and the excavation was carried out under the protection of canopy tube pre-support, quickly closing the whole tunnel profile. The contractor managed to meet the deadline for the works completion, despite this delay.

Technical specifications for sprayed concrete

Requirements for sprayed concrete were prescribed by technical specifications which were contained in the tender documents.

The sprayed concrete had to be suitable for applying in several layers. The thickness of layers was not to be greater than 150mm and smaller than 70mm. Shotcrete was required to have good bond to the substrate or previous shotcrete layers, to be without rebound and to encase well the reinforcement, without falling off. In addition, it was to meet the following requirements:

– the grain size was not allowed to exceed 4mm,
– the minimum grade of B25 (C20/25) was required for sprayed concrete,
– resistance to being torn off the substrate (bond strength) after freeze-thaw tests > 1.5 MPa,
– frost resistance testing using a 2% salt solution, applying 300 freeze-thaw cycles; loss in mass < 5%,
– water retaining concrete was required, with the maximum permissible water penetration depth up to 30mm.

Cement CEM I 42.5 N – HSR/NA was prescribed for sprayed concrete. But this cement is not suitable for using in sprayed concretes and

stavom, ktoré by oddialili ukončenie stavby. V oblasti severného portálu pri začiatku razenia došlo k prasknutiu portálovej steny a veľkej deformácii už vyrazenej kaloty hlavného tunela. Tu musel dodávateľ najskôr ukončiť celkovú stabilizáciu svahu vrátane dodatočného zabezpečenia, ktoré si vyžiadala vzniknutá situácia. Po zastabilizovaní sa pokračovalo v razení tunela. Primárne ostenie bolo zosilnené a razilo sa výhradne pod mikropilótovým dáždnikom s rýchlym uzatváraním celého profilu tunela. Aj napriek tomuto zdržaniu dodávateľ splnil stanovený termín dokončenia stavby.

Technická špecifikácia striekaného betónu

Požiadavky na striekaný betón boli predpísané technickou špecifikáciou, ktorá bola súčasťou zadávacej dokumentácie stavby.

Striekaný betón mal byť vhodný na nanášanie vo viacerých vrstvách. Hrúbka vrstiev nemala byť väčšia ako 150 mm a menšia ako 70 mm, s dobrým priľnutím k podkladu alebo predchádzajúcim vrstvám striekaného betónu, s dobrým upevnením výstuže v betóne a bez odpadávania. Ďalej striekaný betón mal spĺňať nasledujúce požiadavky:

– kamenivo nesmelo byť väčšie ako 4 mm,
– striekaný betón musel zodpovedať minimálnej triede B25 (C20/25),
– odolnosť voči odtrhávaniu od podkladu po vykonaní mrazuvzdorných testov > 1,5 MPa,
– mrazuvzdornosť testovaná v 2% roztoku soli v 300 cykloch, úbytok hmotnosti < 5%,
– betón musel byť vodonepriepustný s maximálnou prípustnou hĺbkou preniku vody do 30 mm.

Do striekaného betónu bol predpísaný cement CEM I 42.5 N – HSR/NA. Tento cement však nie je vhodný na použitie do striekaných betónov, preto musel byť nahradený cementom CEM I 42.5 R, ktorý sa dovážal zo Slovenska. Tento cement už spĺňal všetky požadované vlastnosti: reaktivitu, jemnosť mletia a stálosť.

Technická špecifikácia vôbec neurčovala nábehové pevnosti betónu, a preto boli do projektu dodávateľa stavby dodatočne doplnené.

Ďalšou presadenou zmenou oproti zadávaciemu projektu bolo doplnenie frakcie kameniva 4–8. Ostatné požiadavky technickej špecifikácie boli splnené. Podarilo sa tiež preukázať splnenie požiadavky na mrazuvzdornosť 300 cyklov, ktorá bola prehnaná. Primárne ostenie považujeme za dočasnú konštrukciu a po vybudovaní sekundárneho ostenia je dostatočne chránené aj proti týmto vplyvom.

Dodávaný betón na stavbu spĺňal projektom predpísanú kvalitu. Udržanie konzistencie v požadovanom čase bolo zabezpečené prísadou do betónu – superplastifikátorom Delvocrete T. Prísada umožnila predĺžiť dobu spracovateľnosti betónu až na 10 hodín. Počas celej stavby nebol zaznamenaný jediný prípad poklesu počiatočných nábehových pevností betónu. Priemerné dávkovanie urýchľovacích prísad Meyco SA 180 za celý čas stavby bolo 5,85 %.

Geotechnický monitoring počas razenia tunela

Počas razenia tunela prebiehal geotechnický monitoring a jeho výsledky boli pravidelne aktualizované a prístupné pre účastníkov online cez internet. Zástupcovia jednotlivých zainteresovaných organizácií investor, stavebný dozor, zhotoviteľ stavby a projektanti tak mali možnosť rýchleho prístupu ku všetkým informáciám z jednotlivých meraní počas realizácie stavby.

Činnosti monitorovania, ktoré boli vykonávané počas razenia tunela, boli nasledovné:

– meranie deformácií na povrchu, vývoj poklesovej kotliny v priečnom smere a sledovanie deformácií portálových stien pomocou stabilizovaných nivelačných bodov na povrchu terénu,
– meranie deformácií výrubu,
– meranie deformácií v zóne vplyvu výrubu a sledovanie stability svahu – inklinometrické merania vo vrtoch,
– meranie stupňa rozvoľnenia horniny v okolí výrubu – extenzometrické merania z povrchu,
– meranie napätí na kontakte horniny a primárneho ostenia s použitím tlakomerných krabíc,
– meranie napätí v betóne primárneho ostenia,
– inžinierskogeologické sledovanie razenia, vrátane hydromonitoringu, systematická kontrola a dozor v priebehu razenia,
– sledovanie skutočného výrubu a nadvýlomov.

Rozmiestnenie a počet meracích profilov a bodov bolo navrhnuté podľa predpokladaných inžinierskogeologických pomerov.

had to be replaced by cement CEM I 42.5 R, which was imported from Slovakia. This cement met all requirements for properties: reactivity, fineness of grinding and volume stability.

Technical specifications failed to mention concrete strength development rates. For that reason the rates were added to the design by the contractor.

Another change which was made compared with the final design was the addition of the aggregate fraction 4/8. The other requirements of the technical specifications were met. Even the requirement for the 300-cycle frost resistance, which was in our opinion exaggerated, was complied with. We consider the primary lining to be a temporary structure, which will be sufficiently protected against these effects once the secondary lining is completed.

The concrete which was supplied to the site met quality requirements specified in the design. Requirements for maintaining the consistency during the specified time were ensured by applying Delvocrete T super-plasticising additive. This additive made extending of the time during which concrete remains workable up to 10 hours possible. No event of decreased rate of early strength development was registered during the construction. The average dosage of Meyco SA 180 accelerator additive was 5.85 per cent throughout the construction time.

Geotechnical monitoring during the tunnel excavation

Geotechnical monitoring continued during the tunnel excavation operations. Its results, which were available for all parties on-line through the Internet, were regularly updated. All information on particular measurements was available during the construction for representatives of individual participating organisations, i.e. the client, client's supervision engineer, contractor and designer. The monitoring comprised the following activities during the tunnel excavation:

– measuring surface deformations; development of settlement trough in the transverse direction and monitoring deformations of portal walls by means of levelling points stabilised on the terrain surface,
– measuring deformations of the excavated opening,
– measuring deformations in the zone affected by the excavation and observing the slope stability – inclinometer measurements in boreholes,
– measuring the degree of loosening of ground mass in the excavation surroundings – extensometer measurements from the surface,
– measuring stress at the interface between rock mass and the primary lining, using pressure cells,
– measuring stress in primary lining concrete,
– engineering geological monitoring of the excavation including hydromonitoring, system checking and surveillance during the excavation,
– observing the actual excavation contour and overbreaks.

Locations and the number of measurement stations were designed in accordance with the predicted engineering geological conditions.

Results of the geotechnical monitoring provided a basis for optimising the primary support, reassessing the use of individual excavation support classes and, if required, implementing the measures designed to improve safety at work during the tunnel excavation.

Tunnel Waterproofing

Protection of the mined and cut-and-cover tunnels against water seeping from the rock mass in the upper vault area is provided by a waterproofing membrane, which is fixed to the surface of the primary lining. In the cut-and-cover sections, the membrane is applied to the final concrete surface. Originally the waterproofing membrane protection was designed to be provided by shotcrete reinforced with steel mesh. In the detailed design, the membrane is protected by PE mats. When installing the waterproofing system, it is important to install the protection very quickly so that the cut-and-cover tunnels can be backfilled immediately.

The waterproofing system consists of a minimum 500g/m^2 protective and drainage geotextile and a 2mm thick waterproofing membrane. Seeping water is diverted through the geotextile, which is fixed directly to the surface of the primary lining, to

Obr. 5 Realizácia plošnej hydroizolácie a výstuže v únikovej štôlni
Fig. 5 Installation of the waterproofing system and reinforcement in the escape gallery

Na základe výsledkov geotechnického monitoringu sa primárne ostenie optimalizovalo, prehodnocovali sa použitia jednotlivých vystrojovacích tried a v prípade potreby boli vykonávané opatrenia na zvýšenie bezpečnosti práce počas razenia tunela.

Hydroizolácia tunela

Ochrana razených a hĺbených tunelov pred vodou prenikajúcou z horninového masívu je v oblasti hornej klenby zabezpečená plošnou hydroizoláciou upevňovanou na povrch primárneho ostenia. V hĺbených častiach tunela je hydroizolácia ukladaná na definitívny betón. Pôvodne bola ochrana hydroizolácie navrhnutá striekaným betónom s vystužením oceľovými sieťami. V projekte pre zhotoviteľa sa použila ochrana izolácie z PE rohoží. Pri realizácii ide o veľmi rýchle vytvorenie ochrany izolácie s možným okamžitým realizovaním spätného zásypu hĺbených tunelov.

Plošná hydroizolácia je tvorená vrstvou ochrannej a drenážnej geotextílie minimálnej hmotnosti 500g/m^2 a hydroizolačnej fólie hrúbky 2 mm. Presakujúca voda je zvádzaná prostredníctvom geotextílie umiestnenej priamo na povrchu primárneho ostenia do pozdĺžneho drenážneho odvodnenia v pätách sekundárneho ostenia. Pozdĺžne drenážne potrubie je vytvorené z kameninovej drenážnej rúry DN 200 obsypanej filtračným betónom.

V únikovej štôlni v hĺbenej a razenej časti a v priečnych prepojeniach je izolovaný celý profil štôlne.

Sekundárne ostenie tunela

Definitívne ostenie tunelových objektov sa realizovalo zo železobetónu ukladaného do posuvného debnenia. Dĺžka bloku betonáže definitívneho ostenia bola 12 m, resp. 6 m.

Ako debnenie na definitívne ostenie cestného tunela hornej klenby slúžil pojazdný debniaci voz dĺžky 12 m. Betonáž definitívneho ostenia sa mohla začať vykonávať, keď rýchlosť deformácií primárneho ostenia klesla pod hodnotu 1 mm za mesiac.

Sekundárne ostenie tunela bolo rozdelené pracovnou škárou na hornú a spodnú klenbu. Tunel bol navrhnutý v celej dĺžke so spodnou klenbou.

Konštrukcia sekundárneho ostenia sa nesmela oddebniť skôr, ako sa dosiahla dostatočná pevnosť betónu, ktorá zaručila prenesenie najnepriaznivejšieho možného zaťaženia bez toho, aby vznikli škody. V projekte pre dodávateľa stavby bola stanovená minimálna oddebňovacia pevnosť betónu 5 MPa. Prípustná geometrická odchýlka vnútorného povrchu definitívneho ostenia bola stanovená na +/– 40 mm. Minimálne krytie výstuže pre definitívne ostenie tunelov bolo 50 mm.

Sekundárne ostenie je z betónu triedy C40/50 s vystužením oceľovou výstužou triedy Bst 500S. Oceľová výstuž je tvorená z oceľových sietí a prídavných prútov profilov ∅ 8, 12 a 16 mm. Ako požiarna ochrana sekundárneho ostenia bola navrhnutá v krycej vrstve betónu z vnútornej strany tunela oceľová pozinkovaná sieť 8/100x8/100. Táto oceľová sieť neplnila v priereze ostenia statickú funkciu.

Samonosnosť výstuže sekundárneho ostenia pred betonážou zabezpečovali pomocné oceľové nosníky tvorené štyrmi prútmi priemerov 20 mm pre hlavný tunel a 16 mm pre únikovú štôlňu a priečne prepojenia.

a longitudinal drain located at the foot of the secondary lining. DN 200mm clayware pipes are designed for the longitudinal drainage to be embedded in porous concrete.

The cut-and-cover and mined sections of the escape gallery and the cross passages have the whole cross-section covered with the waterproofing membrane.

Secondary Tunnel Lining

The final lining of the tunnel structures was constructed in reinforced concrete, which was cast behind a travelling form. The casting blocks of the final lining were 12m or 6m long.

A 12m long travelling form was used for casting of the upper vault of the final lining of the road tunnel. The casting of the final lining was allowed to commence when the rate of deformation of the primary lining dropped under 1mm per month.

The secondary lining of the tunnel was divided into the upper vault and the invert by a construction joint. The invert was designed for the whole tunnel length.

The formwork of the secondary lining structure was stripped when a sufficient strength of concrete had been achieved, guaranteeing that even the most unfavourable loading would be carried without damage. The detailed design set the minimum stripping strength of concrete at 5MPa. The permissible geometrical deviation of the internal contour of the final lining was set at +/- 40mm. The minimum concrete cover over the final lining reinforcement was 50mm.

The secondary lining is in C40/50 concrete reinforced with Bst 500S grade steel bars. The steel reinforcement consists of steel mesh and additional 8, 12 and 16mm diameter bars. Galvanised mesh 8/100x8/100mm embedded in the cover course was designed for fire protection of the inner surface of the secondary lining. This steel mesh did not fulfil a structural function in the cross section of the lining.

The self-supporting capacity of the secondary lining reinforcement before concrete casting was provided by additional lattice girders consisting of four 20mm-diameter bars and four 16mm-diameter bars in the escape gallery and a cross passage, respectively.

Concrete specifications

The final design set the following concrete grades to be used, which had to be used even in the detailed design:

C 40/50 XF4	the mined tunnel and cut-and-cover tunnel secondary lining
C 35/45 XC4 XD3 XF1	concrete walkways in the tunnel
C 16/20 X0, XC1	concrete bed and infill concrete

The following properties were prescribed by the technical specifications:

– The use of CEM I 42,5 N – HSR/NA cement
– Maximum cement content of 450 kg/m^3
– Entrained air content should not exceed 2% in the case of using an air-entraining agent
– Concrete mix consistency should not be lower than the plastic consistency marked in the PN-88/B-06250 standard by a symbol K–3 (S3)
– Maximum aggregate fraction 8/16

The greatest problems were caused by the concrete mix consistency which was prescribed by the design. For that reason also S4 consistency was submitted for approval. This consistency was tested with the conclusion that it was easy to pump (without pumping impulses), water flowing on the bottom of the invert did not cause the segregation of the concrete, energy of the concrete was sufficient and there was no need for using immersion vibrators to great extent during concrete casting. Nevertheless, despite the fact that these quality advantages had been proved, the client's supervision insisted that S3 consistency of concrete mix be preserved.

Road Pavement and Walkways in the Tunnel

The walkways are placed on the tunnel invert. They are formed by concrete which is divided into a bed and a reinforced upper part. The walkway bed is in C16/20 concrete. The upper part is in C35/45 concrete reinforced with steel mesh.

There are casing pipes for tunnel equipment, tunnel drainage and manholes embedded in the walkway.

Technická špecifikácia betónu

V zadávacom projekte boli stanovené triedy betónov, s ktorými bolo potrebné uvažovať aj v projekte pre dodávateľa stavby:

C 40/50 XF4	razený a hĺbený tunel – sekundárne ostenie
C 35/45 XC4 XD3 XF1	betón chodníka v tuneli
C 16/20 X0, XC1	podkladné a výplňové vrstvy

Predpísané vlastnosti technickými špecifikáciami boli:

– použitie cementu CEM I 42,5 N – HSR/NA,
– maximálne množstvo cementu 450 kg/m^3,
– obsah vzduchu v betónovej zmesi, by nemal presahovať hodnotu 2 % – v prípade použitia prevzdušňujúcich prímesí,
– konzistencia betónových zmesí by nemala byť redšia od plastickej, označenej v norme PN-88/B-06250 symbolom K-3 (S3),
– maximálna frakcia kameniva 8-16.

Najväčšie problémy spôsobovala konzistencia betónovej zmesi predpísaná projektom, preto bola na schválenie predložená aj konzistencia S4. Táto konzistencia bola skúšaná a preukázala ľahkú čerpateľnosť (žiadne veľké rázy čerpadla), pretekajúca voda na dne spodnej klenby nerozdeľovala betón, energia betónu bola dostatočná a nebolo potrebné pri ukladaní betónovej zmesi vo veľkom množstve používať ponorné vibrátory. Dozor stavby, napriek preukázaniu týchto kvalitatívnych predností, trval na zachovaní konzistencie betónových zmesí S3.

Vozovka a chodníky v tuneli

Chodníky sú položené na spodnej klenbe tunela. Sú z betónu rozdeleného na podkladnú časť a na vystuženú hornú časť. Spodná podkladná časť chodníka je z betónu triedy C16/20. Vo vrchnej časti sa použil betón C35/45, vystužený oceľovými sieťami.

V chodníku sa nachádzajú chráničky na technologické vybavenie tunela, kanalizácia tunela a technologické šachty.

Pod cementobetónovou vozovkou je vytvorená podkladná a drenážna vrstva vozovky. Výplň dna tunela spodnej klenby je z betónu triedy C16/20 vystuženého oceľovými sieťami.

Odvodnenie tunela

Odvodnenie tunela je rozdelené na odvodnenie horninovej a odvodnenie povrchovej vody v tuneli.

Odvod drenážnych vôd

Odvodnenie horninových vôd je riešené len v hlavnej tunelovej rúre. Úniková štôlňa a priečne prepojenia sú izolované po celom obvode.

Na odvodnenie boli technickými špecifikáciami stavby predpísané rúry z kameniny s obsypom zo štrku (obsyp bol zmenený na filtračný betón). Pri drenážnych rúrach sa požadovalo vnútro rúry hladké a rúra musela byť s dostatočnou perforáciou po obvode. Vnútorný priemer rúr bol 200 mm a dĺžka rúry 1 m. Spoje rúr bolo potrebné z hľadiska priestorových nárokov realizovať bez prírub. Odporučením projektanta bolo, aby spoje zohľadňovali pracovné škáry blokov sekundárneho ostenia vzhľadom k možným pohybom medzi nimi.

Čistiace šachty drenážneho odvodnenia sú zriaďované vo výklenkoch sekundárneho ostenia spoločne s SOS kabínami a hydrantom. Poklopy na šachtách museli zabezpečiť ochranu pred vnikaním znečistenej vody do drenážneho odvodnenia. Drenážne odvodnenie prebieha bez priečneho prepojenia do kanalizácie, tj. voda z celej dĺžky tunela je zvedená jednou rúrou na južný portál, kde pokračuje do recipienta.

Odvod povrchovej vody z tunela

Povrchová voda je odvádzaná z vozovky štrbinovými žľabmi. V oblasti smerového oblúka (priečny sklon vozovky 5,5 %) od severného portálu je voda zo štrbinových žľabov zvádzaná do sifónových šácht a ďalej je vedená potrubím pod štrbinovým žľabom DN 250 mm. V prechodnici sa mení priečny sklon na opačný a z tohto dôvodu prechádza odvodnenie na druhú stranu tunela. V tejto časti je tunel smerovo vedený v priamej línii s priečnym sklonom vozovky 2 %. Pod chodníkom je zabudované samostatné odvodnenie z rúr DN 300mm s kanalizačnými šachtami. Voda zo sifónov štrbinového odvodnenia je zvedená do kanalizačnej šachty a ďalej pokračuje potrubím DN 300 mm.

Rúry na odvodnení sú z glazúrovaných kameninových rúr typu Inliner. Štrbinové žľaby a sifónové šachty sú z polymérbetónu.

Z drenážnej vrstvy pod vozovkou je voda zvedená drenážnym potrubím DN 200 mm do kanalizačných šácht.

Obr. 6 Betonáž sekundárneho ostenia tunela
Fig. 6 Casting of the secondary tunnel lining

A bedding and drainage course is under the concrete pavement. The invert bottom is filled with C16/20 concrete reinforced with steel mesh.

Tunnel Drainage

The tunnel drainage system is divided into the rock mass drainage and surface water drainage in the tunnel.

Drainage water removal

Removing of drainage water is solved only for the main tunnel tube. The escape gallery and cross passages are provided with the waterproofing around the full circumference.

Gravel-packed stoneware pipes were prescribed for the drainage by the specifications (the gravel packing was later switched to porous concrete). A smooth inner surface of the drainage pipes was required and the pipe had to have sufficient perforation on the circumference. The inner diameter and length of the pipes were 200mm and 1m respectively. Because of constrained space conditions, the joints between the pipes had to be without sockets/flanges. In addition, the designer recommended that the construction joints between the secondary lining blocks be allowed for, with respect to the possibility of movements between them.

Drainage cleaning manholes are built in recesses in the secondary lining, together with SOS cabins and hydrants. Manhole covers had to ensure protection against intrusion of polluted water into the drainage system. The drainage is not connected by transverse lines to the sewerage. Water collected from the whole tunnel length

Obr. 7 Betonáž chodníkov tunela
Fig. 7 Casting of tunnel walkways

Obr. 8 Pohľad na hotové sekundárne ostenie tunela
Fig. 8 View of the completed secondary tunnel lining

Požiarny vodovod

Požiarny vodovod v tuneli bol naprojektovaný z tvárnej liatiny triedy K9 s izoláciou proti premŕzaniu z rúr DN 150 mm a DN 80 mm. Vnútorná výstelka rúry je cementová a obal rúry je z pozinkovaného plechu. Rúry na stavbu boli privezené už s izoláciou. Počas nízkych teplôt je uvažované s cirkuláciou vody v celom systéme požiarneho vodovodu.

Požiarny vodovod má dve vetvy. Jedna vetva je v hlavnej tunelovej rúre, druhá v únikovej štôlni. Celkovo je v hlavnom tuneli 5 hydrantových výklenkov, v únikovej štôlni sú 4 a po jednom hydrante sú vybavené portálové oblasti. Hydranty sú z nehrdzavejúcej ocele DN 80.

Požiarny vodovod je napojený priamo na vodovodné potrubie v tejto oblasti a to z oboch strán tunela.

Na južnom portáli bola navrhnutá a vybudovaná vypúšťacia šachta slúžiaca na vypustenie celého systému vodovodu v prípade opravy, revízie a počas nízkych teplôt pri potrebe cirkulácie vody v potrubí. Vypúšťanie je napojené na kanalizáciu v najnižšom bode v oblasti južného portálu.

Technologické vybavenie tunela

Technologické vybavenie tunela predstavuje vetranie, osvetlenie, ozvučenie, videodohľad, elektronický požiarny systém, centrálny riadiaci systém, telefón, SOS kabíny a rádio.

V portálových oblastiach sa nachádzajú technologické domčeky. Na severnom portáli je vytvorené pracovisko pre obsluhu tunela. Po dobudovaní ďalších tunelov na trase bude vytvorené jedno centrálne pracovisko obsluhy.

ZÁVER

V projekte pre dodávateľa stavby bola zadávacia dokumentácia doplnená a rozpracovaná. Pri spracovávaní dokumentácie sa prihliadalo na technologické možnosti zhotoviteľa stavby.

V niektorých prípadoch bolo potrebné prepracovať technológiu výstavby a zmeniť technické špecifikácie stavby stanovené v zadávacom projekte.

Stavebná a technologická časť stavby bola ukončená v novembri 2009 a tunel bol uvedený do prevádzky začiatkom marca 2010.

V Poľsku je tento tunel označovaný ako „prvý cestný razený tunel“ a mal by odštartovať výstavbu ďalších cestných tunelov, ktoré sú v súčasnosti v štádiu projektového riešenia.

ING. RÓBERT ZWILLING, rzw@bhb.sk,
BASLER&HOFMANN SLOVAKIA, s. r. o.
ING. JOZEF BARTOŠ, jozef.bartos@doprastav.sk,
DOPRASTAV, a. s.

Recenzoval: Ing. Miloslav Frankovský

flows through a single pipeline to the southern portal, from which it continues to a recipient.

Evacuation of surface water from the tunnel

Surface water is evacuated from the pavement through slotted drainage ducts. In the area of the horizontal curve (the transverse pavement slope of 5.5%) from the northern portal, water from the slotted ducts is diverted to inverted siphon shafts to continue through a DN 250mm pipeline under the slotted drainage duct. The transverse slope changes to the opposite slope along the transition curve. For that reason the drainage traverses to the opposite side of the tunnel. In this section the horizontal alignment of the tunnel is straight, with the pavement cross fall of 2.0%. A separate drain formed by DN 300mm pipes with manholes is under the walkway. Water from siphons on the slotted drainage duct flows to a sewerage manhole and continues through a DN 300mm pipeline.

The vitrified-clay drainage pipes are of the Inliner socket-less type. The slotted drainage ducts and siphon shafts are made of polymer concrete.

Water from the drainage layer under the pavement is collected by a DN 200mm drain and diverted to sewerage manholes.

Hydrant Line

The tunnel hydrant line was designed to be from DN 150mm and DN 80mm, K9 ductile iron pipes, insulated against freezing. The pipes are provided with cement inner lining and galvanised sheet casing. The pipes which were transported to site had been provided by the insulation in advance. Water circulation within the whole hydrant line system is designed for low temperature periods.

The hydrant line has two branches. One branch is in the main tunnel tube, whilst the other branch runs through the escape gallery. There are five hydrant niches in total in the main tunnel and four hydrants in the escape gallery; one hydrant is in each portal area. The DN 80mm hydrants are in stainless steel.

The hydrant line is directly connected from both sides to a water main existing in the area.

A discharge shaft is designed and constructed at the southern portal for discharging of water from the whole water distribution system in the case of a repair, inspection or during low temperatures, when the water circulation in the pipeline is necessary. The discharge is connected to the sewerage in the lowest spot, in the southern portal area.

Tunnel Equipment

The tunnel equipment comprises ventilation, lighting, public address, video surveillance, fire alarm and detection system, central control system, telephone, SOS cabins and radio communication system.

Service buildings are found in the portal areas. A facility for tunnel operators is located at the northern portal. When other tunnels are completed on the route, one central workplace for operators will be established.

CONCLUSION

The design solutions were added and adjusted in the detailed design. The technological capacity of the contractor was also allowed for when working on the design.

In several cases it was necessary to redesign the construction technology and change the technical specifications set out in the final design.

The civil works and installation of tunnel equipment were completed in November 2009 and the tunnel was opened to traffic at the beginning of March 2010.

This tunnel is referred to as “the first mined road tunnel” in Poland. It should start off the development of other road tunnels, which are currently in the designing stage.

ING. RÓBERT ZWILLING, rzw@bhb.sk,
BASLER&HOFMANN SLOVAKIA, s. r. o.
ING. JOZEF BARTOŠ, jozef.bartos@doprastav.sk,
DOPRASTAV, a. s.

PROJEKTOVÁ A INVESTORSKÁ PŘÍPRAVA PRODLOUŽENÍ TRASY A PRAŽSKÉHO METRA

PRAGUE METRO LINE A EXTENSION – DESIGN AND INVESTMENT PREPARATION

VLADIMÍR BARTOŇ, VLADIMÍR CIGÁNEK, OTAKAR HASÍK, DAVID KRÁSA, JOSEF KUTIL

ÚVOD

Trasa A pražského metra byla uvedena do provozu v roce 1978 v úseku Dejvická–Náměstí Míru. Zatímco východním směrem byla tato trasa několikrát prodloužena až do dnešní koncové stanice Depo Hostivař, ve směru západním se soupravy obracejí na stále stejné konečné. Rozvoj metropole od roku 1978 přitom pokročil tak, že dnes je trasa A ukončena prakticky v centru města. To bylo zřejmě i jedním z důvodů, proč daly orgány města prioritu prodloužení trasy A před zahájením budování nové trasy D.

Na prodloužení trasy A v úseku Dejvická–Motol se v současné době rozeběhly stavební práce, a to je důvodem k ohlédnutí za přípravou této významné investice do pražské dopravní infrastruktury.

HISTORIE NÁVRHŮ NA PRODLOUŽENÍ TRASY A

K současně budovanému prodloužení trasy A západním směrem je třeba úvodem zmínit vývoj názorů na řešení této značně složité a široce diskutované otázky. Než se dospělo k fázi přípravy výsledné varianty a její realizace, proběhla mezi dopravními inženýry, urbanisty a odpovědnými pracovníky města řada let tříbení názorů a dlouhé řady alternativ. Na jejich vzniku se podíleli především specialisté Útvaru rozvoje města (ÚRM) Prahy, za časté spolupráce Metroprojektu Praha.

Z hlediska celkové koncepce rozvoje hromadné dopravy osob na území hl. m. Prahy byly již ve vzdálené minulosti zvažovány různé možnosti rozvoje trasy metra A západním směrem. Zejména se jednalo o celoměstské „Komplexní studie“ rozvoje dopravní soustavy, kde byla pracovně diskutována možnost zkvalitnění dopravní obsluhy vybraných lokalit severozápadního sektoru města. Jako příklady je možné uvést oblasti Pohořelce, Strahova či Petřin. Vzhledem k existující kvalitě sítě tramvajové dopravy v tomto sektoru města a výrazným prioritám v oblasti nutného řešení nevyhovující dopravní obsluhy v jiných městských částech, však tyto rozvojové tendence nebyly dále sledovány.

Ve vazbě na potřeby průběžné stabilizace Územního plánu hl. m. Prahy (ÚP) byla v roce 2002 rozpracována Prověřovací studie koncových bodů metra, která si kladla za cíl vytipovat možnosti postupného rozvoje stávající soustavy metra. V případě trasy metra A se jednalo o snahu o maximální kvalitativní přínos v rovině obsluhy území tohoto sektoru města.

Studie přitom přímo navazovala na poznatky Srovnávací studie variantního spojení letiště Praha Ruzyně s centrem města, která porovnávala možnost řešení této problematiky s užitím systému železniční dopravy ve smyslu zásad tehdy platného ÚP hl. m. Prahy, respektive metra jako nové možnosti řešení.

Při snaze optimalizovat veškeré možnosti řešení a rozvoje kolejové dopravy v širším zájmovém území a současně respektovat zásady ÚP hl. m. Prahy byl rozvoj trasy metra dále upřesněn v samostatných ověřovacích studiích, zejména pak ve studii Prodloužení trasy A metra ze stanice Dejvická, prověření varianty R z roku 2005 a konečně ve studii Prodloužení trasy A metra ze stanice Dejvická, podklad pro změnu Z 1344/06 ÚP z roku 2006. Základním principem tohoto posledního materiálu bylo odstranění souběhu metra a železnice v úseku Dědina–Dlouhá Míle–Letiště Ruzyně s vedením trasy metra ve zcela nové samostatné stopě.

Přehledně je základní spektrum zvažovaných variant a výsledné doporučení vedení trasy metra A patrné ze schematické mapy (obr. 1). Jsou zde znázorněny varianty:

Varianta E – přímé vedení metra na Dědinu a dále ve stopě železnice na letiště – dále nesledováno

INTRODUCTION

The Line A of the Prague metro was put into service in 1978, in the Dejvická – Náměstní Míru section. Whilst the line was several times extended in an easterly direction, up to today's terminal station Depo Hostivař, trains running west keep turning back in the same terminal station. The development of the metropolis moved forward since 1978 and the line terminates virtually in the centre of the city. This was probably one of the reasons why municipal authorities preferred the Line A extension to the commencement of works on the new Line D.

The work on the Dejvická – Motol section of the metro Line A extension are currently well underway, which fact is a reason for looking back at the preparation of this important investment into the traffic infrastructure in Prague.

HISTORY OF PROPOSALS FOR THE LINE A EXTENSION

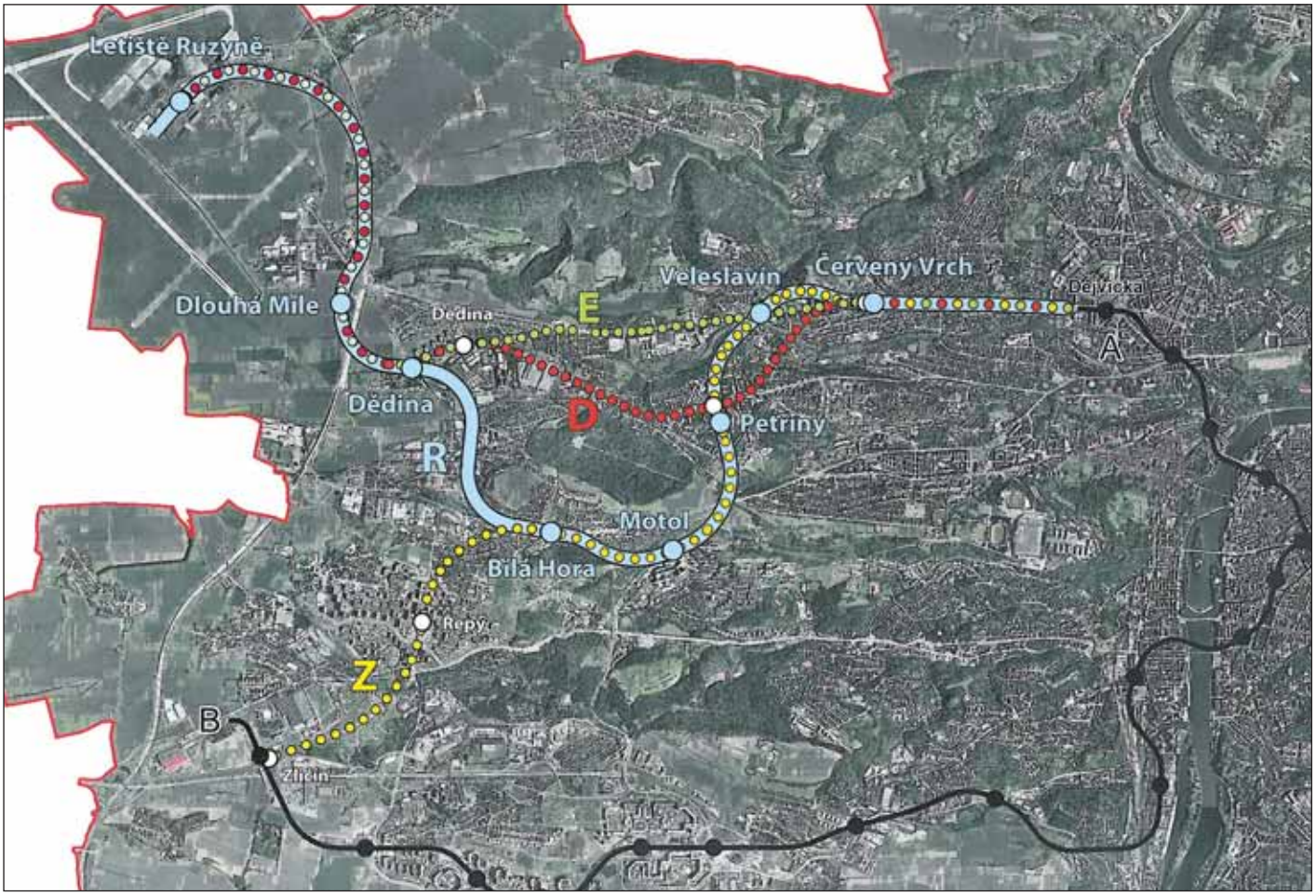
As far as the western extension to the Line A being currently under construction is concerned, it is necessary in the beginning to mention the development of opinions on the solution to this quite complex and widely disputed issue. The discussion among traffic engineers, city planners and responsible employees of the municipality, during which opinions and numerous alternatives were refined, had lasted many years before the stage of the resultant variant preparation and the project implementation was reached. The alternatives had been prepared first of all by specialist engineers of the City Development Authority Prague, frequently collaborating with METROPROJEKT Praha a.s.

From the aspect of the overall concept of the development of mass transit in the area of the capital, Prague, various options were considered in the distant past regarding the western extension to the Line A. First of all, city-wide "Comprehensive Studies" on the development of the transport system were in question, in which the possibility of improving quality of transportation services for selected locations of the north-western sector of the city (for example the areas of Pohořelec, Strahov or Petřín) was discussed at the working level. With respect to the existing quality of tram lines network in this sector of the city and significant priorities in the field of the necessity for dealing with problems of the unsatisfactory transport services in other regions of the city, these development tendencies were abandoned.

In 2002, the "Verification study on terminal points of the metro" was developed in relationship to the needs of continual stabilisation of the Master Plan (MP) for the City of Prague. Its objective was to determine possibilities of gradual development of the existing metro network. As far as the metro Line A was concerned, the study attempted to achieve maximum improvement of quality in the sphere of transportation services for this sector of the city.

The study directly linked to the findings contained in the "Comparative study on a variant of the connection between the Ruzyně Airport and the city centre", which compared the possibility of solving these problems using a railway transport system in the meaning of the principles of the then applicable MP for the City of Prague, or using the metro as a new option.

The development of the metro line was further refined, with the effort to optimise all options for the solution and development of rail-bound traffic within a wider area of operations and, at the same time, to adhere to principles of the MP for the City of Prague, in separate verification studies, first of all the „Metro Line A extension from Dejvická station, verification of variant R" from 2005 and,



Obr. 1 Varianty prodloužení trasy A, studie 2005
Fig. 1 Metro Line A extension variants, 2005 study

Varianta D – vedení metra na Petřiny, Dědinu a dále ve stopě železnice na letiště – dále nesledováno

Varianta R – vedení metra na Petřiny, Motol, Bílou Horu, Dědinu a dále ve stopě železnice na letiště – **doporučené řešení**, pouze mezi stanicemi Dlouhá Míle a Letiště Ruzyně je metro nyní sledováno v samostatné stopě, nikoli ve společné stopě s železnicí

Varianta Z – větvení trasy dle varianty R za stanicí Bílá Hora a její pokračování na Řepy, Zličín – možnost řešení v přímé vazbě na sledované řešení.

Rozhodujícími důvody pro výběr varianty R jsou tedy:

– Stopa metra je samostatná, rozdílná od stopy železnice. Obě kolejové trasy plní svůj relativně samostatný dopravní účel. Železnice prioritně obsluhuje letiště a Kladno, metro zajišťuje především obsluhu pražských čtvrtí. To vše vychází z faktu, že železniční spojení centra města s Letištěm Ruzyně je i nadále sledováno a připravováno.
– Je ponechána možnost větvení trasy za stanicí Bílá Hora ve směrech na Letiště Ruzyně a na Zličín.

Obr. 2 Výsledná stopa trasy A v úseku Dědina–Letiště Ruzyně
Fig. 2 Resultant metro Line A alignment in the Dědina – Ruzyně Airport section

eventually, the study "Metro Line A extension from Dejvická station – a basis for the MP change No. Z 1344/06" from 2006. The basic principle of the latter material was the removal of the parallel alignments of the metro and a railway line in the Dědina – Dlouhá Míle – Airport section, with the metro alignment running along a new, separate path.

The basic review of the variants being considered and the final recommendation for the metro Line A alignment is presented in the schematic plan (see Fig. 1). The following variants are plotted in the plan:

Variant E - direct metro route to Dědina and further within the footprint of the rail track to the airport – further not followed

Variant D - metro route leading to Petřiny, Dědina and further within the footprint of the rail track to the airport – further not followed

Varianta R-metro route leading to Petřiny, Motol, Bílá Hora, Dědina and further within the footprint of the rail track to the airport – **the recommended solution**, with the exception of the section between Dlouhá Míle and Ruzyně Airport stations, where the metro is currently considered to run along a separate alignment, not in the footprint shared with the rail line.

Variant Z - branching of the route according to variant R, i.e. behind Bílá Hora station, and continuation of the route toward Řepy, Zličín – this solution is possible in direct relationship with the solution being followed.

Therefore, there are the following deciding reasons for the selection of variant R:

– The metro route is independent, differing from the railway route. Both rail lines fulfil their relatively independent transportation tasks. The priority for the railway is providing services for the airport and the city of Kladno, whereas the metro provides services for Prague districts. All of this is based on the fact that the railway link between the city centre and the Ruzyně Airport is further being followed and prepared.
– The possibility of branching of the route behind Bílá Hora station to the directions of the Ruzyně Airport and Zličín remains to exist.

Aktuálně zpracované rozvojové studie pro celé město z období let 1998–2002 (Studie obsluhy hlavního města Prahy a jeho okolí hromadnou dopravou osob) a zejména následná aktualizace této studie z let 2005–2006 (Studie obsluhy Prahy a okolí městskou a regionální hromadnou dopravou osob) uvedené skutečnosti prakticky potvrdily.

Zcela samostatně byly průběžně sledovány a optimalizovány různé možnosti konkrétního umístění a detailního řešení jednotlivých stanic a dalších souvislostí. Ty pak sloužily k potvrzení současného výsledného uspořádání.

Samostatně je možné zmínit základní princip etapizace výstavby, který předpokládá realizaci provozního úseku ze stanice Dejvická do stanice Motol, kde bude trasa etapově ukončena. Její další pokračování, případné etapové členění navazujících úseků a potenciální větvení je otázkou výhledových potřeb a požadavků města. Z tohoto hlediska je pak možné operativně reagovat na vzniklou situaci a trasu A západním směrem dále rozvíjet.

PŘÍPRAVA VÝSLEDNÉ VARIANTY

Po rozhodnutí o volbě výsledné varianty byla nejprve zpracována studie k projednání změny územního plánu (ÚRM, 2006), a to v rozsahu Dejvická–Letiště Ruzyně. Byla tak definitivně stabilizována zejména poloha stanic metra.

Poté se role investora stavby ujal Dopravní podnik hl. m. Prahy, akciová společnost. Projektovou dokumentaci pro investora připravoval Metroprojekt Praha, a. s., a inženýrskou činnost v celém procesu přípravy zajišťovala firma Inženýring dopravních staveb, a. s.

Prvním krokem konkrétní přípravy stavby bylo zpracování dokumentace pro územní rozhodnutí (11/2007) a dokumentace vlivů stavby na životní prostředí pro oznámení dle zákona č. 100/2001 Sb. Dokumentace pro územní rozhodnutí byla ještě zpracována pro celou trasu Dejvická–Letiště Ruzyně, ale v té době bylo již pevně rozhodnuto o etapizaci s provozním úsekem do stanice Motol.

The topical development studies for the entire city which were carried out in 1998 – 2002 (the „Study on urban mass transit services in the City of Prague and its surroundings") and, first of all, the subsequently updated version of this study from 2005 – 2006 (the "Study on urban mass transit and regional transit services in the City of Prague and its surroundings") practically confirmed the above-mentioned facts.

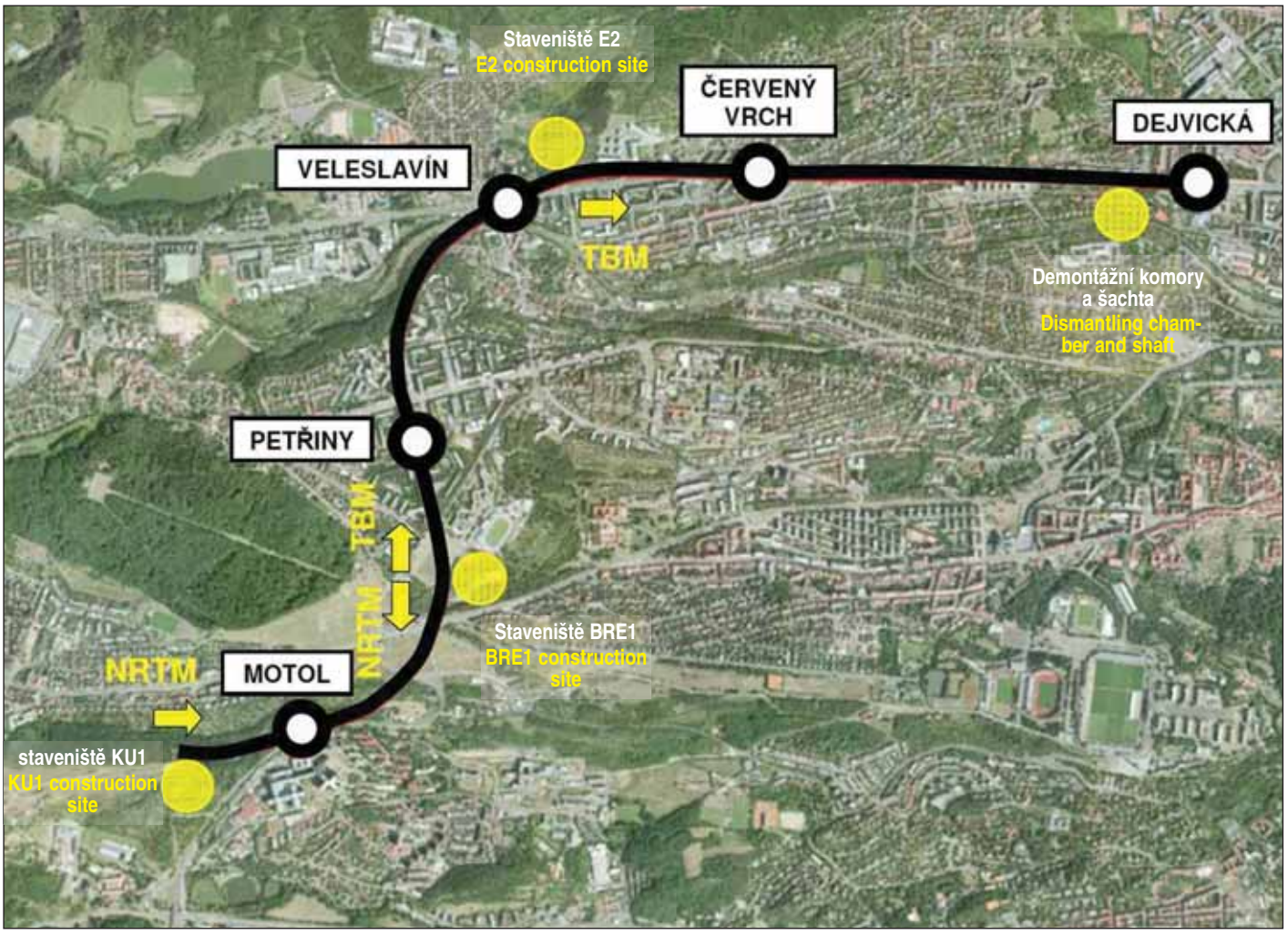
Various options for concrete locations and detailed designs for individual stations and other relationships were continually followed and optimised totally independently. They subsequently served to confirm the current resultant arrangement.

A separate reference can be made to the basic principle of the construction staging plan, which assumes that the first section from Dejvická station to Motol station, where the route construction stage will be ended. Further continuation of the route or possible dividing of the adjacent sections into stages and potential branching depends on future needs and requirements of the City of Prague. From this point of view, it will be possible to operatively respond to originating situations and the Line A can be further extended in the westerly direction.

PREPARATION OF THE RESULTANT VARIANT

When the decision on the selection of the resultant variant had been made, the first study which followed was a study required for obtaining the approval to the change in the Master Plan (ÚRM, 2006) in the area between Dejvická station and the Ruzyně Airport. The locations of the metro stations was definitely stabilised in this way.

Then the Prague Public Transit Company Inc. took the role of the project owner, the employer. The design for the employer was prepared by METROPROJEKT Praha a.s., while the engineering was carried out throughout the planning stage by IDS a.s.



Obr. 3 Výsledná varianta trasy – prodloužení Dejvická–Motol
Fig. 3 Resultant variant of the route – the Dejvická – Motol extension

Další příprava a zejména projednání příslušných povolení probíhalo pak pouze pro úsek Dejvická–Motol. V procesu projednání oznámení bylo rozhodnuto o tom, že projekt musí být z hlediska vlivu stavby na životní prostředí projednán v kompletním procesu EIA. Příslušná dokumentace byla připravena v červnu 2008 a na konci roku 2008 bylo úspěšně dovršeno její projednání.

V následném řízení bylo úřadem městské části Praha 6 vydáno územní rozhodnutí, které nabylo právní moci v srpnu 2009.

Mezitím se již připravovala dokumentace pro stavební povolení (11/2008) a hned nato tendrová dokumentace pro výběr zhotovitele stavby (03/2009). V průběhu roku 2009 byla také zpracována dokumentace pro geotechnický a hydrologický monitoring během stavby a proběhla rovněž pasportizace stavebního stavu objektů (zejména domů) v zóně ovlivnění stavbou, hlavně ražbou tunelů (poklesy, vibrace).

Při zpracování pasportizace byli s budoucí výstavbou seznamováni doslova všichni dotčení občané a majitelé nemovitostí, kteří se často až v této chvíli začali zajímat, co se v jejich bezprostředním okolí chystá. To vyvolalo na přelomu let 2009/2010 řadu vysvětlujících setkání, některá pomáhaly organizovat i orgány městské části Praha 6.

Jako dodavatel stavební části bylo v tendru vybráno sdružení firem Metrostav a. s. (vedoucí sdružení) a Hochtief, a. s. Smlouva na realizaci stavby byla podepsána těsně před koncem roku 2009 a od té doby se stavba postupně rozbíhá. Tendr na výběr dodavatele technologického vybavení bude teprve vyhlášen.

ZÁKLADNÍ TECHNICKÁ VÝCHODISKA VÝSLEDNÉ VARIANTY

V předchozích číslech tohoto časopisu jsme již o tomto tématu psali podrobně. Zde tudíž zrekapitulujeme nejdůležitější fakta a východiska.

Jak je vidět z přehledné mapy, prodloužení trasy A má čtyři nové stanice, které jsou popsány dále.

Z hlediska tunelového stavitelství je však zásadní novinkou použití tunelovacích strojů, konkrétně zeminových štítů, pro ražbu dvou jednokolejných traťových tunelů v úseku Vypich–Dejvická, každého o délce 4052 m. Jedná se o první použití této technologie ražby pro dopravní stavbu v České republice. Uvedená délka tunelů svědčí pro efektivnost tohoto návrhu. Prodloužení trasy navíc vede hustě zastavěnou oblastí, místy se složitějšími hydrogeologickými poměry, tedy v podmínkách, kde je technologie ražby štítem jednoznačně nejšetrnější ke svému okolí.

Část trasy v úseku Motol–Vypich o délce 810 m bude ražena konvenčně, tj. Novou rakouskou tunelovací metodou jako dvojkolejný tunel.

Vlastní stanice metra nebo jejich části jsou raženy také Novou rakouskou tunelovací metodou.

Základní stavební a dopravně-technologické údaje k návrhu trasy metra Dejvická–Motol:

stavební délka úseku:	6134 m
maximální podélný sklon:	39,5 ‰
minimální poloměr směrového oblouku traťových kolejí:	500 m
počet stanic:	4
předpokládaná doba jízdy Dejvická–Motol:	7,5 min.
minimální interval souprav (následné jízdy):	90 sec.

ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STANICÍCH

Stanice Červený Vrch

- ražená jednolodní stanice s ostrovním nástupištěm
- hloubka stanice pod terénem 28,6 m a délka 193 m
- výstup pohyblivými schody do vestibulu a podchodu u křižovatky Evropská–Horoměřická (Liberijská) s návazností na tramvajovou a autobusovou dopravu
- druhý výstup výtahy do podchodu pod ul. Evropská s propojením na jižní i severní část obytné čtvrti Červený Vrch ve směru ulic Kamerunská a Arabská

Stanice Veleslavín

- ražená trojlodní stanice s ostrovním nástupištěm
- hloubka stanice pod terénem 20,4 m a délka 201 m
- výstup pohyblivými schody do vestibulu a podchodu u křižovatky Evropská–Veleslavínská (Vokovická) s návazností na tramvajovou dopravu a nově navržený autobusový terminál městské i příměstské dopravy
- vestibul má přímou vazbu na železniční stanici Praha-Veleslavín

The first step of the concrete construction preparation consisted of the preparation of the zoning process documents (11/2007) and the environmental documentation required for the Announcement according to the Law No.100/2001 Coll. The zoning process documents had been prepared before, for the entire route between Dejvická station and the Ruzyně Airport. but at that time the firm decision had already been made that the construction would be divided into stages, with the operational section terminating in Motol station.

The next preparation and first of all obtaining respective approvals from authorities, covered only the Dejvická – Motol section. The decision was made during the negotiations over the Announcement that the design had to be negotiated in terms of the environmental impact of the construction in the complete EIA process. The required environmental documentation was prepared in 06/2008 and the negotiations were successfully completed at the end of 2008.

In the subsequent proceedings the Municipal District Authority for Prague 6 issued the zoning and planning decision, which became legally valid in 08/2009.

Meanwhile, the final design was prepared (11/2008), immediately followed by the tendering design (3/2009). The design for geotechnical and hydrological monitoring during the construction was also prepared during the course of 2009 and condition survey of structures /mainly buildings) was carried out in the zone affected by the construction, first of all by the excavation of tunnels (subsidence, vibrations).

During the condition survey, literally all of the affected citizens and owners of properties, who often started to show interest in what was going to be carried out in their surroundings as late as that moment, were informed about the future construction. It brought about the need for explaining meetings at the end of 2009, with authorities of the Municipal District for Prague 6 assisting in organising some of them.

A consortium of companies consisting of Metrostav a.s. (the leader) and Hochtief a.s. was awarded the contract for the construction. It was executed just before the end of 2009 and the construction is gradually gaining momentum from that moment. The call for tenders for the supply of equipment has not been published yet.

TECHNICAL BASES OF THE RESULTANT VARIANT

We have already written about this topic in detail in previous issues of this journal. For that reason we will recapitulate only the most important facts and principles.

As shown in the general map, the Line A extension has four below described new stations.

From the tunnel engineering point of view, the fundamental novelty is the use of the TBM technology for driving two single-track tunnels in the Vypich – Dejvická section, each of them 4052m long. It is the first use of this driving technology for a transport construction project in the Czech Republic. The above-mentioned length makes it evident that this solution will be effective. In addition, the line extension passes through a densely built up area, with locally more complex hydrogeological conditions. The use of this technology in these conditions is unambiguously the most considerate of all to the surroundings.

An 810m long part of the route in the Motol – Vypich section will be driven by the conventional New Austrian Tunnelling Method, in the double-rail tunnel configuration.

The stations on the metro route or their parts will also be driven by the NATM.

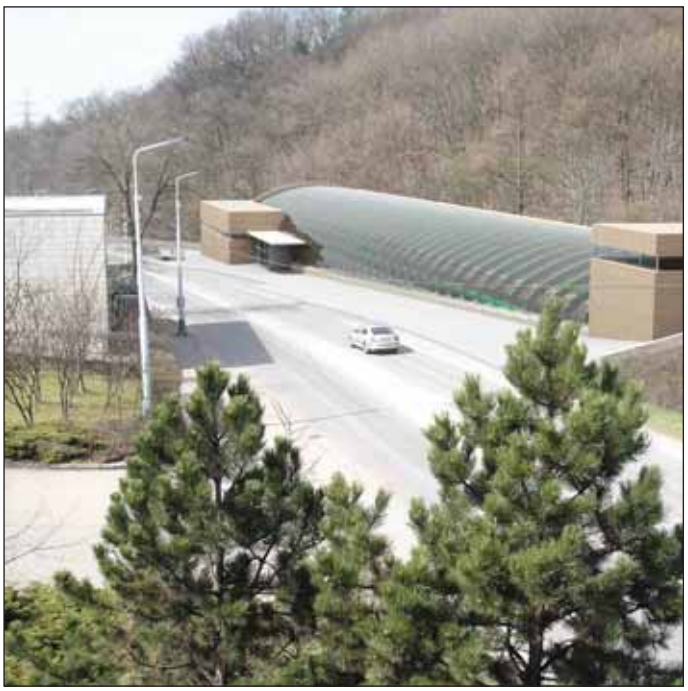
Basic construction and traffic data on the Dejvická – Motol route design:

laying-out length of the section:	6134m
maximum longitudinal gradient:	39.5 ‰
minimum radius of a horizontal curve of running rail:	500m
number of stations:	4
anticipated Dejvická – Motol travel time:	7.5 min.
minimum train headway:	90 sec.

BASIC DATA ON STATIONS :

Červený Vrch Station

- a mined single-span station with a central-island platform
- station depth under the surface and the length are 28.6m and 193m respectively



Obr. 4 Vizualizace stanice Motol – pohled z ul. Kukulovy
Fig. 4 Visualisation of Motol Station –viewed from Kukulova Street

Stanice Petřiny

- ražená jednolodní stanice s ostrovním nástupištěm a kolejištěm pro obrat a deponování souprav
- hloubka TK ve stanici pod úrovní terénu 38,5 m a délka 403 m
- výstup pohyblivými schody do povrchového vestibulu u křižovatky Na Petřinách–Brunclíkova s návazností na tramvajovou a autobusovou dopravu
- druhý výstup výtahy do podzemního výstupního objektu v ulici Brunclíkova v centru obytné čtvrti Petřiny – výstup na terén pevným schodištěm a výtahem

- an exit along an escalator to a concourse and a pedestrian subway at the Evropská – Horoměřická (Liberijská) Street intersection, linking to tram and bus lines
- a second exit via lifts to a passenger subway under Evropská Street, connecting to the southern and northern parts of the Červený Vrch residential quarter in the direction of Kamerunská and Arabská Streets

Veleslavín Station

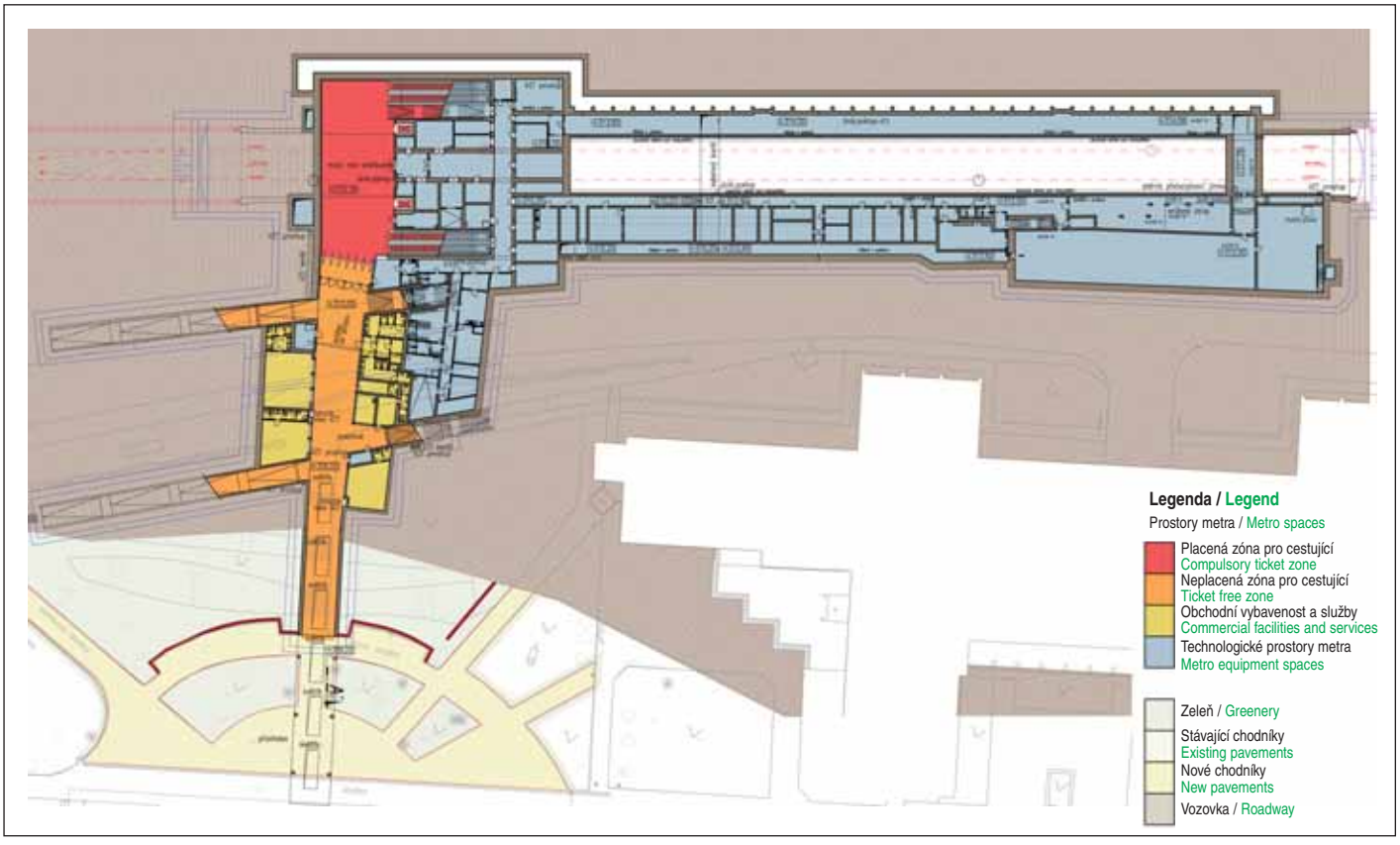
- a mined 3-vault station with a central-island platform
- station depth under the surface and the length are 20.4m and 201m respectively
- an exit along an escalator to a concourse and a pedestrian subway at the Evropská – Veleslavínská (Vokovická) Street intersection, linking to tram lines and a newly designed bus terminal for urban and suburban transit
- a concourse linking directly to Praha Veleslavín railway station

Petřiny Station

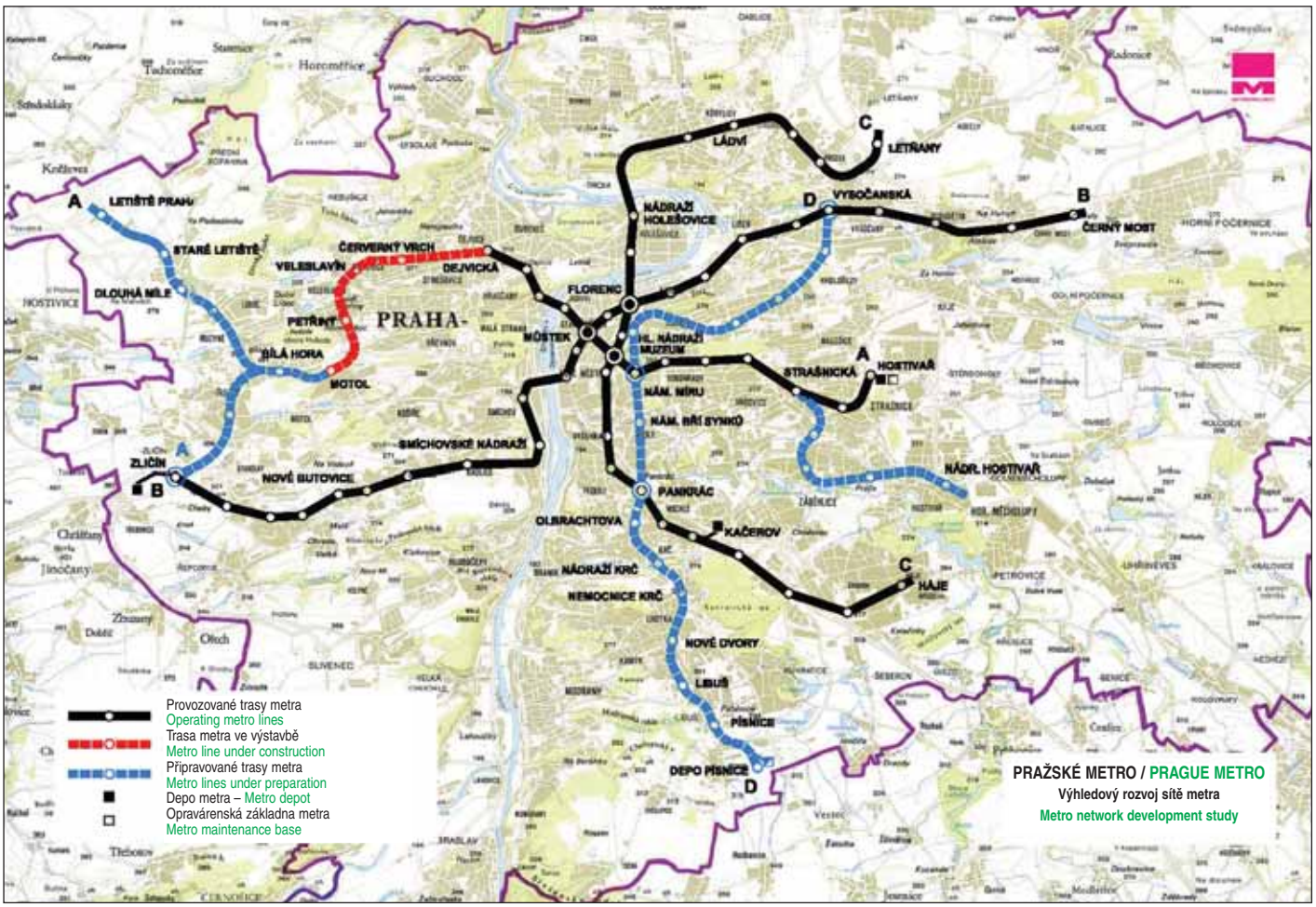
- a mined single-span station with a central-island platform and a yard for turning back and parking the trains
- station depth (top of rail) under the surface and the length are 38.5m and 403m respectively
- an exit along an escalator to a surface concourse at the intersection between Na Petřinách and Brunclíkova Streets, linking to tram and bus lines
- a second exit via lifts to an underground exit structure in Brunclíkova Street, in the centre of Petřiny residential quarter – exit to the street level via a fixed staircase and a lift

Motol Station

- a cut-and-cover station with side platforms and a turning back facility
- station depth under the surface and the length are 6.7 and 573m respectively



Obr. 5 Půdorys stanice Motol v úrovni vestibulu – přímý úrovňový přístup ze stanice do Fakultní nemocnice Motol
Fig. 5 Ground plan of Motol Station at the concourse level – direct access, on one level, from the station to the Faculty Hospital Motol



Obr. 6. Malá mapa tras v celé Praze
Fig. 6 Small map of metro lines in Prague

Stanice Motol

- hloubená stanice s bočními nástupišti a kolejištěm pro obrat souprav
- hloubka stanice pod terénem 6,7 m a délka 573 m
- výstup pohyblivými schody do vestibulu a podchodu pod ulicí Kukulova s návazností na autobusovou dopravu a přímou pěší vazbu na nemocnici Motol
- druhý výstup na povrch v ulici Kukulova může po dostavbě nemocnice také sloužit k plnohodnotnému vstupu do areálu
- dočasně koncová stanice trasy A

DALŠÍ PERSPEKTIVY VÝSTAVBY METRA V PRAZE

Prodloužení trasy A by mělo být dokončeno v roce 2014. Je zde řada námětů jak v rozšiřování sítě pražského metra dále pokračovat. V současné době se ukazují jako nejpotřebnější dva směry dalšího vývoje, a to buď

- další pokračování trasy A ze stanice Motol, a to buď jako trasa přes Bílou Horu a sídliště Dědina na Ruzyňské letiště nebo prodloužení ke trase B do stanice Zličín, které by přineslo kvalitní dopravní obsluhu i v oblasti Řep, nebo
- zahájení výstavby nové trasy D v úseku Náměstí Míru (nebo Hlavní nádraží)–Depo Písnice.

Z hlediska přepravních potřeb městské hromadné dopravy se nyní jeví jako potřebnější nová trasa D. Zbývá si jen přát, aby příprava výstavby dalších úseků sítě pražského metra plynule pokračovala a vlastní výstavba dalších úseků navázala na dokončení nyní rozestavěného úseku trasy A.

ING. VLADIMÍR BARTOŇ, barton@metroprojekt.cz,
ING. VLADIMÍR CIGÁNEK, ciganek@metroprojekt.cz,
ING. OTAKAR HASÍK, hasik@metroprojekt.cz,
ING. DAVID KRÁSA, krasa@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.,
ING. JOSEF KUTIL, kutil@ids.cz,
INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s.

- an exit along an escalator to a concourse and a pedestrian subway under Kukulova Street, linking to bus transit and direct pedestrian connection to the Motol Hospital
- a second exit to the surface in Kukulova Street can also provide a regular access to the hospital grounds once its annex construction is finished
- a temporary terminal station on the Line A

OTHER PERSPECTIVES OF DEVELOPING METRO IN PRAGUE

The Line A extension should be finished in 2014. There are numerous suggestions on the further continuation of the expansion of the Prague metro network. At the moment the following two directions of new development turn out to be the most needed:

- the continuation of the Line A on from Motol station, either running across Bílá Hora and Dědina residential area to the Ruzyně airport or leading to Zličín station, which is a terminal station on the Line B, which would bring quality transport services even to the area of Řepy, or
- the commencement of the development of the new Line D in the section between Náměstí Míru Square (or Hlavní Nádraží station) and Písnice Depot.

With respect to the transportation needs of the urban mass transit system, the new Line D appears to be more needed. We may only wish the preparation of construction of other sections of the Prague metro to continue fluently and the construction of new sections to continue when the Line A section currently under construction is complete.

ING. VLADIMÍR BARTOŇ, barton@metroprojekt.cz,
ING. VLADIMÍR CIGÁNEK, ciganek@metroprojekt.cz,
ING. OTAKAR HASÍK, hasik@metroprojekt.cz,
ING. DAVID KRÁSA, krasa@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.,
ING. JOSEF KUTIL, kutil@ids.cz,
INŽENÝRING DOPRAVNÍCH STAVEB, a. s.

ČELNĚ ODTĚŽOVANÉ TUNELY NA STAVBĚ TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA

THE BLANKA COMPLEX OF TUNNELS – COVER-AND-CUT TUNNELS

PAVEL ŠOUREK, LUKÁŠ GRÜNWALD, JOSEF KUŇÁK, MICHAEL REMEŠ

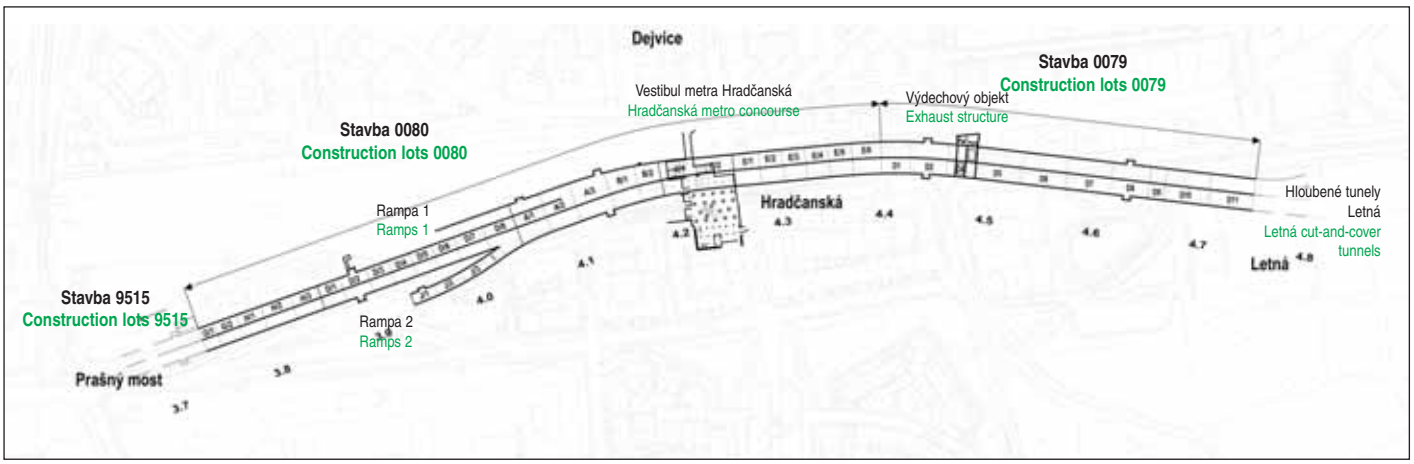
1. ÚVOD

Po téměř roční odmlce se na stránkách časopisu opět vracíme k tunelovému komplexu Blanka na městském okruhu (MO) v Praze. Po celou tuto dobu probíhaly intenzivní práce, a to jak na úsecích s tunely hloubenými, tak i v úsecích ražených. V současné době je v podstatě rozestavěna celá tunelová trasa. Pro přehlednost si v úvodu znovu uveďme některé základní údaje o celém projektu. Tunelový komplex Blanka v Praze představuje vedení trasy městského okruhu v 5,5 km dlouhém tunelovém úseku. Z celkového počtu více než 12 km tunelových trub připadá 5,5 km na tunely budované jako ražené a cca 6,5 km na tunely realizované z povrchu jako hloubené. Úseky hloubených tunelů na celém tunelovém komplexu (od Malovanky po Troju) jsou podle jejich technického řešení rozděleny na dva základní systémy; tunely hloubené klasické a tunely realizované čelním odtěžováním. Hloubeným tunelům klasického typu byl věnován samostatný článek otištěný v čísle 1/2009. V tomto článku se proto budeme věnovat popisu tunelů prováděným čelním odtěžováním, tzv. modifikovanou milánskou metodou (MMM). Při realizaci touto metodou je vlastní prostor tubusu tunelu odtěžován (ražen) pod ochranou definitivního stropu a konstrukčních podzemních stěn. V podstatě se kombinují výhody jak hloubených, tak i ražených tunelů jako u metody želva, ovšem s využitím všech konstrukcí zajišťujících ražbu jako trvalé (definitivní) ostění. Využití MMM je důležité zejména v úsecích, kde je ze zcela objektivních důvodů vyžadována naprostá minimalizace rozsahu povrchového záboru spolu s jeho výrazným časovým

1. INTRODUCTION

After a nearly one-year pause, we again return on the magazine pages to the Blanka complex of tunnels on the City Circle Road (CCR) in Prague. Intense work was carried out throughout this time, both on sections containing mined tunnels and cut-and-cover or cover-and-cut sections. Currently nearly entire tunnel route is under construction. For better lucidity, let us remember some basic data on the whole project. The Blanka tunnel complex in Prague represents the City Circle Road section passing through a 5.5km tunnel. Of the total number of over 12km long tunnel tubes, over 5.5km is built by mining methods, while the length of about 6.5km is apportioned to tunnels built from the surface as cut-and-cover or cover-and-cut structures. Non-mined sections of the tunnels forming the complex (from Malovanka to Troja) are divided according to their technical solution into two basic systems: classical cut-and-cover tunnels and cover-and-cut (top-down) tunnels. Classical cut-and-cover tunnels were dealt with in a separate paper published in TUNEL issue No. 1/2009. In this paper, we will deal with the description of tunnels built by the cut-and-cover technique, the so-called Modified Milan Method (MMM). In this method, the space inside the tunnel tube is excavated under the protection of the final roof deck and structural diaphragm walls. In substance, advantages of cut-and-cover and mined tunnels are combined, similarly to the Turtle Method, with all structures securing the excavation as a permanent (final) lining. The MMM is used first of all in the sections where absolute minimisation of the extent of the occupation of land on the surface together with significant reduction of the occupation duration for absolutely objective reasons

Obr. 1 Celková situace hloubených tunelů
Fig. 1 General layout of cover-and-cut tunnels



Obr. 2 Situace tunelového úseku Dejvice
Fig. 2 Dejvice tunnel section layout

omezením a přitom zde trasa okruhu není v dostatečné hloubce pod terénem pro rozvinutí tunelů ražených. V rámci celého souboru staveb bude provedeno touto metodou cca 2,5 km tubusů tunelů (obr. 1).

2. ROZSAH ČELNĚ ODTĚŽOVANÝCH TUNELŮ

Tunely realizované modifikovanou milánskou metodou jsou v rámci tunelového komplexu využity především v prostoru třídy Milady Horákové od Letné po Prašný most (tunelový úsek Dejvice). Jde o část, kde výstavba hloubeného tunelu zasahuje do v podstatě jediné kapacitní komunikace propojující východ se západem v celém severním kvadrantu města. Ulice Milady Horákové je velmi frekventovaně využívaná automobilovou dopravou i pěšími, ale především pak tramvajovými a autobusovými linkami MHD. V těsné blízkosti trasy MO se nachází železniční trať Praha–Kladno s nádražím Dejvice. Budované tunely vedou těsně nad eskalátorovým tunelem stanice metra Hradčanská v blízkosti jeho zaústění do vestibulu. Východně od křižovatky Špejchar jsou potom tunely sevřeny stávající povrchovou zástavbou, jejíž přístupnost musela být po celou dobu výstavby zachována. Množství podzemních vedení inženýrských sítí snad ani není nutné zmiňovat.

Celkem se na tunelovém komplexu Blanka nacházejí čtyři úseky, kde je využito tunelů prováděných s čelním odtěžováním pod ochranou stěn a stropu:

– Část úseku pod ulicí Patočkova na stavbě č. 0065-2B 227 m
– Rampa do ulice Svatovítská na Prašném mostě na stavbě č. 9515 70 m
– Celý úsek stavby č. 0080 (pod třídou Milady Horákové) 658 m
– Část pod třídou Milady Horákové na stavbě č. 0079 349 m

Navazující části staveb 0079 a 0080 od Letné po Prašný most umístěné v prostoru třídy Milady Horákové vytvářejí tzv. tunelový úsek Dejvice délky cca 1 km (obr. 2). Dispozičně jsou zde využity převážně třípruhové a dvoupruhové tunely, nacházejí se zde však i dva rozplety pro napojovací rampy křižovatky Prašný most. V rámci tohoto článku si blíže přiblížíme technické řešení a postup výstavby právě v dejvickém úseku tunelu, lze však konstatovat, že popsané technické řešení je v rámci jednotné koncepce celého tunelového komplexu převzato i v ostatních úsecích s tímto typem tunelů.

3. GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY STAVBY

Z hlediska geologických poměrů je celý úsek projektovaných tunelů v oblasti Dejvic veden převážně v pokryvných útvarech. V nejsvrchnějším patře se v celém území nacházejí navážky proměnlivé mocnosti a charakteru. Pod nimi leží souvislá vrstva eolických sedimentů (spraše a sprašové hlíny) o mocnosti 6 až 14 m, která překrývá deluviální a fluviální sedimenty. Deluviální sedimenty (svahové hlíny a sutě) se vyskytují v tomto úseku o maximální mocnosti až 13 m. Fluviální sedimenty dejvické terasy (písky a štěrky, resp. silně hlinité středně zrnité písky přecházející do písčitých jílů) svým plošným rozšířením představují nejhojněji zastoupené zeminy pokryvných útvarů v území. Průměrná mocnost těchto sedimentů je obvykle 8–10 m. V rámci dodatečných geologických sond provedených těsně před počátkem výstavby se ale zjistilo, že v části úseku stavby se tyto vrstvy vůbec nevyskytují. Toto mělo výrazný vliv na úpravu návrhu hloubky paty podzemních stěn v realizační dokumentaci oproti dokumentaci zadávací, přičemž ke konečným úpravám hloubky dochází ještě v průběhu vlastní realizace.

where the CCR alignment is not deep enough to allow mining methods to be used. About 2.5km of tunnel tubes will be constructed within the framework of the whole complex of tunnels by this method (see Fig. 1).

2. THE EXTENT OF COVER-AND-CUT TUNNELS

Tunnels constructed by the Modified Milan Method are used within the framework of the Blanka complex of tunnels first of all in the area of Milady Horákové Street, from Letná to Prašný Most (the Dejvice tunnel section). This is a section where the cover-and-cut tunnel construction extends into, in substance, the only capacity road connecting the east with the west existing in the entire northern quarter of the city. Milady Horákové Street is very busy. It is used for automobile traffic and pedestrian traffic, but above all by trams and buses of the urban mass transit system. The Prague – Kladno railway line with Dejvice railway station is found in the close vicinity of the CCR route. The tunnels being built run close above the escalator tunnel of Hradčanská metro station, in the vicinity of its connection to the concourse. East of the Špejchar intersection, the tunnels are enclosed by existing surface buildings, requiring access to them to be preserved throughout the construction time. Numbers of underground utility networks probably do not have to be mentioned.

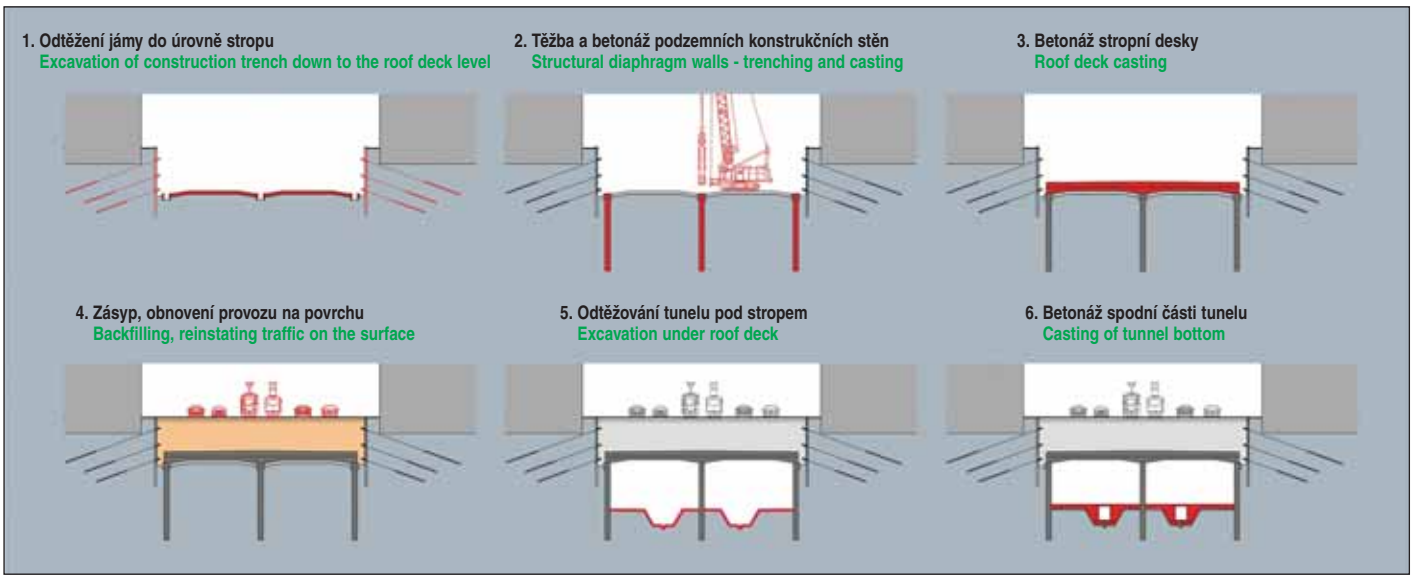
In total, there are the following four sections of the Blanka complex of tunnels where the cover-and-cut technique is used:

– Part of the section under Patočkova Street, construction lot No. 0065-2B 227 m
– A ramp to Svatovítská Street at Prašný Most, lot No. 9515 70 m
– The entire section of lot No. 0080 (under Milady Horákové Street) 658 m
– Part of lot No. 0079 under Milady Horákové Street 349 m

The adjacent parts of construction lots 0079 and 0080 from Letná to Prašný Most which are located in the area of Milady Horákové Street form the about 1.0km long Dejvice tunnel section (see Fig. 2). Triple-lane and double-lane tunnels prevail in this section, but there are also two bifurcation chambers for on-ramps of the Prašný Most intersection there. We will deal in more detail with the technical solution for the construction procedure applied to the Dejvice tunnel section. Nevertheless, it can be stated that the technical solution described in the paper is used even in the other sections of the tunnel within the framework of a unified concept of the entire complex of tunnel where this type of tunnels is used.

3. GEOTECHNICAL CONDITIONS OF THE CONSTRUCTION

In terms of geotechnical conditions, the entire section of the tunnels designed to pass through the area of Dejvice leads mostly through superficial deposits. In the uppermost level, made ground layers of varying height and character are found within the entire area. A continuous layer of aeolian sediments (loess and secondary loess) 6 – 14m thick is found below them. It overlays deluvial and fluvial sediments. The maximum thickness of deluvial sediments (slope loams and debris) in this section reaches 13.0m. Fluvial sediments of the Dejvice Terrace (sands and gravels or heavily loamy and medium grained sand passing to sandy clay) represent the most frequent soils forming the superficial deposits in this area, covering the greatest proportion of the area. The average thickness of these sedimentary layers is usually 8 – 10 m. It was found during the supplementary geological drilling which was carried out just before the commencement of the construction works that no layers of this kind existed in a part of the section. This finding significantly affected the design for the depth of the toe of diaphragm walls, which was modified in the detailed design compared with the tender documents. Final modifications of the depth are carried out even during the work itself.



Obr. 3 Schéma postupu výstavby
Fig. 3 Construction procedure chart

Skalní podloží ordovického stáří je tvořeno prachovitými, písčitými až drobovými břidlicemi letenského souvrství. Hloubka skalní báze se vůči terénu nachází v proměnlivých hloubkách, které se pohybují od 6 do 31 m. Nejvýše položena je skalní báze na východní straně úseku (na Letné), směrem na západ v podstatě trvale klesá.

Podzemní voda v zájmovém území je vázána na pokryvné vrstvy písků a štěrků, které jsou napájeny průlinovou vodou jednak atmosférickými srážkami a jednak přítoky dejvického a brusnického potoka. Hladina podzemní vody je zastižena v hloubce kolem 6–18 m v souvislosti se sklonem skalní báze.

4. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ ČELNĚ ODTĚŽOVANÝCH TUNELŮ

Dispoziční řešení profilu tunelu odpovídá požadavkům ČSN 73 75 07/ 2006. Průjezdní profil je výšky 4,8 m, šířka jízdních pruhů je 3,5 m, šířka vodících proužků je 0,5 m, návrhová rychlost v trase městského okruhu činí 70 km/h. Maximální podélný sklon v trase tunelů MMM je 3,62%, v rampě 8%, minimální směrový poloměr je 400 m.

Postup výstavby čelně odtěžovaných tunelů spočívá nejprve ve vytvoření podzemních konstrukčních monolitických stěn ze zajištěné mělké stavební jámy. Zajištění jámy v celém dejvickém úseku tvoří buď kotvené záporové stěny, nebo svahování. Hloubka jámy se pohybuje v rozmezí 2–9 m.

Po dokončení podzemních stěn se na srovnaném povrchu dna stavební jámy vybetonuje definitivní nosná konstrukce stropu (uložená na hlavy podzemních stěn), která se po zatvrdnutí opět zasype. Na povrchu se tak mohou provést finální úpravy, vč. definitivních přeložek inženýrských sítí a znovu obnovit provoz. Odtěžení vlastního profilu tunelu se uskutečňuje až po dokončení převážné části těchto tunelů z navazující otevřené stavební jámy klasických hloubených tunelů, nebo z tunelových ramp (obr. 3).

V celé délce mají tunely tohoto uspořádání společnou střední stěnu pro jižní i severní tunelovou troubu a stropní deska působí jako spojitá o dvou až třech polích. Standardní rozpětí stropu dvoupruhového tunelu je 11,25 m, třípruhového 14,75 m. V rozpletech dosahuje až 22,55 m, a to při výšce zpětného zásypu až 7 m. V příčném řezu je tubus tunelu tvořen spodní rozpěrnou železobetonovou deskou tloušťky 650 mm, podzemními stěnami tloušťky 800 mm vetknutými do podloží (skalního nebo pokryvného) a stropní železobetonovou deskou. Stropní konstrukce a podzemní stěny jsou navrženy z betonu třídy C30/37, spodní rozpěrná deska je z betonu třídy C25/30. Tloušťka stropní desky se pohybuje podle výšky zásypu v rozmezí 1000–1300 mm, s náběhy 500 mm na délku 3 m, jsou do ní přidána PP vlákna (2 kg PP vláken na 1 m^3 s délkou vlákna 6 mm a průměrem 0,018 mm) jako ochrana proti vlivu požáru na ztrátu únosnosti, resp. odstřelování betonu krycí vrstvy. Do nosných konstrukcí tunelu ještě patří deska nesoucí vozovku nad instalačním kanálem – mostovka. Ta je pnuta příčně jako prostá deska tloušťky 300 mm z betonu C30/37 (obr. 4).

Podle hydrogeologického průzkumu je zastižena agresivita prostředí odpovídající převážně třídě XA1, pro konstrukce pod vozovkou je tak využito třídy XA1, pro podzemní stěny XA2 a pro stropní konstrukce

The Ordovician age bedrock consists of silty, sandy up to greywacke shales of the Letná Member. The depth of the rock head under the surface is variable, ranging from 6m to 31m. The rock head on the eastern side of the section (in Letná) is found highest. It virtually continually dips toward the west.

Ground water existing in the area of operations is bound to superficial layers of sands and gravels, which are fed by fissure water coming, on the one hand, from precipitation and, on the other hand, from the Dejvice and Brusnice brooks. The water table level was encountered at a depth of 6 – 18m, depending on the dipping of the bedrock.

4. STRUCTURAL SOLUTION FOR COVER-AND-CUT TUNNELS

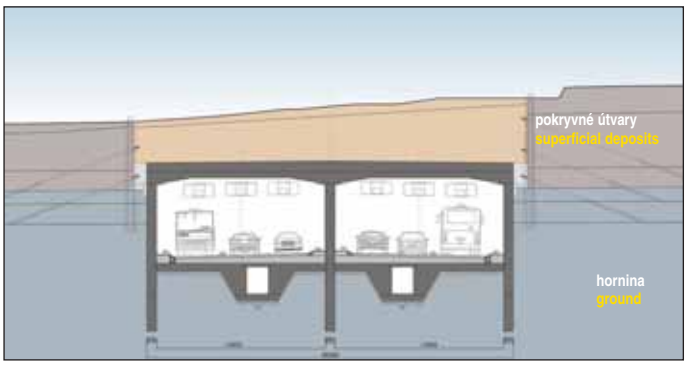
The tunnel cross-section configuration complies with requirements of ČSN 73 75 07/ 2006 standard. The clearance profile is 4.8m high, traffic lanes are 3.5m wide, the width of edge lines is 0.5m, the design speed along the City Circle Road is 70kph. The maximum longitudinal gradient on the MMM tunnel route and on ramps is 3.62% and 8% respectively, the minimum horizontal alignment radius is 400m.

The cover-and-cut tunnel construction sequence starts by constructing monolithic diaphragm walls from a shallow construction trench with stabilised sides. The stabilisation of the construction trench along the whole Dejvice section is provided either by anchored soldier pile and lagging walls or by sloping the sides. The construction trench depth ranges from 2 to 9m.

When the diaphragm walls are finished, a definite concrete roof deck structure is cast on the levelled surface of the shallow construction trench bottom (resting on the tops of diaphragm walls). When the concrete has hardened, the roof deck is backfilled. Surface finishes can be carried out, utility networks relocated to definite positions and traffic reinstated then. The ground from the tunnel profile itself is excavated when a substantial part of the cover-and-cut tunnels is completed. Muck is transported via an adjacent open trench used for the construction of classical cut-and-cover tunnels, or via tunnel ramps (see Fig. 3).

The tunnels of this type have a common central wall between the southern tube and northern tube running throughout their length; the roof deck acts as a two-span or three-span continuous slab. The standard span of the double-lane and triple-lane tunnel roofs is 11.25m and 14.75m, respectively. The span reaches up to 22.55m in bifurcation chambers, where the cover thickness is up to 7m. In the cross-section, the tunnel tube consists of a 650mm thick reinforced concrete bracing bottom slab, 800mm thick diaphragm walls keyed into the subbase (the bedrock or surface deposits) and a reinforced concrete roof deck. The roof deck structure and diaphragm walls are designed in C25/30 concrete. The roof deck thickness varies between 1000 – 1300mm, depending on the height of the backfill. It has 500mm high thickenings on the sides, along the length of 3.0m. PP fibres (6mm long, 0.018mm in diameter) are added to the roof deck concrete mix (2kg PP fibres per 1 m^3) as protection against loss of bearing capacity or explosive spalling of concrete cover layers in the case of a fire. A suspended slab (a bridge deck) carrying the roadway above the service duct also belongs among tunnel load-bearing structures. The slab is pre-stressed transversally, as a simple plate, 300mm thick, in C30/37 concrete (see Fig. 4).

According to the hydrogeological survey, the corrosivity corresponding mostly to exposure grade XA1 is encountered. For that reason, XA1 grade is



Obr. 4 Vzorový příčný řez tunelem
Fig. 4 Typical tunnel cross-section

XF2. Ochrana tunelu proti podzemní vodě je zajištěna vodonepropustným betonem nosných konstrukcí ostění, doplněným prvky pro těsnost dilatačních a pracovních spár, včetně injektáží spár lamel podzemních stěn. Povolená hloubka průsaku je projektem stanovena na max. 50 mm. Na konstrukce pod vozovkou a pro stropy je využito volné vázané výztuže třídy 10 505-R a sítí KARI, pro podzemní stěny se z výztuže vytvářejí na staveništi armokoše. Krytí výztuže betonem je u vnějšího líce 80 mm, resp. 100 mm u stěn, u vnitřního líce 50 mm. Spodní rozpěrná deska a stropní deska jsou betonovány bez bednicích prvků na srovnaný odtěžený povrch zakrytý podkladním betonem se štěrkopískovým podsypem. U stropní desky je na podkladní beton před betonáží uložena separační vrstva tvořená PE fólií 100 g/m^2 s nakašírovanou geotextílií 300 g/m^2.

Délky betonážních sekcí v podélném směru byly navrženy s ohledem na skladbu jednotlivých lamel podzemních stěn (2,8 m až 7,2 m) na 21 m. Dvě sekce se zpravidla spřahují podélnou výztuží do dilatací délky cca 42 m.

Spodní rozpěrná deska je betonována po odtěžení profilu tunelu. Propojení desky s podzemní stěnou je vytvořeno vyfrézováním dvou podélných drážek do stěn 150x75 mm a vlepením smykové výztuže ∅ 20 mm do vrtů. Celý vnitřní líc stěn, jejichž svislá odchylka nesmí přesáhnout 1,5 %, bude po odtěžení srovnán plošným ofrézováním o cca 50 mm a opatřen zpětným nástřikem betonu jako podklad pro keramický obklad.

Zásyp tunelové konstrukce nad stropem je z důvodu eliminace sedání povrchu terénu, po kterém byla a opět bude provozována kromě automobilové i tramvajová doprava, budován zlepšenou zeminou – 3% vápenná stabilizace. Tím lze lépe využít vytěžený materiál z výstavby daného úseku tunelů, který je bez zlepšení nevhodný do násypů. Zásypový materiál se zlepšením umožňuje i dostatečné spolupůsobení s konstrukcí tunelu, kdy svou, byť pouze malou pevností (cca 1 MPa) vytváří jakousi pseudoklenbu nad stropem tunelu, a tak snižuje jeho zatížení. Zároveň dochází k významné úspoře stavebních nákladů vypuštěním lehčeného betonu obsaženého v zadávacím projektu.

5. PŘEDPOKLADY NÁVRHU OSTĚNÍ ČELNĚ ODTĚŽOVANÝCH TUNELŮ

Oproti zadávací dokumentaci bylo při tvorbě dokumentace realizační postupováno již podle platných ČSN Eurocode, a to 1990–1992 a 1997. Dalším důležitým předpokladem bylo uvažování životnosti díla minimálně 100 let, třídy agresivity okolního prostředí XA1 a požární odolnost REI 180. Požadavky na konstrukce tunelů byly již v zadání popsány, s uvažováním specifických podmínek v pražském prostředí, do samostatné části nazvané – Technické specifikace a rozdělené podle jednotlivých stavebních částí dle vzoru TP pro ŘSD ČR.

Vnitřní síly a deformace ostění byly počítány pomocí numerických modelů metodou konečných prvků s uvažováním všech reálných zatížení. Jedná se především o tato zatížení, resp. jejich kombinace:

– vlastní tíha,
– zatížení od zemního tlaku,
– hydrostatický tlak podzemní vody (včetně natlakování při dlouhotrvajících deštích – platí pro úsek Letná),
– smrštění a dotvarování betonu ostění,
– vliv teploty (ochlazení/oteplení),
– zatížení od dopravy nad stropem (automobily, tramvaje),
– technologická zatížení, atd.

V případě hloubených tunelů s čelním odtěžováním byly do výpočtů vnitřních sil zohledněny i zatěžovací fáze při postupném odtěžování

applied to structures under the roadway, XA2 grade for diaphragm walls and XF2 for roof deck structures. Waterproofing is provided by water retaining concrete lining structures, complemented by elements sealing expansion and construction joints, including injection of grout into joints between diaphragm wall lamellas. The permitted seepage depth is set by the design at a maximum of 50mm. Loose, tied-up reinforcement (steel grade 10 505-R) and KARI mesh is used for structures under the roadway, while reinforcement cages for diaphragm walls are fabricated on site. Concrete cover is 80mm at the outer surface or 100mm in walls, while 50mm cover is at the inner surface. The bracing bottom slab and the roof deck are cast without formwork elements, on the levelled surface of the excavation bottom, which is covered by blinding concrete laid on a gravel-sand sub-base. In the case of a roof deck, a separation layer formed by a 100 g/m^2 PE membrane with a 300 g/m^2 geotextile backing placed on the blinding concrete before casting.

The lengths of the casting blocks in the axial direction were designed, taking into consideration the composition of individual lamellas of diaphragm walls (2.8 m-7.2 m), to be 21m. Two blocks are usually interlocked to form an about 42m long expansion block.

The bracing bottom slab is cast after excavating the ground from the tunnel profile. The connection of the slab with the diaphragm wall is carried out by milling two 150 x 75mm longitudinal grooves in the wall and sticking 20mm diameter shear reinforcement bars into boreholes. An about 50mm thick layer will be milled away from the entire inner surface of the walls; the deflection of the vertical must not exceed 1.5%, after the ground is removed. The surface will be provided with a concrete spray as a substrate for ceramic cladding.

Improved soil (3% lime stabilisation) is used for the backfill of the tunnel structure above the roof deck with the aim of eliminating settlement of the terrain surface, on which automobile and even tram traffic runs and will run subsequently. In this way it is possible to better use the material excavated from the given section, which is unsuitable for backfills without improving. The improved backfill material even makes sufficient composite action possible between the backfill and the tunnel structure. Despite the fact that its strength is low (about 1MPa), the backfill creates sort of a pseudo-vault above the tunnel roof, diminishing the load acting on the roof deck. At the same time, significant savings in the construction costs are achieved as the result of leaving out the light-weight concrete which was required by the final design.

5. ASSUMPTIONS OF THE DESIGN FOR COVER-AND-CUT TUNNELS

In contrast to the final design, the work on the detailed design adhered to valid ČSN Eurocodes 1990-92 and 1997. Another important assumption was that the duration of the tunnels would be at least 100 years, the exposure grade would be XA1 and the fire resistance rating would be REI 180. Requirements for the tunnel structures were described in tender documents, taking into consideration the specific conditions existing in the Prague environment. They were incorporated into a separate part entitled "Technical Specifications" and were divided according to individual structural parts, using the Technical Specifications developed by the Road and Motorway Directorate of the CR as a model.

Internal forces and deformations of the lining were calculated by means of numerical models, by the Finite Element Method, taking into consideration all realistic loads, first of all the following loads and their combinations:

– own weight
– ground pressure
– hydrostatical pressure of ground water (including an increased pressure during long-term rains – applicable to the Letná section)
– shrinkage and creep of the tunnel lining
– temperature effect (cooling/heating)
– traffic above the roof deck (automobiles, trams)
– technological loads, etc.

As far as cover-and-cut tunnels are concerned, the calculations of internal forces took into consideration even the loading stages originating during the sequential excavation of ground under the tunnel roof deck. In addition, with respect to the indeterminacy regarding the long-term use of the terrain surface above the tunnels, sort of a loading margin is taken into consideration, which is put into the calculations as a 1m thick backfill layer. The loading exerted by existing buildings was taken into account for the construction lot No. 0079 in the location of buildings designed to be demolished. This solution will allow contingent minor modifications of the terrain above the tunnel and development of new buildings in Milady Horákové Street, without a need for strengthening the tunnel lining structure.

Structural analyses were conducted for cross sections typical in terms of geometry and loading, for locations where there are cross sections complicated in terms of the configuration (an SOS niche, an exhaust structure, locations with increased height, bifurcation chambers, crossings with metro

Obr. 5 Statická zatěžovací zkouška lamely podzemní stěny
Fig. 5 Static loading test on a diaphragm wall lamella

(ražbě) profilu tunelu pod stropem. Navíc s ohledem na neurčitost skutečného dlouhodobého využití povrchu terénu nad tunely je uvažována jakási rezerva zatížení, která je zavedena jako 1 m zemního zásypu. Pro úsek stavby č. 0079 bylo v místě demolovaných budov počítáno i s jejich zatížením. To v budoucnu umožní případné menší úpravy terénu nad tunelem a výstavbu objektů v ulici Milady Horákové bez potřeby zesilovat konstrukci ostění tunelu.

Statické výpočty byly provedeny jednak v typických profilech co do tvaru a zatížení a dále v místech dispozičně komplikovaných profilů (SOS výklenek, výdechový objekt, nadvýšený profil, rozplety, křížení s vestibulem metra). Posouzeny byly kromě mezní únosnosti rovněž deformace konstrukce tunelu, sednutí tunelu – zejména paty stěn, napětí pod základovou spárou paty podzemních stěn a především pak šířky trhlin v betonu. Maximální přípustné trhliny v ostění byly stanoveny na 0,4 mm u konstrukcí nevystavených vnějšímu prostředí ani prostředí komunikace v tunelu, jinak byla přípustná šířka trhlin stanovena na 0,3 mm (zatřídění dle TP ČBS 02 – Bílé vany – (Kon_1, A_1, W_2)). Při návrhu výztuže je uvažováno s hodnotou náhodné excentricity výztuže v betonu 20 mm. Uvažování nových norem oproti zadání vedlo k cca 5–10% nárůstu množství výztuže v konstrukci.

Vlastní výpočet proběhl s uvažováním dvou extrémních případů namáhaní konstrukce reflektující geotechnické parametry horninového prostředí zaváděné do výpočtu. Byly uvažovány tyto zatěžovací kombinace:

– Obálka maximálních vnitřních sil pro dimenzování dle návrhových hodnot zatížení – mezní stav únosnosti, s ohledem na výpočet vnitřních sil na plošném numerickém modelu s uvažováním geologického prostředí (veškeré zatížení se nezadává jako vnější síly, ale je zde uvažováno prostředí spolupůsobící s nosnou konstrukcí, klasické součinitele tedy nelze zavést), byl uvažován pouze jeden součinitel zatížení s hodnotou 1,35, který se aplikuje až na spočtené hodnoty vnitřních sil, před posouzením průřezů. Součinitelé materiálů (beton, ocel) se uvažovaly při posuzování standardně.
– Obálka pro mezní stav použitelnosti – ověření deformací (průhyby a pootočení), ověření maximální přípustné šířky trhlin. Použily se přímo výsledky z numerického modelu (souč. zatíž. 1,0).
– Obálka pro maximální reakci do podloží podzemních stěn, opět se součinitelem 1,35.
– Obálka fáze výstavby bez spodní základové rozpěrné konstrukce, ve statickém výpočtu byl zohledněn stav odebírání profilu tunelu pod zajištěním stěn a stropu, předem nebylo určeno, který tubus bude odtěžen dříve. Proto byl uvažován nepříznivější z obou případů.
– Vliv navazujících konstrukcí (např. žel. trať), možnost případného odlehčení, nebo přitížení v průběhu životnosti konstrukce.

concourse halls). Apart from the ultimate bearing capacity, even deformations of the tunnel structure, settlement of the tunnel (first of all at the toes of diaphragm walls), stress under the foundation base of diaphragm walls and, above all, the thickness of cracks in concrete were assessed. Maximum allowable cracks in the lining were set at 0.4mm in the case of structures exposed neither to external environment nor to the environment formed by the road in the tunnel. In other cases, the allowable width of cracks was set at 0.3mm (categorisation according to TP ČBS 02 – White Tanks – (Kon_1, A_1, W_1)). Concrete reinforcement was calculated taking into consideration the random eccentricity of the reinforcement in concrete of 20mm. The application of standards which were new compared with the tender documents resulted in an about 5-10% increase in the quantity of reinforcement in the structure.

The calculation itself was carried out assuming the occurrence of two extreme cases of the structure loading, which reflect geotechnical parameters of the rock environment to be introduced into the calculation. The following combinations of loads were assumed:

– The envelope of maximum internal forces for calculations of dimensions using the design values of loads (the ultimate limit state): With respect to the calculation of internal forces on a 2D numerical model which took into consideration the geological environment (classical coefficients could not be used because no loads were introduced into the calculation as external forces; the environment interacting with the structure was taken into account), only one load coefficient with the value of 1.35 was taken into consideration, to be applied to the values of the internal forces which were obtained by the calculation, before the cross sections were assessed. Factors of materials (concrete, steel) were taken into consideration in the assessment in a standard way.
– The serviceability limit state envelope – the verification of deformations (deflection and angular rotation) and verification of maximum allowable widths of cracks. The results of the numerical model were directly used (the load coefficient of 1.0).
– The maximum reaction of diaphragm walls to the sub-base envelope, again with the coefficient of 1.35.
– The envelope for the construction stage without the bottom bracing foundation structure; the state during which ground is being removed from the tunnel profile with the support provided by the walls and the roof deck was taken into consideration in the structural analysis; the tube in which the ground would be removed first was not specified in advance. For that reason the more unfavourable of the two cases was assumed.
– The influence of adjacent structures (for example a rail track), the possibility of contingent unloading or surcharge loading during the life span of the structure.

6. STATIC LOADING TEST

The deciding problem for the design for tunnel structures was how to determine the load-bearing capacity of the diaphragm wall lamellas, first of all the capacity in terms of pressing into the sub-base. In the construction lot 0079 section in Letná, the bedrock was encountered at a depth varying between 6 and 16m and the lamellas in this section were designed to rest on sound rock. But the bedrock is at a considerable depth within the major part of the length of the construction lot 0080 section between Špejchar and Prašný Most. Keying of the toes of diaphragm walls into this bedrock would have been very expensive. For that reason the possibility of terminating the diaphragm walls in the terrace sediment layers (sands and gravels) was taken into consideration, with the transfer of loads to the sub-base mainly through skin friction. However, even though a larger extent of structures designed in this way had not been carried out in the Czech Republic, even the final design and the tender package assumed that the lamellas of the diaphragm walls would be subjected to in-situ loading tests. The testing was planned for both construction lots, i.e. lots 0080 and 0079 in Letná. Testing of only one lamella was successfully pushed through in the final phase. The objective of this test was to determine the axial pressure load-bearing capacity of the lamella keyed into the Quaternary sediments of the Dejvice Terrace so that the test results could be used in designing and a structural assessment, first of all, of the central wall of the tunnel, which is loaded most of all by the transmission of the vertical component into the sub-base and, at the same time, has a minimum friction surface area. In the final stage, the central wall of the tunnel will be exposed on both sides up to the tunnel bottom level of both tunnel tubes. Unfortunately, the execution of this lamella and a subsequent supplementary geological survey showed that quality of the sedimentary layers was much worse than anticipated by the geological survey conducted at the preceding design stage. First of all, the layer of gravels is nearly completely missing; heavily loamy sands or slope loams were encountered instead of gravel.

6. STATICKÁ ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA

Rozhodujícím problémem pro návrh tunelových konstrukcí bylo stanovení únosnosti lamel podzemních stěn, zejména pak únosnosti proti zatlačení do podloží. V úseku stavby 0079 na Letné bylo zastiženo skalní podloží v hloubce cca od 6 do 16 m a lamely jsou zde navrženy jako opřené o zdravou skálu. V převážné délce úseku stavby 0080 od Špejcharu po Prašný most je však skalní podloží ve značné hloubce a zahloubení paty podzemních stěn až do tohoto skalního podloží by bylo velmi nákladné. Uvažovalo se tedy ukončení podzemních stěn ve vrstvách terasových sedimentů (písky a štěrky) s přenosem zatížení do podloží převážně plášťovým třením. Protože ale takto navržené konstrukce tunelů nebyly dosud u nás realizovány ve větším rozsahu, předpokládal již projekt pro stavební povolení i projekt pro výběr zhotovitele provedení zatěžovací zkoušky lamel podzemních stěn in situ. S provedením zkoušek bylo uvažováno jak na stavbě 0080, tak i na stavbě 0079 na Letné. V konečné fázi se podařilo prosadit provedení zatěžovací zkoušky pouze jedné lamely. Účelem této zkoušky bylo stanovení osové tlakové únosnosti lamely vetknuté do kvartérních sedimentů dejvické terasy tak, aby těchto výsledků mohlo být využito při návrhu a statickém posouzení především střední stěny tunelu, která je nejvíce zatížena právě přenosem svislé složky do podloží, při minimální třecí ploše. Střední stěna tunelu bude v definitivním stadiu oboustranně obnažena až do úrovně počvy obou tubusů tunelu. Bohužel realizace této lamely i následný dodatečný geologický průzkum ukázaly, že vrstvy sedimentů jsou značně horší kvality, než předpokládal geologický průzkum v předchozím stupni projektu. Zejména zde téměř zcela absentuje vrstva štěrků, místo ní byly zastiženy především silně hlinité písky či svahové hlíny.

Pro provedení zkoušky byla vytvořena jedna zkušební lamela umístěná mimo prostor budoucího tunelu, avšak do místa, kde se předpokládalo zastižení charakteristických geologických podmínek pro daný úsek stavby (obr. 5).

Statická zatěžovací zkouška typu MLT na vytvořené lamele podzemní stěny délky 2500 mm byla navržena s postupně rostoucím zatížením s odlehčovacími stupni pro maximální zkušební sílu o velikosti Pz = 12 MN. Provedeno bylo celkem 8 zatěžovacích a 4 odlehčovací stupně. Celkově lze konstatovat, že průběh statické zatěžovací zkoušky lamely byl standardní („normální“), bez jakýchkoli anomálií, což dokumentuje zejména „hladký“ a plynulý průběh mezní zatěžovací křivky. Naměřené velikosti sedání pro jednotlivé zatěžovací stupně (zejména pak pro ty nejvyšší) ukazují na poměrně „překvapivě“ vysokou únosnost lamely v základové půdě výrazně nižší kvality (z hlediska jejího makroskopického popisu při těžbě), než bylo předpokládáno. Výsledky zatěžovací zkoušky tak alespoň částečně rozptýlily obavy, které se vyskytly po provedení dodatečného geologického průzkumu (obr. 6 a 7).

Z důvodu náročného zavádění plášťového tření podzemních stěn, které má rozhodující vliv na celkový průběh vnitřních sil v konstrukci, do statického modelu byly mechanické vlastnosti masivu stanoveny na základě předběžných výpočtů. V těch byly uvažovány extrémní případy plášťového tření, resp. spolupůsobení stěny s masivem.

One testing lamella, located outside the space of the future tunnel where, on the other hand, it was expected that the geological conditions distinctive of the particular construction section would be encountered, was installed for the purpose of the testing (see Fig. 5).

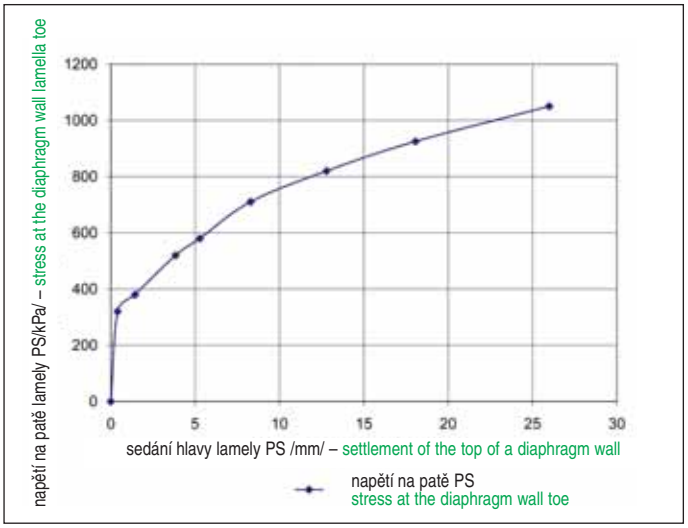
The MLT-type static load test to be conducted on a 2500mm long lamella of a diaphragm wall was designed to consist of gradually growing loading and unloading steps, with the maximum testing force Pz = 12.0 MN. An array of 8 loading stages and 4 unloading stages was conducted. In general, it can be stated that the course of the static load testing of the lamella was standard ("normal"), without any anomaly. This is proved first of all by the "smooth" course of the ultimate load curve. The settlement values measured at individual loading stages (first of all at the highest of them) showed relatively and "surprisingly" high loading capacity of the lamella in the foundation ground, the quality of which is significantly lower than anticipated (in terms of the macroscopic description during the excavation). So the results of the load test at least partially dispelled the concerns which emerged after the completion of the supplementary geological survey (see Figures 6 and 7).

Because of difficulties with introducing into the static model the skin friction of diaphragm walls, which has the deciding influence on the overall course of internal forces inside the structure, mechanical properties of the ground mass were determined on the basis of preliminary calculations. Extreme cases of skin friction or interaction between the wall and the ground mass were taken into consideration in these calculations.

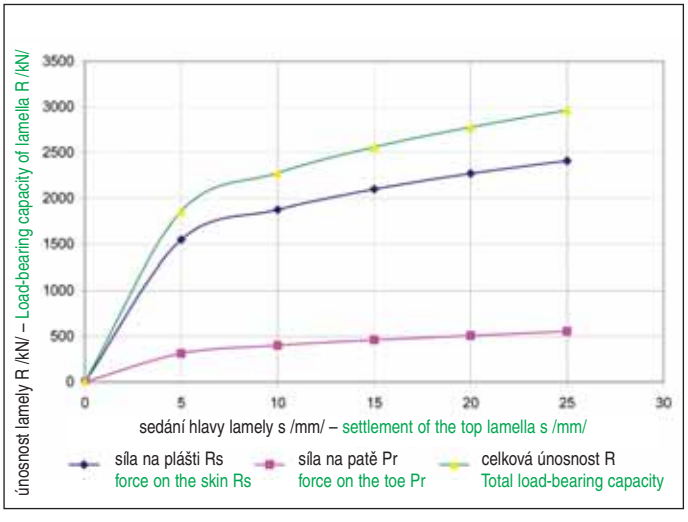
First, the parameters of mechanical properties of the ground mass which had been determined during the supplementary geotechnical survey were applied. The results of the calculation using in this way defined numerical models exhibited high (unrealistic) settlement values (in the order of tens of centimetres). This fact substantially affected even the curves of internal forces inside the entire structure.

For that reason it was necessary for a correct structural design to reflect the results of the load test into the computation models. First, the load test of the lamella itself was modelled for the particular geological environment. It was solved as a two-dimensional task in the state of plane strain. The ground environment was considered to be inhomogeneous, isotropic and elastic-plastic, with the Mohr-Coulomb plasticity surfaces. The structural walls were modelled as elastic beams or planar elements with corresponding rigidness and material properties. Proper parameters of contact elements were used at the contact with the surrounding ground environment. When this test was being modelled using calculation programs, the results pointed a great difference between the anticipated and actually measured values of deformations and stresses on the skin and at the toe of the wall. Geotechnical parameters of the ground mass were adjusted on the basis of these facts. Taking into consideration the fact that suitable theoretical grounds for the design and assessment of such a structure were missing in ČSN standards, the parameters were modified so that the deformation and stress calculation results corresponded to the test results. The modification was quite substantial. The parameters were subsequently taken into account as the base for the final structural analysis of the tunnel lining structure.

On the one hand, complete agreement between the ultimate load curve obtained by the test and the calculated curve was not achieved, on the other hand, satisfactory agreement was reached within the anticipated load range,



Obr. 6 Průběh napětí na patě podzemní stěny v závislosti na sedání hlavy lamely
Fig. 6 Stress curve at the diaphragm wall toe relative to the settlement of the lamella head



Obr. 7 Mezní zatěžovací křivka 1 bm lamely podzemní stěny oři délce vetknutí 8,0 m
Fig. 7 Ultimate load curve for 1 running metre of a diaphragm wall lamella at the depth of embedment of 8.0m

Nejdříve byly použity parametry mechanických vlastností horninového masivu stanovených v dodatečném geotechnickém průzkumu. Vypočtené výsledky z takto definovaných numerických modelů vykazovaly velké (nereálné) hodnoty sedání (řádově desítky centimetrů), to mělo zásadní vliv i na průběhy vnitřních sil v celé konstrukci.

Z tohoto důvodu bylo pro správný návrh konstrukcí nutné do výpočtových modelů promítnout výsledky zatěžovací zkoušky. Nejdříve byla v konkrétním geologickém prostředí modelována vlastní zatěžovací zkouška lamely. Ta byla řešena jako dvoudimenzionální úloha za stavu rovinné deformace. Horninové prostředí bylo uvažováno jako nehomogenní, izotropní a pružně-plastické s plochami plasticity dle Mohr-Coulomba. Nosná stěna byla modelována jako pružné nosníkové či plošné prvky odpovídající tuhosti a materiálových vlastností. Na kontaktu s okolním zemním prostředím byly použity vhodné parametry kontaktních prvků. Při modelování této zkoušky ve výpočetních programech výsledky poukázaly na velký rozdíl předpokládaných a skutečných naměřených hodnot deformací a napětí na plášti a v patě stěny. Na základě těchto skutečností a s vědomím absence vhodných teoretických podkladů pro návrh a posouzení takovéto konstrukce v ČSN, byly upraveny geotechnické parametry masivu tak, aby výsledky deformací a napětí odpovídaly výsledkům zkoušky. To vedlo k jejich výrazné úpravě. Tyto parametry byly následně uvažovány jako podklad pro konečný statický výpočet konstrukce ostění tunelu.

Nedosáhlo se sice úplné shody mezi mezní zatěžovací křivkou ze zkoušky a při výpočtu, ale v očekávaném oboru zatížení byla dosažena vyhovující shoda jak v deformaci lamely, tak i v poměru únosnosti na plášti na patě. V případě plovoucí lamely (stavba 0080) bylo dosaženo poměru únosnosti na plášti 75% a na patě 25%, v případě opřené lamely (stavba 0079) na plášti 10% a na patě 90%.

Pro ověření předpokladů statických výpočtů a chování skutečné konstrukce jsou do konstrukcí tunelů osazovány měřicí body. Sledovány jsou především deformace (nivelace) a napětí v podzemních stěnách (strunové tenzometry) v průběhu výstavby od okamžiku zabetonování stropní desky tunelu, přes provádění zásypů nad tunely až po vyražení profilů tunelů a provedení spodní desky vozovky.

7. PODMÍNKY REALIZACE

Jak již bylo zmíněno, výše navržené tunely v ulici Milady Horákové jsou vedeny ve velmi frekventovaném místě jak z hlediska využití pěšími a dopravou (automobily, tramvajové a autobusové linky MHD, železniční trať Praha–Kladno s nádražím Dejvice, obr. 8, stanice metra Hradčanská), tak co se týče vedení a křížení podzemních inženýrských sítí. Dalším významným faktorem ovlivňujícím definitivní technické řešení a realizaci jsou kolizní místa trasy tunelů s přilehlými objekty a vedení trasy tunelu těsně nad eskalátorovým tunelem v blízkosti jeho zaústění do vestibulu stanice metra Hradčanská.

V rámci hledání optimálního technického řešení pro realizační dokumentaci došlo k některým zásadním změnám oproti zadání. Jedná se v první řadě o změnu v postupu výstavby tunelů, resp. jednotlivých dilatací. Podle zadání měl být nejdříve vybudován jižní tubus tunelu, po jeho celkovém dokončení a zasypání měl být budován tubus severní. Do střední společné stěny měla být osazena ve stropě zápora (I profil) pro možnost odtěžení a zpětného zasypání z obou stran. Spojitost stropní desky byla zajištěna řadou šroubových spojek výztuže stropu nad střední stěnou (v nevýhodném místě maximálních podporových momentů). Tímto řešením se vytvářel vždy potřebný prostor pro zachování kapacitního vedení povrchové dopravy při možnosti připravit přeložky inženýrských sítí. Změnou postupu výstavby v RDS se podařilo tunely v celém úseku realizovat vždy v příčném směru najednou. Došlo k přeskupení i novému označení dilatací a změnám zajištění stavební jámy. Celkově došlo ke značnému zjednodušení postupu výstavby a především technického řešení tunelu, ovšem za cenu výrazně zvýšených komplikací pro přeložky inženýrských sítí a pro vedení dopravy na povrchu v průběhu výstavby. Doprava v třídě Milady Horákové tak po dobu výstavby musela být přesunuta do náhradní trasy, což bylo v rámci předchozích projekčních stupňů zcela nepřípustné.

Formálně změna postupu výstavby vyplynula z rozhodnutí Rady hlavního města Prahy na základě koordinační studie – Plánu organizace výstavby MO v úseku Malovanka–Letenské náměstí zohledňující zadání a zkušenosti z dopadů prvních výluk do průjezdnosti oblasti a stavu objízdných tras tramvajových tratí, aktuálního postupu výstavby a požadavku krizového pracovního týmu primátora hlavního města Prahy k zajištění plynulosti dopravy po dobu výstavby městského okruhu. Na základě tohoto plánu byl sestaven aktuální harmonogram postupu prací s návaznými dopady do technického řešení.

both as far as the deformation of the lamella and the percentage of load-bearing capacity achieved on the skin and on the toe was concerned. In the case of the floating lamella (construction lot 0080), the percentage of the skin capacity of 75% and the toe capacity of 25% was reached; the lamella resting on sound rock (construction lot 0079) displayed the percentage of 10% on the skin and 90% on the toe.

Measurement points were fixed to the tunnel structures with the aim of verifying assumptions of structural calculations and behaviour of the real structure. The monitoring covers first of all deformations (levelling) and stresses in diaphragm walls (vibrating-wire strain gauges) during the construction, from the moment of the tunnel roof deck casting completion through the placement of the backfill over the tunnels, up to the completion of the excavation inside the tunnel structures and casting of the roadway carrying bottom slab.

7. CONSTRUCTION IMPLEMENTATION CONDITIONS

As mentioned above, the tunnels proposed to run under Milady Horákové Street pass through a very busy location, in terms of both the use by pedestrians and traffic (vehicular, urban mass transit tram and bus lines, the Prague - Kladno rail line with Dejvice Station (see Fig. 8), Hradčanská metro station) and lines and crossings of underground utility networks. Another significant factor influencing the final technical solution and construction works are locations where routes of the tunnels collide with adjacent buildings and the route passing close above an escalator tunnel near its connection to the concourse structure of Hradčanská metro station.

Some fundamental modifications of the tender documents were carried out in the detailed design within the framework of the search for an optimum technical solution. First of all, the tunnel construction sequence was changed (or the sequence of individual expansion blocks). According to the tender documents, the southern tunnel tube was to be built first, to be backfilled after the completion. The northern tube was to be built subsequently. Soldier piles (H sections) were to be embedded in the common central wall so that it was possible to carry out the excavation and backfilling from both sides. The continuity of the roof deck was ensured by a line of bolted clips on the bars reinforcing the roof deck above the central wall (in the inconvenient location of maximum support moments). This solution allowed at any time the creation of a space necessary for maintaining capacity routes for surface traffic, with the possibility of preparing diversions of utility networks. Owing to the changed construction sequence, the entire cross section of the tunnels could be constructed throughout the section length in one go. Expansion joints were reconfigured and newly marked; the excavation trench support was changed. In general, the construction sequence and, above all, the technical solution for the tunnel were significantly simplified. Admittedly, it was at the cost of significantly increased complications for diversions of utility networks and for relocating roads on the surface during the construction. Traffic in Milady Horákové Street had to be diverted to an alternate route outside the space of the tunnel for the time of the construction works. This measure had been absolutely inadmissible in the previous design stages.

Formally, the change in the construction sequence followed from a decision of the Council of the City of Prague based on the „Coordination Study – Plan for Organisation of Construction Works on the CCR section between Malovanka and Letná Square“, taking into consideration the experience with the impacts of initial closing of roads on the capacity of streets in the area and on the condition of diversion routes for trams. A topical programme was prepared on the basis of this plan, with subsequent impacts on the technical solution.

For the above-mentioned reasons, even the sequence of the construction of diaphragm walls throughout the section length had to be fundamentally changed. The retaining walls were installed from the roof deck level. The construction trench width had to be enlarged by 290mm. Certain abnormalities occurred only in constricted locations, in the close proximity of surface buildings and underground structures. Even in these locations the method of installing the walls from the roof deck level was maintained. For illustration, we can show the complications using the following examples.

West of the Špejchar tram loop, the route of the tunnels passes in close proximity of adjacent buildings (construction lot 0079), first of all the Indian Embassy building (No. 60/93) on the southern side and building No. 109/108 on the northern side. The distance between the external surface of the tunnel wall and the Indian Embassy building is a mere 80cm. The changes in the construction sequence therefore brought about requirements for changes in the support system. In the locations of collisions on the northern side and southern side, the soldier piles are installed inclining at an angle of 5° and flush walers with anchors are used in some locations on the soldier pile and lagging walls (see Fig. 9). The geotechnical monitoring which observed movements of the soldier pile and lagging walls in this area is related to this support. Surveying, inclinometer measurements and dynamometer measurements were conducted (see Fig. 10).

Z výše uvedených důvodů se proto musel zásadně změnit i postup výstavby podzemních stěn celého úseku. Podzemní stěny se tak budují z úrovně stropu. Stavební jáma musela být celkově rozšířena o 290 mm. K určitým abnormalitám dochází pouze ve stísněných místech v těsné blízkosti povrchových a podzemních objektů, i zde se však nakonec způsob provádění z úrovně stropu zachoval. Pro názornost si můžeme vzniklé komplikace ukázat na následujících příkladech.

Západně od tramvajové smyčky Špejchar prochází trasa tunelů v těsné blízkosti okolní zástavby (stavba č. 0079). Jedná se hlavně o budovu indického velvyslanectví (č. p. 60/93) na jižní straně a objekt č. p. 109/108 na straně severní. Vnější líc jižní stěny tunelů je u objektu indické ambasády vzdálen pouhých 80 cm. Změny postupu výstavby proto přinesly i požadavky na úpravu zajištění. V místech kolize s objekty na severní a jižní straně jsou zápory provedeny jako podtržené pod úhlem 5° a je zde lokálně využito zapuštěných kotevních převázek záporového pažení (obr. 9). S tím souvisí geotechnický monitoring, který v této oblasti sledoval pohyby záporových stěn. Byla využita geodetická, inklinometrická a dynamometrická měření.

V prostoru stanice metra Hradčanská (stavba č. 0080), kde jsou navrženy dva třípruhové tunely, je situace nejsložitější. Tunely jsou zde sevřeny tratí ČD Praha–Chomutov a větrací šachtou hlavního větrání stanice metra Hradčanská na severní straně a objekty stanice metra Hradčanská, tj. podchodem, vestibulem a eskalátorovým tunelem na jihu. Realizace tunelů zde byla možná pouze za předpokladu ubourání části podchodu metra pro období výstavby s tím, že po vybudování silničních tunelů se podchod v původním rozsahu obnoví (obr. 10).

Pro možnost výhledové realizace podzemní stanice Dejvice–Hradčanská rychlodráhy Masarykovo nádraží–Letiště Praha–Kladno, která se nalézá v těsném sousedství tunelů městského okruhu na severní straně, jsou v rámci této stavby navrženy předstihové objekty, umožňující pozdější výstavbu stanice rychlodráhy bez zásahů do důležitých inženýrských sítí, které budou přeloženy již v rámci stavby okruhu. Přes budoucí stavební jámu stanice rychlodráhy tak budou jako mostní konstrukce provedeny přeložky kanalizace, ostatních trubních i kabelových sítí.

Obr. 8 Přeložka železniční trati Praha–Kladno
Fig. 8 Prague–Kladno railway line diversion

The situation is more complicated in the area of Hradčanská metro station (construction lot 0080), where two triple-lane tunnels are designed. The tunnels are hemmed between the Prague – Chomutov railway track and the main ventilation shaft of Hradčanská metro station in the north and Hradčanská metro station structures (a pedestrian subway, a concourse structure and an escalator tunnel) in the south. Constructing tunnels in this location was possible only under the condition that part of the pedestrian subway was demolished for the time of the construction works, to be reconstructed in the original extent after completion of the construction of the road tunnels.

With the aim of allowing the future construction of Dejvice-Hradčanská underground station on the high-speed track between Masaryk Station – Prague Airport – Kladno, which is found on the northern side, in close proximity of the City Circle Road tunnels, structures to be built in advance were designed allowing the construction of the high speed line without intervention into the important utility networks which will be relocated in advance, within the framework of the City Circle Road project. It will be therefore possible to lead diversions of sewerage and other pipelines and cable lines over the future construction trench for the high speed line station, in the form of bridges.

The spatial constriction of the area is also proved by the fact that the northern external wall of tunnels will be shared with the City Circle Road and the high-speed line station within a length of about 200m.

Tunnels on the City Circle Road further pass through the overburden of the escalator tunnel of the metro station, near its connection to the metro station concourse. The two structures cross one another at an acute angle; in addition, the escalator tunnel is at a gradient of 30°. This means that the escalator tunnel structures are found at different levels in the line of each diaphragm wall. It was necessary to determine the level of toes of individual lamellas of the diaphragm walls using a 3D model, with the aim of maintaining the safety of the escalator tunnel during trenching for the diaphragm wall lamellas (see Fig. 11). At the same time, the level of the foundation base of the tunnel bracing slab gets closer to the escalator tunnel vault. This is another reason why an extensive survey of all metro station structures affected by the construction is proposed within the framework of the geomonitoring. The monitoring comprises, first of all, convergence measurements in 5 cross sections in the escalator tunnel and 4 cross sections in the metro station itself, surveying of 30 points installed on the metro concourse structures and 4 points on the metro ventilation structure. The above-mentioned measurements will secure the safety of structures and, above all, the safety of the metro operation throughout the construction time.

The construction in the area adjoining the metro structures was further complicated by the occurrence of "unidentified" concrete structures, which probably had remained there after previous construction activities. It was often necessary to operatively modify the design, above all elements of the construction trench support, and at the same time to verify, with difficulties, whether it was possible to demolish the concrete elements which were found. Owing to the changes in the coordination of utility networks and final surfaces according to requirements of the municipal district of Prague 6, together with the issues associated with the timely vacation of the site, the interfaces between expansion blocks had to be shifted even several times during the construction.

Execution of diaphragm walls and other tunnel lining structures by the MMM

Dividing the project into individual sub-structures requiring differing sequences of construction work brought in a range of difficulties for the contractor and the designer because the construction does not advance in a fluently flowing manner and it is necessary to work alternately in several working places. This system complicates the work processes, above all during the execution of diaphragm walls when the continuity of individual lamellas is being solved because the waterproofing of the interlocking keyways between the lamellas must be ensured.

Fortunately, the fears were not confirmed that, for the site layout reasons, it would not be possible in some locations to separate the structures of the temporary soldier pile and lagging wall from structural diaphragm walls of the future tunnel, which would have caused problems with the function of the watertight detail of the joint between the diaphragm walls and the roof deck. The designer, in collaboration with Zakládání Staveb a.s., managed to successfully solve all collision points (by embedding soldier piles directly into guide-walls, by installing inclined soldier piles etc.).

The work on the diaphragm walls could always start only after the completion of preparatory work – installation of soldier pile and lagging walls with three tiers of walers and anchors, and completion of excavation of the construction trench up to the working level required for the execution of diaphragm walls. Then the guide-walls (200mm thick, 1000 – 1300mm high, 870mm apart) are constructed using C12/15 concrete reinforced with two

Obr. 9 Letecký pohled na staveniště Letná (07/2009)
Fig. 9 Aerial view of the Letná construction site (07/2009)

O prostorové stísněnosti území svědčí i skutečnost, že severní obvodová stěna tunelů městského okruhu bude v délce cca 200 m společná se stanicí rychlodráhy.

Tunely městského okruhu procházejí dále nadložím eskalátorového tunelu ze stanice metra v blízkosti jeho zaústění do vestibulu metra. Obě stavby se křižují pod ostrým úhlem, přičemž zároveň eskalátorový tunel je ve sklonu 30°. V linii každé podzemní stěny se tedy nacházejí konstrukce eskalátorového tunelu v jiné výšce. Bylo nutno ve 3D modelu stanovit úroveň paty jednotlivých lamel podzemních stěn tak, aby byla zachována bezpečnost konstrukce eskalátorového tunelu při hloubení lamel podzemních stěn (obr. 11). Zároveň i úroveň základové spáry rozpěrné desky tunelu se přibližuje ke klenbě eskalátorového tunelu. I proto je v rámci geomonitoringu navrženo rozsáhlé geodetické sledování všech dotčených konstrukcí metra. Jedná se především o konvergenční měření na 5 příčných profilech v eskalátorovém tunelu a na 4 příčných profilech ve vlastní stanici metra, dále o geodetické sledování na 30 bodech osazených na konstrukcích vestibulu metra a o geodetické sledování na 4 bodech na větracím objektu metra. Tato měření zajišťují bezpečnost konstrukcí a především provozu metra po celou dobu výstavby.

Výstavbu v prostoru okolí objektů metra dále komplikoval výskyt „neidentifikovatelných" betonových konstrukcí, které zde v podzemí zůstaly pravděpodobně po předchozí stavební činnosti. Mnohdy bylo nutno operativně upravovat projektové řešení především prvků zajištění stavební jámy a zároveň složitě prověřovat, zdali je možno nalezené betonové prvky demolovat. Úprava koordinace inženýrských sítí a definitivních povrchů dle požadavků MČ Praha 6 spolu

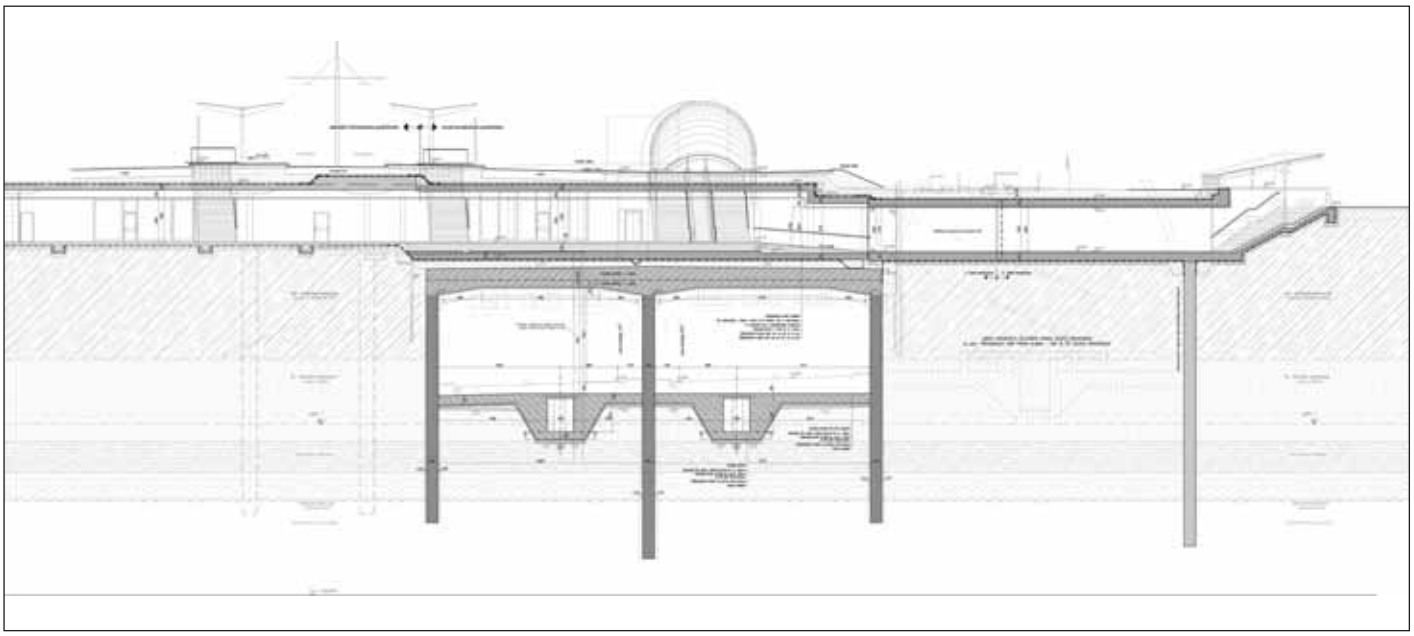
layers of KARI mesh. Simultaneously with the work on the guide-walls, hard-surfaced working areas were being prepared using compacted gravel and a 10cm thick concrete slab in C16/20 concrete, reinforced with one layer of KARI mesh. The top of the guide-walls is at the level of the future walls/roof deck construction joint. The excavation of the trench for the lamellas themselves, with the widths ranging from 2.80 to 7.20m, is carried out using bentonite slurry as the excavation support. To make the execution of the sections to be constructed using different construction techniques technically viable (a cast-in-situ structure in an open construction trench and the MMM), it was necessary to install from the original surface level three lamellas parallel with the diaphragm walls at the interface between the sections in advance, at the time before starting excavation of the construction trench for the tunnel portal.

While the diaphragm walls in construction lot 0079 in Letná extend to a relatively very great depth into the bedrock, the entire section of cover-and-cut tunnels in construction lot 0800 is built in superficial deposits. The construction equipment which was employed had to correspond to this situation. For that reason, Zakládání staveb a.s., the contractor for the diaphragm walls, decided to use a hydro-cutter for the excavation of the trenches in the difficult geological conditions formed by the hard bedrock in Letná. BC 32 hydro-cutter mounted on a BAUER MC 64 crane carrier (see Fig. 12) was employed. This equipment was employed on such a large linear construction for the first time in the Czech Republic. It was used for the following reasons:

- capability of trenching in hard rock,
- high accuracy of geometry of walls when excavation equipment with water recirculation is used,
- formation of quality joints between individual lamellas,
- good productivity even in difficult geological conditions.

The hydro-cutter is a machine which is used for excavation. It works on the water recirculation principle. It consists of a heavy steel frame with two gear boxes mounted on its bottom. Toothed cutting wheels rotating in opposite directions are connected to the gear boxes. They disintegrate the ground and mix it with bentonite slurry. With the hydro-cutter cutting down the trench, the disintegrated ground and bentonite are transported to the mouth of a suction opening above the cutting wheels. From this point, the mixture is pumped by a sludge pump and continues through a pipeline running inside the frame to distribution lines and further to a separation plant. Soil particles, stones and bentonite are separated from each other in the plant. The bentonite slurry is pumped back to the trench after the treatment. The torque of the cutting wheels is, in combination with the weight of the entire hydro-cutter, sufficient for the machine to be able to operate in any type of ground, to crush boulders, small stones or weakly weathered rock or to cut concrete between two neighbouring lamellas. The verticality of the hydro-cutter, thus also verticality of the trench walls, is measured on two axes by two independent inclinometers installed on the machine frame.

Due to time constraints, the work on the diaphragm walls in Letná had to start before the start of the hydro-cutter work, using traditional hydraulic grabs. Because of the hard bedrock it was necessary to drill two boreholes in



Obr. 10 Příčný řez tunelem MO v místě křížení s podchodem metra Hradčanská
Fig. 10 CCR tunnel cross-section at the crossing with the Hradčanská metro pedestrian subway

s problematikou včasného uvolnění prostoru staveniště vedly k posunům rozhraní dilatačních úseků i několikrát během výstavby.

8. PROVÁDĚNÍ PODZEMNÍCH STĚN A OSTATNÍCH KONSTRUKCÍ OSTĚNÍ TUNELU MMM

Rozdělení celé stavby na jednotlivé podobjekty s odlišným postupem výstavby přineslo pro zhotovitele i projektanta řadu těžkostí, jelikož stavba zde nepokračuje plynule – proudově, ale je nutné střídavě pracovat na několika pracovištích. To komplikuje postupy prací především při výstavbě podzemních stěn při řešení návaznosti jednotlivých lamel, kdy zámky styku lamel musí být vodotěsné.

Naštěstí se nepotvrdily obavy, že nebude možné z dispozičních důvodů v některých místech vůbec oddělit konstrukci dočasného záporového pažení a konstrukčních podzemních stěn budoucího tunelu, což by přineslo problémy ve funkčnosti vodotěsného detailu napojení stěn a stropu. Projektantovi se ve spolupráci se Zakládáním staveb, a. s., podařilo všechna kolizní místa úspěšně vyřešit (zabudování zápor přímo do vodicích zídek, realizace šikmých zápor atd.).

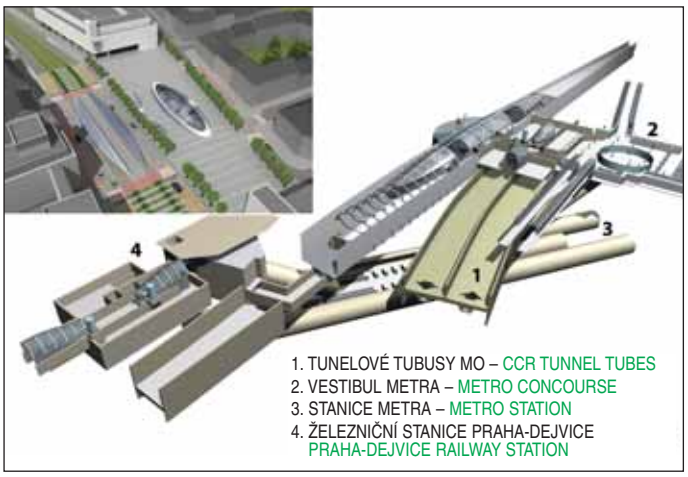
Realizaci podzemních stěn bylo možno vždy zahájit až po skončení přípravných prací – zhotovení záporového pažení kotveného ve dvou až třech úrovních a výkopu stavební jámy na pracovní úroveň pro budování podzemních stěn. Následně jsou zhotoveny vodicí zídky tl. 200 mm, výšky 1000–1300 mm a šířky mezi zídkami 870 mm ze železobetonu C12/15, armovaného dvojitou KARI sítí. Současně s vodicími zídkami je prováděna úprava pojezdových ploch pomocí hutněného štěrku a železobetonové podkladní desky C16/20 tl. 100 mm, armované jednou vrstvou KARI sítě. Koruna vodicích zídek je na úrovni budoucí pracovní spáry stěny/strop. Vlastní těžba lamel probíhá pod ochranou pažící bentonitové suspenze v šířkách 2,80 až 7,20 m. Aby bylo technicky možné zhotovit a spojit úseky s rozdílnou technologií výstavby (monolitická vestavba v otevřené stavební jámě a MMM), bylo nutné na jejich rozhraní z původního povrchu terénu vybetonovat tři rovnoběžné lamely podzemních stěn ještě v době, než byla otevřena portálová stavební jáma.

Zatímco na stavbě 0079 na Letné zasahují podzemní stěny poměrně hluboko do skalního podloží, celý úsek hloubených tunelů stavby 0800 je naopak veden v pokryvných útvarech. Této skutečnosti muselo odpovídat i nasazené technologické vybavení. Proto se společnost Zakládání staveb, a. s., která je zhotovitelem podzemních stěn, v obtížných geologických podmínkách tvrdého podloží na Letné rozhodla použít pro technologii těžby podzemních stěn hydrofrézu BC 32, osazenou na jeřábovém nosiči BAUER MC 64 (obr. 12). Toto zařízení je v České republice v tomto rozsahu na liniové stavbě použito vůbec poprvé a bylo nasazeno zejména z těchto důvodů:

– schopnost těžby rýhy ve skalních horninách,
– vysoká přesnost geometrie stěn při použití technologie těžby se zpětnou cirkulací,
– vytvoření kvalitních spojů mezi jednotlivými lamelami,
– dobrá produktivita i v obtížných geologických podmínkách.

Fréza je stroj používaný pro těžbu, který funguje na principu zpětné cirkulace. Je tvořena těžkým ocelovým rámem, na jehož spodní části jsou osazeny dvě převodové skříně. K nim jsou připojena ozubená řezná kola, která se pohybují v opačném směru, rozrušují zeminu a míchají ji s bentonitovou suspenzí. Jak se fréza zahlubuje, rozpojená zemina, hornina a bentonit jsou dopravovány k ústí sacího otvoru nad řeznými koly. Odtud je směs kalovým čerpadlem vedena trubkou uvnitř rámu do potrubních rozvodů a dále k separačnímu čisticímu zařízení. Zde jsou od sebe odděleny částečky zeminy, kameny a bentonit. Bentonitová suspenze je po vyčištění čerpána zpět do rýhy. Krouticí moment řezných kol je v kombinaci s hmotností celé frézy dostačující pro to, aby stroj mohl efektivně pracovat v jakémkoli typu zeminy, aby rozdrtil balvany, malé kameny nebo navětralou skálu nebo přeřízl beton sousedních lamel. Svislost frézy, a tudíž i svislost rýhy je měřena ve dvou osách prostřednictvím dvou nezávislých inklinometrů na těžním rámu.

Práce na podzemních stěnách na Letné musely být zahájeny z časových důvodů již před nástupem hydrofrézy, a to standardními hydraulickými drapáky. Kvůli tvrdosti podloží však bylo nezbytné rotační vrtnou soupravou hloubit dva vrty v každé lamele ještě před vlastní těžbou drapákem. Produktivita byla nízká a opotřebení a poškození drapáku naopak extrémní. Po nasazení hydrofrézy se práce výrazně urychlily. Do hloubky 3,5 m byly rýhy dále předtěžovány hydraulickým drapákem a poté byla nasazena hydrofréza, která dokázala i v takto složitých geologických poměrech dotěžit lamelu na potřebnou hloubku.



Obr. 11 Axonometrie podzemních objektů v prostoru stanice Hradčanská
Fig. 11 Axonometric view of underground structures in the area of Hradčanská metro station

each lamella by a rotary drilling set even before the digging by the grab. The production rate was low and, on the contrary, the wear and damaging of the grab were extreme. The work operations were significantly accelerated once the hydro-cutter had been employed. The pre-trenching by the hydraulic grab up to the depth of 3.5m continued. Then the hydro-cutter started its work. It managed to complete the excavation to the required depth even in so difficult conditions.

Self-compacting concrete C 30/37 XA2 is used for the casting of the diaphragm walls. The reason for using the self-compacting concrete for diaphragm wall structures was an effort to comply with all requirements for the concrete properties contained in technical legislation (ČSN EN 206-1 and ČSN EN 1538 standards) and manage the specific concrete placement technique using tremie pipes, where compacting is impossible.

Casting of diaphragm walls into open trenches follows after treating the bentonite slurry and placing the reinforcement in the form of reinforcement cages into the trench (see Fig. 13). A corner sheet pile is lowered to the trench to take up the width of the diaphragm wall lamella, to allow joining of individual lamellas. Part of the standardised detail which is created in this way is a rubber waterstop allowing the neighbouring lamella to connect in a watertight manner. The last step consists of lowering 250mm diameter tremie pipes up to the bottom of the trench and pouring concrete through them from the bottom up. During the course of the pouring, the length of the tremie pipes is reduced with the rising level of the concrete surface. The condition is that their ends must always be plunged at least 2.0m deep in the green concrete. The concrete casting operation is finished when pure concrete (without an addition of slurry) surface reaches the level of the top of the diaphragm wall.

Concrete must remain workable throughout the duration of the casting operation. Its consistency must be sufficient to allow filling of the entire trench, containing a complete reinforcement cage together with all inserts and fittings (sleeves, gates etc.), with concrete. The importance of this requirement is even more obvious in the cases where the design density of vertical reinforcement bars and shear reinforcement bars (stirrups) forming the cages is high. The requirements for the shape and density of shear reinforcement provoked frequent discussions on site and showed that this problem had to be addressed in a more detailed manner. Experts from the Czech Technical University and CIDEAS (the Centre for Integrated Design of Advanced Structures) were asked for collaboration. It is necessary for the future to find optimum borders between requirements of various standards and regulations, requirements of structural engineers and viability of casting of these specific structures, where concrete is even required to be able to carry upward the residual impurities released from the trench walls to the stabilising fluid in the constricted space between the reinforcing inserts.

The increasing technical exactingness of the construction of diaphragm walls, with ever higher requirements for resultant quality of the structure (a waterproof structure, geometrical accuracy of the construction) led to a clear definition of the required properties, relating mostly to fresh concrete. At the moment, consistency of self-compactable concrete is required to be within the slump flow range of 550 to 650mm, with the Abrams cone turned upside down. In addition, this consistency is required because of the speed of pouring concrete through tremie pipes, especially in the cases of large-volume lamellas (an example: a lamella with the volume of about 180m^3 is being cast at a rate of 50m^3/h, simultaneously through two sets of tremie pipes. With the concrete consistency at S4 level, maintaining of the high concrete casting

Obr. 12 Hydrofréza pro těžbu lamel
Fig. 12 Hydro-cutter for digging trenches for lamellas

Obr. 13 Osazování armokoše do rýhy lamely podzemní stěny
Fig. 13 Installation of a reinforcement cage in a trench for a diaphragm wall lamella

Betonáž podzemních stěn je realizována za použití takzvaného „snadnohutnitelného" betonu (SHB) třídy C 30/37 XA2. Důvodem pro využití snadnohutnitelných betonů v konstrukcích podzemních stěn je snaha vyhovět všem požadavkům, které na vlastnosti betonu klade technická legislativa (ČSN EN 206-1, ČSN EN 1538) a specifická technologie způsobu uložení betonu přes sypákové roury bez možnosti zhutňování.

Betonáž podzemních stěn do otevřené rýhy následuje po přečištění pažicí suspenze a osazení betonářské výztuže ve formě armokoše (obr. 13). Pro napojení jednotlivých lamel je do rýhy dále zasunuta koutová pažnice, která po osazení vymezuje šířku lamely podzemní stěny. Součástí takto vytvořeného typového detailu je gumový těsnicí pás umožňující vodotěsné napojení sousední lamely. Poslední jsou do rýhy až na její dno osazeny sypákové roury o průměru 250 mm, přes které je litím od spodu ukládán beton. Během betonáže jsou sypákové roury s postupem hladiny stoupajícího betonu zkracovány. Vždy však musí být i po zkrácení ponořeny minimálně 2 m v čerstvém betonu. Betonáž je ukončena až po dosažení čistého betonu v hlavě podzemní stěny (bez příměsi šmantu).

Po celou dobu betonáže musí být beton zpracovatelný s dostatečnou konzistencí k probetonování celé lamely s osazeným kompletním armokošem se všemi vloženými prvky (průchodky, prostupy atd.).

Obr. 14 Armování stropu tunelu na podkladní beton
Fig. 14 Placement of tunnel roof deck reinforcement on blinding concrete

speed would be problematic). Concrete workability must be maintained throughout the time of the lamella casting. The reason is the very principle of casting through tremie pipes, where the concrete which is cast from the first mix truck is pushed by the next concrete upward toward the crown of the lamella, therefore it must remain mobile, without manifestations of setting, throughout the casting time. Concrete must be stable throughout the casting time until it hardens. Coarse aggregates which are suitable for this use have the maximum grain size of 16mm (natural aggregates are the best solution). They must not segregate in the lamella. Another component which may influence the concrete stability is batch water. Separation of the water causing segregation of cement from concrete is undesirable. This phenomenon may occur especially in deep lamellas of diaphragm walls, where concrete is subjected to a high pressure. Another requirement that the strength development after the first day be slowed down and the compression strength varied within the range of 4.0 to 6.0MPa is based on the subsequent technological step after the casting, where the sheet piles on the lamella side (domed in ground plan) must be exposed on the outer side the day following after the casting, and concrete which leaked behind the sheet piles must be broken away by a wall grab.

The concrete casting is not the final operation on the diaphragm walls. Other operations are performed on both external walls and the central diaphragm wall. The guide-walls have to be removed and the poor-quality crowns of the diaphragm walls picked away. The top must be treated to get to the required level. A flat surface is ground along the longitudinal axis of the diaphragm wall crown. A hydrophilic gasket is laid on this surface to seal the watertight construction joint between the diaphragm wall and the roof deck of the future tunnel resting on it. When the particular section of diaphragm walls and the roof deck is completed and backfilled (see Fig. 14), the excavation proceeds under the protection of these structures (see Figures 15 and 16). It is supervised by geologists (checking on the actual sequence of geological layers, their quality and classification – an output for the designer and the client). Subsequently, after the excavation, grooves are milled in the walls for the tunnel foundation slab to connect to them. This operation will be performed using special equipment, two 150mm wide milling cylinders spaced at 200mm, which make milling of the two required grooves in one go possible with the prescribed accuracy. Then the casting of the bottom bracing structures with the

Obr. 15 Ražba tunelu pod ochranou stropu a stěn
Fig. 15 Tunnel excavation under the protection of a roof deck and diaphragm walls

Tento požadavek získává na důležitosti hlavně v případech, kdy jsou armokoše navrženy s velkou hustotou jak svislé výztuže, tak i s vysokou hustotou výztuže smykové (spony). Právě požadavky na tvar a četnost smykové výztuže vyvolal na této stavbě četné diskuse a potřebu se tímto problémem podrobněji zabývat. O spolupráci byli požádáni i odborníci z ČVUT a CIDEAS (Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí) a do budoucna je třeba hledat optimální hranice mezi požadavky různých norem a předpisů, nároky statiků a provozními možnostmi při betonáži těchto specifických konstrukcí, kde při betonáži musí beton současně dokázat vynést ve stísněném prostoru mezi výztužnými vložkami i zbytkové nečistoty ze stěn rýhy odsednuté v pažící suspenzi.

Stoupající technická náročnost výstavby podzemních stěn se stále vyššími nároky na výslednou kvalitu konstrukce (vodotěsnost konstrukce, geometrická přesnost provedení) vedly k jasné definici požadovaných vlastností týkajících se převážně čerstvého betonu. V současné době je u SHB betonu konzistence požadována v rozmezí 550 až 650 mm rozlití obráceného Abramsova kužele. Dále si tuto konzistenci vyžaduje i rychlost betonáže přes sypákové roury obzvláště u velkoobjemových lamel. (Příklad: lamela o objemu cca 180 m^3 je betonována rychlostí 50 m^3/hod přes dvě kolony sypákových rour současně. Při konzistenci betonu na úrovni S4 by udržení vysoké rychlosti ukládání betonu bylo problematické.) Zpracovatelnost betonu musí být zajištěna po celou dobu betonáže lamely. Důvodem je samotný princip betonáže přes sypákové roury, kdy je beton uložený z prvního autodomíchávače vytlačován dalším betonem vzhůru ke koruně lamely a musí být po celou dobu betonáže mobilní, bez projevů tuhnutí. Beton musí být po celou dobu betonáže stabilní až do doby, kdy ztvrdne. Hrubé kamenivo, které je pro tyto účely vhodné o maximálním zrnu 16 mm a nejlépe těžené, nesmí v lamele segregovat. Další složkou, která může ovlivnit stabilitu betonu, je záměsová voda. Nežádoucí je její odlučování, kdy vyplavuje z betonu cement. Obzvláště u hlubokých lamel podzemních stěn, kde je beton vystaven působení tlaku, může k tomuto nežádoucímu jevu docházet. Další požadavek, aby byl nárůst pevností po prvním dni zpomalen a pevnost v tlaku se pohybovala v rozmezí 4 až 6 MPa, vychází z navazujícího technologického kroku po betonáži, kdy musí být koutová pažnice z rubové strany druhý den po betonáži odtěžena a beton zateklý za pažnicí odbourán drapákem.

Betonáží práce na podzemních stěnách nekončí. Na obou krajních i střední podzemní stěně se uskutečňují postupně další úpravy. Jedná se nejdříve o odstranění vodicích zídek a úpravu koruny podzemních stěn v celé délce odšramováním nekvalitního betonu a zarovnáním na požadovanou úroveň. V podélné ose je pak v začištěné koruně podzemní stěny vybroušena plocha pro osazení bobtnavého pásku pro zajištění vodotěsné pracovní spáry mezi podzemní stěnou a navazující betonovanou stropní deskou budoucího tunelu.

Po dokončení daného úseku podzemních stěn a stropu (obr. 14), včetně jejich zasypání, je pod jejich ochranou prováděna těžba vlastního profilu tunelu (obr. 15 a 16) za účasti geologického dohledu (kontrola skutečného sledu geologických vrstev, jejich kvality a zatřídění – výstup pro projektanta i investora). Následně po odtěžení probíhá vyfrézování drážky pro napojení spodní desky na stěny tunelu. Tato operace je zajištěna s využitím speciální mechanizace se dvěma frézovacími válci šířky 150 mm a rozestupem 200 mm, která umožní frézovat obě potřebné drážky najednou s požadovanou přesností. Dalším krokem je betonáž spodních rozpěrných konstrukcí s deskou mostovky (obr. 17). Až poté následuje celoplošná úprava pohledové plochy podzemních stěn frézováním jejich povrchu (odstranění nerovností a tolerancí mezi jednotlivými lamelami). Konečná úprava vnitřního líce podzemních stěn pod obklad bude zajištěna vrstvou 50mm speciálního stříkaného betonu povrchově upraveného a srovnaného obdobně jako omítka.

Výstavba všech konstrukcí ostění tunelu a především pak všech pracovních a dilatačních spár je zcela podřízena požadavku na vodonepropustnost, neboť konstrukce ostění nejsou ochráněny membránovou izolací proti podzemní vodě. Z těchto důvodů byla při přípravě realizační dokumentace věnována velká pozornost návrhu jednotlivých detailů. Nakonec bylo využito především těsnicích prvků firmy Redrock. Pro podélné pracovní spáry se využilo těsnicích bobtnavých polymerových pásků Supercast SW 10 a 20, spolu s krystalizačním nátěrem Krystol T1 a bobtnavou těsnicí pastou Supercast SWX. Pro těsnění v místech napojení příčných spár na spáry podélné byly dále využity bentonitové panely Volclay VS a bentonitové rohože Voltex. Vlastní příčné pracovní spáry byly zajištěny spárovým těsnicím plechem s povrchovou krystalizační úpravou Redpass SK, dilatační spáry potom stejným pásem jako styky lamel podzemní stěny, tedy vnitřním těsnicím pásem

Obr. 16 Vyražený rozplet tunelu
Fig. 16 Completely excavated bifurcation chamber

slab carrying the roadway follows (see Fig. 17). Subsequently, the entire area of the visible surface of the diaphragm walls is treated by milling (removing of humps and steps between individual lamellas). A 50mm thick layer of special shotcrete will be applied to the inner surface of the diaphragm walls and treated like wall rendering to provide a substrate under the wall cladding.

The construction of all tunnel lining structures and, above all, all construction and expansion joints is fully subordinated to the requirement for the waterproofing because the lining structures are not protected by a waterproof membrane against ground water. This is why designing of individual details was paid great attention during the preparation of the detailed design. Finally, sealing elements produced by Redrock were used most of all. Longitudinal construction joints were sealed by hydrophilic polymer waterstops Supercast SW 10 and 20 combined with a crystallising coat Krystol T1 and hydrophilic sealing paste Supercast SWX. Bentonite panels Volclay VS and bentonite mats Voltex were used to seal the places where transverse joints connected to longitudinal joints. The transverse construction joints themselves were sealed by steel sheet waterstops provided with Redpass SK crystalline coat; expansion joints were sealed with the same waterstop as that used at contacts between diaphragm wall lamellas, i.e. an inner waterstop Supercast PVC Hydrofil 200 mm; an outer waterstop with hydrophilic elements Supercast PVC Twinstop Rearguard 300 mm was applied to the bottom slab.

Separate casting of structures had to be checked on during the work even with respect to the necessity to meet the waterproofing parameters or maximum seepage into concrete. In the cases of leaks through some joints the joints are additionally sealed through drilled packers before internal structures and finishing works are carried out in the tunnel.

The concrete casting extent was imposing even in terms of the volumes which were cast during one event. A typical roof deck casting volume was about 900m^3. The volume, but first of all the respect to the influence of shrinkage and hydration heat, was the reason why the roof deck casting was divided into two parts, with a 48-hour lag between them. At the same time, low heat-of-hydration cement was used. Owing to these measures, negative effects of hydration heat were diminished, the maximum temperature inside the struc-

Obr. 17 Dokončení spodních rozpěrných konstrukcí
Fig. 17 Completion of bottom bracing structures

Supercast PVC hydrofill 200 mm, v případě spodní desky potom vnějším těsnicím pásem s integrovanými bobtnavými prvky Supercast PVC Twinstop Rearguard 300 mm.

Samostatná betonáž konstrukcí musela být v celém průběhu kontrolována právě i s ohledem na dodržení parametrů vodonepropustnosti, resp. max. průsaku do betonu. V případě vzniklých netěsností některých spár jsou tyto dodatečně přes navrtané pakry dotěsňovány ještě před realizací vnitřních konstrukcí a dokončujících prací v tunelu.

Rozsah betonovaných částí byl úctyhodný i z hlediska jednorázově uložených kubatur. Typická kubatura při betonáži stropu představovala uložení cca 900 m^3 betonu. I proto, ale hlavně s ohledem na vliv smrštění a hydratačního tepla této masivní konstrukce, byla betonáž stropní desky rozdělena na dvě části s prodlevou 48 hod. Zároveň se do betonu využilo cementu s nižším vývinem hydratačního tepla. Tímto způsobem došlo ke snížení negativních účinků hydratačního tepla, snížilo se teplotní maximum uvnitř konstrukce a současně i teplotní spád mezi vnitřkem a povrchem. V konečném důsledku byl významně omezen vznik trhlin v konstrukci, které by vedly k problematickému dodržení vodonepropustnosti.

9. ZÁVĚR

Převážná část čelně odtěžovaných tunelů na tunelovém komplexu Blanka bude provedena v letech 2008–2010. Výstavba v současné době probíhá i na rampě do Svatovítské ulice a brzy započne na tunelech v Patočkově ulici.

Při návrhu a budování čelně odtěžovaných tunelů je využíváno zkušeností z výstavby podzemních stěn v ČR, ale i zkušeností ze zahraničí. Zároveň se však využilo řady nových prvků řešení a postupů, např. statických výpočtů, které vlivem absence vhodných normativních podkladů pro návrh a posouzení takovéto konstrukce vycházely z výsledků měření in situ.

Jistě velmi přínosnou novinkou v technickém vybavení českého stavebního dodavatele je možnost realizace podzemních stěn s využitím hydrofrézy. Toto ve světě již běžné, i když poměrně nákladné zařízení s velmi širokou škálou využití nejen pro tunelové stavby, bylo doposud v ČR využito zcela výjimečně při zapůjčení z ciziny a pouze na komerčních stavbách.

V případě tunelového komplexu Blanka jde o zatím nejrozsáhlejší využití metody výstavby tunelů s čelním odtěžováním, tzv. modifikovanou milánskou metodou v České republice a zároveň o nejrozsáhlejší využití tunelů s ostěním z vodonepropustného betonu bez membránové hydroizolace. Ojedinělé v tunelové výstavbě je rovněž využití zlepšených zásypů stropní konstrukce (3 % vápna) z důvodu eliminace sedání povrchu terénu a zároveň s velmi pozitivním vlivem na statické působení nosné konstrukce tunelu (zemní pseudoklenba). I rozpětí běžných železobetonových deskových stropů cca 15 m a 22 m v rozpletech (obr. 18), se zpětným zásypem až 7 m není zcela běžné a vyžaduje poměrně mohutné stropní konstrukce dimenzované na základě objektivních statických předpokladů a výpočtů.

Zhotovitelem celé stavby je METROSTAV a. s., řízením projektu je pověřena divize 2. Výše popsané konstrukce hloubených tunelů jsou prováděné společnostmi Eurovia CS, SMP CZ, Hochtief CZ a Zakládání staveb. Projektantem a koordinátorem stavby je SATRA spol. s r. o., úsek tunelů na stavbě č. 0080 projektoval Metroprojekt Praha, a. s.

Při návrhu technického řešení tunelu byly částečně využity výsledky grantového projektu GAČR č. 103/2008/1691.

ING. PAVEL ŠOUREK, pavel.sourek@satra.cz,
ING. LUKÁŠ GRÜNWALD, lukas.grunwald@satra.cz,
SATRA, spol. s r. o.,
ING. JOSEF KUŇÁK, kunak@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT PRAHA, a. s.,
ING. MICHAEL REMEŠ, remes@zakladani.cz,
ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Obr. 18 Vizualizace dokončeného tunelu
Fig. 18 Visualisation of the tunnel after completion

ture and the gradient between the internal and surface temperatures were reduced. The final result was that the development of cracks in the structure, which would lead to problems with the waterproofing properties, was significantly limited.

9. CONCLUSION

The majority of the cover-and-cut tunnels being parts of the Blanka complex of tunnels will be completed in the 2008 – 2010 period. Currently the ramp to Svatovítská Street is also under construction and works on tunnels in Patočkova Street will start soon.

Both domestic and foreign experience in constructing diaphragm walls has been used during the work on the design and construction of the cover-and-cut tunnels. In addition, a range of new elements of the solution and procedures have been used, for example the structural calculations which were based on results of in-situ measurements because of the absence of the suitable normative data required for the design and assessment of the structure. Certainly very beneficial novelty in the Czech contractor's construction equipment is the water jet cutter, which is used for the construction of diaphragm walls. This relatively expensive equipment, which is a commonplace in the world, having a relatively very wide scope of the use not only for tunnel constructions, has been used in the Czech Republic absolutely exceptionally when it was borrowed from abroad, only for commercial projects.

Till now, the extent of the use of the cover-and-cut tunnel construction technique (the Modified Milan Method) and the use of tunnels with the lining from water retaining concrete without waterproofing membranes on the Blanka complex of tunnels is the widest in the Czech Republic. Even the use of improved backfill on roof deck structures (3% of lime) intended to eliminate settlement of the ground surface, having very positive influence on the static action of load-bearing tunnel structures (pseudo-natural ground arch). The spans of common reinforced concrete roof decks of about 15m (22m in bifurcation chambers) (see Fig. 18) with the backfill up to 7m high, are also unusual, requiring relatively bulky roof deck structures, designed on the basis of objective structural assumptions and calculations.

The contractor for the entire project is Metrostav a.s., with its Division 2 providing the project management. The cover-and-cut tunnels structures described above are carried out by Eurovia CS, SMP CZ, Hochtief CZ and Zakládání staveb. The designer and construction coordinator is SATRA spol. s r. o.; the section of the tunnels in construction lot No. 0800 was designed by Metroprojekt Praha a.s.

Results of grant project GAČR No. 103/2008/1691 were partially used in proposing the technical solution for the tunnel.

ING. PAVEL ŠOUREK, pavel.sourek@satra.cz,
ING. LUKÁŠ GRÜNWALD, lukas.grunwald@satra.cz,
SATRA, spol. s r. o.,
ING. JOSEF KUŇÁK, kunak@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT PRAHA, a. s.,
ING. MICHAEL REMEŠ, remes@zakladani.cz,
ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

Šourek, P. Tunelový komplex Blanka – mimořádná stavba nového století. Tunel 3/2007, ČtuK
Šourek, P., Grünwald, L., Kuňák, J., Remeš, M. Čelně odtěžované tunely na stavbě tunelového komplexu Blanka v Praze. Sborník 16. Betonářské dny Hradec Králové 2009, ČBS ČSSI

DEFORMACE JIŽNÍHO PORTÁLU TUNELU PRACKOVICE V PRŮBĚHU VÝSTAVBY

DEFORMATIONS OF SOUTHERN PORTAL OF PRACKOVICE TUNNEL DURING CONSTRUCTION

JIŘÍ BARTÁK, OLDŘICH ČEJKA

ÚVOD

Trasa dálnice D8 byla v zájmové oblasti vyprojektována a investorsky připravena tak, že především z důvodů ochrany krajiny Českého středohoří prochází morfologicky velmi členitým územím bývalého lomu na čedič, což pro výstavbu dálnice vytváří mimořádně komplikované podmínky. Dálnice je povrchově vedena vytěženou částí lomu s lokálními figurami vnitřní výsypky, v severní části lomu však bylo nutno projít pomocí raženého tunelu závěrným svahem, situovaným v úbočí kopce Debus (obr. 1), na okraji dobývacího prostoru lomu.

Velmi dobré základní geologické podmínky na původní lomové lokalitě (čedič těžený na drcené kamenivo) jsou však v oblasti závěrného svahu podstatně změněny na výrazně horší horninovou kvalitu.

GEOLOGICKÁ CHARAKTERISTIKA HORNINOVÉHO PROSTŘEDÍ V OBLASTI JIŽNÍHO PORTÁLU

Zastižený masiv v místě raženého tunelu je z podstatné části tvořen silně zvětralými až rozloženými čedičovými tufy, což jsou pozůstatky někdejší sopečné činnosti ve formě navrstvených vyvrženin sopečného popela. Již přípravné práce k zahájení ražby štoly z jižního (pražského) portálu skrze spodní etáž závěrného svahu navíc odhalily výraznou nestabilitu masivu, který byl porušen a zůstal trvale „natřesen“ seismickými účinky někdejších hromadných (komorových) odstřelů ve starém prackovickém lomu. Pórovitost (v daném případě spíše mezerovitost hlinitokamenitého prostředí) byla v důsledku zmíněného natřesení značná, v určitých partiích měla charakter malých i větších dutin. A nebylo možno jednoznačně vyloučit, že budou zastiženy relikty štoly ložiskového průzkumu.

Jak bylo konstatováno již na základě kopaných sond v období volby umístění průzkumné štoly (Barták 2004), „prvních cca 50 m štoly od pražského (jižního) portálu bude raženo v prostředí silně zvětralých až rozložených bazaltů, které lze charakterizovat přibližně jako soudržné zeminy pevné konzistence; přítomnost vody může konzistenci nepříznivě ovlivňovat. V rozložené horninové substanci se budou vyskytovat úlomky až balvany navětralého nebo zdravého bazaltu“. Z toho důvodu bylo upuštěno od zaražení průzkumné štoly do nestabilní a silně tlačivé portálové části masivu a přístup do podzemí byl vyprojektován a realizován svislou šachtou z horní etáže závěrného svahu v horninách lepší kvality (obr. 2).

Ražba průzkumné štoly zpřesnila geologickou stavbu masivu, který je tvořen střídajícími se mocnými polohami zvětralých až rozložených bazaltů a silně zvětralých až rozložených tufů. Vzhledem k odsazení přístupové

Obr. 1 Pohled na prostor jižního portálu tunelu Prackovice (květen 2005)
Fig. 1 View of the Prackovice southern portal area (May 2005)

INTRODUCTION

The D8 motorway route in the area of operations was designed and the investment preparation was carried out above all with the aim of protecting the landscape of České Středohoří (the Czech Central Mountains). This is why it passes through a morphologically very dissected area of a former basalt quarry. This route creates complicated conditions for the motorway construction.

The at-grade motorway alignment runs across an exhausted part of the quarry with local bodies of an inner dump located in it. On the northern side of the quarry, it was necessary to build a mined tunnel, passing through the final quarry slope, which is situated on a flank of Debus Hill, at the edge of the quarry allotment site (Fig. 1). The very good basic geological conditions which exist in the original quarry location (basalt exhausted for crushed aggregates) changed in the area of the final slope, with the ground quality significantly deteriorating.

GEOLOGICAL CHARAKTERISTICS OF ROCK ENVIRONMENT IN THE AREA OF SOUTHERN PORTAL

The major part of the rock mass encountered in the mined tunnel location consists of heavily weathered to decomposed basalt tuffs, which are remains of former volcanism in the form of piled up volcanic ash eject.

In addition, preparatory works before the commencement of driving an exploratory gallery from the southern (Prague) portal through the bottom layer of the final quarry slope identified significant instability of the rock mass, which had been disturbed and remained permanently shaken up by seismic effects of bulk (chamber) blasting in the old Prackovice quarry. Owing to the above-mentioned shaking up, the porosity (rather a voids content of the loamy and stony environment in the given case) was high, even having the character of larger cavities in certain locations. The possibility that some relics of the quarry exploration gallery could not be excluded.

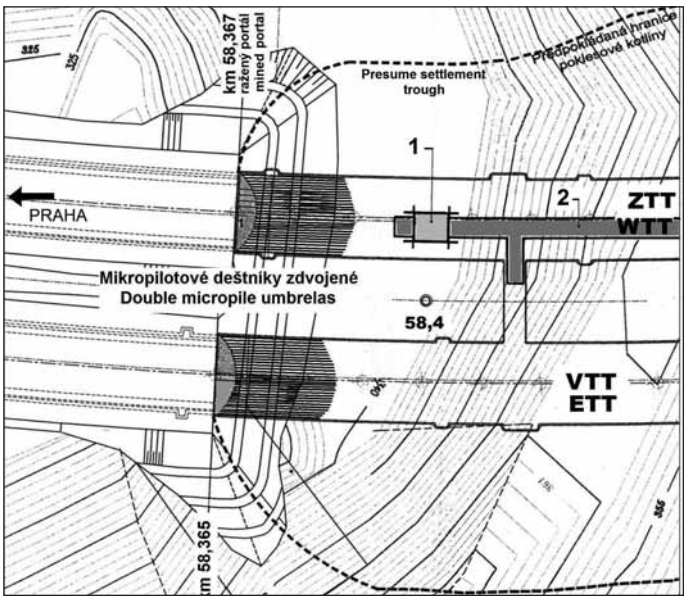
It was stated already when the position of the exploratory gallery was being selected (Barták 2004), on the basis of test pits, that ‘the initial about 50m of the gallery from the Prague (southern) portal will be driven through an environment consisting of heavily weathered to decomposed basalts, which can be characterised roughly as stiff, cohesive consistency soils; presence of water may unfavourably affect the consistency. Weathered or sound basalt fragments to boulders will be found in the decomposed rock substance.’ For that reason the idea of driving the exploratory gallery through the instable and heavily squeezing portal part of the massif was abandoned and the access to the underground was designed and executed through a vertical shaft sunk from the upper stage of the final quarry slope, through better quality rock (Fig. 2).

The excavation of the exploratory gallery refined the information on the geological structure of the rock mass, which consists of alternating thick layers of weathered to decomposed basalts and heavily weathered to decomposed tuffs. Since the access shaft was offset 50m from the future mined tunnel portal, no more detailed geotechnical information was obtained about the instable portal area.

A supplementary engineering geological drilling survey, which was supplemented by a geophysical survey method – shallow seismic refraction survey, was carried out with the aim of verifying in detail the type and quality of the rock forming the overburden. The supplementary survey (K + K průzkum 2008) for the Prague portal area determined in detail the layers of weathered tuff agglomerate and weathered basalt (class R5) and weathered to decomposed tuffs of clastic soil (class R6). At the same time, it stated that local saturation of the rock mass with water, attended by the occurrence of soft, plastic clays, was possible.

PORTAL CUT EXCAVATION AND STABILIZATION

All survey assumptions were fully confirmed during the excavation of individual stages of the side-hill cut for the Prague portal, where decomposed tuffs, heavily loosened and weathered tuffs (Fig. 3), basalt debris, weathered basalt with up to 5cm wide fissures filled with clay and class F and G soils were encountered.



Obr. 2 Situace jižní portálové oblasti
Fig. 2 Southern portal area layout

šachty cca 50 m od budoucího raženého portálu tunelu nebyly získány o nestabilní portálové oblasti žádné podrobnější geotechnické poznatky.

Doplňující průzkum pro oblast pražského portálu podrobně vymezil polohy zvětralých aglomerátových tufů a zvětralých bazaltů třídy R5 a zvětralých až rozložených tufů charakteru úlomkovité zeminy třídy R6. Současně konstatoval možnost lokálního zvodnění masivu a s tím související výskyt měkkých plastických jílů.

HLOUBENÍ A ZAJIŠŤOVÁNÍ PORTÁLU

V plné míře byly všechny průzkumné předpoklady potvrzeny při hloubení jednotlivých etáží v odřezu pražského portálu, kde byly zastiženy rozložené tufy, silně rozvolněné zvětralé tufy, čedičové sutě, zvětralé čediče s až 5 cm širokými puklinami s jílovitou výplní (obr. 3).

Nepříznivé stabilitní vlastnosti a úlomkovitá rozpadavost poloh zvětralých tufů a bazaltů nutně vyžadovaly v oblasti portálu zajištění předpjatými kotvami, hřebíky a výztuženým stříkaným betonem. Hřebíky musely být osazovány do prostředí předem zpevněného tryskovou injektáží, jinak jejich účinná instalace nebyla možná. Před vlastní ražbou tunelových trub bylo nutno provést další doplňující stabilizační opatření, a to pomocí dvojitého mikropilotového „deštníku" nad každou troubou (obr. 4).

Při realizaci zajištění portálu během jeho hloubení došlo u hřebíků i horninových kotev k vysoké spotřebě injektážních hmot. K enormně vysoké spotřebě injekčních hmot došlo v poslední fázi hloubení portálu, a to u mikropilot tvořících ochranné „deštníky" tunelových trub na pražském portálu.

V mikropilotách, u nichž bylo dosaženo úplného natlakování vrtu, zvýšená spotřeba injektážního média vedla ke zpevnění masivu v širší oblasti okolo jednotlivých mikropilot, což podporuje příznivý klenbový efekt mikropilotového „deštníku". U mikropilot se spotřebou 5000 litrů injektážní směsi (téměř dvacetinásobek základní spotřeby) byla výplňová injektáž zastavena na hranici povoleného limitu spotřeby na jeden vrt, aniž bylo dosaženo patřičného natlakování. Příčinou byl nepochybně zvýšený únik injektážní směsi do puklin, dutin i malých kaveren v masivu.

Výrazné odlehčení masivu ve svislém i vodorovném směru při konečném odtěžení téměř 20 000 m³ horniny před portálovou stěnou (obr. 5) vedlo k prostorovým deformacím horninového masivu a portálové stěny. Tyto deformační projevy byly ještě zvětšovány vlivem vnitřního přitěžování masivu enormně vysokým množstvím injekční směsi produkované při zajišťovacích a stabilizačních opatřeních, která působí v masivu svislými i horizontálními tlaky.

MONITORING DEFORMACÍ PORTÁLU V PRŮBĚHU VÝSTAVBY

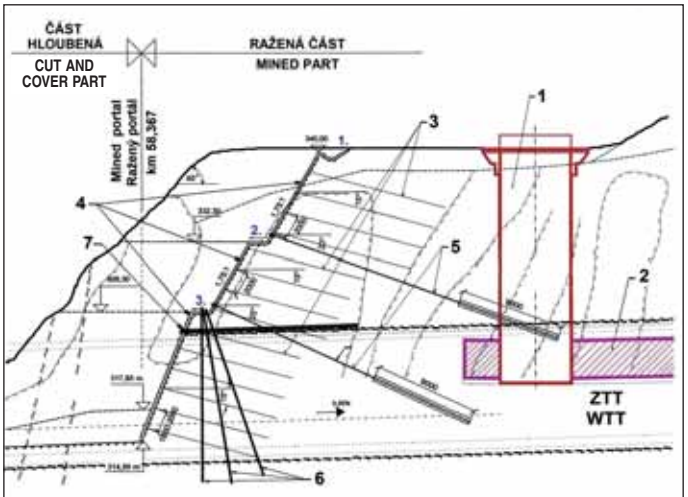
V průběhu odtěžování zeminy před dočasnou stěnou raženého portálu byly zaznamenány 3D měřením svislé a vodorovné deformace, jejichž velikost se po zahájení hloubení v období červen až září 2008 pohybovala ve svislém i podélném směru (tj. ve směru os tunelů) pod 10 mm. Po odtěžení a zajištění portálu na plnou výšku, včetně provedení všech injektáží, se však projevily výrazné deformace na všech etážích, které během 14 dnů na

Obr. 3 Zvětralé čediče a tufy zastižené při hloubení jámy pro jižní portál
Fig. 3 Character of the weathered basalt and tuff encountered when excavating the portal cut

The unfavourable stability properties and the disaggregation of the weathered tuffs and basalts into fragments necessitated the support in the portal area to be carried out by pre-stressed anchors, dowels and reinforced shotcrete. The dowels had to be installed to an environment which was stabilised in advance by jet grouting, otherwise the effective installation was not possible. Supplementary stabilisation measures had to be implemented prior to the excavation of the tunnel tubes themselves, by means of a double canopy tube pre-support over each tube (Fig. 4).

While installing the portal support, during the excavation, high grouting material consumption rate was experienced as far as dowels and anchors were concerned. The enormously high consumption rate occurred in the last phase of the portal excavation, when the tubes forming the support envelope over tunnel tubes (micropiles) were being installed. At the micropiles where full pressurisation of the borehole was achieved, the increased consumption of the grout led to compaction of the rock mass within a wider area around individual micropiles. This phenomenon supported the favourable effect of the micropile "umbrella" on the natural arch. At the micropiles where the grout consumption reached 5000 litres (nearly twenty times exceeding the basic consumption), the consolidation grouting was suspended when a limit of consumption per borehole was reached, even though the required degree of pressurisation had not been achieved. The reason was the undoubtedly increased volume of the grout escaping into fissures, cavities and small caverns existing in the rock massif (Barták 2008).

The significant vertical and horizontal unloading of the massif resulting from the final removal of nearly 20,000m³ of rock found in front of the portal wall (Fig. 5) resulted in spatial deformations of the rock massif and the



1 – přístupová a průzkumná šachta, 2 – průzkumná štola, 3 – hřebíky 2 Ø 25 mm, dl. 10 až 12 m po 2 m, 4 – stříkaný beton SB 20 tl. 20 cm, 5 – třípramencové kotv dl. 24 m, F = 300 kN, 6 – postranní mikropilotový vějíř dl. 15 m, Ø 114/12,5, 7 – zdvojený mikropilotový „deštník" dl. 15 m, @ 114/12,5

1 – survey shaft, 2 – survey gallery, 3 – nails 2 Ø 25mm 10–12m by 2m, 4 – shotcrete SB 20 thickness 20cm, 5 – pre-stressed anchors 24m, F = 300kN 6 – side micropiles 15m, Ø 114/12,5, 7 – double micropile "umbrella" 15m, Ø 114/12,5

Obr. 4 Schéma zajištění jižního raženého portálu
Fig. 4 Chart of the mined southern portal support system

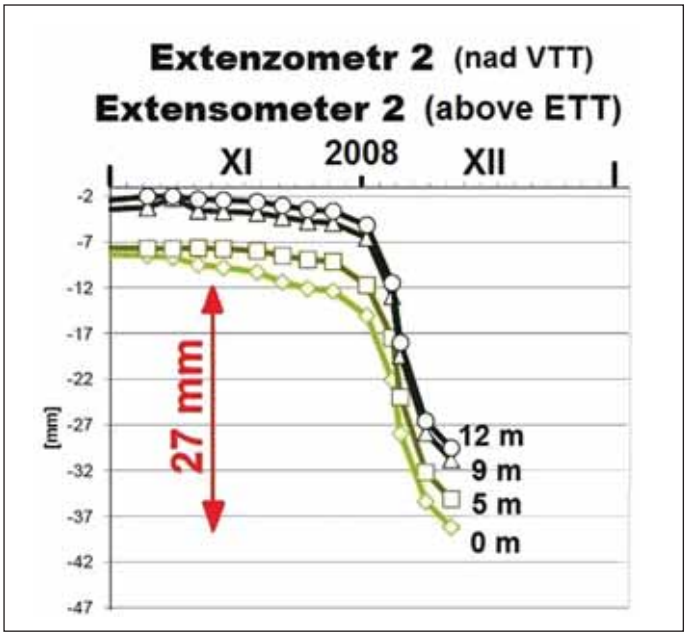
Obr. 5 Pohled na zajištění stěny raženého jižního portálu (září 2008)
Fig. 5 View of the temporary mined portal wall stabilisation (September 2008)

začátku září vzrostly nejvíce ve 2. etáži, a to na 27 mm v podélném směru (obr. 6). Limitní horizontální deformace portálu byla základním statickým výpočtem stanovena hodnotou 50 mm. Stávající deformace vyčerpávala sice 52 % této hodnoty, ale obavy vzbuzoval neustalující se průběh sledovaných deformací.

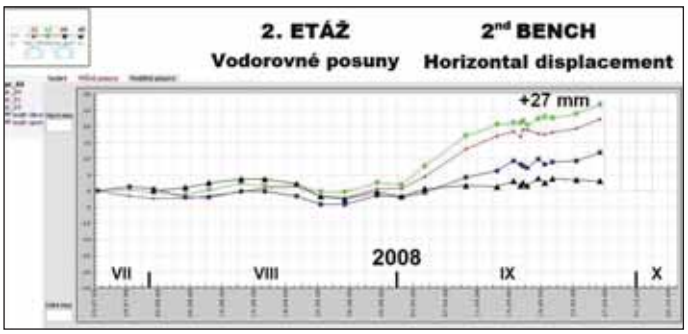
Z toho důvodu bylo, v souladu s observačním charakterem návrhu zajištění, rozhodnuto o provedení doplňujících stavebních úprav, jejichž cílem bylo zajistit ustalování deformací. Byla použita dvě stabilizační opatření – neprodleně provedený přísyp 500 m^3 zemního materiálu k portálové stěně do výše počvy kaloty, jehož cílem bylo zajistit rychlé prvotní zklidnění deformací, a v další fázi provedení 3. řady předpjatých pramencových kotev na úrovni počvy kaloty tunelů. Kotvy 3. řady byly zčásti osazeny dynamometry na sledování změn předpětí v průběhu postupné ražby tunelových trub.

Provedená opatření byla úspěšná a na začátku října bylo po úplném zklidnění deformací přistoupeno k zarážce ZTT. Opatrná ražba dělené kaloty a v prvních 40 m zpětně prováděné ražby opěří a dna s uzavíráním spodní klenby vedly sice k očekávanému obnovení deformací, jejich rychlost se však jevila jako přijatelná. Po zarážce VTT měla před koncem listopadu největší vodorovná deformace ve směru os tunelů na 2. etáži hodnotu 43 mm, což bylo 86 % stanovené limitní deformace.

Začátkem prosince došlo při ražbě VTT k přerušení čtyř předpjatých kotev, které byly navrtány do výrubního profilu, pátou kotvu likvidace teprve čekala. Nejmarkantněji na náhlou ztrátu stabilizačních sil reagoval



Obr. 7 Reakce extenzometru nad VTT na přetržení kotev ve 2. kotevní úrovni (prosinec 2008)
Fig. 7 Response of the extensometer above the ETT on breaking of anchors at the 2nd level (December 2008)



Obr. 6 Horizontální deformace na 2. etáži portálové stěny v období červenec až říjen 2008
Fig. 6 Horizontal deformations on the 2nd bench of the portal wall during July through October 2008

portal wall. The strain manifestations were further enhanced due to internal surcharging of the massif by enormously high amount of grout used for its stabilisation, which induced vertical and horizontal pressures in the massif.

MONITORING OF PORTAL DEFORMATIONS DURING CONSTRUCTION

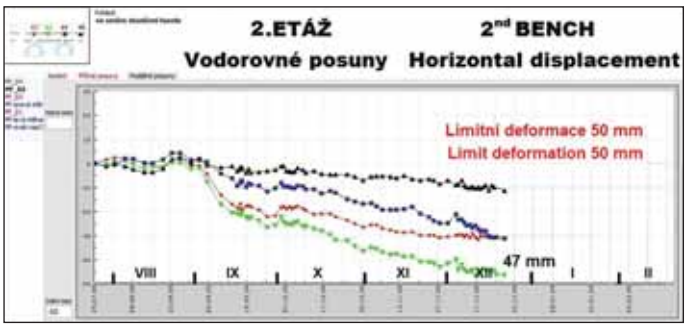
When the ground in front of the temporary mined portal wall was being excavated, 3D measurements registered vertical and horizontal deformations the magnitude of which stayed under 10mm both vertically and horizontally (in the direction of the tunnels) at the beginning of the work (June to September 2008). However, significant deformations appeared on all benches when the excavation had been completed, including all grouting, and the full height of the portal had been stabilised. The deformations grew during a fortnight at the beginning of September, most of all on the 2nd bench, horizontally up to 27mm (Fig. 6). The limiting horizontal deformation of the portal of 50mm was determined by a basic structural analysis (Pragoprojekt 2008). Even though the existing deformation values reached 52% of the limiting value, the non-stabilising development of all deformations being monitored raised fears.

For that reason, the decision was made in compliance with the observational character of the stabilisation design that additional structural measures would be implemented with the aim of stabilising the deformations. Two stabilisation measures were applied: 500m^3 of ground was immediately dumped at the portal wall with the aim of ensuring quick initial steadying of deformations. A third tier of pre-stressed stranded anchors was carried out at the level of the tunnel top heading bottom in the next phase. The measures were successful, therefore, after the stabilisation of deformations was achieved, the excavation of the WTT started. Even though the careful excavation of the divided top heading with the bench and bottom excavation and closing the invert in the initial 40m long section led to anticipated renewing of deformations, their rate seemed to be acceptable. After the start of the ETT excavation (20 October 2009), the greatest horizontal deformation in the direction of the tunnels on the 2nd bench reached 43mm (before the end of November), which was 86 per cent of the limiting deformation.

At the beginning of December, four pre-stressed anchors extending to the tunnel cross-section were cut during the ETT excavation; the fifth anchor waited for liquidation. The extensometer located above the ETT roughly in the location of anchor roots responded to the sudden loss of stabilisation forces most markedly. It registered an abrupt change in the vertical deformation by 27mm (Fig. 7). The reverse course of deformations was probably associated with a progressive change in the content of voids in the rock massif down the height of the overburden.

Vertical and horizontal deformations on the portal wall responded similarly, even though with lower values: vertical deformation on the 1st bench above the ETT rose by 26mm to 56mm, horizontal deformation on the 2nd bench above the ETT grew by 10mm to 47mm (Fig. 8). The excavation operations were suspended and stabilisation measures had to be implemented because of the fact that the limiting deformation values were virtually reached.

Again two stabilisation measures were applied – immediate dumping of ground at the portal wall securing rapid settling down of deformations, followed by casting of a sizeable concrete block in the central part of the portal wall. This block was founded on inclined micropiles. It horizontally supported the rock pillar between the tunnel tubes and effectively imposed a surcharge on the bottom of the pit in front of the portal wall. The reason for casting of the block was the fact that the character of deformations measured on the wall, on the bottom of the pit and inside the ETT indicated the possibility of a cylindrical failure surface, which threatened the outer stability of the portal wall (Fig. 9).



Obr. 8 Vodorovná deformace na 2. etáži po přetržení kotev (prosinec 2008)
Fig. 8 Horizontal deformation on the 2nd bench after breaking of anchors (December 2008)

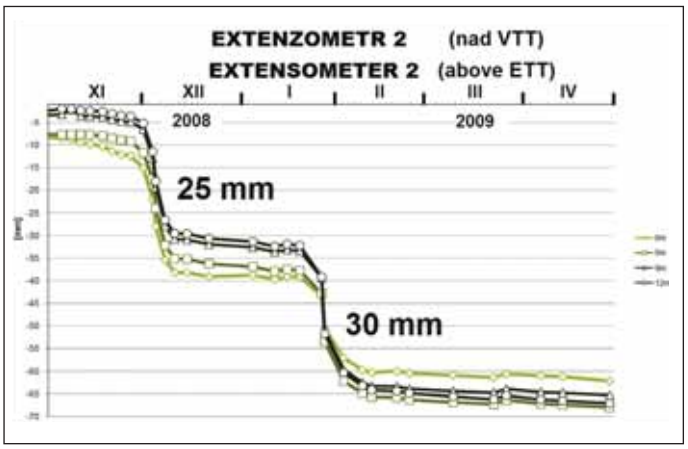
extenzometr situovaný nad VTT zhruba v místě kořenů kotev, který zaznamenal skokovou změnu svislé deformace o 27 mm (obr. 7). Obrácený sled deformací souvisel pravděpodobně s progresivní změnou mezerovitosti masivu po výšce nadloží.

Obdobně, i když nižšími hodnotami, reagovaly svislé a vodorovné deformace na portálové stěně – svislá deformace na 1. etáži nad VTT vzrostla o 26 mm na hodnotu 56 mm, vodorovná deformace na 2. etáži nad VTT vzrostla o 10 mm na hodnotu 47 mm (obr. 8). Ražba byla zastavena a musela se provést další stabilizační opatření, neboť limitní deformace byly prakticky vyčerpány.

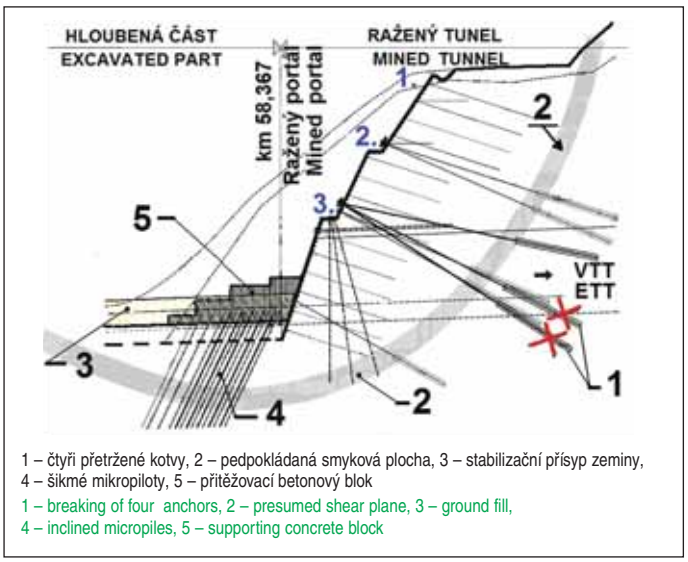
Opět byla použita dvě stabilizační opatření – neprodlený přísyp zemního materiálu k portálové stěně k zajištění rychlého zklidnění deformací, po němž následovalo vybetonování mohutného monolitického bloku ve střední části portálové stěny. Tento blok, který byl založen na šikmých mikropilotách, podporoval horizontálně horninový pilíř mezi tunelovými troubami a účinně přitěžoval i počvu zářezu před portálovou stěnou. Charakter deformací měřených na stěně, na počvě zářezu a uvnitř VTT indikoval totiž pravděpodobný vznik válcové smykové plochy, která ohrožovala vnější stabilitu portálové stěny (obr. 9).

Numerické řešení MKP (Hilar 2008) sice nepotvrdilo možnost vzniku zmíněné smykové plochy, nicméně prokázalo významné zvýšení stupně stability na posuzované smykové ploše v důsledku provedených sanačních opatření. Při uvažování nepříznivých parametrů horninového prostředí byl po přerušení kotev vypočtený stupeň stability 1,25 a po provedení sanačních opatření vzrostl na hodnotu 1,67. I kdyby skutečný stupeň stability byl blízký jedné, bylo možno z poměru vypočtených hodnot usuzovat na jeho zvýšení k hodnotě 1,3 po provedení sanačních opatření.

Na přelomu ledna a února byla obnovena ražba ve VTT, přičemž musela být zlikvidována i poslední předpjatá kotva, zasahující do výrubního profilu. Deformační odezva na tento počin měla očekávaný průběh – další náhlé zvětšení deformací. Extenzometr situovaný nad VTT v místě kořenů kotev zaznamenal největší přírůstek – skokovou změnu svislé deformace o 20 až 30 mm ve čtyřech extenzometrem sledovaných úrovních nad VTT (obr. 10), nivelační profil na povrchu vedený zhruba nad kořeny kotev vykázal obdobnou deformaci 26 mm (obr. 11). Svislá deformace na I. etáži vzrostla o 10 mm, vodorovná se na téže etáži o 10 mm zmenšila (důsledek orientace vektoru posunu do hory). Na ostatních etážích portálové stěny již nedošlo k žádné změně svislých ani vodorovných deformací, takže po



Obr. 10 Reakce extenzometru nad VTT na přetržení poslední kotvy (únor 2009)
Fig. 10 Response of the extensometer above the ETT on breaking of the last anchor (February 2009)



1 – čtyři přetržené kotvy, 2 – pedpokládaná smyková plocha, 3 – stabilizační přísyp zeminy, 4 – šikmé mikropiloty, 5 – přitěžovací betonový blok
1 – breaking of four anchors, 2 – presumed shear plane, 3 – ground fill, 4 – inclined micropiles, 5 – supporting concrete block

Obr. 9 Stabilizační opatření provedená na portále po přetržení kotev
Fig. 9 Stabilisation measures implemented after breaking of anchors

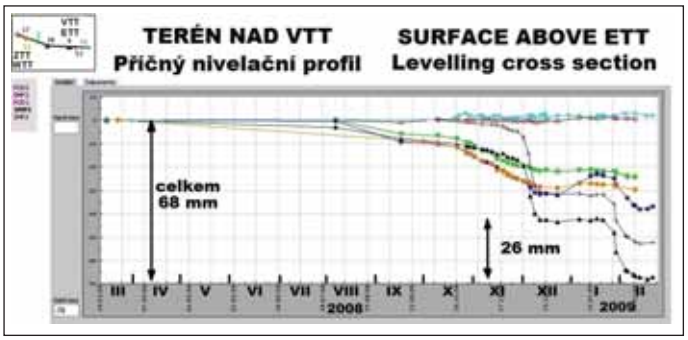
Even though the numerical solution by the FEM (Hilar 2008) did not confirm the possibility of the origination of the above-mentioned failure surface, it proved significantly increased degree of stability on the shear surface being assessed resulting from the implemented rehabilitation measures. With the unfavourable rock mass parameters taken into account, the stability factor calculated after breaking the anchors was 1.25 and it rosed to 1.67 after implementing the rehabilitation measures. Even if the real stability factor had been close to one, it was possible to gather from the calculated values that it would have grown to 1.3 after implementing the rehabilitation measures.

The ETT excavation resumed at the beginning of February. Even the last anchor extending into the excavation profile had to be removed. The course of the deformation response to this action was predictable – deformations abruptly increased. The extensometer located above the ETT near the roots of anchors registered the greatest increment – an abrupt change in vertical deformation by 20 to 30mm at four levels being monitored by the extensometer above the ETT (Fig. 10); the levelling station on the surface, found roughly above the roots, registered similar deformation of 26mm (Fig. 11). Vertical deformation on the 1st bench grew by 10mm, while the horizontal deformation on the same bench decreased by 10mm (a result of the displacement vector orientation toward the rock massif). No change in vertical or horizontal deformations was registered on the other benches of the portal wall, therefore, after analysing the measured values, the decision was made that the excavation was to proceed without additional measures. Really, the portal wall was no more affected by the subsequent excavation of the ETT.

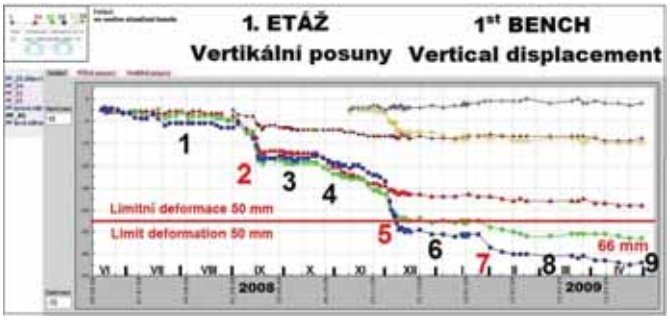
Figure 12 presents an overall chart of basic initiations of growing deformations and the effect of implementing the subsequent stabilisation measures. The chart illustrates the course of vertical deformations on the 1st bench during the June 2008 to March 2009 period, when deformations of the portal wall completely settled down.

The settling down of deformations in the portal area is demonstrated by records of horizontal displacements measured on the 2nd bench from July 2008 through May 2009 (Fig. 13).

Driving of the ETT was finished by break-through of the north portal wall in last decade of May 2009 (Fig. 14).



Obr. 11 Vertikální deformace terénu nad VTT po přetržení poslední kotvy (únor 2009)
Fig. 11 Vertical deformations of the surface above ETT after breaking of the last anchor (February 2009)



1 – hloubení zářezu, 2 – odtěžení + injektáže, 3 – první sanace, 4 – postupná ražba ZTT a VTT, 5 – přetržení čtyř kotev ve VTT, 6 – druhá sanace, 7 – přetržení páté kotvy ve VTT, 8 – pokračování ražby VTT, 7 – uklidnění deformací na portálové stěně

1 – excavation, 2 – grouting, 3 – ground fill, 4 – tunnel driving, 5 – cutting of four pre-stressed anchors, 6 – dumping of ground, inclined micropiles, concrete block, 7 – cutting of fifth anchor, 8 – tunnel driving, 9 – settling down of deformations

Obr. 12 Celkový průběh svislých deformací 1. etáže portálové stěny v období červen 2008 až březen 2009

Fig. 12 Comprehensive chart of curves of vertical deformations on the 1st bench during the June 2008 through March 2009

analýze změřených hodnot bylo rozhodnuto pokračovat v ražbě bez dalších opatření. Při dalším postupu ražby VTT směrem do hory již skutečně nedocházelo k dalšímu ovlivňování portálové stěny.

Přehledné znázornění zásadních iniciací nárůstu deformací a následný vliv provedených stabilizačních opatření je na obrázku 12. Zachycuje průběh svislých deformací bodů na 1. etáži za období červen 2008 až březen 2009, kdy již docházelo k deformačnímu uklidnění portálové stěny.

Deformační uklidnění po celé výšce nadloží v oblasti portálu dokumentuje názorně záznam horizontálních posunů měřených od července 2008 do května 2009 na 2. etáži portálové stěny (obr. 13).

V poslední dekádě května 2008 byla východní tunelová trouba proražena skrz stříkaný beton zajišťující severní portálovou stěnu (obr. 14).

ZÁVĚR

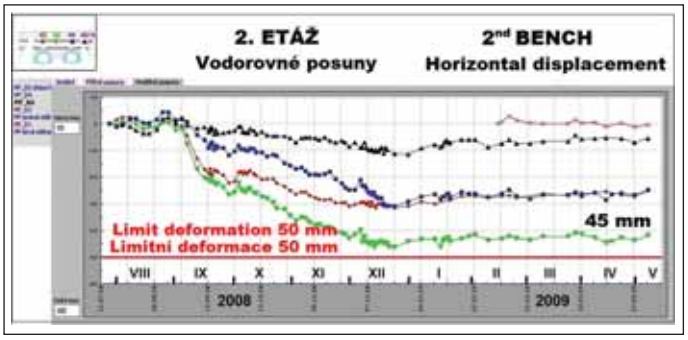
Monitoring při výstavbě pražského portálu tunelu Prackovice probíhal v intencích observační metody navrhování ve velmi nekvalitním horninovém masivu, který vykazoval v počátečních fázích výstavby deformace větší, než se očekávalo. Jeho velkým kladem však bylo, že na silové, resp. napěťové podněty „správně" reagoval. Deformační odezva na změny stavu napětí byla očividná a bezprostřední, což umožňovalo provést potřebná stabilizační opatření. Jak ukázaly v posledních letech opakované stabilitní problémy v silně diskontinuitních masivech, nemusí se deformační odezva blízkých partií masivu projevit ani v případě masivních nadvýlomů či dokonce propadů nadloží.

U tunelu Prackovice byl analýzou monitorovaných veličin, především deformací na portálové stěně, plně potvrzen známý fakt, že při nepříznivém vývoji deformací geotechnické konstrukce, jakými jsou jejich náhlá akcelerace či skokový vývoj, je zásadním požadavkem „zbrzdit" jejich vývoj bezprostředními stabilizačními zásahy. Limitní hodnoty deformací, určené základním statickým výpočtem, nelze při observační metodě chápat jako absolutní dogma. Významnějším ukazatelem může být trend deformací, jeho správné vyhodnocení a ovlivnění po stránce jak technické, tak časové.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc., bartakj@fsv.cvut.cz, FSv CVUT,
OLDŘICH ČEJKA, ocejka@subterra.cz, SUBTERRA, a. s.

Recenzoval: prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc.

Příspěvek vznikl za podpory výzkumného záměru MSM 6840770001 – Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost stavebních konstrukcí a materiálů.



Obr. 13 Průběh horizontálních posunů na 2. etáži portálové stěny v období od července 2008 do května 2009

Fig. 13 Horizontal deformation on the 2nd bench during the July 2008 through May 2009 period

Obr. 14 Prorážka VTT do severní portálové stěny na konci května 2009

Fig. 14 Break-through to the north portal in May 2009

CONCLUSION

The monitoring over the construction of the Prague portal of the Prackovice tunnel was carried out in compliance with the observational method of designing in very low quality rock mass conditions, where greater than anticipated deformations occurred in the initial phases of construction works. A significant positive of the monitoring was the fact that it properly responded to the force- or stress-related impulses. This means that the deformational response to changes in the state of stress was evident and immediate, which made the implementation of required stabilisation measures possible. As the stability problems which have been repeatedly encountered in the recent years in rock massifs featuring heavy discontinuities showed, a deformation response of adjacent parts of rock mass does not have to manifest itself even in the case of massive overbreaks or even "daylight" collapses of the overburden.

As far as the Prackovice tunnel is concerned, the well-known fact was fully confirmed by an analysis of the quantities being monitored, first of all deformations on the portal wall, that the basic requirement in the case of unfavourably developing deformations of a geotechnical structure, such as abrupt acceleration or a jump, is that the development must be slowed down by immediate stabilisation interventions. The limiting deformation values which are determined by the basic structural analysis cannot be considered to be an absolutely binding dogma when an observational method is used. The deformation trend, correct assessment of the trend and the influence on the trend in terms of technology and time can be more important indicators.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc., bartakj@fsv.cvut.cz, FSv CVUT,
OLDŘICH ČEJKA, ocejka@subterra.cz, SUBTERRA, a. s.

This paper originated with the support of the research project MSM VZ 6840770001 – „Reliability, optimisation and longevity of building structures and materials".

LITERATURA / REFERENCES

Barták, J. Umístění průzkumné štoly Prackovice. Odborné vyjádření. Praha 2004.
K + K průzkum. Dálniční tunel Prackovice – pražský portál, ověření kvality nadloží. Zpráva doplňujícího IG průzkumu. Praha 2008.
Barták, J. Důsledky zastavení tunelovacích prací na stavbě dálnice D8, stavba 805 Lovosice – Řehlovice, část E – tunel Prackovice. Znalecký posudek. Praha 2008.
Pragoprojekt, a. s., SO tunel Prackovice, SPO 601.01 Výkop a zajištění – pražský portál. Realizační dokumentace. Praha 2008.
Hilar, M. Tunel Prackovice – posouzení stability pražského portálu. Odborné posouzení. Praha 2008.

LABORATORNÍ VÝZKUM PROPUSTNOSTI NESOUDRŽNÝCH ZEMIN INJEKTOVANÝCH CHEMICKÝMI HMOTAMI

LABORATORY RESEARCH INTO PERMEABILITY OF COHESIONLESS SOILS GROUTED BY CHEMICAL GROUTS

KAMIL SOUČEK, LUBOMÍR STAŠ, JIŘÍ ŠČUČKA, LEONA VAVRO

1. ÚVOD

Chemické injektáže představují efektivní prostředek k ovlivňování fyzikálně-mechanických vlastností horninového masivu. Význam injektáží v hornictví, v podzemním stavitelství a při řešení řady specifických geotechnických problémů roste, zvláště v posledních letech, s vývojem moderních chemických injektážních hmot. Šířením a následným vytvrzením injektážního média v horninách a zeminách vznikají nové materiály, označované jako geokompozity, které vykazují odlišné vlastnosti než původní injektované prostředí. Významným faktorem, ovlivňujícím výběr injektážního média a zároveň efektivnost prováděné injektáže, jsou výsledné vlastnosti geokompozitů. Geokompozity lze definovat jako materiály, které vznikají tlakovou injektáží vhodného média do zemin nebo porušených hornin, kde částice zeminy (nebo bloky horniny) tvoří kostru vznikajícího kompozitu a injektážní hmota, vyplňující volné prostory v masivu, je v kompozitu pojivem (matricí). Injektáže horninového masivu lze rozdělit do dvou základních skupin podle injektovaného prostředí – na injektáže hornin skalního typu a injektáže zemin (soudržných nebo nesoudržných). Podle očekávaného výsledku lze injektáže také obecně rozdělit na zpevňující a těsnicí.

V Ústavu geoniky AV ČR, v. v. i. v Ostravě se dlouhodobě zabýváme studiem vlastností geokompozitů na bázi hornin a zemin injektovaných chemickými injektážními hmotami. Výsledky tohoto výzkumu byly komplexně publikovány například v práci „Stavba a vlastnosti geokompozitních materiálů s polyuretanovými pojivy“ [1], kde jsou analyzovány především strukturní a texturní parametry geokompozitů a jejich fyzikálně-mechanické vlastnosti, a jsou zde hodnoceny také možnosti použití polyuretanových injektážních hmot v podmínkách uhelných dolů.

Následující text se zabývá poměrně novou oblastí studia geokompozitů související s problematikou utěsňování nesoudržných zemin, a to hodnocením propustnosti zeminových geokompozitů na základě laboratorního stanovení koeficientu filtrace za trojosého stavu napjatosti. V článku je prezentován způsob laboratorní přípravy geokompozitů, metoda používaná pro měření koeficientu filtrace a typy testovaných materiálů (injektážních hmot, zemin a vznikajících kompozitů) a je zde konfrontována stavba geokompozitů se získanými hodnotami koeficientu filtrace. Protože chemická injektáž se v konečném důsledku neprojevuje pouze těsnícím efektem, ale i současným zpevněním injektované zeminy, budou v příspěvku hodnoceny také pevnostní a přetvárné vlastnosti testovaných geokompozitů. Předmětem zájmu zde budou zeminové kompozity připravené v laboratoři a v jednom případě půjde také o reálný geokompozit odebraný in situ.

2. MATERIÁLY POUŽITÉ V EXPERIMENTU

2.1 Nesoudržné zeminy

Na základě zrnitostní analýzy a dosavadních zkušeností s proinjektovatelností nesoudržných zemin chemickými injektážními hmotami, byly vybrány dva druhy zemin pro laboratorní přípravu geokompozitů. Jedná se o dva typy kvartérních štěrkopísků:

Jemnozrnnější zemina (anal. označení ZEM1) – špatně zrněný písek s příměsí štěrkové frakce do cca 5 % (písková frakce 95 %) s naměřenou hodnotou koeficientu filtrace v rozsahu 3.10^{-4} – 9.10^{-5} m.s^{-1} při teplotě 10 °C.

Hrubozrnnější zemina (anal. označení ZEM2) – dobře zrněný štěrkopísek (štěrková frakce cca 55 %; písková frakce cca 45 %) s naměřenou hodnotou koeficientu filtrace v rozsahu 1.10^{-3} – 3.10^{-3} m.s^{-1} při teplotě 10 °C.

Hodnoty koeficientu filtrace testovaných zemin byly stanoveny laboratorně přímým měřením v propustoměru s konstantním hydraulickým sklonem (metoda měření A a B dle dnes již neplatné normy ČSN 72 1020). Na následujících obrázcích jsou uvedeny zrnitostní křivky spolu s makrofotografiemi použitých zemin (obr. 1 a 2).

1. INTRODUCTION

Chemical grouting is and effective means of affecting physical-mechanical properties of ground mass. The importance of grouting in the mining industry, underground construction industry and in solving many specific geotechnical problems has grown, above all in recent years, with the development of modern chemical grouting materials. New materials, referred to as geocomposites, originate by propagation and subsequent hardening of the grouting medium in the ground. They display properties differing from the original environment before it was injected with the grout. An important factor affecting the choice of the grouting medium and effectiveness of the grouting are the resultant properties of geocomposites. Geocomposites can be defined as materials originating by high-pressure injection of a proper grouting medium into soils or fractured rock, where soil particles (or rock blocks) form a skeleton of the developing geocomposite, while the grout filling free spaces in the mass is the binder (matrix) in the composite. Injecting grout into ground mass can be divided according to the environment being injected into two basic groups: hard-rock grouting and soil (cohesive or incohesive) grouting. Grout injection can also be generally divided according to the expected result into strengthening grouting and sealing grouting.

A subject of the Institute of Geonics AS CR, v.v.i. in Ostrava is a long-term study on properties of geocomposites based on hard rock and soils injected with chemical grouts. Results of this research have been comprehensively published, for example, in the paper titled Structure and Properties of Geocomposite materials with Polyurethane binders [1], which analyses above all the structural and textural parameters of geocomposites and their physical-mechanical properties, and assesses possibilities of using polyurethane grouts in coal mine conditions.

The text below deals with a relatively new area of geocomposite studies relating to the problems of reducing permeability of soil geocomposites on the basis of laboratory determination of the hydraulic conductivity in triaxial stress state. The paper presents the process of laboratory sample preparation, the method used for measuring the hydraulic conductivity and types of the tested materials (grout injection materials, soils and originating geocomposites). In addition, the structure of geocomposites is compared with the values of the measured hydraulic conductivity in the paper. Because chemical grouting eventually manifests itself not only through the sealing effect but also through strengthening of the soil being injected with grout, the paper also assesses strength-related and deformational properties of the tested geocomposites. The subject of interest comprises soil composites prepared in a laboratory and, in one case, a real-life geocomposite sample taken in situ.

2. MATERIALS USED IN THE EXPERIMENT

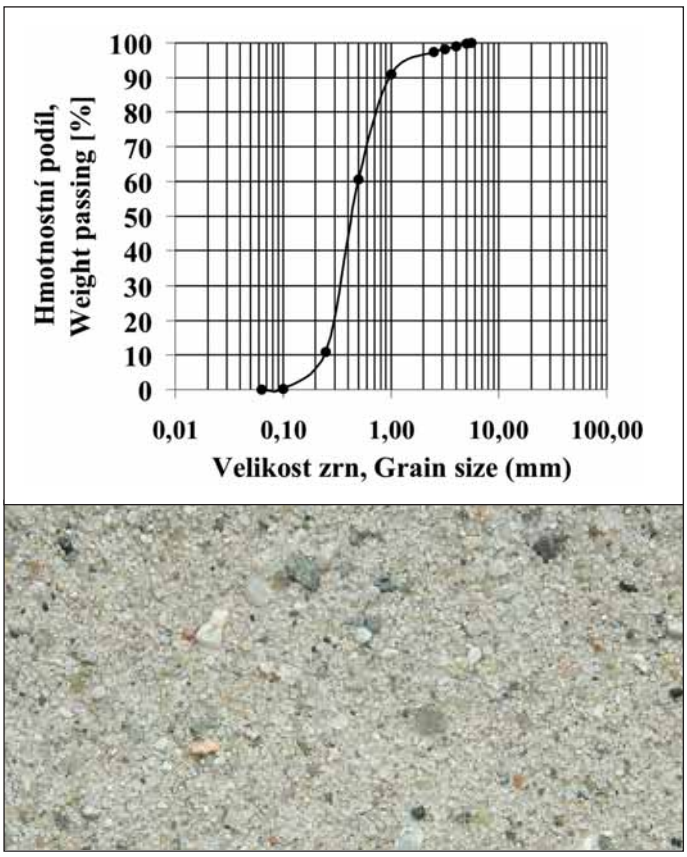
2.1 Incohesive soils

Two soil types were selected for the laboratory preparation of geocomposites, on the basis of a grain-size analysis and existing experience regarding the groutability of incohesive soil with chemical grouts. The following two types of Quaternary gravel-sands were selected:

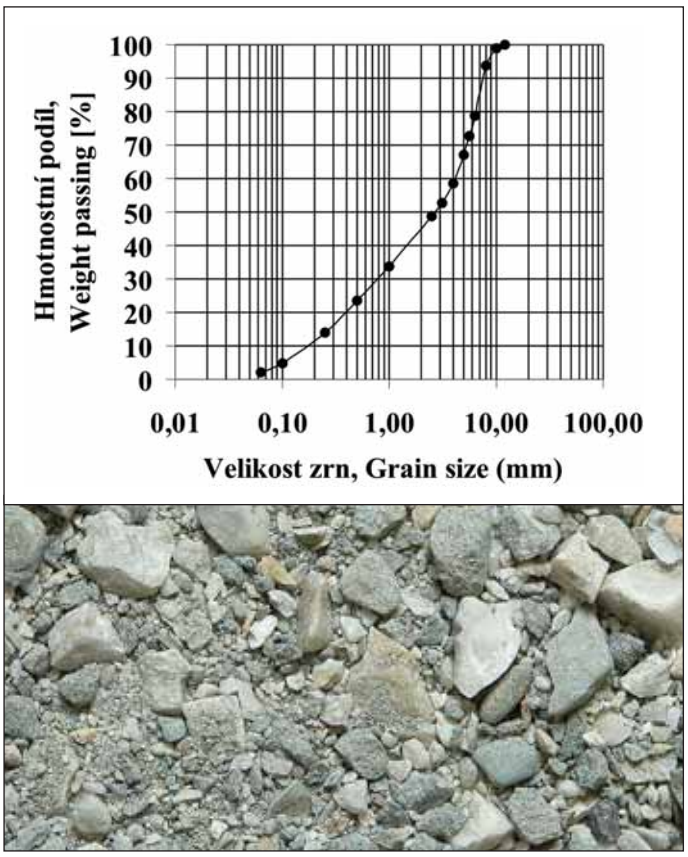
More fine-grained soil (anal. index ZEM1) – poorly graded sand with addition of gravel fraction up to about 5% (sandy fraction 95%) with the measured value of the hydraulic conductivity ranging from 3.10^{-4} to 9.10^{-5} m.s^{-1} at a temperature of 10 °C.

More coarsely grained soil (anal. index ZEM2) – well graded gravel-sand (gravel fraction about 55%, sandy fraction about 45%), with the measured value of the hydraulic conductivity ranging from 1.10^{-3} to 3.10^{-3} m.s^{-1} at a temperature of 10 °C.

Values of the hydraulic conductivity of the tested soils were determined in a laboratory, by direct measurements using a permeameter



Obr. 1 Zrnitostní křivka zeminy anal. č. ZEM1 a její makrofotografie
Fig. 1 Grading curve for soil anal. No. ZEM1 and its macro-photo



Obr. 2 Zrnitostní křivka zeminy anal. č. ZEM2 a její makrofotografie
Fig. 2 Grading curve for soil anal. No. ZEM2 and its macro-photo

2.2 Injektážní hmoty

Při experimentech s utěsňováním nesoudržných zemin byly použity tři typy chemických injektážních hmot:

CarboStop 41 – jednosložková polyuretanová napěňující pryskyřice s nízkou viskozitou (cca 60 mPa.s), reagující s vodou obsaženou v injektovaném prostředí. Dobu reakce injektážní hmoty lze regulovat přidáním akcelerátoru CarboAdd 41 [2]. Pro laboratorní injektáž byla použita pryskyřice, u které byl začátek reakce nastaven na cca 5–6 min.

CarboCryl HV – těsnicí pružný dvousložkový nenapěňující injekční metakrylátový gel s hydrofilními vlastnostmi. Jedná se o pružný gel s řiditelnou dobou reakce, jehož počáteční viskozita je blízká viskozitě vody (cca 5 mPa.s) [2]. Pro laboratorní injektáž byl použit gel, u kterého byl začátek reakce nastaven na cca 8–10 min.

Bevedan – Bevedol S21 – rychle reagující napěňující dvousložková polyuretanová injektážní pryskyřice s viskozitou jednotlivých složek před reakcí cca 400 a 290 mPa.s (při 20 °C) [2]. Začátek pěnění pryskyřice ve volném prostoru byl v laboratorních podmínkách cca 1 min, konec pěnění pak cca 2 min.

Podrobné informace o vlastnostech použitých injektážních hmot lze nalézt v technických listech na webových stránkách fy Minova Bohemia, s. r. o. (www.minova.cz – únor 2010).

Testovaný geokompozit odebraný in situ vznikl injektáží zeminy jednosložkovou polyuretanovou injektážní pryskyřicí *CarboStop 40*. Tato hmota v současnosti již není na trhu, její vlastnosti a možnosti použití lze však označit jako velmi blízké hmotě *CarboStop 41*.

3. PŘÍPRAVA GEOKOMPOZITŮ

Geokompozity byly připravovány laboratorní injektáží vybraných injektážních hmot do nesoudržné zeminy, umístěné v rozebíratelné tlakové nádobě o objemu cca 17 dm^3 (obr. 3 a 4 [3]). Vlhká zemina (vlhkost cca 10%) byla vkládána do nádoby ve vrstvách a průběžně hutněna definovaným způsobem. Vlastní injektáž byla prováděna do vlhké nesoudržné zeminy po zhutnění a do vlhké nesoudržné zeminy po zhutnění a následném zalití vodou. Tlaková nádoba je opatřena odvzdušňovacím, resp. odvodňovacím otvorem, kterým je při injektáži odváděn vzduch a voda z injektované zeminy. V případě injektážní hmoty CarboCryl HV byla injektáž provedena do tlakové nádoby pomocí ruční dvousložkové injektážní pumpy z důvodu její nízké viskozity a pro zajištění jejího správného dávkování při injektáži, což u druhého použitého injektážního čerpadla nebylo možné zajistit. V ostatních případech bylo použito elektrické dvousložkové injektážní čerpadlo D 97 s rotačními pístovými hlavami.

with a constant hydraulic gradient (measurement methods A and B according to the today already invalid Czech standard ČSN 72 1020). The charts below present grading curves together with macro photos of the soils used (see Figures 1 and 2).

2.2 Grout injection materials

The following three types of chemical grouts were used in experiments with reducing permeability of incohesive soils:

CarboStop 41 – low-viscosity (ca 60mPa.s), one-component foaming polyurethane resin reacting with water contained in the environment being injected. The grout reaction time can be regulated by adding CarboAdd 41 accelerator [2]. A resin with the beginning of reaction set at about 5 – 6 minutes was used for the laboratory grouting tests.

CarboCryl HV – sealing plastic, two-component, non-foaming methacrylate injection gel with hydrophilic properties. This is a plastic gel with controllable reaction time, the initial viscosity of which is close to water viscosity (ca 5mPa.s) [2]. The beginning of reaction of the gel used for the laboratory grouting purposes was set at about 8 – 10 min.

Bevedan – Bevedol S21 – rapidly reacting, foaming two-component polyurethane grouting resin with the viscosity of individual components before reaction ranging from about 400 to 290 mPa.s (at 20 °C) [2]. In laboratory conditions, the foaming reaction of the resin in a free space started in ca 1 minute and ended in ca 2 minutes.

Detailed information about properties of the used injection grout materials is available on Minova Bohemia, s. r. o. company web pages (www.minova.cz – February 2010).

The tested in-situ taken geocomposite originated by injecting the soil with a one-component polyurethane grouting resin *CarboStop 40*. This material is no more available on the market; nevertheless, its properties and possibilities of using can be considered as very similar to *CarboStop 41*.

3. PREPARATION OF GEOCOMPOSITES

The geocomposites were prepared by means of laboratory injecting selected grouting materials into an incohesive soil placed in a collapsible pressure vessel with a volume of ca 17dm^3 (see Figures 3 and 4 [3]). Moist soil (moisture content of ca 10%) was inserted in the vessel in layers and continually compacted by a defined method. The grout was injected into wet incohesive soil after the compaction

Obr. 3 Tlaková injektážní nádoba
Fig. 3 Pressure grouting vessel

Z hlediska hodnocení a zatřídění injektážního procesu se vesměs jednalo o průnikovou injektáž (tzv. impregnační), patřící do skupiny penetračních injektáží bez přetvoření struktury horninového prostředí (tvořeného v tomto případě nesoudržnými zeminami) [4]. Tomu také odpovídaly poměrně nízké hodnoty injektážního tlaku naměřené v průběhu vtlačování injektážní směsi do upravované zeminy (maximálně do cca 0,5 MPa).

4. MĚŘENÍ PROPUSTNOSTI GEOKOMPOZITŮ

Měření propustnosti geokompozitů vychází z metodiky a způsobu měření propustnosti zemin při konstantním tlakovém spádu v triaxiální komoře (ČSN 72 1020, CEN ISO/TS 17892-11). Propustnost geokompozitů je určována pomocí koeficientu filtrace (k), který se běžně používá pro hodnocení propustnosti zemin a vychází z Darcyho zákona (1) pro laminární proudění.

$$Q = k \,.\, I \,.\, A \qquad (1)$$

kde:

Q	*Objemový průtok ($m^3.s^{-1}$)*
A	*Plocha průtoku kapaliny (m^2)*
I	*Tlakový spád (--)*
k	*Koeficient filtrace ($m.s^{-1}$)*

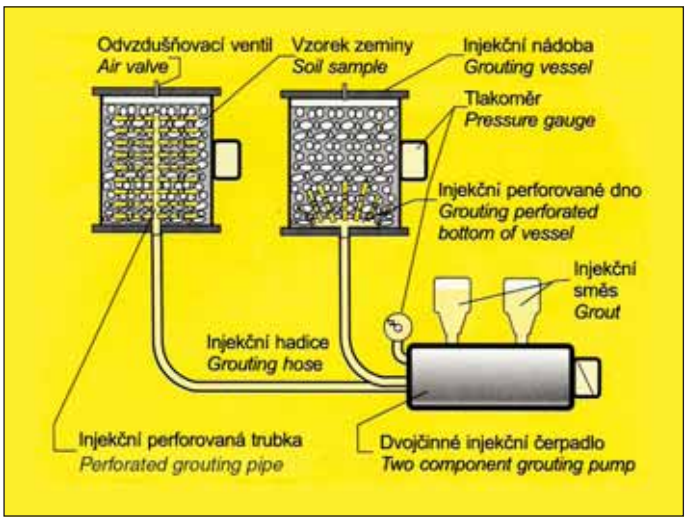
Koeficient filtrace je charakteristika odrážející nepřímo úměrné ztráty potenciální energie konkrétní kapaliny při jejím filtračním proudění testovaným materiálem (horninou, zeminou, popř. geokompozitem). Propustnost geomateriálů je někdy charakterizována také koeficientem propustnosti (permeability), který je vnitřní charakteristikou samotného geomateriálu a nezávisí na vlastnostech proudící kapaliny. Koeficient propustnosti (K) lze vyjádřit vztahem (2). Koeficient propustnosti je někdy také udáván v Darcyho jednotkách; 1 Darcy je roven přibližně 1.10^{-12} m^2 [5].

$$K = k.\frac{\eta}{\gamma} \qquad (2)$$

kde:

K	*koeficient propustnosti (m^2)*
k	*koeficient filtrace ($m.s^{-1}$)*
γ	*měrná tíha tekutiny (vody) ($N.m^{-3}$)*
η	*dynamická viskozita (Pa.s)*

Pro měření propustnosti používáme propustoměr fy Infratest 10-2210 (obr. 5), který je sestrojen pro měření na válcových zkušebních tělesech o průměru 50 a 100 mm za trojosého stavu napjatosti. Maximální nastavitelný plášťový tlak v komoře je 600 kPa. Propustnost zkušebních těles je měřena pomocí propustoměru v tlakové komoře po nasycení zkušebního tělesa odvzdušněnou vodou (zkušební médium). Po odvzdušnění zkušebního tělesa je zvýšen tlak odvzdušněné vody na spodní straně tělesa, přičemž dojde k vytvoření tlakového spádu zkušebního média ve vzorku – nutné podmínky pro proudění vody zkušebním tělesem (ČSN 72 1020, CEN ISO/TS 17892-11). V tlakové zkušební komoře je na plášť zkušebního tělesa vyvozován tzv. komorový (plášťový) tlak, který zabraňuje proudění zkušebního média po povrchu tělesa. Toto je nutná podmínka pro měření málo propustných nebo nepropustných materiálů. Pro měření propustnosti se používají válcová zkušební tělesa, opatřená pružným návlekem proti pronikání



Obr. 4 Schéma laboratorní injektáže nesoudržné zeminy v tlakové nádobě [2]
Fig. 4 Chart of the laboratory injection of grout into incohesive soil in a pressure vessel [2]

and into wet incohesive soil after compacting and subsequently inundating it. The pressure vessel is fitted with an air-release valve or bleeding valve, through which air and water is removed from the soil being injected with the grout. In the case of CarboCryl HV grout, because of the low viscosity of this material, a two-component injection hand pump was used for injecting the resin into the pressure vessel to ensure proper dosing when injecting. The other pump was not able to guarantee this. In the other cases, a D 97 electrical grouting pump of the rotopiston type was used. As far as the assessment and categorisation of the grout injection process is concerned, permeation grouting (so-called impregnation grouting) belonging to the group of permeation grouting without converting the structure of the ground environment (formed in this case by incohesive soils), was mostly carried out [4]. The relatively low values of the grouting pressure measured during the process of pressing of the grout into the soil being treated (maximum up to ca 0.5MPa) are adequate to this fact.

4. GEOCOMPOSITE PERMEABILITY MEASUREMENT

Measurements of geocomposite permeability are based on the methodology and method of measuring permeability of soils at a constant hydraulic gradient in a triaxial chamber (ČSN 72 1020, CEN ISO/TS 17892-11). Geocomposite permeability is determined by means of the hydraulic conductivity (k), which is commonly used for assessing permeability of soils and is based on Darcy's Law (1) for laminar flow.

$$Q = k \,.\, I \,.\, A \qquad (1)$$

where:

Q	*Volume rate of flow ($m^3.s^{-1}$)*
A	*Liquid passage area (m^2)*
γ	*Hydraulic gradient (--)*
η	*Hydraulic conductivity ($m.s^{-1}$)*

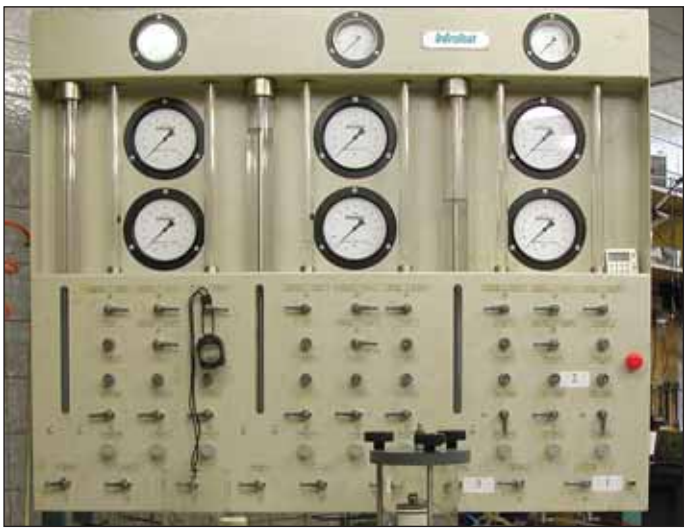
The hydraulic conductivity is a characteristic reflecting reciprocal proportion of potential energy of a particular liquid during the seepage through the material being tested (rock, soil or a geocomposite). Permeability of materials is sometime characterised by a coefficient of permeability, which is an inner characteristic of the geomaterial itself and does not depend on properties of the flowing liquid. The coefficient of permeability (K) can be expressed by relationship (2). Coefficient of permeability is sometimes quoted in Darcy's units; 1 Darcy is approximately equal to 1.10^{-12} m^2 [5].

$$K = k.\frac{\eta}{\gamma} \qquad (2)$$

where:

K	*coefficient of permeability (m^2)*
k	*hydraulic conductivity ($m.s^{-1}$)*
	specific gravity of liquid (water) ($N.m^{-3}$)
	dynamic viscosity (Pa.s)

We use an Infratest 10-2210 permeameter (see Fig. 5) for permeability measurements. It is designed to be used for measuring on 50mm and 100mm diameter cylindrical test specimens, at the triaxial state of



Obr. 5 Propustoměr fy Infratest 10-2210 s triaxiální komorou
Fig. 5 Infratest 10-2210 permeameter with a triaxial chamber

komorové vody do vzorku. Propustoměr je vybaven systémem automatizovaného sběru dat pro kontinuální měření úrovně spodního a horního tlaku zkušebního média, komorového tlaku a dále pak pro záznam průtoku odvzdušněné vody zkušebním tělesem a její teploty.

U geokompozitních materiálů z proinjektovaných zemin se poměrně často setkáváme s problémy při přípravě válcových zkušebních těles, která potřebujeme pro měření koeficientu filtrace v klasickém uspořádání triaxiální komory. Při vrtání těles dochází kvůli nedostatečné soudržnosti a pevnosti materiálu k jejich rozpadání, k vymývání kostry (horninového materiálu) z matrice pojiva, příp. jsou ze vzorku vylamována nebo vytrhávána celá zrna a vznikají tělesa natolik nepravidelná, že je pro měření koeficientu filtrace nelze použít (obr. 6). V podobných případech je výhodnější vyřezat z geokompozitů ortogonální zkušební tělesa (krychlová, hranolová) pomocí diamantového kotouče. Původní metodiku měření propustnosti na válcových zkušebních tělesech jsme proto upravili pro vhodnější tělesa ortogonální.

Měření koeficientu filtrace je prováděno v původní triaxiální komoře, je však využito ortogonálního zkušebního tělesa o hraně cca 60 mm opatřeného pryžovým návlekem a zalitého ve válcové formě o průměru 100 mm do pryžové hmoty Lukopren N 8100. Pryžový návlek po obvodu pláště zkušebního tělesa zabraňuje zatékání zalévací hmoty do vzorku, přičemž zalití je prováděno tak, aby nedošlo k znečištění podstav tělesa zalévací hmotou. Tímto postupem vzniká sestava zkušebního vzorku ve tvaru válce o průměru 100 mm. Na tuto sestavu je v konečné fázi přípravy nasunuta pryžová membrána, podobně jako při měření na válcových tělesech (obr. 7). Nerovnosti na čelech vzorku musí být před zkouškou vyplněny propustným materiálem, aby nedocházelo k negativnímu ovlivnění proudění odvzdušněné zkušební vody. Pro tento účel je používán jemný křemičitý písek.

Zvláštní pozornost byla věnována výběru zalévací pryžové hmoty a stanovení poměru komorového a zkušebního tlaku vyvozujícího tlakový spád zkušební vody ve vzorku. Zalévací hmota Lukopren plní funkci obvodové těsnící membrány proti pronikání komorové vody a zároveň eliminuje

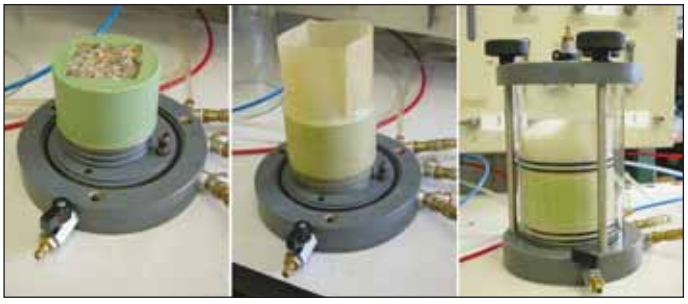
Obr. 6 Rozpadavost málo pevných těles geokompozitů při přípravě zkušebních vzorků vrtáním
Fig. 6 Crumbling character of low-strength geocomposites samples during the preparation of the samples by drilling

stress. The maximum confining pressure which can be set in the chamber is 600kPa. Permeability of test specimens is measured by means of the permeameter in the pressure chamber after saturating the specimen with deaerated water (the testing medium). After deaerating the test specimen, the pressure of the deaerated water on the lower part of the specimen is increased, thus a hydraulic gradient of the testing medium develops in the specimen, which is a condition necessary for water to flow through the test specimen (ČSN 72 1020, CEN ISO/TS 17892-11). In the pressure chamber, a confining pressure is exerted on the surface of the test specimen, which prevents the testing medium from flowing along the specimen surface. This is a condition necessary for measuring on little permeable or impermeable materials. Permeability measurements are conducted on cylindrical specimens provided with a plastic coat preventing the chamber water from seeping into the sample. The permeameter is equipped with an automatic data collection system for continuous measurement of the level of the pressure in the upper and bottom parts of the specimen and the confining pressure, and for recording the rate of flow of the deaerated water through the specimen and its temperature.

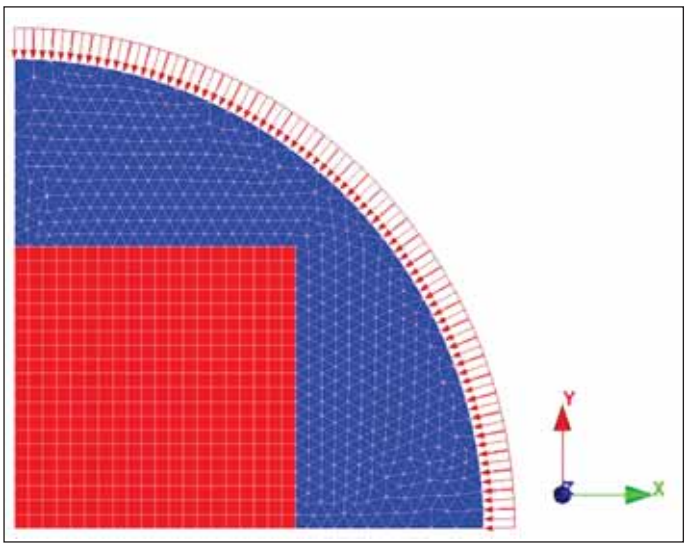
In geocomposite materials originated from soils injected with grout, we relatively often encounter problems when preparing the cylindrical test specimens which we need for the measurement of the hydraulic conductivity in the classical triaxial chamber configuration. When the samples are being cored out, they disintegrate owing to insufficient cohesion and strength of the material and the skeleton (ground material) is washed out of the matrix (binder), or complete grains are broken out or torn out of the specimen. The samples which originate in this way are so much irregular that they cannot be used for the hydraulic conductivity measurement (see Fig. 6). It is more advantageous in similar cases if orthogonal test samples (cubes, prisms) are cut out of geocomposites with a diamond disc. For that reason we adapted the original methodology of measuring permeability on cylindrical for the use of more suitable, orthogonal specimens.

The hydraulic conductivity is measured in the original triaxial chamber, but an orthogonal test specimen with the edge of about 60mm is used. The specimen is provided with a rubber coat and embedded in Lukopren N 8100 rubber compound in a 100mm-diameter cylindrical mould. The rubber coat around the test specimen circumference prevents the casting compound from seeping into the sample. Casting is carried out taking care of the casting compound not to stain the cylinder bases. A 100mm-diameter cylindrical test specimen set is produced using this procedure. A rubber membrane is slipped on this set in the final preparation phase, similarly as in the case of measurements on cylindrical specimens (see Fig. 7). Uneven surfaces of the sample faces must be filled with a low-permeability material prior to the testing so that a negative impact on the deaerated test water flow is prevented. Fine sand is used for this purpose.

Special attention was paid to the selection of the casting rubber compound and determination of the proportion of the confining pressure to the test pressure, which gives rise to the hydraulic gradient of the test water in the sample. Lukopren casting compound fulfils the function of a circumferential sealing membrane preventing chamber water from seeping in and, at the same time, eliminates water flow along the sides of the test specimen (thus fulfilling the function of the plastic coat used when measuring the hydraulic conductivity on cylindrical specimens). Four types of Lukopren rubber-based casting compound with the Poisson's ratio ranging from 0.4 to 0.5 were tested when a suitable casting compound was being selected.



Obr. 7 Příprava zalitého ortogonálního zkušebního tělesa geokompozitu do pryžové hmoty Lukopren N 8100 k měření koeficientu filtrace
Fig. 7 Preparation of an orthogonal geocomposite test sample cast in Lukopren N 8100 rubber-based compound for measurement of the hydraulic conductivity



Obr. 8 Schéma výpočetní sítě a aplikovaného plášťového tlaku na zalévací hmotu
Fig. 8 Calculation network for the applied confining pressure on the casting compound

protékání zkušební vody podél stěn zkušebního tělesa (plní tak funkci pružného návleku používaného při měření koeficientu filtrace na válcových zkušebních tělesech). Při výběru vhodné zalévací hmoty byly testovány 4 typy pryžové hmoty Lukopren s Poissonovým číslem v rozmezí hodnot 0,4–0,5.

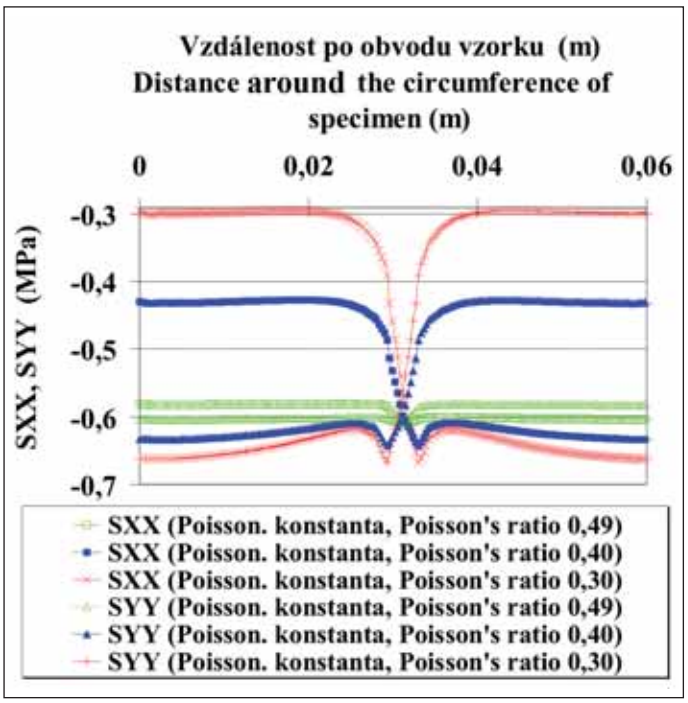
Na základě výsledků matematického modelování metodou konečných prvků (software CESAR, obr. 9) byl stanoven koeficient pro výpočet bezpečného zkušebního tlaku ve vzorku vzhledem k aplikovanému plášťovému tlaku ve zkušební komoře. Koeficient byl stanoven z modelů pro různé materiálové charakteristiky jak zalévací hmoty, tak zkušebního tělesa (jedná se o hodnoty modulů přetvárnosti a Poissonova čísla). Na základě poměru radiálních a tečných napětí (v oblasti kontaktu zalévací hmoty s tělesem) a plášťového tlaku (obr. 10) byla velikost aplikovaného maximálního zkušebního tlaku vtékající vody do vzorku stanovena na 70 % plášťového tlaku. Z důvodu bezpečného přenosu plášťového tlaku na stěny zkušebního vzorku a zabránění průtoku zkušební vody podél jeho stěn byla uvažována hodnota Poissonova čísla zalévací hmoty 0,4, i když pomocí zkoušek pevnosti v prostém tlaku byla naměřena u vybrané zalévací hmoty hodnota Poissonova čísla 0,49. Vhodnost navržené metodiky a koeficientu pro stanovení zkušebního a komorového tlaku byla odzkoušena na nepropustném ortogonálním zkušebním tělese zalitém do vybrané zalévací hmoty Lukopren. U této zkoušky nebyl zaregistrován průsak zkušební vody zkušební sestavou.

5. STAVBA TESTOVANÝCH GEOKOMPOZITŮ

V rámci výzkumu utěsňování nesoudržných zemin pomocí chemických injektážních hmot byly provedeny strukturně-texturní analýzy vybraných typů testovaných geokompozitů s označením A, B a C.

Geokompozit A byl připraven laboratorní injektáží hmoty CarboStop 41 do hrubozrnnější vlhké zeminy ZEM2 (vlhkost cca 10%). Mikroskopický snímek typické stavby geokompozitu je uveden na obr. 10. Podle klasifikačního systému struktur a textur geokompozitů s pryskyřičnými pojivy [1] má materiál ***izotropní pórovou voštinovou texturu typu II*** (částice zeminové kostry je obklopena pojivem, které však ulpívá pouze na části jejího povrchu). Částice kostry jsou rovnoměrně rozmístěny v matrici pojiva. Struktura kompozitu ***je bazální, nerovnoměrně zrnitá*** (jemně psamitická až středně psefitická). Zrna zeminy vykazují různé stupně zaoblení, ***od subangulárního po dokonale ovální***. Pojivo má strukturu typu ***PUR 2*** (v základní kompaktní hmotě pojiva jsou rozptýleny izolované bublinové póry různé velikosti, elipsovitého nebo nepravidelného tvaru). Velikost pórů se pohybuje cca od 0,1 do 2 mm; místy se v pojivu vyskytují dutinky o velikosti až 4 mm. Hmota pojiva má matné krémově žluté zabarvení.

Geokompozit B byl připraven laboratorní injektáží hmoty CarboStop 41 do hrubozrnnější zcela zavodněné zeminy ZEM2. Mikroskopický snímek typické stavby geokompozitu je uveden na obr. 11. Materiál má ***izotropní pórovou voštinovou texturu typu II*** (částice zeminové kostry je obklopena pojivem, které však ulpívá pouze na části jejího povrchu). Částice kostry jsou převážně rovnoměrně rozmístěny v matrici pojiva. Místy se vyskytují žilkovité partie s vyšším obsahem napěněného pojiva nebo naopak partie (o velikosti cca 1 cm) nedokonale vyplněné pojivem, kde zrna zeminy jsou z materiálu vydrolena. Struktura kompozitu je převážně ***bazální, nerovnoměrně zrnitá*** (jemně



Obr. 9 Průběh radiálních, resp. tečných napětí SXX, SYY působících na stěny zkušebního vzorku pro různé hodnoty Poissonova čísla zalévací hmoty a plášťového tlaku 600 kPa
Fig. 9 Respective SXX and SYY radial and tangential stresses acting on sides of the test specimen for various values of Poisson's ratio of the casting compound and a confining pressure of 600kPa.

The coefficient for the calculation of the safe test pressure in the sample with respect to the confining pressure applied in the test chamber was determined on the basis of FEM mathematical modelling (CESAR software, Fig. 9). The coefficient was determined on models for various material characteristics of both the casting compound and the test sample (moduli of deformation and Poisson's ratio values). The magnitude of the applied maximum test pressure of water flowing into the sample was set on the basis of the proportion of the radial and tangential stresses (at the contact of the casting compound with the specimen) at 70% of the confining pressure value. With the aim of securing safe transfer of the confining pressure to the sides of the sample and preventiing test water from flowing along its sides, the value of Poisson's ratio for the casting compound was assumed at 0.4, despite the fact that the value of 0.49 was determined by unconfined compression testing on the selected casting compound. Suitability of the proposed methodology and the coefficient for determination of the test pressure and confining pressure was tried on an impermeable orthogonal test sample cast in the selected Lukopren casting compound. No test water seepage through the testing set was registered during this test.

5. STRUCTURE OF TESTED GEOCOMPOSITES

Structural an textural analyses of the selected types of geocomposites to be tested, marked as A, B and C, were carried out within the framework of the research into reducing permeability of incohesive soils by means of chemical injection grouts.

Geocomposite A was prepared by laboratory injection of CarboStop 41 grout into more coarsely grained soil ZEM2 (moisture content ca 10%.). A microscope photo of a typical geocomposite structure is presented in Fig. 10. According to a categorisation system for structures and textures of geocomposites with resin binders [1], this material has an ***isotropic, porous, honeycomb texture of type II*** (a particle of the soil skeleton is surrounded by a binder, but it sticks only to a part of its surface). Particles of the skeleton are uniformly distributed in the binding matrix. The structure of the composite is ***basal, irregularly grained*** (fine psamitic to medium psefitic). Soil grains display various degrees of rounding, ranging from ***sub-angular*** to ***perfectly oval***. The binder structure is of the ***PUR 2*** type (isolated bubble pores of various sizes and elliptic or irregular shapes are dispersed in the compact binder matrix). The sizes of the pores vary from ca 0.1 to 2mm; vesicles up to 4mm are locally found in the binder. The colour of the binder matrix is dull, creamy yellow.

Obr. 10 Mikroskopický obraz naleštěného řezu tělesem geokompozitu A; Hmota polyuretanového pojiva má matné krémově žluté zabarvení
Fig. 10 Microscope picture of a polished geocomposite A slice; The polyurethane matrix colour is dull, creamy yellow

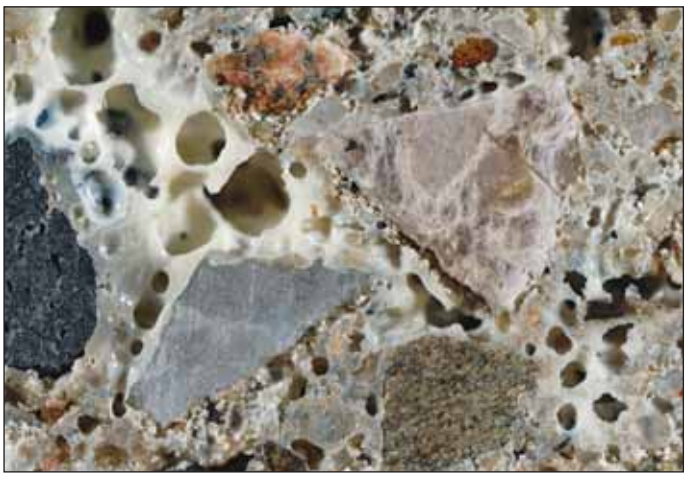
Obr. 12 Mikroskopický obraz naleštěného řezu tělesem geokompozitu C; Hmota metakrylátového pojiva je čirá, bezbarvá
Fig. 12 Microscope picture of a polished geocomposite C slice; The methacrylate matrix is clear, colourless

psamitická až středně psefitická). Zrna zeminy vykazují různé stupně zaoblení, ***od subangulárního po dokonale ovální***. Pojivo má strukturu typu ***PUR 2*** (v základní kompaktní hmotě pojiva jsou rozptýleny izolované bublinové póry různé velikosti, kulovitého nebo nepravidelného elipsovitého tvaru). Velikost pórů se pohybuje cca od 0,1 do 1,5 mm; místy se v pojivu vyskytují dutinky o velikosti až 5 mm. Hmota pojiva má matné krémově žluté zabarvení.

Geokompozit C byl připraven laboratorní injektáží hmoty CarboCryl HV do hrubozrnnější vlhké zeminy ZEM2 (vlhkost cca 10%). Mikroskopický snímek typické stavby geokompozitu je uveden na obr. 12. Materiál má ***izotropní pórovou*** převážně ***voštinovou texturu typu II*** (částice zeminové kostry je obklopena pojivem, které však ulpívá pouze na části jejího povrchu). Póry v materiálu nejsou dány napěněním pryskyřičného pojiva, ale jeho nedokonalým vyplněním mezizrnného prostoru, případně (ve studovaném řezu) vydrolením nekvalitně pojených zeminových zrn při přípravě řezu. Částice kostry jsou převážně rovnoměrně rozmístěny v matrici pojiva. Struktura kompozitu je ***bazální až pórová***, místy přecházející v ***dotykovou, nerovnoměrně zrnitá*** (jemně psamitická až středně psefitická). Zrna zeminy vykazují různé stupně zaoblení, ***od subangulárního po dokonale ovální***. Pojivo má strukturu typu ***PUR 1*** (základní hmota pojiva je celistvá, bublinové póry jsou přítomny pouze ojediněle). Hmota pojiva je čirá, bezbarvá.

6. PEVNOSTNÍ A PŘETVÁRNÉ VLASTNOSTI STUDOVANÝCH GEOKOMPOZITŮ

Protože chemická injektáž zeminový masiv nejen utěsní, ale také zpevní (stabilizuje), byly u studovaných geokompozitů testovány také jejich pevnostní a přetvárné charakteristiky. Zkušební tělesa byla podrobena zkouškám pevnosti v prostém tlaku. Na základě provedených zkoušek byla stanovena jejich pevnost v prostém tlaku, modul přetvárnosti a Poissonovo číslo.



Obr. 11 Mikroskopický obraz naleštěného řezu tělesem geokompozitu B; Hmota polyuretanového pojiva má matné krémově žluté zabarvení
Fig. 11 Microscope picture of a polished geocomposite B slice; The polyurethane matrix colour is dull, creamy yellow

Geocomposite B was prepared by laboratory injecting CarboStop 41 into a more coarsely grained, fully inundated soil ZEM2. A microscope photo of a typical structure of the geocomposite is presented in Fig. 11. The texture of this material is ***isotropic, porous, honeycomb of type II*** (a particle of the soil skeleton is surrounded by a binder, but it sticks only to a part of its surface). Particles of the skeleton are mostly uniformly distributed in the binding matrix. Veiny parts are locally found with a higher content of the foamed binder or, in contrast, parts (about 1cm size) imperfectly filled with the binder, where soil grains are crumbled away from the material. The structure of the composite is mostly ***basal, irregularly grained*** (fine-psamitic to medium psefitic). Soil grains display various degrees of rounding, ranging from ***sub-angular*** to ***perfectly oval***. The binder structure is of the ***PUR 2*** type (isolated bubble pores of various sizes and spherical or irregular shapes are dispersed in the compact binder matrix). The sizes of the pores vary from ca 0.1 to 1.5mm; vesicles up to 5mm are locally found in the binder. The colour of the binder matrix is dull, creamy yellow.

Geocomposite C was prepared by laboratory injection of CarboCryl HV grout into more coarsely grained, moist soil ZEM2 (moisture content of ca 10%). A microscope photo of a typical geocomposite structure is presented in Fig. 12. The texture of this material is ***isotropic, porous,*** mostly ***honeycomb of type II*** (a particle of the soil skeleton is surrounded by a binder, but it sticks only to a part of its surface). The pores in the material did not result from the foaming of the resin binder. They resulted from imperfect foaming, filling of the space among grains by the binder or (in the slice being studied) from crumbling of insufficiently bound soil grains from the sample during the preparation of the slice. Particles of the skeleton are mostly uniformly distributed in the binder matrix. The structure of the composite is mostly ***basal to porous,*** locally passing to ***the irregularly grained, grain-to-grain-contact type,*** (fine-psamitic to medium psefitic). Soil grains display various degrees of rounding, ranging from ***sub-angular*** to ***perfectly oval***. The binder structure is of the ***PUR 1*** type (the binder matrix is compact, bubble pores are present only seldom). The binder material is clear, colourless.

6. STRENGTH-RELATED AND DEFORMATIONAL PROPERTIES OF THE STUDIED GEOCOMPOSITES

Because of the fact that chemical grouting increases not only impermeability of soil mass but also its strength (stabilising it), strength-related and deformational characteristics of the studied geocomposites were also tested. Test specimens were subjected to unconfined compression tests. The unconfined compression strength, modulus of deformation and Poisson's ratio were determined on the basis of the tests conducted. The lowest values of the unconfined compression strength and modulus of deformation were displayed by the geocomposites containing CarboCryl HV methacrylate binder (unconfined compression strength of ca 0.5–4MPa; modulus of deformation of 10–150MPa). Higher values of the analysed properties were determined at geocomposites with polyurethane binder Bevedan – Bevedol S 21 (unconfined compression strength of ca 3–15 MPa; modulus of deformation of 90–400MPa). Geokomposites with polyurethane binder CarboStop 41

Nejnižší hodnoty pevnosti v prostém tlaku a modulu přetvárnosti vykazovaly geokompozity s metakrylátovým pojivem CarboCryl HV (pevnost v prostém tlaku cca 0,5–4 MPa; modul přetvárnosti 10–150 MPa). U geokompozitů s polyuretanovým pojivem Bevedan–Bevedol S 21 byly zjištěny vyšší hodnoty sledovaných parametrů (pevnost v prostém tlaku cca 3–15 MPa; modul přetvárnosti 90–400 MPa). Geokompozity s polyuretanovým pojivem CarboStop 41 vykazovaly pevnost v prostém tlaku 5–10 MPa a modul přetvárnosti 200–700 MPa. Hodnoty Poissonova čísla se u kompozitů s modulem přetvárnosti nad 200 MPa pohybovaly v rozmezí 0,2–0,3, v ostatních případech v rozmezí 0,3–0,4. Na základě zjištěných hodnot lze testované geokompozity přirovnat ke skalním horninám v kategorii hornin s nízkými až velmi nízkými hodnotami pevnosti v prostém tlaku a modulu přetvárnosti [6].

7. PROPUSTNOST GEOKOMPOZITŮ PŘIPRAVENÝCH V LABORATOŘI

Na základě provedených měření propustnosti (uvedené hodnoty koeficientu filtrace jsou přepočteny na srovnatelnou úroveň pro teplotu vody 10 °C) laboratorně připravených geokompozitů lze konstatovat:

Nejvýraznějšího těsnícího efektu u obou testovaných nesoudržných zemin ZEM1 a ZEM2 jak ve vlhkém, tak ve zcela zavodněném stavu bylo dosaženo pomocí metakrylátové injektážní hmoty CarboCryl HV. V případě injektáže obou zemin ve vlhkém stavu byly naměřeny hodnoty koeficientu filtrace na srovnatelné úrovni, tj. 8.10^{-11} -1.10^{-10} m.s^{-1}. V případě injektáže zvodnělých zemin byly naměřeny hodnoty koeficientu filtrace v rozmezí 2.10^{-9} – 8.10^{-7} m.s^{-1}, přičemž hodnoty při nižší hranici uvedeného rozmezí náleží geokompozitům vzniklým injektáží do jemnozrnnější zeminy ZEM1.

Nižší schopnost utěsnění nesoudržných zemin proti proudící tlakové vodě, ve srovnání s metakrylátem, vykazovaly geokompozity s polyuretanovým pojivem CarboStop 41. V případě injektáže do vlhké hrubozrnné zeminy ZEM2 byly naměřeny hodnoty koeficientu filtrace v rozmezí 5.10^{-8} – 2.10^{-7} m.s^{-1}, u jemnozrnnější zeminy ZEM1 se hodnoty pohybovaly v intervalu 8.10^{-9} – 3.10^{-8} m.s^{-1}. Hodnoty koeficientu filtrace u tohoto typu geokompozitů jsou o cca 2–3 řády vyšší než v případě pojiva CarboCryl HV ve srovnatelných podmínkách. U geokompozitů připravených injektáží do zcela zavodněné zeminy byly zjištěny hodnoty koeficientu filtrace v rozmezí 7.10^{-7} – 1.10^{-6} m.s^{-1}. V tomto případě jsou hodnoty o cca 1–2 řády vyšší než v případě pojiva CarboCryl HV ve srovnatelných podmínkách.

Hodnoty koeficientu filtrace u geokompozitů s polyuretanovým pojivem Bevedan–Bevedol S21 jsou srovnatelné s hodnotami kompozitů s pojivem CarboStop 41. U této injektážní hmoty byly kompozity připraveny pouze ze zemin ve vlhkém stavu. Vzhledem k bouřlivé reakci polyuretanu s vodou v tlakové nádobě bylo upuštěno od injektáží do zcela zavodněné zeminy. Již v případě injektáže hmoty Bevedan–Bevedol S21 pouze do vlhké zeminy došlo k poškození tlakové nádoby při expanzi polyuretanu. Hodnoty koeficientu filtrace byly naměřeny u obou typů zemin v rozmezí 3.10^{-9} – 1.10^{-8} m.s^{-1}.

Na schopnosti geokompozitů propouštět vodu se projevily také odlišnosti v jejich strukturně-texturní stavbě (viz kap. 5). U geokompozitu B, vytvořeného injektáží do zcela zavodněné zeminy, byly naměřeny hodnoty koeficientu filtrace o cca 1 řád vyšší než u geokompozitu A, vytvořeného injektáží do zeminy s vlhkostí cca 10%. Vyšší schopnost propouštět vodu způsobují u geokompozitu B zřejmě především žilkovité partie s vyšším obsahem napěněného pojiva, s velkými nepravidelnými a navzájem částečně propojenými bublinovými póry (obr. 11). Taková struktura vzniká při bouřlivější reakci polyuretanové pryskyřice injektované do zeminy s vyšším obsahem vody, která je katalyzátorem chemické reakce. Nejnižší propustnost vykazuje geokompozit C s metakrylátovým pojivem, které v kompozitu není napěněno a obsahuje pouze ojedinělé izolované póry.

Z výsledků strukturně-texturních analýz geokompozitů je zřejmé, že jejich propustnost je dána mírou vyplnění mezizrnného prostoru mezi částicemi zeminové kostry. Stupeň vyplnění prostoru je dán jednak kvalitou přilnutí pojiva k zrnům kostry, jednak charakterem a komunikativností bublinových pórů v pojivu.

Na základě měření koeficientu filtrace v závislosti na změně plášťového tlaku komorové vody v triaxiální komoře můžeme konstatovat, že na propustnost geokompozitů bude mít vliv i úroveň, popř. změna vnějšího zatížení geokompozitních těles antropogenními zásahy do horninového masivu. Se zvyšováním plášťového tlaku v triaxiální komoře, který působí na těleso geokompozitu, dochází ke změně pórového prostoru postupným stlačováním (zmenšováním) komunikativních pórů. Tyto póry mohou být tvořeny propojenými bublinami v napěněném pojivu, mezerami na nekvalitním kontaktu pojiva a kostry nebo mezerami mezi zrny nedostatečně vyplněnými pojivem. Graf na obr. 13 ukazuje změny koeficientu filtrace pro různé typy geokompozitů v závislosti na velikosti komorového tlaku v rozmezí 100–600 kPa. Z grafu je zřejmé, že k výraznějším změnám hodnot koeficientu filtrace dochází

displayed the unconfined compression strength of 5–10MPa and modulus of deformation of 200–700MPa. The values of Poisson's ratio for composites with the modulus of deformation higher than 200MPa varied between 0.2 – 0.3, while in the other cases the range was 0.3 – 0.4. On the basis of the determined values, the tested geocomposites can be compared to hard rock with low to very low values of unconfined compression strength and modulus of deformation [6].

7. PERMEABILITY OF LABORATORY-PREPARED GEOCOMPOSITES

It is possible to state on the basis of measurements of permeability (the presented values of the hydraulic conductivity are converted to a comparable level for water temperature of 10°C) carried out on geocomposites prepared in a laboratory that:

The most noticeable permeability-reducing effect with both tested incohesive soils ZEM1 and ZEM2, kept in both the moist and inundated condition, was achieved by means of CarboCryl HV methacrylate grout. In the case of injecting both soils in the moist condition, the measured hydraulic conductivity values were comparable, i.e. 8.10^{-11} - 1.10^{-10} m.s^{-1}. In the case of grouting of saturated soils, the measured hydraulic conductivity values varied within 2.10^{-9} – 8.10^{-7} m.s^{-1}, with the values about the lower level of this range belonging to geocomposites which originated by injecting grout into the more finely grained soil ZEM1.

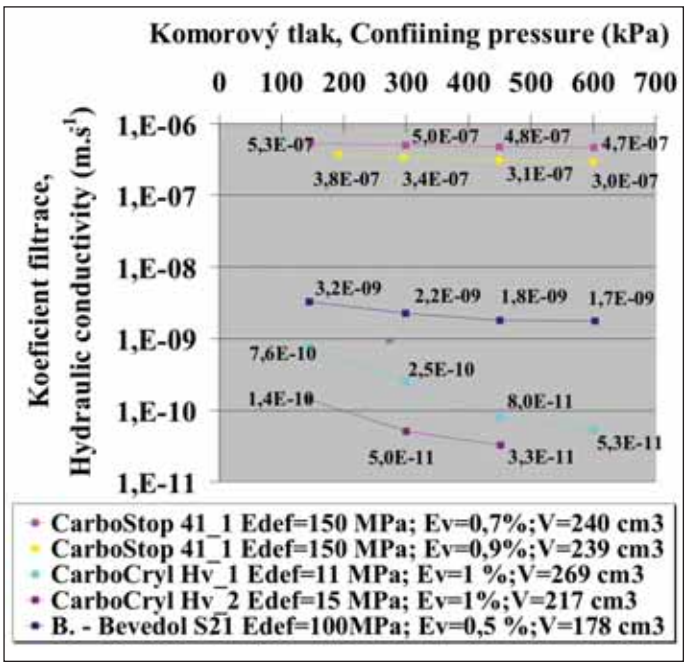
Geocomposites with CarboStop 41 polyurethane binder displayed lower ability to reduce permeability of incohesive soils for flowing water compared with the methacrylate. In the case of grouting into a moist, coarsely grained soil ZEM2, the measured hydraulic conductivity values varied between 5.10^{-8} – 2.10^{-7} m.s^{-1}, while these values ranged from 8.10^{-9} to 3.10^{-8} m.s^{-1} in the case of the more finely grained soil ZEM2. The values of the hydraulic conductivity are by approximately 2 – 3 orders of magnitude higher at this type of geocomposites than in the case of CarboCryl HV binder in comparable conditions. Hydraulic conductivity values ranging from 7.10^{-7} – 1.10^{-6} m.s^{-1} were determined in the geocomposites which were prepared by injecting grout into fully inundated soil. In this case, the values are by ca 1-2 orders of magnitude higher than in the case of CarboCryl HV binder in comparable conditions.

Hydraulic conductivity values for geocomposites with Bevedan – Bevedol S21 polyurethane binder are comparable with the values for composites with CarboStop 41 binder. This grout was used only for the preparation of composites from soils in a moist condition. Taking into consideration the rapid reaction of polyurethane with water in the pressure vessel, the idea of grouting into the fully inundated soil was abandoned. The pressure vessel was damaged by the polyurethane reaction even when Bevedan – Bevedol S21 grout was injected into the soil which was only wet. The measured hydraulic conductivity values varied from 3.10^{-9} to 1.10^{-8} m.s^{-1} in both soil types.

The structural and textural differences between the geocomposites (see Chapter 5) also showed up in their ability to let water through. The hydraulic conductivity values measured on geocomposite B, which was produced by injecting grout into fully inundated soil, were by ca 1 order higher than the values measured on geocomposite A, which originated by injection into soil with the moisture content about 10%. The higher ability of geocomposite B to let water through is probably caused by veiny parts with a higher content of foamed binder, containing large, irregular and partly interconnected bubble pores (see Fig. 11). Such a structure originates during a more rapid reaction of polyurethane resin being injected into soil with a higher content of water, which is a catalyst of the chemical reaction. The lowest permeability is displayed by geocomposite C with a methacrylate binder, which is not foamed in the composite and contains only sporadic isolated pores.

The results of the structural-textural analyses suggest that permeability of the geocomposites depends on the degree to which the intergrain space between particles of the soil skeleton are filled with the matrix. The degree to which the space is filled depends on the quality of the binder adherence to the grains forming the skeleton and on the character and ability of bubble pores in the binder to communicate.

We can state on the basis of measurements of the hydraulic conductivity with regard to changes in the confining pressure of chamber water in the triaxial chamber that permeability of geocomposites can be affected also by the level or changes in the external loads acting on geocomposite bodies due to anthropogenic interventions into the ground mass. The pore space changes as a result of gradual compression (squeezing) of communicative pores, which takes place with the increasing confining pressure in the triaxial chamber acting on the geocomposite body. These pores can be formed by interconnected bubbles in the foamed



Obr. 13 Změna koeficientu filtrace v závislosti na změně plášťového tlaku v triaxiální komoře

Fig. 13 Changes in the hydraulic conductivity depending on the triaxial pressure in a triaxial chamber

u geokompozitů s nižšími hodnotami modulu přetvárnosti (E_{def}). V těchto případech byly naměřeny při nejvyšším zatížení zkušebního tělesa plášťovým tlakem hodnoty koeficientu filtrace až o cca 1 řád nižší při stejných úrovních spodního a horního tlaku zkušební vody. V grafu jsou uvedeny také hodnoty modulu přetvárnosti (E_{def}), objemového přetvoření při maximálním komorovém tlaku 600 kPa (E_v) a původní objem (V) zkušebních těles. Hodnoty objemového přetvoření byly určeny na základě měření hodnot objemu vytlačené zkušební vody ze zkušebního tělesa v průběhu zvyšování komorového tlaku.

8. PROPUSTNOST GEOKOMPOZITŮ ODEBRANÝCH IN SITU

Propustnost geokompozitů byla měřena také na vzorcích odebraných in situ. Měření bylo provedeno na zkušebních tělesech geokompozitů vytvořených injektáží pryskyřice CarboStop 40 do hrubozrnné pískové vrstvy s příměsí štěrku (D_{10} – 0,2 mm, D_{50} – 1 mm, D_{70} – 2 mm) o mocnosti 0,8–1 m. Koeficient filtrace injektované zeminy byl stanoven nepřímým způsobem – výpočtem z velikosti zrna zeminy pro D_{10} určené ze zrnitostní křivky injektované zeminy (k = cca 10^{-4} m.s^{-1}). Ortogonální zkušební tělesa byla podrobena jak zkouškám v prostém tlaku, tak měření propustnosti. Analyzovaný geokompozit vykazoval pevnost v prostém tlaku cca 2,7 MPa, modul přetvárnosti cca 100 MPa a Poissonovo číslo cca 0,2. Hodnoty koeficientu filtrace u tohoto typu geokompozitu byly naměřeny v rozmezí cca 3.10^{-6}–3.10^{-7} m.s^{-1}. Hodnoty koeficientu filtrace byly v tomto případě o dva až tři řády nižší než hodnoty neinjektované zeminy.

U tohoto typu geokompozitu lze opět pozorovat změny koeficientu filtrace s měnícím se vnějším zatížením zkušebního tělesa (změna komorového tlaku). Hodnoty koeficientu filtrace mírně klesají se zvyšováním tlakového spádu zkušební vody, což může být způsobeno turbulentním prouděním zkušební vody v tělese (obr. 14). Z praktického hlediska volíme tlakový spád odpovídající podmínkám in situ, abychom dostali co nejkorektnější výsledky měření koeficientu filtrace i v případě, že nebudou dodrženy podmínky laminárního proudění zkušební vody ve vzorku. Pro zajištění laminárního proudění zkušební vody v tělese je nutné sledovat linearitu objemového průtoku v závislosti na tlakovém spádu. V místě odchýlení hodnot objemového průtoku od přímkové závislosti dochází k turbulentnímu proudění.

9. ZÁVĚR

Výsledky měření propustnosti geokompozitů ukazují, že chemické injektážní hmoty mohou výrazně snížit propustnost nesoudržných zemin. Např. u geokompozitu s metakrylátovým pojivem CarboCryl HV byla snížena hodnota koeficientu filtrace o cca 6 až 8 řádů. Z hlediska propustnosti patří testované zeminy do kategorie velmi propustných – koeficient filtrace > 10^{-4} m.s^{-1} (ČSN 72 1020).) Geokompozity s pojivem CarboCryl HV, injektovaným do vlhké zeminy, však náleží podle stejné klasifikace do skupiny zemin velmi nepropustných (koeficient filtrace < 10^{-10} m.s^{-1}), jako jsou např. jíly s nízkou a střední plasticitou, jíly a hlíny s vysokou až extrémně vysokou plasticitou. Většina ostatních analyzovaných

binder, gaps resulting from low quality of the contact between the binder and the skeleton or gaps between grains insufficiently filled with the binder. The chart in Fig. 13 shows changes in the hydraulic conductivity for differing types of geocomposites relating to the magnitude of the confining pressure ranging from 100 to 600kPa. It is obvious from the chart that more significant changes in the hydraulic conductivity values originate in geocomposites with lower values of the modulus of deformation (E_{def}). The hydraulic conductivity values measured in these cases at the highest confining pressure acting on the test specimen were by ca 1 order of magnitude lower at the identical levels of the test water in the upper and bottom part of the specimen. In addition, the chart shows values of the modulus of deformation (E_{def}), volumetric deformation at the maximum confining pressure of 600 kPa (E_v) and the original volume (V) of the test specimens. The volumetric deformation values were determined on the basis of measurements of the values of the volume of test water squeezed from the test specimen during the process of increasing the confining pressure.

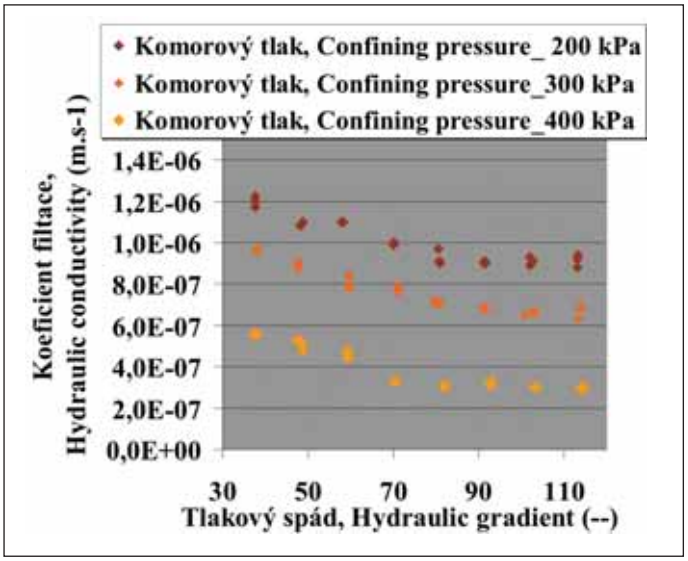
8. PERMEABILITY OF GEOCOMPOSITE SAMPLES TAKEN IN SITU

Permeability of geocomposites was also measured on samples taken in situ. The measurements were conducted on test samples of geocomposites, which were created by injecting CarboStop 40 resin into a 0.8-1m thick coarse-grained sand layer containing an addition of gravel (D_{10} – 0.2 mm, D_{50} – 1 mm, D_{70} - 2 mm). The hydraulic conductivity for the grouted soil was determined in an indirect way – by deriving it from the soil grain size for D_{10} determined from the grading curve of the injected soil (k = ca 10^{-4} m.s^{-1}). Orthogonal test specimens were subjected to both unconfined compression testing and permeability measurements. The analysed geocomposite displayed an unconfined compression strength of about 2.7MPa, modulus of deformation of ca 100MPa and Poisson's ratio of ca 0.2. Hydraulic conductivity values ranging from 3.10^{-6}-3.10^{-7} m.s^{-1} were measured on this geocomposite type. In this case, the hydraulic conductivity values were by two to three orders of magnitude lower than the values measured on a non-injected soil.

At this geocomposite type it is again possible to notice changes in the hydraulic conductivity along with the changing external loading on the test specimen (a change in the confining pressure). The hydraulic conductivity values slightly diminish with the increasing hydraulic gradient of test water, which may be caused by turbulent flow of test water through the test specimen (see Fig. 14). From a practical point of view, we choose such a hydraulic gradient which corresponds to in situ conditions, so that the results of the hydraulic conductivity measurements are as correct as possible even in the case that conditions for a laminar flow of test water through the specimen are not maintained. To ensure a laminar flow of test water through the specimen, it is necessary to monitor dependence of linearity of the volume rate of flow on the hydraulic gradient. Turbulent flow is encountered in the points where the volume flow rate values deviate from a linear relationship.

9. CONCLUSION

Results of permeability measurements on geocomposites show that chemical injection grouts are capable of significantly reducing permeability of incohesive soils. For example, in the geocomposite containing CarboCryl HV methacrylate binder, the hydraulic conductivity value was reduced by ca 6 to 8 orders of magnitude. In terms of permeability, the tested soils belong in the category of highly permeable soils – the hydraulic conductivity > 10^{-4} m.s^{-1} (ČSN 72 1020). On the other hand, geocomposites containing CarboCryl HV binder which was injected into a moist soil belong, according to the same categorisation system, in the category of highly impermeable soils (hydraulic conductivity < 10^{-10} m.s^{-1}), such as, for example, low and medium plasticity clays and high or extremely high plasticity clays and loams. The majority of the other analysed geocomposites belong in the impermeable soil category (the hydraulic conductivity ranging from 10^{-8} to 10^{-10} m.s^{-1}) or in the little permeable soil category (the hydraulic conductivity ranging from 10^{-6} to 10^{-8} m.s^{-1}). Composites containing CarboStop 41 binder injected into fully inundated soil or the in-situ taken geocomposite sample containing CarboStop 40 binder belong among the little permeable geocomposites. A comparison of the levels of the hydraulic conductivity of the used soils and individual geocomposites is presented in the chart in Fig. 15. It is expectable that permeability of geocomposites originating in technical practice will be higher than permeability of model geocomposites prepared in laboratory conditions. Results of sealing grouting will be affected by local geological and hydrogeological conditions. Permeability of geocomposites will



Obr. 14 Výsledky měření propustnosti geokompozitu odebraného in situ
Fig. 14 Results of permeability measurements on a geocomposite sample taken in situ

ných geokompozitů náleží do kategorie zemin nepropustných (koeficient filtrace v rozmezí 10^{-8} – 10^{-10} m.s^{-1}), popř. do kategorie zemin málo propustných (koeficient filtrace v rozmezí 10^{-6} – 10^{-8} m.s^{-1}). K těm málo propustným patří některé kompozity s pojivem CarboStop 41, injektovaným do zcela zavodněné zeminy, nebo také geokompozit s pojivem CarboStop 40 odebraný in situ. Srovnání úrovní hodnot koeficientu filtrace použitých zemin a jednotlivých geokompozitů je zřejmé z grafu na obr. 15. Lze očekávat, že propustnost geokompozitů vznikajících v geotechnické praxi bude vyšší než u modelových geokompozitů připravených v laboratorních podmínkách. Výsledky těsnicích injektáží budou ovlivněny místními geologickými a hydrogeologickými podmínkami. Na propustnost geokompozitů bude mít vliv i úroveň, popř. změna vnějšího zatížení geokompozitních těles způsobená antropogenními zásahy do horninového masivu.

Podle praktických požadavků na těsnicí injektáže při těsnění stavebních jam (horizontální injektážní zóny, clony) lze za uspokojivý výsledek injektáže považovat snížení koeficientu filtrace v injektované zóně na hodnotu cca 5.10^{-7} m.s^{-1} nebo nižší [7]. Z tohoto pohledu lze na základě prezentovaných výsledků laboratorního výzkumu očekávat, že použití testovaných chemických injektážních hmot pro těsnicí injektáže in situ přinese uspokojivé výsledky.

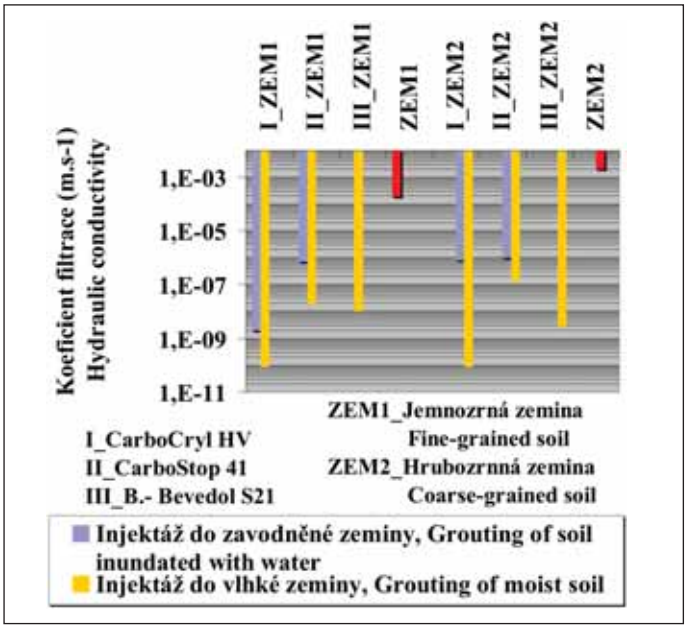
Výsledky výzkumu ukazují, že laboratorní testy propustnosti, spolu se studiem strukturně-texturních parametrů geokompozitů, představují účinný nástroj při navrhování injektážních prací a při výběru vhodných injektážních hmot pro těsnicí injektáže nesoudržných zemin. Je zřejmé, že současně s laboratorními zkouškami je nutné provádět rovněž zkušební injektáže in situ. Syntézou dosažených výsledků laboratorního výzkumu a studia injektážních procesů a vlastností geokompozitů in situ, lze optimalizovat návrhy injektáží nesoudržných zemin pomocí chemických injektážních médií.

Poděkování

Výzkum propustnosti geokompozitů na bázi chemických injektážních médií byl podporován grantovými projekty č. 105/07/1533 a AVOZ 30860518

ING. KAMIL SOUČEK, Ph.D., soucek@ugn.cas.cz,
RNDr. LUBOMÍR STAŠ, CSc., stas@ugn.cas.cz,
DOC. ING. JIŘÍ ŠČUČKA, Ph.D., scucka@ugn.cas.cz,
ING. LEONA VAVRO, vavro@ugn.cas.cz,
ÚSTAV GEONIKY AV ČR, v.v.i.

Recenzoval: doc. Ing. Dr. Jan Pruška



Obr. 15 Srovnání koeficientu filtrace nesoudržných zemin a jednotlivých druhů geokompozitů
Fig. 15 Comparison of hydraulic conductivity of incohesive soils and individual types of geocomposites

be even affected by the level of external loads acting on the geocomposite bodies or by a change in the loading caused by anthropogenic interventions into the ground mass.

According to practical requirements for grout injection reducing permeability of ground while sealing construction pits (horizontal grouted zones, curtains), lowering of the hydraulic conductivity in the zone being injected with the grout to ca 5.10^{-7} m.s^{-1} or lower can be considered to be a satisfactory result [7]. From this point of view, it is possible to expect on the basis of the presented results of the laboratory investigation that an in-situ application of the tested chemical grouts to reducing permeability of soils will yield satisfactory results.

The research results indicate that laboratory permeability testing, together with studying of structural-textural parameters of geocomposites represent an effective tool in proposing grouting work and when suitable injection grouts are selected for sealing grouting into incohesive soils. It is obvious that in situ trial grouting is necessary to be carried out concurrently with the laboratory testing. Proposals for grouting into incohesive soils using chemical injection media can be optimised through synthesising results of laboratory investigation and results of in-situ studies into the grout injecting processes and properties of geocomposites,

ACKNOWLEDGEMENT

The research into permeability of geocomposites based on chemical injection media was supported by grant projects No. 105/07/1533 and AVOZ 30860518

ING. KAMIL SOUČEK, Ph.D., soucek@ugn.cas.cz,
RNDr. LUBOMÍR STAŠ, CSc., stas@ugn.cas.cz,
DOC. ING. JIŘÍ ŠČUČKA, Ph.D., scucka@ugn.cas.cz,
ING. LEONA VAVRO, vavro@ugn.cas.cz,
ÚSTAV GEONIKY AV ČR, v.v.i.

LITERATURA / REFERENCES

[1] Ščučka, J. Souček, K. *Stavba a vlastnosti geokompozitních materiálů s polyuretanovými pojivy* (metody, postupy a výsledky laboratorního a in situ studia v ÚGN AV ČR). Ostrava: Ústav geoniky AV ČR, v. v. i, 2007. 247 s. (Documenta Geonica, 2007/1). ISBN 978-80-86407-15-9.
[2] Minova 2010 – Technické listy k injektážním hmotám CarboStop 41, CarboCryl Hv Bevedan – Bevedol S21, únor 2010.
[3] Šňupárek, R., Souček, K. *Laboratorní zkoušky chemických injektážních hmot*, Tunel 8 [4], 1999, p. 45–51.
[4] Norma ČSN EN 12715 Provádění speciálních geotechnických prací – Injektáže.
[5] Widmann, R. (co-ordinator), ISRM Final Report of the Commission on Rock Grouting in Int. J. Rock Mech. Min. Sci.& Geomech. Abstr. Vol. 33, No 8, 1996, s. 803–847.
[6] Bieniawski, Z. T. Engineeering Rock Mass Classifications, pp. 251, Wiley-Interscience, 1989, New York.
[7] Kutzner, Ch. *Grouting of Rock and soil*, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1996, 271 s.

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010 UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010

KEYNOTE LECTURE No. 1:

VÝVOJ TECHNOLOGIÍ RAŽBY TUNELŮ V ČESKÉ REPUBLICE V POSLEDNÍCH DESETILETÍCH

DEVELOPMENT OF TUNNELLING TECHNIQUES IN THE CZECH REPUBLIC DURING PAST DECADES

JIŘÍ BARTÁK

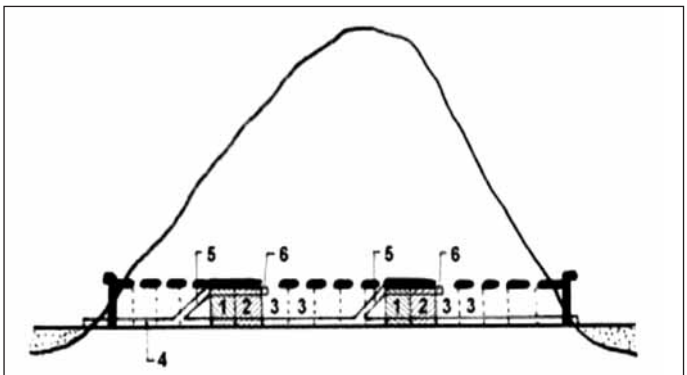
1. HISTORICKÝ ÚVOD

Nejvýznamnějším obdobím v rozvoji tunelového stavitelství v celoevropském měřítku byla 2. polovina 19. století a začátek 20. století – období výstavby základní železniční sítě. V té době byly při stavbě dodnes obdivuhodných a používaných vysokohorských tunelů vytvořeny a propracovány základní klasické tunelovací metody pilířového typu s výdřevou – soustavy rakouská a italská. Z této doby pochází řada alpských, apeninských a pyrenejských tunelů s délkou přes 10 km, např. známé tunely Gotthard, Arlberg, Lötschberg, Mt. Cenis a další. Simplonské tunely I a II byly při délce 19 730 a 19 750 m nejdelšími železničními tunely na světě, Simplon II od roku 1906 po dobu sedmdesátidevíti let.

Až druhá polovina 20. století přinesla výraznou kvalitativní a kvantitativní změnu, charakterizovanou použitím prstencového systému tunelování pomocí NRTM a kontinuální ražbou plnoprofilovými tunelovacími stroji. V roce 1985 byl dostavěn 53 850 m dlouhý podmořský tunel Seikan mezi japonskými ostrovy Honšu a Hokkaido, čímž se rekordní tunelová délka skokem posunula. A zanedlouho poté, v roce 1994, byl uveden do provozu Eurotunel pod kanálem La Manche, který je s délkou 50 500 m nejdelším evropským tunelem. V blízké budoucnosti však bude dokončen v rámci švýcarského Alptranzit projektu bázový tunel Gotthardský, jehož délka je úctyhodných 57 km.

V úvodu zmíněný rozmach tunelového stavitelství v období 2. poloviny 19. století, související s celosvětovým nástupem železnice, probíhal ve stejném trendu a ve stejné době, byť ve značně menším rozsahu, i v českém podzemním stavitelství. V první polovině 20. století pak k železničním tunelům přibyly v podstatně menší míře tunely silniční.

Při tunelování byl používán téměř výhradně pilířový systém ražení s provizorní výztuží tvořenou výdřevou. Horninový masiv byl nejprve na celou délku díla proražen tzv. směrovou štolou, která kromě na



1, 2 – vybudované pasy, 3 – pasy připravené k ražbě, 4 – směrová štola, 5 – šikmý dostropní zálom, 6 – stropní štola
1, 2 – completed sections; 3 – sections prepared for excavation; 4 – pilot tunnel; 5 – inclined heading to top of arch; 6 – top heading

Obr. 1 Schéma pilířového systému ražení
Fig. 1 Chart of the room-and-pillar excavation system

1. HISTORIC INTRODUCTION

The most important period in terms of the development of tunnel engineering on the Europe-wide scale was the 2nd half of the 19th century and the beginning of the 20th century. This was the period during which the basic railway network developed. It was the time when basic, classical room-and-pillar tunnelling methods with timbering, i.e. the Austrian and Italian Methods originated and were refined during the construction of alpine tunnels, which are admirable and in use even today. Numbers of Alpine, Apenninian and Pyrenean tunnels with the lengths exceeding 10km were constructed in this period, for example the Gotthard, Arlberg, Lötschberg, Mt. Cenis tunnels and others. The Simplon I and II tunnels were the world's longest railway tunnels with their lengths of 19,730m and 19,750m respectively; the Simplon II held the record from 1906 for seventy nine years.

Only the second half of the 20th century brought about a significant qualitative and quantitative change, which was characterised by the use of the Ring System, comprising among others even the NATM, and continuous driving using full-face tunnelling machines. The year 1985 saw the completion of the 53,850m long immersed tunnel Seikan between Japanese islands of Honshu and Hokkaido, abruptly shifting the record tunnel length ahead. Soon after, in 1994, the Eurotunnel under the Channel Tunnel was inaugurated, to become the longest Europe's tunnel with its length of 50,500m. Nonetheless, the Gotthard base tunnel, which will be completed in the near future within the framework of the Swiss project Alptranzit, will feature an imposing length of 57km.

The tunnel construction boom during the 2nd half of the 19th century, which was mentioned in the introduction, relating to the worldwide entry of railways, existed, following the same trend and during the same time even in the Czech underground construction industry, even though the scope was smaller. Road tunnels were added to the railway tunnels construction in the first half of the 20th century, in a substantially smaller extent.

The room-and-pillar excavation system with timbering forming the temporary excavation support was nearly the sole technique used during the tunnelling. First, the ground mass driven through throughout its length by a pilot tunnel. The pilot tunnel, apart from the function required for setting the tunnel out, which was at that time a difficult task, fulfilled a number of other important roles, namely exploratory, transport-, ventilation-and drainage-related and, at last but not least, even an important role of an escape route in the cases of emergencies. When the room-and-pillar system was used, headings for the excavation of the final, so-called "full tunnel" profile were opened from the pilot tunnel along the tunnel route (see Fig. 1). The excavation then proceeded solitarily from the pilot tunnel, in individual tunnelling sections, starting from initial enlarging of the cross-section with the support provided by timbering, up to the installation of the final tunnel support by the tunnel lining, usually stone masonry.

Various options for the excavation sequence (the configuration of excavation steps within the tunnel cross-section) gradually resulted into the origination of several types of classical tunnelling systems. If we disregard partial development phases in the configuration of timbering

tehdejší dobu náročného vytýčení osy tunelu plnila i řadu dalších důležitých funkcí – průzkumnou, dopravní, větrací, odvodňovací a v neposlední řadě i důležitou funkci únikové cesty v případě vzniku mimořádných událostí. Ze směrové štoly byly při pilířovém systému ražení na více místech po délce tunelu otevírány čelby pro ražbu konečného tzv. plného profilu tunelu (obr. 1). Ražba pak byla prováděna soliterně v jednotlivých tunelových pasech ze směrové štoly od prvotního rozšiřování výlomu, zajišťovaného výdřevou, až po definitivní vyztužení tunelu obezdívkou, obvykle kamennou.

Různé možnosti způsobu pobírání (uspořádání postupu ražby v příčném řezu tunelu) vedly postupně ke vzniku několika typů klasických tunelovacích soustav. Opominou-li se dílčí vývojové fáze v uspořádání výdřevy v jednotlivých soustavách, lze rozlišit pět základních typů klasických tunelovacích metod – soustavu rakouskou, belgickou (podchycovací), německou (jádrovou), anglickou a italskou, z nichž první doznala největšího rozšíření.

Rakouská soustava v krokvovém uspořádání výdřevy byla použita poprvé v roce 1839 na prvním železničním tunelu v Rakousku-Uhersku na Jižní dráze u Gumpoldskirchen. Zdokonalená v podélnicovém uspořádání výdřevy – *tzv. Rakouská soustava modifikovaná* – se stala na dlouhá léta nejuniverzálnější klasickou tunelovací metodou.

Na obr. 2 je zobrazena výdřeva Letenského tunelu v Praze (1953, dl. 340 m), při jehož ražbě byla Rakouská soustava modifikovaná naposledy použita. Nelze nepřipomenout *Rakouskou soustavu modifikovanou plynulou,* která sledem prací principiálně připomínala obvyklé podélné rozvinutí vícenásobně členěného výrubu při použití NRTM.

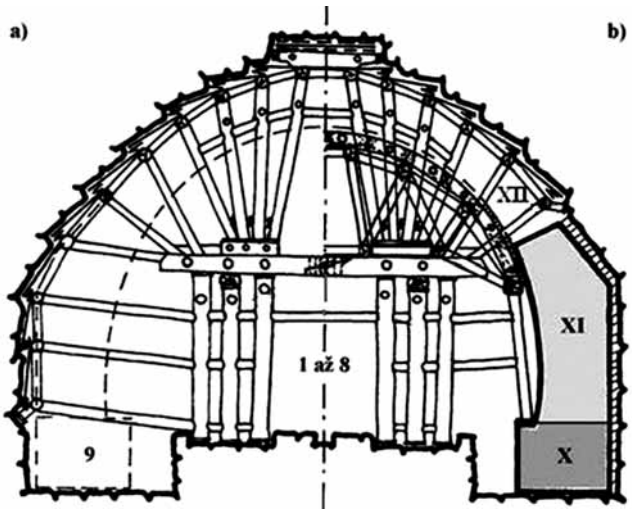
Klasické tunelovací metody byly bez podstatných změn používány v podzemním stavitelství více než 100 let. Až přibližně 50. léta 20. století znamenala faktické ukončení éry pilířového systému ražení a klasických tunelovacích metod. Při ražbě komory o ploše 114 m^2 na odbočce spojky A–C pražského metra (obr. 3) byla v roce 1972 naposledy použita klasická verze jádrové metody, výztuž ve všech fázích výlomu však byla tvořena ocelovými válcovanými prvky.

Je zajímavou skutečností, že rychlost ražení u klasických metod v běžných geologických podmínkách se nikterak podstatně neliší od postupů dosahovaných při moderním konvenčním tunelování. Nasazení velkého počtu dělníků na řadě čeleb, otevřených po celé délce tunelu, umožňovalo dosáhnout výkonů srovnatelných s výkony dosahovanými většinou na jedné nebo nejvýše dvou čelbách, otvíraných u současných metod. Značná četnost vážných úrazů a dnes zcela neakceptovatelné podmínky hygieny a bezpečnosti práce však byly daní za obdivuhodné výkony a výsledky práce tehdejších tunelářů.

2. MODERNÍ TECHNOLOGIE RAŽBY TUNELŮ V ČR

Přibližně od konce 50. let začal vývoj původního *tunelového stavitelství* probíhat na značně širší bázi, postavené na vědeckých postupech zkoumání problémů geomechanických, stabilitních i technologických. Do mnohem šířeji pojaté sféry *podzemního stavitelství* byly zahrnuty vedle tunelů dopravních (tunely železniční, silniční a dálniční, podzemní rychlodráhy) a štol a tunelů vodohospodářských (vodní přivaděče, kanalizační sběrače a další) i ražené podzemní stavby plošné, halové a prostorové (parkoviště, garáže, skladiště, kaverny pro hydrocentrály,

Obr. 3 Rozšiřovaná komora na spojce A–C pražského metra (1972)
Fig. 3 Enlarged bifurcation chamber on the Prague metro A-C connecting line (1972)



a) výdřeva plného výlomu
a) Timbering of the complete excavated cross-section
b) zednická výdřeva
b) Mason's timbering

Obr. 2 Rakouská soustava modifikovaná (Letenský tunel v Praze, 1953)
Fig. 2 Modified Austrian System (the Letná tunnel in Prague, 1953)

in the individual systems, we can distinguish five basic types of classical tunnelling methods, namely the Austrian, Belgian (flying arch), German (core-leaving), English and Italian methods, of which the former one got spread most of all.

The Austrian system using the rafter timbering configuration was used for the first time in 1839, on the first railway tunnel in the Austro-Hungarian Empire on the Southern Railway near Gumpoldskirchen. Improved by applying bar timbering, called *the Modified Austrian System*, it became the most universal classical tunnelling method for many years.

Fig. 2 shows the timbering of the Letná tunnel in Prague (1953, 340m long), at which the Modified Austrian System was used for the last time. It is also necessary to remember the *Continuous Modified Austrian System,* which was reminiscent of the usual longitudinally arranged sequence of a multiple-heading excavation when the NATM is being used.

The classical tunnelling methods were used in the underground construction industry over a period longer than 100 years. The era of the room-and-pillar excavation system and classical tunnelling methods practically ended as late as the 1950s. A classical version of the core-leaving method was used for the last time in 1972. It was applied to the excavation of a chamber with the cross-sectional area of 114m^2 on the tunnel interconnecting the Lines A and C of Prague metro. But the excavation support consisted of rolled-steel sections in all phases of the excavation.

There is an interesting fact that the advance rate of excavation in common geological conditions using classical methods does not substantially differ from advance rates achieved by modern conventional tunnelling. Owing to the fact that great numbers of workers were employed at multiple headings opened throughout the tunnel length, it was possible to achieve advance rates comparable with the advance rates achieved on a single or maximum two excavation faces by today's methods. But the high rate of serious injuries and the today absolutely unacceptable working hygiene and safety conditions was a toll for the admirable performance and results o work of tunnellers of that time.

2. MODERN TUNNEL EXCAVATION TECHNIQUES IN THE CZECH REPUBLIC

Approximately from the end of the 1950s, the development of the original *tunnel construction engineering* started to proceed on a much wider basis, using scientific procedures for examining geomechanical, stability-related and technological problems. Apart from transport-related tunnels (railway, road and motorway tunnels, underground railway tunnels) and galleries and tunnels for water resources (water supply tunnels, sewers etc.), even hall-type mined underground structures

energetické zásobníky, vodojemy, čistírny odpadních vod, mrazírny, sportoviště apod.).

Vzhledem k zadanému rozsahu tohoto článku není možné věnovat pozornost všem uvedeným druhům podzemních staveb, byť jsou mezi nimi skvělá a unikátní díla, a další pojednání je zaměřeno na dopravní podzemní stavby, které jsou nejvíce „vidět".

2.1 Přehled moderních technologií ražby tunelů

Výsledky výzkumů v mechanice hornin, zejména v oblasti pevnostních a deformačních vlastností horninových masivů a jejich stabilitních projevů v čase, umožnily zavést do cyklických (konvenčních) postupů výstavby tunelů progresivní prstencové systémy ražení. Nejprve v 60. letech univerzální ***prstencovou metodu*** s kruhovým tubingovým ostěním, ukládaným erektorem a později v 90. letech ***Novou rakouskou tunelovací metodu,*** která se stala téměř naprosto převládající technologií výstavby tunelů v ČR po roce 2000 až do současnosti.

Výzkum v oblasti technologií rozpojování hornin vedl v průběhu 60. a 70. let k nasazení výkonných vrtacích zařízení a k řadě významných poznatků v trhací technice, umožňujících do konvenčního tunelování zavedení milisekundových odstřelů, bezzálomového způsobu ražby, řízených výlomů (hladký výlom, presplitting) a nových typů trhavin (trhaviny s fyzikální senzibilizací). To umožnilo zkvalitnění a zvýšení přesnosti trhacích prací za současného snížení seismických účinků na povrchovou zástavbu.

V poloskalních horninách a v zeminách doznalo na začátku 70. let značného rozšíření použití ***nemechanizovaného štítování***, a to jak u menších profilů (kanalizační stoky a jiné komunální štoly), tak zejména u traťových tunelů metra. Rychlý rozvoj strojírenských technologií umožnil prakticky ve stejném čase zavést a v průběhu dalších 30 let velmi zdokonalit plynulou ražbu ***mechanizovanými tunelovacími stroji***. Tyto stroje soustavou speciálních rozpojovacích nástrojů, umístěných na otáčivé řezné hlavě s axiálním přítlakem, „vyvrtávají" buď celý profil tunelu najednou (plnoprofilové tunelovací stroje), nebo po částech (tunelové výložníkové frézy).

Z ostatních tunelovacích metod, použitých u nás v období po roce 2000, je nutno zmínit jednu, která byla nasazena pouze jednorázově a ne zcela úspěšně, ale rozhodně znamenala obohacení našeho podzemního stavitelství. Jedná se o použití ***technologie obvodového vrubu s předklenbou.*** Tento postup, známý též pod názvem „metoda Perforex", patří mezi tzv. PLS metody (Pre-Lining System) a byl použit při výstavbě části železničního tunelu Březno u Chomutova.

2.1.1 Prstencová metoda a nemechanizované štítování

Obě tyto metody jsou těsně spjaty s výstavbou pražského metra v letech 1966 až 1990, která byla realizována v souladu s dohodou mezi

requiring large floor areas or large space (car parks, garages, warehouses, caverns for hydropower stations, energy storage facilities, water reservoirs, caverns for sewage treatment plants, freezing plants, sports facilities etc.) were incorporated into the much wider sphere of *underground engineering*.

Because of the space which has been allotted to this paper, it is not possible to pay attention to all of the above-mentioned sorts of underground structures, despite the fact that there are excellent and unique pieces among them. The text below is focused on transport-related underground structures, which are "seen" most of all.

2.1 Summary of modern tunnel excavation techniques

Results of surveys in the field of rock mechanics, first of all in the area of strength-related and deformational properties of rock masses and their stability-related manifestations with time allowed progressive Ring Systems to be introduced into cyclical (conventional) tunnel excavation techniques. First, in the 1960s, it was the universal ***Ring Method*** with circular segmental lining installed by erectors. Later, in the 1990s, the ***New Austrian Tunnelling method*** appeared, which nearly absolutely prevailed in tunnel construction in the Czech Republic after 2000 till now.

The survey in the area of rock disintegration technologies led, in the 1960s and 1970s, to the application of efficient drilling equipment and many important pieces of knowledge in the field of blasting technology, allowing millisecond blasting, no-cut blasting, controlled blasting (smooth blasting, pre-splitting) and new types of explosives (explosives with physical sensibilisation) to be introduced into the conventional tunnelling. It made increasing of quality and precision of blasting operations possible, together with decreasing seismic effects on surface buildings.

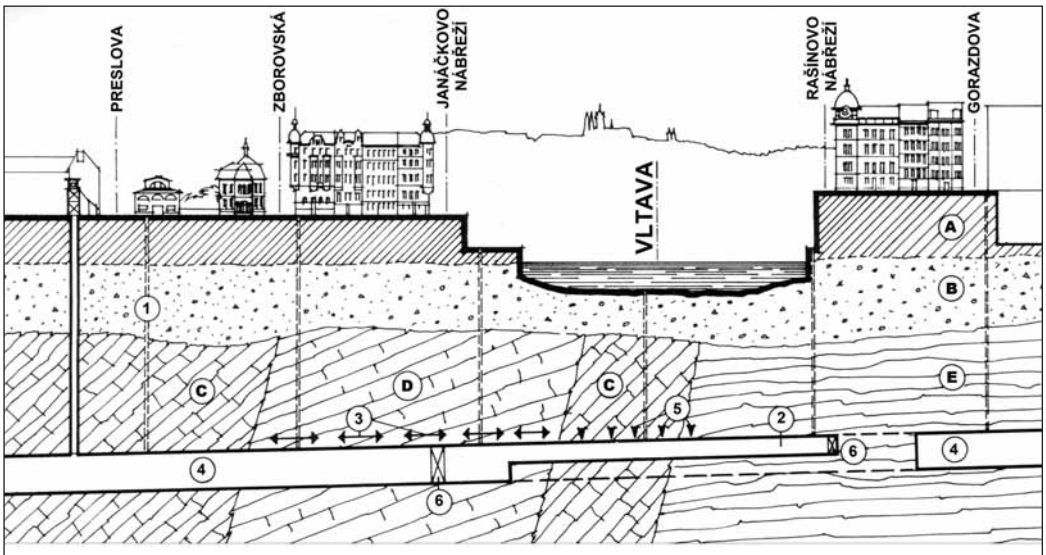
The use of ***non-mechanised shield driving*** was widely spread at the beginning of the 1970s when semi-rock and soils were driven through, both for smaller profiles (sewers and other community galleries) and, above all, for running metro tunnels. Thanks to the quick development of the machine-building industry it was possibly virtually at the same time to introduce and significantly improve during the subsequent 30 years the continual driving by means of ***mechanised tunnelling machines***. These machines, using sets of special cutting tools mounted on a rotating cutting head with axial thrust, drill either the entire tunnel cross section in one go (full-face tunnel boring machines) or in parts (tunnel roadheaders).

Of the other tunnelling methods which were used in the Czech Republic after 2000, it is necessary to mention one which was employed only once, without a convincing success, but which certainly meant enriching of our underground engineering. It was the ***Pre-vaulting Method.*** This technique, known also under the name "Perforex Method", belonging among PLS (Pre-Lining System) methods, was used during the construction of the Březno u Chomutova rail tunnel.

2.1.1 The Ring Method and Non-mechanised Shield Driving

The two methods are closely associated with the Prague metro construction in 1966 through 1990, which was carried out following an agreement between the governments of the then CSSR and USSR on collaboration and technical assistance on the construction of underground routes for urban mass traffic in Prague. Political changes in the 1990s "post-revolution" time caused changes even in the technical sphere, therefore the two techniques were no more used during the metro or other larger-diameter tunnels construction.

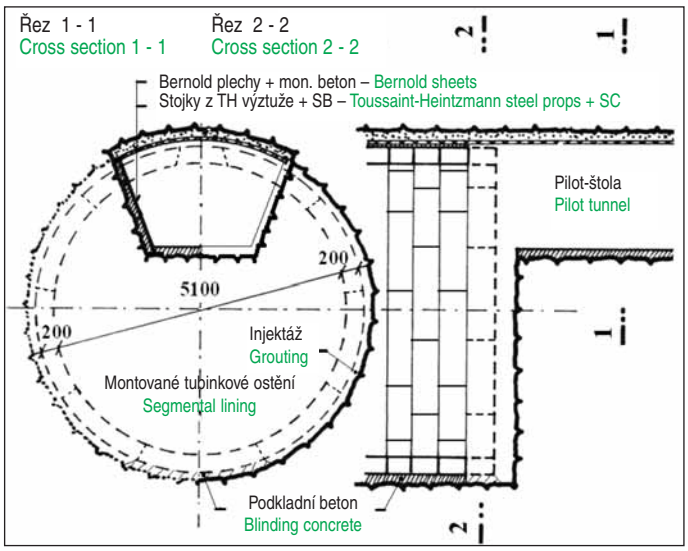
Nevertheless, it must be objectively stated that the tunnel driving techniques used in the 1970s



A – navážky, B – štěrkopísková terasa, C – drabovské křemence, D – libeňské břidlice, E – dobrotivské břidlice, 1 – průzkumné vrty, 2 – předstihová štola, 3 – sanační vrty, 4 – traťový tunel, 5 – těsnicí injektáž, 6 – protiprůvalové hráze

A – made ground, B – gravel-sand terrace, C – Drabov Quartzite, D – Libeň Shale, E – Dobrotiv Shale, 1 – survey boreholes, 2 – pilot tunnel, 3 – pre-excavation grouting boreholes, 4 – running tunnel, 5 – sealing grouting, 6 – flood-prevention bulkheads

Obr. 4 Podchod trasy IB pod Vltavou
Fig. 4 Metro Line IB passage under the Vltava River



Obr. 5 Schéma „pražské“ prstencové metody
Fig. 5 Diagram of the “Prague” Ring Method

vládami tehdejší ČSSR a SSSR o spolupráci a technické pomoci při výstavbě podzemních tras MHD v Praze. Politické změny v „porevolučních“ 90. letech vyvolaly i změny v technické sféře a obě technologie v dalších letech při výstavbě metra ani u jiných tunelů větších průměrů již nenalezly další uplatnění.

Objektivně je však nutno konstatovat, že v 70. a 80. letech používané technologie ražby – nemechanizované štítování a prstencová (erektorová) metoda – které nahradily klasické pilířové systémy s výdřevou – byly v našich podmínkách velmi výkonné a vesměs úspěšně aplikované.

Prstencovou metodou se razily traťové, staniční a eskalátorové tunely v horninách pražského ordoviku pomocí krátkých záběrů 0,75 až 1,5 m. Doba stability nevystrojeného výrubu musela být dostatečně dlouhá na vybudování prstence z ocelolitinových nebo železobetonových tubingů, jeho zakládku a provedení výplňové injektáže. Prstencová metoda byla používána i v nepříznivých geologických podmínkách, např. při podchodu trasy IB a IIIC pod Vltavou v kombinaci s předstihovou průzkumnou štolou (obr. 4).

Prstencová metoda pro svá mnohá zdokonalení technologie ražby v obtížných podmínkách (např. použití předražené „pilot-štoly“ různého umístění i tvaru /obr. 4/, využití „metro-plechů“ a Bernold-plechů, stříkaného betonu, dlouhých čelbových kotev) si vysloužila přídomek „pražská“ prstencová metoda.

Nemechanizované štítování bylo úspěšně použito na mnoha úsecích všech stávajících linek pražského metra. Pod ochranou štítu se v čelbě provádělo rozpojování horniny a v plášti štítu montáž tubingového ostění erektorem, prakticky stejným postupem jako u prstencové metody. Výkony u obou těchto metod byly prakticky srovnatelné, jak je patrné z dobové tabulky I. První tunel na pražském metru byl proražen pomocí nemechanizovaného štítu na trase C, a to na Pankráci 30. 9. 1969 (obr. 6).

Tab. I Největší měsíční výkony v ražbě prstencovou metodou a nemechanizovaným štítem
Table I The highest monthly excavation advance rates using the Ring Method and a non-mechanised shield

Období Period	Výkon (bm) Advance (m)	Četa Crew	Podnik Company	Trasa Line	Tunel Tunnel
TRAŤOVÉ TUNELY – RUNNING TUNNELS					
Prstencovou metodou pomocí erektoru – Ring method using erector					
10/70	63	Přibyl	VKD	C	PTT – Pankrác–Pražského povstání
03/77	119	Litvák	VS	A	PTT – Flora–Želivského
04/81	157	Náhlík	VS	B	PTT – Karlovo náměstí–Národní třída
Pomocí nemechanizovaným štítem – Using non-mechanised shield					
01/70	73	Dobrovicz Fišer Faubner	Vodní stavby	C	LTT – Vyšehrad–Pražského povstání
01/74	104	Kořínek Kubr Kytka	MTS	A	LTT – Dejvická–Hradčanska
08/89	117	Dvořák	MTS	B	PTT – Luka–Stodůlky

and 1980s, i.e. the non-mechanised shield driving and the Ring (Erector-Using) Method, which replaced the classical room-and-pillar systems with timbering, were highly effective and mostly successfully used in our country.

The Ring Method was used for driving of running, station and escalator tunnels through the Prague Ordovician rock mass, with the round lengths ranging from 0.75m to 1.5m. The stand-up times for free-standing unsupported excavation had to be sufficiently long to allow the installation of a lining ring consisting of cast steel or concrete segments, the packing and backgrouting. The Ring Method was used even in unfavourable geological conditions, for example, in combination with a pilot tunnel, during the passage of lines IB and IIIC under the Vltava River (see Fig. 4).

Owing to numerous improvements in the technology of driving in complicated conditions (e.g. driving of various-profile pilot tunnels in various points of the cross-section (see Fig. 4), the use of pressed steel liner plates and “Bernold” sheets, shotcrete, long face-supporting anchors) it earned the tag of the “Prague” Ring Method.

Non-mechanised shield driving was used with success on many sections of all existing lines of Prague metro. Rock was disintegrated and the segmental lining was assembled at the face by an erector under the protection of a shield, using virtually the same procedure as in the case of the Ring Method. Advance rates achieved by both methods were comparable, as shown in Table I from that period. The first tunnel on the Prague metro which was driven using a non-mechanised shield was the tunnel on the Line C, in Pankrác on 30/09/1969 (see Fig. 6).

Surprisingly, the last important project where the Ring Method and the non-mechanised shield driving method by a purpose-made semi-shield was used was none of the parts of the Prague metro. It was the two kilometres long Strahov tunnel, which was completed using a special variant of the Ring Method, after a long 10-year construction period, in December 1997.

2.1.2 The New Austrian Tunnelling Method

The New Austrian Tunnelling Method (the NATM) became a symbol of “post-revolution” changes for the Czech underground construction industry. Since the 1990s till now everybody has been interested nearly solely in the New Austrian Tunnelling Method.

Obr. 6 První štítovaný tunel na trase C pražského metra (1969)
Fig. 6 The first shield-driven tunnel on Line C of the Prague metro (1969)

Poslední významnou stavbou, kde byly nasazeny jak prstencová metoda, tak metoda nemechanizovaného štítování speciálně vyrobeným pološtítem, nebyla kupodivu žádná z částí pražského metra, ale dvoukilometrový Strahovský tunel, který byl dokončen ve speciální variantě jádrové metody po dlouhých 10 letech výstavby v prosinci roku 1997.

2.1.2 Nová rakouská tunelovací metoda

Pro české podzemní stavitelství se stala symbolem „porevolučních" změn Nová rakouská tunelovací metoda (dále jen NRTM). Od 90. let minulého století až do současnosti nastalo velké a takřka výhradní zaujetí Novou rakouskou tunelovací metodou. Podstatný atribut této metody – observace chování a upravování původního návrhu konstrukce na základě analýzy vybraných monitorovaných veličin – byl významně podpořen ustanoveními nových evropských technických norem. Norma ČSN EN 1997-1:2004 s názvem Navrhování geotechnických konstrukcí – část 1: Obecná pravidla totiž legalizuje jako jeden z možných přístupů navrhování geotechnických konstrukcí observační metodu. Tento postup, v ČR v 90. letech zdánlivě nový a progresivní, byl v podzemním stavitelství aplikován již od zveřejnění zásad NRTM v 50. a 60. letech 20. století. Princip NRTM přímo vyžaduje, aby se v průběhu ražeb prováděly korekce původního návrhu vystrojení tunelu na základě prováděných souborů měření, zejména konvergencí primárního ostění. Obrovské množství úspěšných aplikací v cizině, a po roce 1990 i u nás, potvrzuje správnost geomechanického pojetí této adaptabilní tunelovací metody. Není bez zajímavosti připomenout, že poprvé ve světě byla NRTM aplikována při výstavbě silničního tunelu Massenberg v rakouském Štýrsku, který byl dokončen v roce v roce 1963.

První aplikace NRTM v České republice byly použity při ražbě menších profilů, a to u pražských i brněnských kolektorů v 80. letech minulého století (Subterra), větší profil měl ražený přivaděč do nové čistírny odpadních vod v pražské Tróji na začátku 90. let (Vodní stavby). Z velkých tunelů pak následovaly přibližně ve stejném období silniční tunely Hřebeč (Metrostav) a Pisárecký (Subterra), které byly uvedeny do provozu na konci roku 1997 [2], nejdelší mezistaniční úsek na trase IVB pražského metra Hloubětín–Rajská zahrada, uvedený do provozu v roce 1998 (Metrostav). Prvním železničním tunelem budovaným technologií NRTM byl tunel Vepřek u Kralup nad Vltavou, zprovozněný v roce 2002 (Metrostav).

Pomocí NRTM byla do současné doby v ČR úspěšně dokončena řada významných dopravních tunelů – 8 železničních (tab. II) v celkové délce 5894 m (včetně 613 m dlouhé části jinak nejdelšího železničního tunelu Březno – 1758 m) a 7 silničních (tab. III) v celkové délce 6334 m (včetně nejdelšího tunelu v ČR Panenská – 2168 m).

Ve stadiu výstavby pomocí NRTM jsou čtyři silniční tunely – tunel Prackovice (dl. 270 m) a tunel Radejčín (dl. 620 m) na dálnici D8 v Českém středohoří (obr. 10), Královopolský tunel (dl. 1240/1260 m) na velkém městském okruhu v Brně a rozsáhlý tunelový komplex Blanka (dl. 5502/5489 m) na městském okruhu v Praze. V síti Českých drah jsou ve výstavbě železniční tunel Jablunkovský na III. tranzitním koridoru a železniční tunely v úseku Benešov–Votice na IV. koridoru.

Díky rozšíření NRTM došlo u nás k rozvoji řady postupů a technologií, souvisejících především s vyztužováním výrubu a stabilizací nadloží. Patří mezi ně zejména:

– zdokonalení metod rozpojování horniny na čelbě jak při použití trhacích prací, tak při rozpojování pomocí výložníkových fréz,

Tab. II Silniční tunely vybudované po roce 1990 pomocí NRTM
Table II Road tunnels built after 1990 using the NATM

Název tunelu Tunnel name	Kraj Region	Rok uvedení do provozu Commissioning year	Počet tubusů Tubes	Pruhů v tubusu Traffic lanes in a tube	Délka (m) Length (m)	Pořadí realizace Sequential number
Hřebeč	Pardubický	1997	1	3	355	1 (9)
Pisárecký	Jihomoravský	1997	2	2	513/500	2 (10)
Mrázovka	Hl. m. Praha	2004	2	2 - 3	1300	3 (15)
Valík	Plzeňský	2006	2	2	390/380	4 (16)
Panenská	Ústecký	2006	2	2	2168/2116	5 (17)
Libouchec	Ústecký	2006	2	2	520/504	6 (18)
Klimkovice	Severomoravský	2008	2	2	1088/1077	7 (20)

The reason is the fact that one of substantial attributes of this method, i.e. observing behaviour and modifying the original structural design on the basis of analyses of selected quantities being monitored, was significantly stressed by provisions of new European technical standards. CSN EN 1997-1:2004 standard titled: Geotechnical Design – Part 1: General Rules legalises the observational method as one of allowable approaches to designing geotechnical structures. This procedure, which was seemingly new and progressive in the Czech Republic in the 1990s, had been applied within the underground construction industry from the day of publishing the NATM principles in the 1950s and 1960s. The NATM principle directly requires that corrections of the original excavation support design be carried out on the basis of a set of measurements to be conducted, first of all measurements of the primary lining convergences. The great amount of successful applications abroad, and after 1990 even in our country, has proved that the geomechanical concept of this adaptable tunnelling method is correct. It is certainly also interesting to remember the fact that the first application of the NATM in the world was during the construction of the Massenberg tunnel in Steyr, Austria, which was completed in 1963.

The NATM was applied for the first time in the Czech Republic to the excavation of smaller profiles, namely utility tunnels in Prague and Brno in the 1980s (Subterra a.s.) and a larger-profile mined supply conduit to the sewage treatment plant in Troja, Prague, at the beginning of the 1990s (Vodní Stavby a.s.). Of large-profile tunnels built approximately during the same period, we can name the Hřebeč road tunnel (Metrostav a.s.) and Pisárky tunnel (Subterra a.s.), which were opened to traffic at the end of 1997 [2], and the longest interstation section on the Line IVB of the Prague metro between Hloubětín – Rajská Zahrada stations, which was brought into service in 1998 (Metrostav a.s.). The first railway tunnel which was built by the NATM was the Vepřek tunnel near Kralupy nad Vltavou, which was inaugurated in 2002 (Metrostav a.s.).

Many important transport-related tunnels have been completed in the Czech Republic till now using the NATM: 8 rail tunnels (Table II) at the total length of 5,894m (inclusive of a 613m long section of the otherwise longest rail tunnel, the 1758m-long Březno tunnel) and 7 road tunnels (Table III) at the total length of 6,334m (inclusive of the longest tunnel in the CR, the 2168m-long Panenská tunnel).

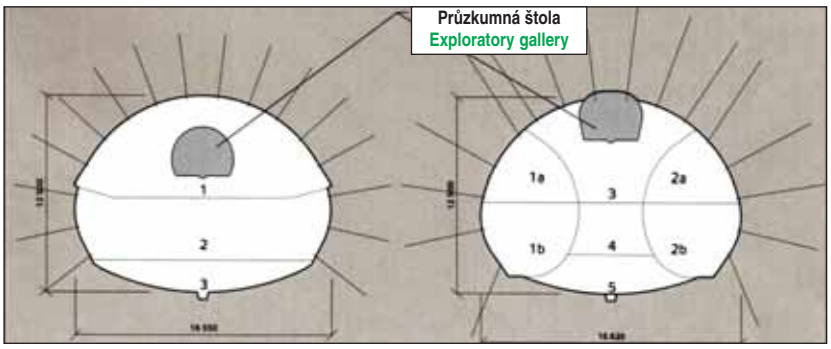
The road tunnels currently under construction comprise two tunnels on the D8 motorway in the České Středohoří uplands (the 270m-long Prackovice tunnel, 620m-long Radejčín tunnel – see Fig. 10), the 1240 and 1260m long Královo Pole twin-tube tunnel on the Large City Circle Road in Brno and the extensive Blanka complex of twin-tube tunnels (5502m and 5489m long) on the City Circle Road (inner circle) in Prague. The Czech Railways' network has the Jablunkov tunnel on Transit Corridor III and tunnels within the Benešov – Votice section of Corridor IV under construction.

Owing to the NATM spreading, many procedures and technologies, associated first of all with the excavation support and stabilisation of the overburden, have been developed, namely the following ones:

– Improved methods of rock disintegration at the excavation face both by drill-and-blast techniques and by means of boom-mounted roadheaders, tunnel excavators and impactors,
– significant improvement of quality of sprayed concrete and lattice girders,

Tab. III Železniční tunely vybudované po roce 1990 pomocí NRTM
Table III Railway tunnels built after 1990 using the NATM

Název tunelu Tunnel name	Uvedení do provozu Commissioning year	Počet kolejí Number of tracks	Koridor Corridor	Délka tunelu (m) Tunnel length (m)	Pořadí realizace Sequential number
Vepřek	2002	2	I, IV	390	1 (148)
Tatenice	2004	2	II, III	143	2 (149)
Krasíkovský	2004	2	II, III	1101	3 (150)
Malá Huba	2005	2	II, III	324	4 (152)
Hněvkov I	2006	2	II, III	180	5 (153)
Hněvkov II	2006	2	II, III	462	6 (154)
Březno	2007	1	-	1758	7 (155)
Vítkovské tun.	2008	2 x 2	I, III, IV	1365 + 1316	8 (156)



Obr. 7 Typy členění čelby tunelu Mrázovka [1]
Fig. 7 Excavation sequence types in the Mrázovka tunnel [1]

tunelbagrů a impaktorů,
– výrazné zkvalitnění stříkaných betonů a příhradových žebrových výztuží,
– zdokonalení typů svorníků a dlouhých předpínaných horninových kotev,
– zvládnutí ražby s různým členěním čelby,
– účelné využívání doplňujících stabilizačních opatření před čelbou (jehlování, mikropiloty, subhorizontální trysková injektáž, vyztužování čelby),
– sanační injektáže z podzemí i z povrchu území,
– předsunuté clony z tryskové injektáže, kompenzační injektáže – podstatná redukce sedání povrchové zástavby,
– on-line režim sledování geotechnického monitoringu pro vybrané účastníky výstavby.

Základní technologickou modifikací, která umožňuje ražbu velkých tunelových profilů v obtížných geologických podmínkách, je ***členění čelby.*** Existuje řada variant horizontálního a zejména vertikálního členění; obecně platí, že použití náročnějšího vertikálního členění vede při nízkém nadloží k menším deformacím terénu i zástavby.

Tento efekt byl jednoznačně dokumentován např. při ražbě tunelu Mrázovka (obr. 7), u něhož byly použity postupně oba základní druhy členění výrubu. Horizontální členění v oblasti přilehlé k severnímu portálu vedlo k deformacím přes 250 mm se sklony poklesové kotliny 1 : 150, zatímco přechod na svislé členění s opěrovými štolami vedl k maximálním deformacím 72 mm a sklonům poklesové kotliny 1 : 540 [1].

Neobvyklé uspořádání tunelových trub tunelu Valík na dálnici D5 bez mezilehlého horninového pilíře bylo motivováno požadavkem minimalizace ovlivnění ekosystému v nadloží tunelu a v přilehlých portálových úsecích. Střední opěra konečných tunelových profilů byla budována v dílčím tunelu, který byl přeražen přes původní průzkumnou štolu (obr. 8). Každý tunel byl svisle členěn jednou (vnější) opěrovou štolou, jejíž uzavřené ostění bylo provedeno až na počvu konečných tunelových profilů. Výlomy kaloty a jádra tunelů byly prováděny obvyklým způsobem ve dvou sestupných fázích, s uzavíráním zbývající části provizorní spodní klenby plného profilu mezi středním tunelem a opěrovými štolami.

Tunel Prackovice na dálnici D8 byl ražen ve dvou troubách s mezilehlým horninovým pilířem a svislým členěním části kaloty na pravé straně profilu (běžnější je zrcadlové uspořádání prvotně ražených částí kaloty). V západní tunelové troubě byla v pravé části kaloty předem vyražena průzkumná štola (obr. 9). Následné svislé členění dělilo kalotu na dvě části, první dílčí výlom kaloty však nebyl prohlubován až na počvu konečných tunelových profilů. Kaloty obou tunelových trub byly vyraženy na celou délku tunelu, takže výlomy opěří tunelů a doplnění opěrových částí primárního ostění byly prováděny dělením na dvě části, bez rampy na kalotu tunelů.

Monitoring deformačního chování jižního portálu tunelu Prackovice (obr. 10) v průběhu hloubení předzářezu i v počátečních fázích ražby tunelů vykázal v oblasti VTT a středního pilíře opakovaně výraznou akceleraci deformací, což si vyžádalo provedení poměrně rozsáhlých sanací (dodatečné kotvení, přísypy, opěrný betonový blok před středním pilířem na šikmých mikropilotách). Z průběhu svislých deformací na 1. etáži portálové stěny v průběhu výstavby (obr. 11) je jasně patrná odezva masivu jak na jeho negativní ovlivnění, tak na provedená sanační opatření.

Přes nesporné úspěchy při mnohočetném nasazení NRTM ve velmi těžkých geologických podmínkách a nízkém nadloží se ukazují

– improvement of rock bolt types and long pre-tensioned rock anchors,
– mastering of various excavation sequence systems,
– appropriate use of additional stabilisation measures implemented ahead of the face (booming, canopy tube pre-support, sub-horizontal jet grouting, face reinforcing),
– pre-excavation grouting both from within the tunnel and from the ground surface,
– jet grouted curtains ahead of the face, compensation grouting, substantially reducing settlement of surface buildings,
– on-line regime of geotechnical monitoring for selected parties to the construction.

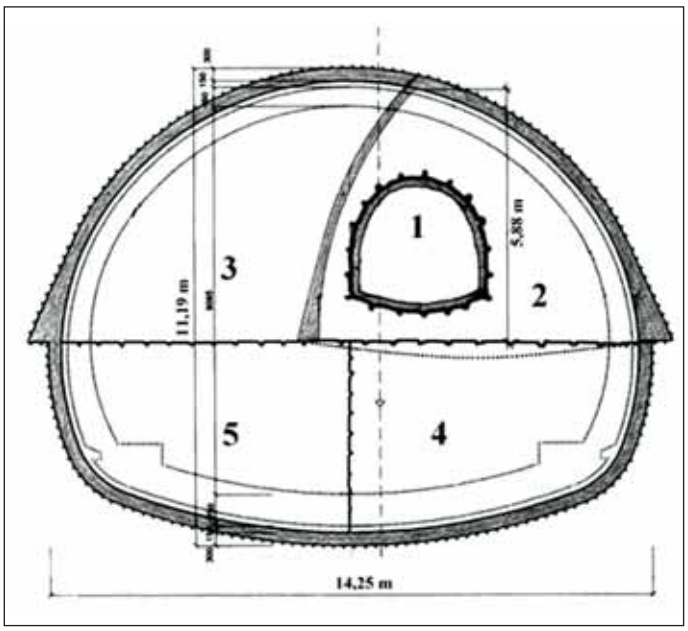
Excavation sequencing is the basic technological modification which allows large tunnel profiles to be excavated in difficult geological conditions. There exists a range of horizontal (top heading, bench and invert) sequences and, first of all, vertical sequences (side drifts and a central pillar). It applies in general that the use of the more demanding vertical sequence leads, in the case of a lower overburden, to lower deformations of the surface and existing buildings.

This effect was unambiguously documented, for instance, during the Mrázovka tunnel excavation (see Fig. 7), where both basic types of excavation sequences were tried in succession. The application of the horizontal sequence to the area adjacent to the northern portal resulted in deformations exceeding 250mm, with the settlement trough sloping at 1 : 150, while after switching to the vertical sequence with side-wall drifts, the maximum deformations of 72mm were measured, with the slope of the settlement trough at 1 : 540 [1].

The unusual configuration of the Valík tunnel tubes on the D5 motorway, where no intermediate rock pillar was available, was motivated by a requirement for minimising the impact on the ecosystem above the tunnel and in the adjacent pre-portal sections. The central pillar between the final tunnel profiles was built in a partial tunnel, which originated by enlarging the profile of the original exploratory gallery (see Fig. 8). The vertical excavation sequence for each tunnel tube comprised one (outer) sidewall drift, the closed lining of which reached down to the bottom of the final tunnel profiles. The top heading and core excavation was carried out in a usual way, in two top-down phases, with closing of the remaining part of the temporary invert of the full profile (between the central tunnel and the sidewall drift).

The Prackovice tunnel on the D8 motorway was driven with the two tunnel tubes separated by a rock pillar, using a vertical sequence for a part of the top heading on the right-hand side of the cross-section (a mirror geometry of the initially driven parts of the top heading is more customary). In the western tunnel tube, an exploratory gallery was driven in advance, on the right-hand side of the top heading (see Fig. 9). The following vertical sequence divided the top heading into two parts, the initial partial excavation of the top heading was not extended down to the bottom of the final tunnel profiles. The top headings of both tunnel tubes were driven throughout the tunnel length, therefore the benches were excavated and the primary lining was

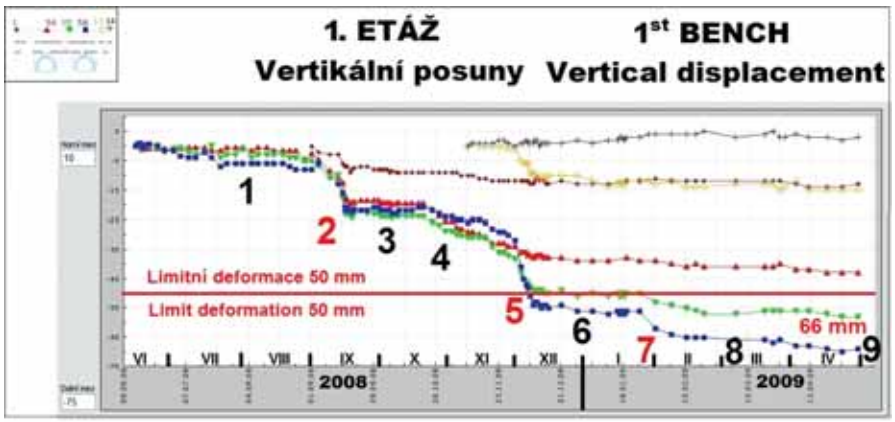
Obr. 8 Členění výrubu na západním portálu tunelu Valík (prosinec 2004)
Fig. 8 Excavation sequence at the western portal of the Valík tunnel (December 2004)



Obr. 9 Členění výrubu u západní trouby tunelu Prackovice
Fig. 9 Excavation sequence for the western tube of the Prackovice tunnel

i jisté limity její použitelnosti. I velmi dobře připravená ražba, s řadou doplňujících stabilizačních opatření, která jsou navržena na průzkumem zjištěné vlastnosti horninového masivu, může selhat vlivem neočekávaně zhoršených geologických a hydrogeologických podmínek. Bodový charakter sond vrtného průzkumu, z nichž jsou extrapolovány celkové geologické poměry v podélném směru tunelu, nemůže dát naprosto jasný obraz o pevnostních a deformačních vlastnostech všech detailních partiích horninového masivu. Nutno konstatovat, že ten nedostaneme ani v případě použití průzkumné štoly, ač dává IG průzkumu v podélném směru kontinuální charakter a podstatně vyšší kvalitu znalostí o geotechnických vlastnostech zkoumaného masivu. Průzkumná štola je jen dílčí částí konečného tunelu a je nutno mít na paměti tzv. vliv měřítka, daného poměrem mezi velikostí výrubu průzkumné štoly a velikostmi dílčích výrubů členěné čelby konečného díla. Stabilitní a deformační chování u větších výrubů (zejména při horizontálním členění čelby) se často oproti ražbě průzkumné štoly citelně zhoršuje, tendence k tvoření nadvýlomů u rozpukaných masivů narůstá.

Velmi přesvědčivým dokladem předchozích tvrzení je dvojnásobný propad nízkého a zvodnělého nadloží silně tektonicky porušených



1 – hloubení zářezu, 2 – odtěžení + injektáže, 3 – první sanace, 4 – postupná ražba ZTT a VTT, 5 – přetržení čtyř kotev ve VTT, 6 – druhá sanace, 7 – přetržení páté kotvy ve VTT, 8 – pokračování ražby VTT, 9 – uklidnění deformací na portálové stěně
1 – trench excavation, 2 – excavation + grouting, 3 – first stabilisation step, 4 – gradual excavation of the WTT and ETT, 5 – breaking of four anchors in the ETT, 6 – second stabilisation step, 7 – breaking of the fifth anchor in the ETT, 8 – resumption of excavation in the ETT, 7 – stabilisation of deformations of the portal wall

Obr. 11 Průběh svislých deformací na 1. etáži portálové stěny
Fig. 11 Deformation curves for the 1st stage of the portal wall

Obr. 10 Jižní (pražský) portál tunelu Prackovice (říjen 2008)
Fig. 10 Southern (Prague) portal of the Prackovice tunnel (October 2008)

added in a system requiring no ramps leading to the top heading bottom.

Monitoring of the deformational behaviour of the southern portal of the Prackovice tunnel (see Fig. 10) during the course of the pre-portal trench excavation and in the initial phases of the tunnel excavation identified repeated significant acceleration of deformations in the area of the ETT and the central pillar. This situation required relatively extensive stabilisation measures (additional anchoring, ground fills, a supporting concrete block in front of the central pillar on inclined micropiles). The response of the rock massif on both the negative effects and the implemented stabilisation measures is clearly visible from the curves plotted for vertical deformations on the 1st stage of the portal wall during the construction (see Fig. 11).

Despite indisputable cases of success in the application of the NATM in very difficult geological conditions and under very low overburden, certain applicability limits have been encountered. Even very well prepared excavation, with a range of additional stabilisation measures which are designed for the rock mass properties determined by a survey, may fail due to unexpectedly deteriorated geological and hydrogeological conditions. The point character of survey boreholes from which the overall geological conditions are extrapolated in the direction of the tunnel centre line cannot provide absolutely clear picture of strength-related and deformational properties of all detailed parts of the rock massif. It must be stated that we will not obtain such a picture even in the case of driving a pilot gallery, despite the fact that it gives the EG survey in the longitudinal direction a continual character and substantial higher quality of knowledge about the properties of the rock mass being surveyed. The exploratory gallery covers only a small part of the final tunnel cross-section and it is necessary to take into consideration the so-called scale influence, which is given as the proportion of the excavated cross-sectional area of the exploratory gallery and sizes of partial excavation faces forming the entire final tunnel face. The stability-related and deformational behaviour of larger excavated areas (most of all in the case of a horizontal sequence) is frequently significantly worse when compared with the findings of the exploratory gallery, and the tendency to developing overbreaks in fractured rock mass increases.

A very convincing proof that the above assertions are true is the repeated caving of the low and water-saturated overburden, consisting of heavily faulted Ordovician shales, in the Stromovka Park, Prague, during the course of the excavation of the Blanka tunnel on the City Circle Road, which happened despite the fact that all stabilisation measures designed for the particular excavation support class had been implemented (see Fig. 12). The safe completion of the underground works required extensive stabilisation of the cover of both tunnel tubes by means of

ordovických břidlic v pražské Stromovce při ražbě tunelu Blanka na městském okruhu, a to při dodržení všech stabilizačních opatření navržených pro danou třídu výrubu (obr. 12). Bezpečné dokončení prací v podzemí si vyžádalo u obou tunelových trub rozsáhlé sanace nadloží mikropilotami a několika typy injektáže (trysková, tlaková cementová, tlaková chemická) včetně průkazného ověření jejich kvality. Vlastní ražba byla prováděna ve zvláštní třídě, v níž byla použita většina známých doplňujících stabilizačních opatření – velmi krátké záběry, svisle členěná kalota, vícenásobné mikropilotové „deštníky" nad výruby, ochrana čeleb stříkaným betonem.

Taktéž pod zástavbou s nízkým a málo kvalitním horninovým nadložím je konvenční tunelování pomocí NRTM z hlediska deformačního ovlivnění objektů obtížně zvládnutelné. Dochází často k poruchám na objektech a jednání s majiteli dotčených nemovitostí je v současné době stále obtížnější. K nejfrekventovanějším postupům umožňujícím redukci deformací patří vybrané technologie speciálního zakládání. Ochrana objektů v zóně ohrožení při mělkém tunelování podél zástavby obvykle spočívá:

– v přesunutí základové spáry dotčeného objektu mimo oblast vlivu ražby – podchycení základů,
– v odsunutí hranice poklesové zóny mimo oblast podzákladí objektu – odclonění základů,
– v aktivním omezení deformací horninového masivu v průběhu ražby – kompenzační injektáž.

K ***podchycování základů*** se v současné době používají vertikální nebo subvertikální sloupy z tryskové injektáže, méně často mikropiloty, neboť vyžadují komplikované příčné propojení hlav mikropilot s konstrukcí objektu. Oba postupy však představují přímý zásah do sanované konstrukce.

Stále častěji preferovaným postupem jsou proto ***předsunuté clony*** z tryskové injektáže. Předsunutá clona vytvořená před zahájením ražeb z vertikálních nebo subvertikálních sloupů TI (obr. 13) výrazně usměrňuje rozvoj deformační zóny a poklesové kotliny mimo dosah základů povrchové zástavby. Předsunutá clona omezuje svislé i vodorovné deformace podzákladí, z nichž vodorovné mohou být někdy z hlediska možného poškození přilehlých objektů i nebezpečnější.

Statické působení předsazené clony z tryskové injektáže lze přirovnat ke svisle orientovanému nosníku na pružném podkladě, přitíženém základy zajišťovaného objektu, přičemž tuhost jeho podepření se mění v závislosti na probíhající ražbě. Nalézá-li se pod vrstvou dobře injektovatelných zemin (např. štěrků) pevnější podloží (např. zvětralé břidlice), ve kterých není možné vytryskat sloup požadovaných rozměrů, je možno horní část sloupu z tryskové injektáže převrtat mikropilotou, která bude do pevnějšího podloží zavázána svojí kořenovou částí. Předsunutou clonu lze vytvořit i z vrtaných velkoprofilových pilot.

První analýza vlivu předsunuté clony z tryskové injektáže na deformace objektů byla u nás provedena při ražbě kolektorů v Brně. Podrobné vyhodnocení účinků předsunutých clon bylo realizováno při výstavbě kolektoru Vodičkova v Praze (2003 až 2007). Na základě numerického modelování pomocí MKP byl prokázán jednoznačně pozitivní vliv předsunuté clony z tryskové injektáže na přesun hranice poklesové zóny mimo oblast základů mělce založených objektů. Použití předsunuté clony zmenšuje svislé deformace objektů až o 50 %, a to bez podstatné závislosti na rozptylu pevnostních a deformačních parametrů standardně provedené tryskové injektáže. Na izoliniích svislých deformací v obr. 12 je výhodné usměrnění poklesové zóny jasně patrné.

Použití ***kompenzační injektáže*** je pro svou náročnost i ve světě málo četné, a je proto velmi dobrou vizitkou našeho tunelářství, že byla již dvakrát úspěšně použita. V menším rozsahu při podchodu zástavby v ulici Ostrovského při ražbě tunelu Mrázovka v Praze, v podstatně větším rozsahu při právě probíhající výstavbě Královopolského tunelu v Brně. Základní princip spočívá ve vnesení značných tlaků do vymezené vrstvy masivu (obr. 14), čímž dojde k vertikální expanzi masivu a řízenému zvedání zástavby, kterým se kompenzují deformace nadloží vyvolané ražbou. Průběh injektáže je velmi pečlivě monitorován.

Při rozhodování o použití mimořádných a technicky náročných doplňujících opatření při ražbě v těžkých podmínkách je vždy nezbytné brát v úvahu i nutnost současného zachování přiměřené hospodárnosti. Přílišný akcent na bezpečnost díla může vyústit do návrhu neúnosně nehospodárného až investorsky neakceptovatelného.

2.1.3 Plnoprofilové tunelovací stroje

Ve světě nejrozšířenější metoda výstavby tunelů pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů v pevných skalních horninách ani

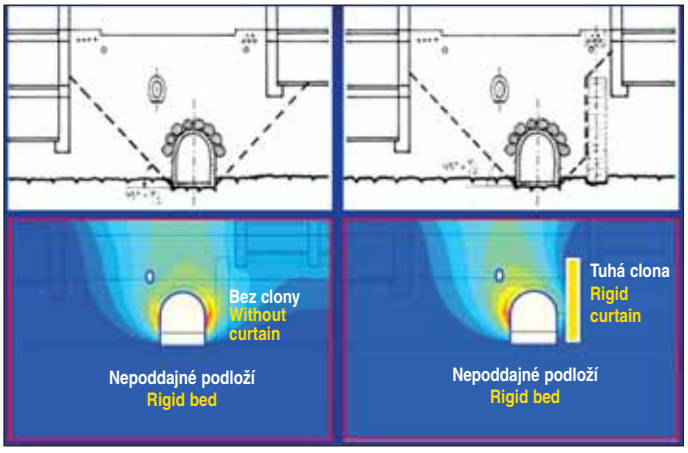
Obr. 12 Druhý propad nadloží do tunelu Blanka v pražské Stromovce (10/2008)
Fig. 12 Second Blanka tunnel cover caving in - the Stromovka Park, Prague (10/2008)

micropiles and several types of grouting (jet grouting, chemical and cementitious grout injection), including evidential verification of their quality. The excavation itself was categorised as a special class, requiring the application of most of known stabilisation measures, namely very short round lengths, a vertical top heading excavation sequence, multiple canopy tube pre-support, protection of excavation face by shotcrete).

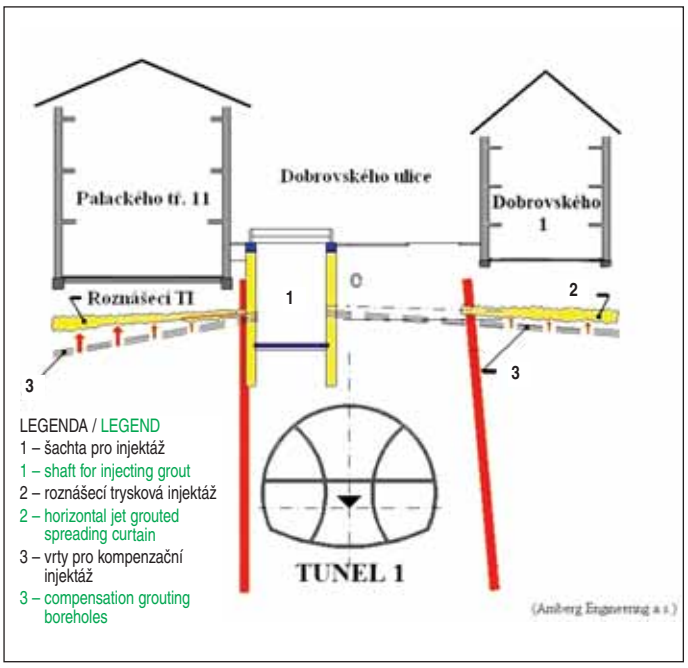
The conventional NATM excavation is difficult to carry out also under existing buildings with shallow rock cover underneath and in poor rock quality conditions. Defects on buildings originate quite frequently and negotiations with the owners of properties affected by the excavation are ever more complicated. Selected specialist foundation techniques belong among most frequently used procedures allowing reduction of deformations. Protection of buildings in the zone endangered by the works when driving tunnels along existing buildings usually comprises:

– transposition of foundation bases of endangered buildings outside the area affected by the excavation - underpinning of the foundations
– setting off of the boundary of a settlement trough outside the area under the foundation – separation of foundations by a curtain
– actively reducing rock mass deformations during the excavation operations – compensation grouting.

The ***underpinning of foundations*** is today carried out by means of vertical or sub-vertical columns formed by jet grouting, less frequently by means of micropiles because they require more complicated transverse connection of micropile heads with the structure of a building. Anyway, both procedures mean a direct interference with the building being stabilised.



Obr. 13 Vliv předsunuté clony na průběh deformační zóny
Fig. 13 The influence of a set-forward jet-grouted curtain on development of the deformation zone

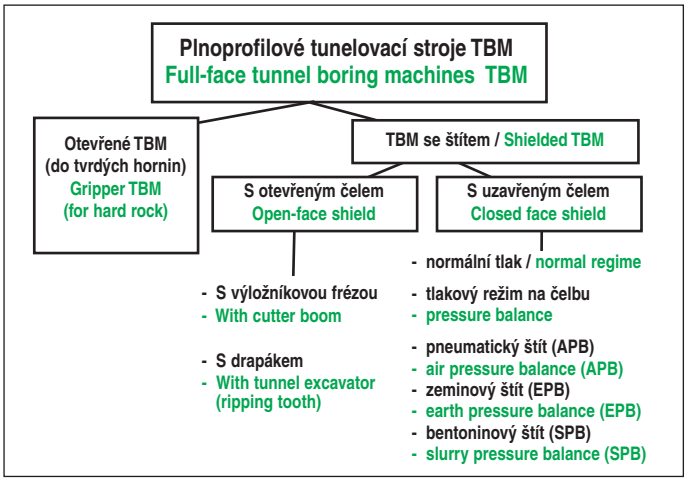


Obr. 14 Schematické uspořádání kompenzační injektáže u Královopolského tunelu v Brně
Fig. 14 Arrangement of compensation grouting in the Královo Pole tunnel, Brno

v tlačivých, případně zvodněných zeminách nenašla dosud v České republice uplatnění, což se však v nebližším období změní. V plném běhu je totiž příprava ražby plnoprofilovým tunelovacím strojem na 1. úseku prodlužované trasy A pražského metra z Dejvic do Motola.

Nutnou pozornost ve stati o plnoprofilových tunelovacích strojích si vyžaduje terminologie používaná v této oblasti. Masivní nasazení moderních tunelovacích strojů na zahraničních podzemních stavbách přineslo na přelomu 80. a 90. let minulého století i nový trend v používání souvisejících termínů [3], jemuž odpovídá schéma uvedené na obr. 15.

Toto starší členění plnoprofilových tunelovacích strojů je ponecháno záměrně v jednoduché základní formě, která byla u nás prezentována v rámci úspěšného postgraduálního kurzu podzemních staveb v Řeži u Prahy [4]. Mimo jiné i tato okolnost měla zřejmě vliv na to, že toto členění bylo dosti velkou částí naší odborné tunelářské sféry postupně akceptováno, bohužel i s jednou, jak pozdější vývoj terminologie ukázal, nepřesností – tunelovací stroje jako celek byly označeny jako TBM (Tunnel Boring Machines). Nutno konstatovat, že tato nepřesnost není rozšířena pouze v českém prostředí, lze ji pozorovat i u zahraničních odborníků při vystoupeních či v písemných elaborátech k problematice tunelovacích strojů. Vyskytuje se též např. v oficiálních a jinak velmi kvalitních francouzských Doporučeních AFTES [5], týkajících se tunelovacích strojů.



Obr. 15 Starší dělení tunelovacích strojů
Fig. 15 Older division of tunnelling machines

An ever more frequently preferred procedure is the application of ***set-forward jet-grouted curtains*** installed in front of buildings. A jet-grouted curtain, which is carried out before the commencement of tunnel excavation, consisting of vertical or sub-vertical jet-grouted columns (see Fig. 13), significantly diverts the development of a deformation zone and a settlement trough beyond the reach of foundations of existing buildings. The set-forward jet-grouted curtain limits vertical and horizontal deformations of the ground under foundations; some of the horizontal deformations may be sometimes even more dangerous from the aspect of potential damage to adjacent buildings.

The structural action of the set-forward jet-grouted curtain can be compared to a vertically oriented beam on an elastic foundation which is surcharged by foundations of the building being underpinned, with the support stiffness changing with the advancing excavation. If there is a harder sub-base (e.g. weathered shale) under the layer of easily groutable soil, where columns with required dimensions cannot be built by jet-grouting, the upper part of the jet-grouted column can be re-drilled and replaced by a micropile, which will be keyed into the harder bedrock by its toe. A set-forward jet-grouted curtain can be even formed from large-profile bored piles.

The first analysis of the influence of a set-forward jet-grouted curtain on deformations of buildings in the Czech Republic was carried out during the course of the excavation of utility tunnels in Brno. A detailed assessment of effects of set-forward curtains was performed during the construction of the Vodičkova Street utility tunnel in Prague (2003 through 2007). The unambiguously positive influence of a set-forward jet-grouted curtain on the transfer of the boundary of a settlement trough outside the area of foundations of shallow-founded buildings was proved on the basis of numerical FEM modelling. The application of a set-forward jet-grouted curtain reduces vertical deformations of buildings by up to 50%, without significant dependence on the scatter of strength-related and deformational parameters of jet grouting which is carried out in a standard way. The advantageous diversion of the settlement trough is clearly visible if we look at the isosettlement lines in Fig. 12.

The use of ***compensation grouting*** is not frequent in the world because of its exactingness. The fact that it was successfully used already twice is therefore a very good visiting card for our tunnel construction industry. To a smaller extent, it was applied to the passage under existing buildings in Ostrovského Street during the Mrázovka tunnel excavation in Prague 7 and, to a substantially larger extent of the works, to the larger-extent construction of the Královo Pole tunnel in Brno, which is currently underway. The basic principle is that significant pressures are introduced into a specified layer of ground mass (see Fig. 14), causing vertical expansion of the ground mass and controlled heaving of the buildings, which compensates for the overburden deformations caused by the excavation. The course of the grouting is very thoroughly monitored.

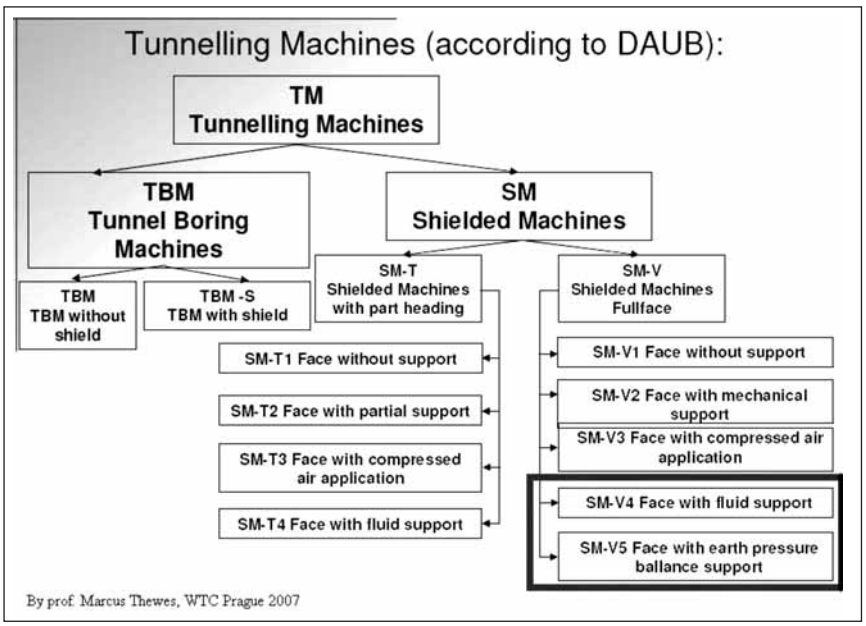
When decisions are being made about the use of exceptional and technically complicated additional measures when the excavation encounters difficult conditions, it is always necessary to take into consideration even the necessity for maintaining adequate economy during the excavation. An exaggerated stress on the works safety may lead to a design which is intolerably uneconomic, even unacceptable for the client.

2.1.3 Full-face tunnelling machines

The tunnel construction method most widely spread in the world using full-face tunnelling machines has not been used in the Czech Republic either in hard rock or in squeezing or water-bearing soils. This state is going to be changed in the nearest future. The preparation of excavation on Section 1 of the Prague metro Line A extension from Dejvice to Motol using full-face tunnelling machines is in full swing.

The terminology which is used in this field deserves due attention in this chapter dealing with tunnelling machines. The massive use of modern tunnelling machines on underground construction projects abroad brought about also a new trend in using terms relating to it at the end of the 1980s and the beginning of the 1990s. The terminology is explained in the chart in Fig. 15.

The older division of tunnelling machines above is left intentionally in the simple basic form which was presented in the Czech Republic within the framework of a successful pos-gradual course on underground construction in Řež u Prahy [4]. Even this circumstance



Obr. 16 Současné dělení tunelovacích strojů
Fig. 16 Topical division of tunnelling machines

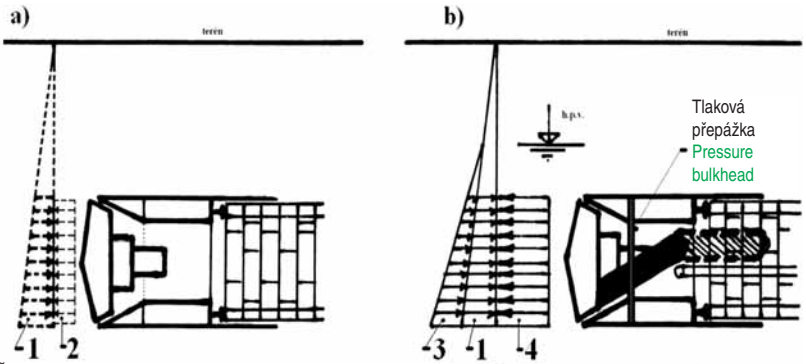
Označovat obecně tunelovací stroje jako TBM, při dnešní úrovni znalostí této problematiky, je zřejmě nesprávné. Je vhodné toto označení nadále používat jen jako termín vztahující se na plnoprofilové razicí stroje do tvrdých hornin a netlačivých hornin. V dělení podle obr. 14 jsou tyto stroje označeny jako otevřené TBM. Nicméně názory na správný význam termínu TBM nejsou v dnešní době ani ve světovém měřítku jednotné.

Současné podrobné a vývojově vytříbené schéma rozdělení plnoprofilových tunelovacích strojů uvedl v anglické verzi prof. Thewes (2007) v rámci WTC ITA/AITES 2007 v Praze (obr. 16).

Uvedené dělení tunelovacích strojů bylo v originální německé formě zpracováno jako doporučení DAUB (Německý spolek pro podzemní stavby), ÖGG (Rakouská společnost pro geotechniku) a SIA (Švýcarský spolek inženýrů a architektů, odborná skupina pro podzemní stavby) v Taschenbuch für Tunnelbau, 1998 [6].

Razicí stroje (TBM) do tvrdých hornin byly postupně upraveny i pro použití i do hornin střídavé kvality (s poruchovými pásmy) pomocí štítů. Vlastní štíty do zemin a poloskalních hornin byly technicky upraveny pro tunelování v nepříznivých podmínkách, z nichž nejobtížnější jsou silně tlačivé a zvodnělé zeminy. V těchto prostředích se používají typy štítů, které účinně zprostředkujícím médiem stabilizují čelo výrubu a zabraňují vnikání vody do prostoru štítu – *pneumatický štít* (APB – **A**ir Pressure **B**allance), *bentonitový štít* (SPB – **S**lurry **P**ressure **B**allance) a *zeminový štít* (EPB – **E**arth **P**ressure **B**allance). Jejich zásadním společným znakem je oddělení prostoru čelby, kde dochází k rozpojování horniny razicí hlavou, přepážkou dokonale těsnící proti úniku vzduchu, bentonitové suspenze či lubrikované zeminy (obr. 17). Toto uspořádání umožňuje ražbu v tlakově kontrolovaném prostředí, což má velmi pozitivní vliv na stabilitní i deformační chování čelby i celého ražbou ovlivněného horninového masivu.

K nejfrekventovanějším plnoprofilovým štítům patří zeminové štíty, které tvoří 80 až 90 % všech v současnosti nasazených strojů s tlakovou kontrolou na čelbě. Jejich princip tkví v tom, že přepážkou oddělená komora na čele štítu s razicí hlavou je trvale vyplněna rozpojenou zeminou, která svým tlakem vytváří reakci proti tlaku horninového masivu před čelbou. Z tlakové komory se zemina průběžně, ale v přesně řízeném množství odpovídajícím potřebnému a monitorovanému tlaku na čelbu, odebírá šnekovým dopravníkem. Při přesně řízeném odběru prodlouženým šnekovým dopravníkem dosahují vynikajících výsledků v eliminaci deformací při tunelování



1 – zemní tlak, 2 – tlak mechanického podepření čela, 3 – vodní tlak, 4 – tlaková kontrola čela zprostředkujícím médiem
1 – earth pressure; 2 – mechanical face supporting pressure; 3 – hydrostatic pressure; 4 – pressure control of the face by the medium

Obr. 17 Štíty s plnoprofilovým pobíráním
Fig. 17 Full-face shielded machines

probably affected our professional tunnelling sphere, which gradually accepted the terminology. Unfortunately, as the subsequent development of the terminology showed, there was one inaccuracy in it. Tunnelling machines as a whole were called TBMs (Tunnel Boring Machines). It is necessary to state that this inaccuracy has not been spread only in the Czech environment. It can be noticed even in presentations of foreign experts or in written papers dealing with issues of tunnelling machines. It occurs also in official, otherwise high-quality, French AFTES Recommendations [5] dealing with tunnel boring machines.

With the current level of knowledge of this issue, it is obviously incorrect to use the TBM term for all tunnelling machines. It is appropriate to use this term only to denote full-face tunnelling machines for hard rock and non-squeezing ground conditions. In the system shown in Fig. 14, this machine is marked as an Open Face TBM. Nevertheless, opinions on the correct meaning of the TBM term are today not unified even in the worldwide scale.

The topical detailed chart, refined during the development, which was presented in an English version by Professor Thewes (2007) at the WTC ITA/AITES 2007 in Prague, is shown in Fig. 16.

The above division of tunnelling machines was published in the original German form in Taschenbuch für Tunnelbau, 1998 [6] as recommendations of the DAUB (the German tunnelling committee), the ÖGG (the Austrian society for geomechanics) and the SIA (the Swiss society of engineers and architects, technical group for underground construction).

Tunnel boring machines (TBMs) for hard rock were gradually modified to be usable even in mixed quality ground (hard rock with faulted zones) by adding shields to them. Shields for excavating through soils and semi-rock were technically modified to be able to drive through unfavourable conditions, the most difficult of which are posed by heavily squeezing and water-bearing soils. The following shields, stabilising the excavation face and preventing water ingress into the shield space by means of an effective medium, are used in these environments: APB – **A**ir **P**ressure **B**alance, SPB – **S**lurry **P**ressure **B**alance and EPB – **E**arth **P**ressure **B**alance). The principal common feature of these shields is the separation of the space at the excavation face, where the rock is being disintegrated by a cutterhead, by means of a bulkhead perfectly sealing against leakage of air, bentonite slurry or lubricated earth (see Fig. 17). This configuration allows the excavation to be car-

Obr. 18 Razicí stroj RS 37 – 40
Fig. 18 Tunnelling machine RS 37 – 40

pod nízkým nadložím se zástavbou (nulová ztráta zeminy – Eisenstein 2007).

2.1.3.1 Někdejší nasazení plnoprofilových tunelovacích strojů v ČR

V 60. až 90. letech minulého století se i u nás tato moderní technologie slibně rozvíjela. Připomeňme sled událostí v této oblasti plnoprofilového tunelování v letech 1970 až 1993:

Razicí stroje – Výstavba dolů uranového průmyslu (v současnosti Subterra a. s.)

DEMAG Ø 2,67 m – VD Přísečnice **(1974 – 1. nasazení plnoprofilového tunelovacího stroje v ČR),** VD Dřínov, VD Josefův důl, VD Slezská harta, kabelové tunely Praha – celkem 23 km,

RS Ø 2,6 až 4,0 m (obr. 18) – kabelové tunely a stoky v Praze, VD Josefův důl, VD Slezská harta, Brněnský oblastní vodovod (úseky Běleč I a II, Svařec, Bosonohy), Figaredo (Španělsko) – celk. 43,6 km.

Mechanizované štíty (menší) – Inženýrské a průmyslové stavby (v současnosti Skanska, a. s.)

PRISTLEY Ø 2,4 a 3,6 m (obr. 19) – kabelový tunel Žižkov, kolektor Žižkov, tepelný napáječ Malešice,

WESTFALIA LÜNEN Ø 1,6 m – kanalizace Chodov, Kyje, Prosek.

Mechanizované štíty (větší) – Metrostav (v současnosti Metrostav a. s.)

TŠčB-3 Ø 5,8 m s ostěním z presbetonu (obr. 20) – trasa A pražského metra – oba traťové tunely pod Vltavou Klárov – Staroměstská – **(1973 – 1. nasazení plnoprofilového mechanizovaného štítu v ČR)**, pravý tunel trasy A v úseku Staroměstská–Můstek, trasa B – levý traťový tunel v úseku Můstek B–Florenc B, celkem cca 3500 m.

ŠTÍT S VÝLOŽNÍKOVOU FRÉZOU RŠF-1 (obr. 21) – trasa B – traťový tunel v úseku Florenc B–Invalidovna, celkem cca 2000 m **(1986 – 1. nasazení v ČR).**

Obr. 19 Štít Pristley Ø 2,4 m
Fig. 19 Pristley machine Ø 2.4 m

ried out in a controlled environment, which fact has a very positive influence on stability-related and deformational behaviour of the face and the entire rock mass affected by the excavation.

EPB shielded machines are the most frequently used full-face tunnelling machines, forming 80 to 90% of all currently working machines where the face stability is controlled by pressure. The EPB is based on the principle of a cutting chamber separated by a bulkhead, which is permanently filled with the disintegrated soil; the soil creates, through its pressure, reaction against the pressure of the ground mass ahead of the face. The soil is continuously removed from the pressure chamber via a screw conveyor, at a controlled rate corresponding to the required and monitored pressure on the face. With the removal through an extended screw conveyor precisely controlled, the machines achieve excellent results in eliminating deformations during the course of excavation under a shallow overburden with existing buildings on the top (zero loss of ground – Eisenstein 2007).

2.1.3.1 Previous use of full-face tunnelling machines in the Czech Republic

This modern technology promisingly developed even in our country in the 1960s and 1970s. Let us remember the succession of events in the field of full-face tunnelling in the 1970s through 1993:

Tunnelling machines – Výstavba Dolů Uranového Průmyslu (today's Subterra a.s.)

DEMAG Ø 2.67 m – the Přísečnice water scheme **(1974 – first use of a full-face tunnelling machine in the Czech Republic),** the Dřínov, Josefův důl and Slezská Harta water schemes, cable tunnels in Prague – 23km in total

Tunnelling machines Ø 2.6 to 4.0m (see Fig. 18) – cable tunnels and trunk sewers in Prague, the Josefův důl, Slezská Harta water schemes, a regional water feeder for Brno (Běleč I and II, Svařec and Bosonohy sections), Figaredo (Spain) – 43.6 km.

Shielded machines (smaller ones) - Inženýrské a Průmyslové Stavby (today's Skanska a.s.)

PRISTLEY Ø 2.4 and 3.6 m (see Fig. 19) – Žižkov cable tunnel, Žižkov utility tunnel and Malešice heat supply tunnel

WESTFALIA LÜNEN Ø 1.6 m – sewers in Prague districts of Chodov, Kyje and Prosek.

Shielded machines (larger) – Metrostav (today's Metrostav a.s.)

TŠčB-3 Ø 5.8 m with compressed concrete lining (Fig. 20) – Line „A" of Prague metro – both running tunnels under the Vltava River between Klárov and Staroměstská stations – **(1973 – 1st application of a full-face shielded machine in the Czech Republic)**, the right-hand tunnel of the Line „A" in the section between Staroměstská and Můstek stations and the left-hand tunnel of the Line B between Můstek B – Florenc B stations, about 3,500m in total.

A SHIELD WITH AN RŠF-1 boom-mounted roadheader (Fig. 21) – Line „B" – a running tunnel between Florenc B and Invalidovna stations, about 2,000m in total **(1986 – 1st application in the Czech Republic).**

Despite the fact that the possibility of applying modern tunnelling machines to the excavation of long tunnels had been considered, none was used in the "post-revolution" twenty-year period. The reasons are

Obr. 20 TŠčB-3 Ø 5,8 m s ostěním z pressbetonu
Fig. 20 TŠčB-3 Ø 5.8 m with compressed concrete lining

Obr. 21 Štít s tunelovou frézou RŠF-1
Fig. 21 Shield with an RŠF-1 roadheader

I když možnost nasazení moderních tunelovacích strojů při výstavbě dlouhých tunelů byla i u nás zvažována, k žádné realizaci v „porevolučních" dvaceti letech nedošlo. Důvody jsou zřejmě z podstatné části ekonomické povahy – velká počáteční investice na pořízení tunelovacího stroje je možná poněkud demotivující, takže NRTM byla v našich poměrech, charakterizovaných relativně krátkými tunely, zřejmě oprávněně preferována. Jistou roli může hrát i dlouhodobá ztráta kontaktu s touto technologií; zkušenosti se ztratily s odchodem jejich nositelů z oboru.

2.1.3.2 Současný stav v nasazení plnoprofilových tunelovacích strojů

Poněkud asymetrický stav v našem podzemním stavitelství, spočívající v dlouhodobém výhradním zaujetí Novou rakouskou tunelovací metodou, se již v současnosti mění, neboť na začátku roku 2010 byly zahájeny práce na **prodloužení linky A pražského metra v úseku Dejvice–Motol.** Z výhledově plánovaného 12,7 km dlouhého prodloužení Dejvice–letiště Ruzyně se jedná o úsek V.A1, 2 Dejvice–Motol, tvořený dvěma jednokolejnými tunely délky cca 5,5 km se čtyřmi stanicemi (obr. 22). Traťové tunely budou z podstatné části raženy pomocí plnoprofilového tunelovacího stroje se štítem.

Dalšími vážnými adepty na nasazení plnoprofilových tunelovacích strojů jsou, díky svým délkám, železniční Ejpovický tunel a podzemní stavba světových parametrů – železniční tunel mezi Prahou a Berounem.

Železniční Ejpovický tunel na III. tranzitním koridoru Českých drah

Z celkové délky Ejpovického tunelu 4170 m se předpokládá nasazení tunelovacího stroje na úsek pod kopcem Homolka, tvořený dvěma jednokolejnými tunely délky 2800 m. Navazujícími úseky jsou hloubený tunel (dl. 150 m) a klasicky ražený tunel pod kopcem Chlum délky 1220 m.

Obr. 22 Prodloužení linky A pražského metra
Fig. 22 Prague Metro Line A Extension

probably mainly economic – a big initial investment on purchasing a tunnelling machine may be a little bit demotivating, therefore the NATM was probably justifiably preferred in our conditions, which are characterised by relatively short tunnels. However, even the long-term loss of contact with this technology may have played a certain role. The gathered experience was lost with the experience holders, who had left the industry.

2.1.4. Current state in the use of full-face tunnelling machines

The rather asymmetric condition in the Czech Republic's underground construction industry resulting from the long-term exclusive interest in the New Austrian Tunnelling Method is currently changing. The work on the **Dejvice – Motol section of the Prague Metro Line A extension project** commenced at the beginning of 2010. This V.A1,2 section, which is part of the 12.7km long Dejvice – Ruzyně Airport extension project planned for implementation in the future, consists of two 5.5km long single-rail tunnels with four stations (see Fig. 22). Running tunnels will be mostly driven by full-face shielded machines.

Other strong candidates for the application of full-face tunnelling machines are, owing to their lengths, the Ejpovice railway tunnel and the rail tunnel between Prague and Beroun, which will be a construction boasting worldwide parameters.

The Ejpovice tunel on Czech Railways's Transit Corridor III

Of the total Ejpovice tunnel length of 4,170m, a tunnelling machine is planned to be used for the section passing under Homolka Hill, consisting of two 2,800m long single-rail tunnels. A 150m long cut-and-cover tunnel and a 1,220m long classically mined tunnel under Chlum Hill join this section at its ends.

Prague – Beroun railway tunnel on Transit Corridor III

The 24.7km long tunnel should be driven throughout its length by means of full-face tunnelling machines, with the exception of bifurcation chambers on the Prague side, which are expected to be driven by the NATM. The tunnel route which has been selected at least partially bypasses the Barrandian area, which is unsuitable for tunnelling because of the possibility that dangerous karst phenomena (sinkholes, caverns) could be encountered (see Fig. 23).

The above projects pose a great challenge for renowned tunnel construction contractors, both domestic and foreign. The fact that working teams have been established in big construction companies with the task of preparing the operation of full-face tunnelling machines for the above-mentioned and other contracts is an important step toward ensuring the capability of our companies to compete with experienced foreign companies.

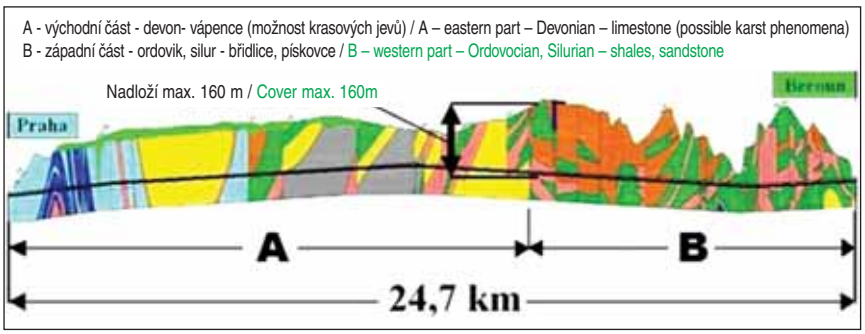
3. TUNNELS CONSTRUCTED FROM THE SURFACE

Of course, apart from mined tunnels which are driven using the methods described above, there are tunnels in the Czech Republic which are built from the surface, using both basic modifications:

- *cut-and-cover or cover-and-cut underground structures*, where the overburden is removed and the space for the construction is excavated in the form of an open trench with the sides either sloped or supported by bracing,
- *thin-wall false tunnel structures,* where there is no excavation of the space required for the tunnel structure. The tunnel structure is erected on a stabilised sub-base and is covered with earth.

Thin-walled false tunnel structures are built concurrently with the preparation of a roadbed, it means mainly road and motorway embankments. Sufficient load-bearing capacity of the very thin tunnel structure is achieved owing to its interaction with the surrounding ground environment. Requirements for the embankment material, the procedure for dumping soil on the structure and compacting it and monitoring are bound by exact rules.

False tunnel structures are known in three systems. The oldest and very frequently used type are structures from corrugated steel sheet (TUBOSIDER, ARMCO etc.). BEPO is a newer system; it consists of rectangular precast reinforced concrete elements, which are installed on a pair of steel scaffolds and made monolithic. The largest structure of this type which has been carried out in the Czech Republic is the 210m long double-rail tunnel on the former diversion line between Sokolov and Chodov from 1980 (see Fig. 24).



Obr. 23 Schematický geologický podélný řez tunelem Praha–Beroun na III. koridoru
Fig. 23 Schematic geological longitudinal section through the Prague-Beroun tunnel on Transit Corridor III

Železniční tunel Praha–Beroun na III. tranzitním koridoru ČD

Tunel délky 24,7 km by měl být v celé délce realizován pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů, pouze rozpletové úseky na pražské straně předpokládají ražbu pomocí NRTM. Vybraná severní trasa tunelu se alespoň z části vyhýbá pro tunelování nevhodné oblasti Barrandienu (obr. 23), v níž je velmi pravděpodobný výskyt nebezpečných krasových jevů (závrty, kaverny).

Uvedené stavby představují velkou výzvu pro renomované tunelářské firmy naše i zahraniční. Vytváření pracovních týmů v našich velkých stavebních společnostech, které se věnují přípravě nasazení plnoprofilových tunelovacích strojů v rámci zmíněných i dalších zakázek, je důležitým krokem k zajištění naší schopnosti i v této oblasti konkurovat zkušeným zahraničním firmám.

3. TECHNOLOGIE VÝSTAVBY TUNELŮ PROVÁDĚNÝCH Z POVRCHU

Kromě tunelů ražených, prováděných výše popsanými metodami, jsou na území České republiky samozřejmě využívány i tunely prováděné z povrchu, a to v obou základních modifikacích:

– *podzemní stavby hloubené*, u nichž dochází k odstranění nadloží a vyhloubení prostoru pro podzemní stavbu buď v otevřené jámě svahované, nebo pažené,
– *přesypávané tenkostěnné tunelové konstrukce*, u nichž k hloubení prostoru pro vlastní konstrukci tunelu nedochází. Po provedení konstrukce na stabilizovaném podloží jsou přesypány zeminou.

Přesypávané tenkostěnné konstrukce jsou prováděny současně s výstavbou zemních těles, zejména silničních a dálničních násypů. Dostatečná únosnost velmi subtilní tunelové konstrukce je získána jejím spolupůsobením s okolním zemním prostředím. Požadavky na materiál obsypu, způsob sypání, hutnění a monitoring jsou vázány přesnými pravidly.

Přesypávané konstrukce jsou známy ve třech systémech. Nejstarším a velmi frekventovaným typem jsou ocelové konstrukce z vlnitého plechu (TUBOSIDER, ARMCO a další). Mladším je systém BEBO z obdélníkových železobetonových prefabrikátů zmonolitňovaných na dvojici ocelových skruží. Největším u nás provedeným objektem tohoto typu je 210 m dlouhý dvoukolejný železniční tunel na někdejší přeložce trati Sokolov–Chodov z roku 1980 (obr. 24).

V posledních desetiletích nejfrekventovanějším typem těchto tunelů je typ Matiére, u nás známý pod zkratkou TOM 2, používající pro konstrukci ostění velkoplošné železobetonové prefabrikáty. V tomto systému lze bez problémů realizovat dvou- i vícelodní typy tunelových ostění. Příkladem může být jeden z posledních tohoto typu, které byly uvedeny do provozu – tunel Nová Hospoda na silnici I/20 u Písku (obr. 25).

Hloubené tunely se realizují klasickým postupem, spočívajícím ve vybudování rámové konstrukce v otevřené stavební jámě, která může být svahovaná, častěji pažená. Příkladů těchto konstrukcí existuje velké množství, v současnosti nejrozlehlejší kotvené stavební jámy lze spatřit na tunelu Blanka v Praze na Letné a méně frekventované rozepřené jámy na stavbě Královopolského tunelu na VMO v Brně (obr. 26).

V městských aglomeracích je, z důvodu minimalizace prostorových nároků a naléhavé potřeby rychlého zrušení povrchových záborů a obnovení provozu, výhodné nahradit dlouhodobě otevřenou jámu modifikací původní „milánské“ metody (obr. 27), která se

The type of these tunnels used most frequently in the past decades is Matiére, which is known in our country under the TOM 2 abbreviation. It uses precast, large-area reinforced concrete elements. This system allows the construction of double- and multiple-span tunnel linings without problems. As an example, it is possible to present one of the latest elements of this type, which were produced for the Nová Hospoda tunnel on the I/20 road near Písek (see Fig. 25).

Cut-and-cover tunnels are constructed using a classical procedure comprising the construction of a frame in an open construction trench, the sides of which can be sloped or, more often, supported by bracing. There are lots of examples of these structures. Currently the largest construction trenches with the sides supported by anchoring can be seen on the Blanka tunnel in Prague, Letná, whilst less frequently visited braced trenches are on the construction of the Královo Pole tunnel on the Large City Circle Road in Brno (see Fig. 26).

In big cities, to minimise requirements for space and to meet requirements for quick vacation of temporary works areas, it is beneficial if the construction trench which is open for a long time is replaced by the use of a modification of the original Milan Method (see Fig. 27). This technique is referred to as the ***cover-and-cut method***. A roof deck, which is constructed from the surface level or a lover level established by excavation, is placed on tops of structural diaphragm walls, forming the final tunnel lining walls. Then the roof deck is backfilled. The Jihlava tunnel on the I/38 city bypass road (see Fig. 28) can be used as an example. The upper concrete wall was cast in a pre-trench, on a steel centering. A similar procedure, but with flat roof decks, is currently being used in the Špejchar – Prašný Most section of the Blanka tunnel, where a powerful hydro-cutter was employed to excavate trenches for diaphragm walls.

One of possible variants of this classical procedure is to create a vaulted concrete structure directly on the moulded ground surface, which provides a direct bed for casting of the vault on it – the so-called

Obr. 24 Výstavba přesypávaného tunelu Sokolov–Chodov (1980)
Fig. 24 The Sokolov – Chodov false tunnel construction (1977)

Obr. 25 Přesypávaný tunel typu Matiére u Nové Hospody na nové silnici I/20 u Písku (2008)
Fig. 25 Matiére type false tunnel at Nová Hospoda, on the new I/20 road near Písek (2008)

Obr. 26 Rozepřená jáma na styku hloubeného a raženého Královopolského tunelu (2009)
Fig. 26 Braced construction trench at the connection between a cut-and-cover and mined section of the Královo Pole tunnel (2009)

v současnosti označuje jako ***metoda čelního odtěžování***. Na konstrukčních podzemních stěnách, tvořících definitivní opěrové části ostění tunelu, se realizuje z povrchu (případně z nižší odtěžené úrovně) stropní konstrukce tunelu, která se následně zasype. Příkladem budiž Jihlavský tunel na obchvatu města silnicí I/38 (obr. 28), u nějž byla horní klenba vybetonována v předvýkopu na ocelové skruži. Obdobný postup s rovnými stropy se v současnosti realizuje na úseku Špejchar–Prašný most tunelu Blanka, kde byla při realizaci podzemních stěn nasazena výkonná hydrofréza.

Možnou variantou tohoto klasického postupu je vytvoření klenbové betonové konstrukce přímo na vytvarovaný terén, který vytvoří přímý podklad pro betonáž klenby – tzv. ***metoda „želva“.*** Definitivní klenba se následně po betonáži zasype a čelně se odtěžuje hornina z vnitřku tunelu.

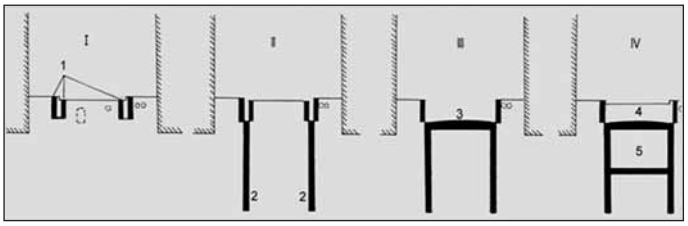
Ve stavebních jamách rozpíraných definitivními stropy, ať již postupně betonovanými, nebo spouštěnými, umožňuje tento postup termínově výhodnou současnou výstavbu podpovrchové i povrchové části objektu (metoda „top and down“).

4. ZÁVĚR

Podzemní stavitelství v České republice má vynikající tradici a velmi dobré perspektivy. Stalo se prospěšnou a potřebnou součástí řady dalších stavebně-inženýrských odvětví. Nejvýznamnější zastoupení má nepochybně v dopravě, kde se důstojně přiřazuje k uznávaně dominantnímu stavitelství mostnímu. Vzhledem k možnému rozsahu článku byla také pozornost věnována především dopravním tunelům.

Pro pokračování velmi dobré úrovně našeho podzemního stavitelství je bezpodmínečně nutno doplnit cyklickou ražbu Novou rakouskou tunelovací metodou moderní technologií kontinuální ražby pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů, které se mohou uplatnit především při ražbě v mnohostranně obtížných podmínkách, existujících u mělce uložených tunelů, v tlačivých zeminách, pod hladinou podzemní vody a pod povrchovou zástavbou. V nich použití NRTM představuje často velmi obtížný „souboj s přírodou“, který občas nemusí být v některých fázích výstavby zcela úspěšný.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.
bartakj@fsv.cvut.cz, FSV ČVUT



Obr. 27 Schéma „milánské“ metody
Fig. 27 Chart of the Milan Method

Obr. 28 Jihlavský tunel v průběhu čelního odtěžování (2004)
Fig. 28 The Jihlave tunnel during the course of the excavation (2004)

the ***“Tortoise” Method***. The final vault is backfilled subsequently, after the casting, and ground is excavated underneath.

In construction trenches braced by final roof decks or intermediate floor slabs, which are either gradually cast or gradually lowered as complete units, this procedure allows the construction work on the underground and surface parts of the structure to proceed simultaneously (the top-down method), which is advantageous in terms of time.

4. CONCLUSION

The underground construction industry in the Czech Republic has great tradition and very good chances. It has become a beneficial part for many other branches of the civil engineering industry. The most important platform for it is undoubtedly in transportation, where it joins with dignity the dominant bridge engineering. This is also why the attention of this paper, with respect to the permitted extent, is paid mostly to transport-related tunnels.

To ensure continuation of the very good level of our underground construction engineering, the cyclical excavation by the New Austrian Tunnelling Method must unconditionally be supplemented with the modern continual driving technology using full-face tunnelling machines, which can be used, above all, in driving through multilaterally difficult conditions existing in near-surface tunnels, in squeezing ground, under the water table and under existing buildings. Using the NATM is such conditions often means a very difficult “duel with nature”, which from time to time, in some phases of the construction process, does not have to be fully successful.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.
bartakj@fsv.cvut.cz, FSV ČVUT

LITERATURA / REFERENCES

[1] Kolektiv autorů (incl. Barták, J.): Tunel Mrázovka. Praha: SATRA 2004, 342 s.
[2] Kolektiv autorů (incl. Barták, J.): Underground Construction in the Czech Republic. Praha: SATRA, 2007, 318 s.
[3] Eisenstein, Z., Ezzeldine,O.: The Effect of Tunnelling Technology on Ground Control. *Tunnelling and Underground Technology*, 1992, Vol. 7, No. 3, pp. 273-279.
[4] Eisenstein, Z., Barták, J.: Outline of a Course „Tunnelling in Soft Ground“. Metrostav a. s., Praha 1994.
[5] Recommendations A.F.T.E.S.: Choozing Mechanized Tunnelling Techniques. *Tunnel et ouvraghes souterrain*, 2005, Hors-serie No1, pp. 137- 163.
[6] Taschenbuch für Tunnelbau 1998, 22. Jahrgang, Essen: Glückauf GmbH, 1997.

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010 | UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010

KEYNOTE LECTURE No. 2:

REALIZOVANÉ A PŘIPRAVOVANÉ PROJEKTY PODZEMNÍCH STAVEB V ČR OD ROKU 2004

UNDERGROUND CONSTRUCTION PROJECTS IN THE CZECH REPUBLIC: COMPLETED, UNDER CONSTRUCTION AND PLANNED FROM 2004

JOSEF ALDORF

1. ÚVOD

České podzemní stavitelství a hornictví, obory, které se vzájemně významným způsobem ovlivňují, mají dlouhou a slavnou historii, na svém kontě významné stavby i rozvoj školství, techniky a technologií a značnou personální provázanost ve všech dobách svého vývoje.

Konference Podzemní stavby 2010 navazuje rovněž na již dlouhou tradici, gradovanou pořádáním světového tunelářského kongresu v roce 2007 v Praze, který dočasně přerušil kontinuitu konferencí, nicméně významně přispěl k možnosti prezentovat úspěchy českého tunelářství a zhodnotit jeho vývoj a výsledky. Je dobrou tradicí na těchto konferencích představit vše, co se v mezidobí mezi jejich pořádáním v oboru událo, představit hlavní nově realizovaná díla a budoucí rozvoj. Na PS 2003 i WTC 2007 byly některé realizace (Mrázovka, metro, kolektory) představeny, v tomto příspěvku se budeme především věnovat nejvýznamnějším realizacím od roku 2003.

Zmíníme se také v kap. 3 stručně o haváriích při provádění podzemních staveb, kterým je vesměs při prezentacích věnována menší pozornost než tunelářským úspěchům. Určitě ale jsou součástí reálného života.

Tunelářské umění v českých zemích bylo vždy determinováno přírodními a geotechnickými poměry a ohraničeností rozsahu tunelových staveb. To na jedné straně vyžadovalo zvládat složité a velmi proměnlivé podmínky dané geologií českých zemí, na straně druhé relativně malými rozsahy staveb, které neumožnily rozvoj moderních technologií typu TBM. Tento stav přetrvával a prakticky přetrvává do dnešní doby, i když se začíná blýskat na lepší časy v projektech železničních koridorových tunelů (Praha–Beroun) nebo tunelů metra (trasa C Dejvice–Motol).

Charakteristickým rysem období, jehož stavby chceme představit, je především to, že prakticky všechny tunely i štoly jsou raženy a vyztužovány podle zásad a principů NRTM, která se stala prakticky jedinou tunelářskou metodou a která se technicky i technologicky stále rozvíjí a zdokonaluje. Významným prvkem tohoto rozvoje je i skutečnost, že české tunelářství rychle přejímá evropské i světové zkušenosti z aplikací této metody a samo k nim přispívá svým podílem.

Chceme-li představit reprezentativní stavby období let 2003 až 2010 a další plánované stavby, musíme použít jejich klasické roztřídění na tunely:

– silniční
– železniční
– ostatní tunely a štoly inženýrského určení (metro, kolektory, kanalizace apod.)

V oblasti **silničních a dálničních tunelů** bylo v ČR v roce 2009 v provozu celkem 11 800 m tunelů. Kromě starších, vesměs krátkých tunelů lze uvést jako nejreprezentativnější následující:

– tunel Valík (D5)
– tunel Panenská a Libouchec (D8)
– tunel Klimkovice (D1)
– tunel Hřebeč a Liberec (I/35)
– tunel Pisárecký (VMO Brno)
– tunel Husovický (VMO Brno)

Je nutno uvést, že zprovozněním prvního dálničního tunelu v ČR, tunelu Valík v roce 2005, investorské organizaci (ŘSD ČR) přibyl nový úkol spočívající v povinnosti zajistit bezpečnost uživatelů tunelů z hlediska požární bezpečnosti a nebezpečí výbuchu. Tato okolnost vedla k rozsáhlým opatřením v oblasti projektování, výstavby a provozu, které před rokem

1. INTRODUCTION

The Czech underground construction industry and mining industry, which significantly affect one another, have a long and glorious history, having outstanding constructions and a well developed teaching system, technique and technology on their accounts and significant personal links during all periods of their development.

The conference "Underground Constructions 2010" is also a follow-up to the long term tradition, which was enhanced by the organisation of the World Tunnel Congress 2007 in Prague, which, on the one hand, temporarily interrupted continuity of the conferences but, on the other hand, greatly contributed to the opportunity to present achievements of the Czech tunnelling industry and appraise its development and results. It has become a good tradition in these conferences that they introduce everything that happened within the industry during inter-conference periods, present main newly implemented projects and outline the future development. Some principal projects (the Mrázovka tunnel, Prague metro, utility tunnels) were presented in the UC 2003 and WTC 2007. This paper is dedicated first of all to the most important projects which have been implemented since 2003.

We will, in addition, briefly mention in Chapter 3 incidents experienced during underground construction operations, which are usually paid smaller attention in presentations than tunnelling successes. But even these events are definitely parts of real life.

The development and tunnelling arts in Czech provinces have always been determined by natural and geotechnical conditions and by limitation of the extent of tunnel structures. For that reason it was necessary, on the one hand, to cope with complicated and very variable geological conditions existing in the Czech provinces and, on the other hand, to cope with the relatively small extent of tunnelling projects, which did not allow modern technologies, such as the use of TBMs, to develop. This lasted and practically exists even today, even though better times seem to be coming in the form of tunnels on railway corridors (Prague – Beroun) or metro tunnels (Line C from Dejvice to Motol).

A feature distinctive of the period the projects of which we want to introduce is, first of all, the fact that virtually all tunnels and galleries have been excavated and supported according to the NATM principles. The NATM, which has become practically the only tunnelling method, has been continually developed and improved. An important element of this development is also the fact that the Czech tunnelling industry has quickly learned lessons from the European and worldwide experience gained from applications of this method, and has contributed its own share to it.

If we want to introduce representative projects of the 2003-2010 period and other projects being planned, we must use the traditional division into:

– road tunnels
– railway tunnels
– other tunnels and galleries for civil engineering purposes (metro, utility tunnels etc.)

In the field of **road and motorway** tunnels, there were 11,800m of operating tunnels in the Czech Republic (the CR) in 2009. Apart from older, mostly short tunnels, the following tunnels can be presented as the most representative ones:

– Valík tunnel (D5 motorway)
– Panenská and Libouchec tunnels (D8 motorway)
– Klimkovice tunnel (D1 motorway)

2005 nebyly v ČR aplikovány a které značnou měrou ovlivnily i investiční náklady na tunely.

Kromě provozovaných tunelů byla k roku 2009 v projekci nebo výstavbě řada dalších tunelů, ze kterých je zapotřebí uvést tyto:

– tunel 518 Suchdol a Rybářka (R1)
– tunel 519 Zámky (R1)
– tunel 511 Na Vysoké (R1)
– tunely 513 Komořany a 514 Lochkov

} všechny na stavbě dálničního okruhu kolem Prahy

– tunel Prackovice–Radejčín (D8)
– obchvat Náchoda (I/33)
– tunel Dobrovského (VMO Brno)

Celkem jde o 9400 m tunelů projektovaných a 11 500 m tunelů ve výstavbě.

V etapě vyhledávacích studií a investičních záměrů je řada dalších tunelů na silnicích I. třídy, rychlostních komunikacích i na dálnici D3. Jsou to tunely:

– Kubova Huť (I/4)
– Smržovka (I/10)
– Bílina, Rynoltice, Stráž nad Ohří (I/13)
– Jizerní Vtelno (I/16)
– Plzeň (I/20)
– Železná Ruda (I/27)
– Turnov (I/35)
– Žďár nad Sázavou (I/37)
– Červený Kopec a Líšeň (VMO Brno)
– Bystřička (I/57)
– Dětřichov (R35)
– Vizovice (R49)
– celkem 9 tunelů na stavbě D3

Jejich délky nejsou dosud upřesněny, přesto svědčí o impozantních záměrech ŘSD ČR.

V další části příspěvku stručně představíme nejvýznamnější tunely dané do provozu od roku 2003 a tunely ve výstavbě.

Historie **železničních tunelů** v českých zemích sahá do poloviny 19. století (Třebovický tunel), které bylo v celé Evropě zlatým věkem tunelářství, do kterého vložili svůj um i mnozí čeští tuneláři, zejména zakladatel moderního tunelování prof. Rziha. Rozvoj železnice a železničních tunelů ukazují následující údaje:

Rozsah železniční sítě SŽDC (k 1. 1. 2009)

délka tratí celkem	9 486 km
elektrizované tratě	3 078 km
tratě normálního rozchodu	9 464 km
úzkorozchodné tratě	22 km
jednokolejné tratě	7 557 km
dvou- a vícekolejné tratě	1 890 km
mosty	6 691 ks
tunely	158 ks
celková délka tunelů	42 927 m

Současná doba je charakterizovatelná poměrně rozsáhlou projekční přípravou a výstavbou železničních tunelů, především na tratích tranzitních koridorů. Podobně jako ŘSD ČR i SŽDC se musí zabývat jak otázkami souvisejícími s investiční výstavbou tunelových objektů, tak i neméně důležitými otázkami zajištění bezpečného provozu tunelů.

Na tratích I koridoru byla rekonstruována řada dříve vybudovaných tunelů (Blanenské tunely, Nelahozeveské tunely), nejnověji realizován pak tunel Vepřek.

Přímo na II. tranzitním koridoru se nenacházejí žádné tunelové stavby, ale na spojce I. a II. koridoru na trati Česká Třebová–Přerov byly dva stávající tunely (Třebovický a Tatenický) zrušeny a na přeložce trati v úseku Třebovice–Krasíkov byly vybudovány tři nové tunelové objekty. Také v navazujícím úseku Zábřeh–Krasíkov byly vybudovány tři tunely. V tabulce 1 jsou uvedeny základní charakteristiky všech již t. č. provozovaných tunelů.

Tabulka 1 / Table 1

Tunel Tunnel	Celková délka (m) Total length (m)	Způsob výstavby Construction technique	Ražená část (m) Mined section (m)
Třebovický nový tunel New Třebovice tunnel	550	Podzemní stěny Diaphragm walls	Celý pod ochrannou konstrukcí top-down process
Krasíkov I	1098,3	NRTM	1030
Krasíkov II	140,65	NRTM	84,65
Malá Huba	332,4	NRTM	270,0
Hněvkovský I	186,0	NRTM	90
Hněvkovský II	452,2	NRTM	430

– Hřebeč and Liberec tunnels (I/35 road)
– Pisárky tunnel (Large City Circle Road in Brno – the LCCR Brno)
– Husovice tunnel (the LCCR Brno)

It is necessary to note that the owner of these projects (the Road and Motorway Directorate of the Czech Republic) had to undertake a new task when the first motorway tunnel in the CR (the Valík tunnel) was opened to traffic in 2005. The task comprises the duty to ensure safety of tunnel users in the field of fire safety and explosion risk. This condition led to extensive measures in the field of designing, construction and operation, which had not been applied in the CR before 2005 and which significantly affected also the capital costs of tunnels.

Apart from operating tunnels, many other tunnels were under design or under construction in 2009. The following ones are worth mentioning:

– 518 lot tunnels Suchdol and Rybářka (R1 expressway)
– 519 lot tunnel Zámky (R1 expressway)
– 511 lot tunnel Na Vysoké (R1expressway)
– 513 lot Komořany and 514 lot Lochkov tunnels

} all of them on the motorway ring around Prague

– Prackovice and Radejčín tunnels (D8 motorway)
– a tunnel on Náchod bypass road (I/33 road)
– Dobrovského tunnel (the LCCR Brno)

In total, there were 9,400m of tunnels under design and 11,500m of tunnels under construction there.

A range of other tunnels on primary roads, expressways and the D3 motorway are found in the stage of search studies and project concepts. The following ones are in question:

– Kubova Huť (I/4)
– Smržovka (I/10)
– Bílina, Rynoltice, Stráž nad Ohří (I/13)
– Jizerní Vtelno (I/16)
– Plzeň (I/20)
– Železná Ruda (I/27)
– Turnov (I/35)
– Žďár nad Sázavou (I/37)
– Červený Kopec and Líšeň (LCCR Brno)
– Bystřička (I/57)
– Dětřichov (R35)
– Vizovice (R49)
– 9 tunnels in total on the D3 motorway construction

Even though their lengths have not been specified yet, they give evidence of the grand plans of the Road and Motorway Directorate of the CR.

In the following part of the paper we will briefly introduce the most important of the tunnels which have been opened to traffic since 2003 and tunnels which are currently under construction.

The history of **railway tunnels** in Czech provinces extends back to the middle of the 19th century (the Třebovice tunnel), which was the golden age of tunnelling throughout Europe. Even many Czech tunnellers, namely Prof. Rzika, put their skills in it. The development of railways and rail tunnels is shown by the following data:

The extent of railway network controlled by the Railway Infrastructure Administration (as of 1st January 2009):

total length of rail lines	9.486 km
electrified lines	3.078 km
standard gauge lines	9.464 km
narrow-gauge lines	22 km
single-track lines	7.557 km
double- and multiple-track lines	1.890 km
number of bridges	6.691
number of tunnels	158
total length of tunnels	42.927 m

The present time is characterised by relatively extensive design development and construction of rail tunnels, first of all tunnels on transit corridor lines. Similarly to the Road and Motorway Directorate of the CR, also the Railway Infrastructure Administration must deal with both the issues associated with new construction of tunnels and no less important issues of ensuring safe operation of tunnels.

A number of tunnels built in the past on the Corridor I (the Blansko tunnels, the Nelahozeves tunnels) were reconstructed; the newest completed tunnel is the Vepřek tunnel.

No tunnel structures are found on the Transit Corridor II, but two existing tunnels (the Třebovice and the Tatenice tunnels) were cancelled on the Česká Třebová – Přerov line, connecting Corridor I with Corridor II, and three new tunnels were built on the track diversion in the section between Zábřeh and

Části III. a IV. koridoru, které nejsou souběžné s úseky I. a II. koridoru, jsou v současné době budovány. Na IV. koridoru v úseku Praha–Č. Budějovice se realizuje varianta, která obsahuje 10 tunelových staveb o celkové délce cca 7960 m (mj. tzv. 4 Votické tunely již v realizaci).

Z tunelářského hlediska je významnou stavbou rekonstrukce II. tunelové trouby Jablunkovského tunelu rozšiřovaného pro dvoukolejný provoz. Lze uvést, že geologické poměry u tohoto tunelu jsou srovnatelně obtížné jako byly u tunelu Třebovice v polovině 19. století. Do této geotechnické kategorie lze zařadit i u nás nejdelší tunel Březno u Chomutova (1758 m).

Počty stávajících železničních tunelů a specifikace podle jejich délek uvádí následující tabulka:

tunely do délky 350 m	124
tunely od 350 m do 1000 m, z toho	22
tunely nad 500 m	17
tunely nad 1000 m	6

Z kategorie ostatních podzemních staveb (štol a tunelů) je nutno zmínit především stavby kolektorů

– Vodičkova a Václavské náměstí
– kolektor Centrum (Ostrava)

a řadu realizovaných kanalizačních štol budovaných v posledních letech (Karviná apod.).

V této souvislosti je třeba uvést, že česká „kolektorová škola" je na špičce v úrovni i rozsahu využívání podzemí pro infrastrukturní účely v zastavěných městských územích.

2. PŘEDSTAVENÍ NEJVÝZNAMNĚJŠÍCH TUNELŮ DOPRAVNÍ INFRASTRUKTURY VYBUDOVANÝCH V LETECH 2003–2009

V následující části budou představeny, podle našeho názoru, nejvýznamnější a nejzajímavější tunelové stavby dopravní infrastruktury, které byly dány do provozu v období let 2003–2009. Jde především o tunely Valík, Klimkovice, Nové spojení. Z ostatních tunelových staveb daných v tomto období do provozu je třeba připomenout tunely Panenská a Libouchec a nejdelší český železniční tunel Březno. Informace o těchto stavbách byly široce publikovány v čtvrtletníku Tunel a prezentovány v tunelářské veřejnosti při příležitosti tunelářských odpolední a na dalších seminářích. Stavby, které jsou před dokončením (tunel Prackovice a Radejčín) a stavby v současné době budované, jako např. tunel Blanka, tunel Dobrovského a Jablunkov, budou vesměs podrobně prezentovány na této naší konferenci.

2.1 Tunel Valík

Tunel Valík byl dokončen v roce 2005 a dán do provozu jako první dálniční tunel v dálniční síti České republiky na dálnici D5 Praha–Rozvadov.

Výstavba tohoto díla byla téměř 10 let zdrojem střetů mezi technickými odborníky a ekologickými aktivisty, což spolu s orgány státní správy a místních úřadů ovlivnilo stavbu jako takovou. Z hlediska bezpečnostního vybavení je tunel Valík zatříděn do nejvyšší kategorie TA a dimenzován na intenzitu dopravy 18 125 vozů/24 hodin v jednom směru.

Z inženýrskogeologického a geotechnického hlediska byl tunel budován ve vrchu Valík v slabě metamorfovaných zvětralých až silně zvětralých proterozoických břidlicích. Hloubka navětrání a zvětrání se pohybovala od 3 do 20 metrů, což spolu se silným tektonickým postižením vytvořilo velmi náročné geotechnické prostředí pro ražení. Výška nadloží tunelu byla od 8 do 14 metrů, což zvlášť komplikovalo ražbu a vyztužování a bylo také důvodem k tomu, aby byl podrobný geologický průzkum proveden pomocí ražené štoly umístěné zhruba uprostřed budoucího středového tunelu.

Z hlediska konstrukce tunelu je tunel tvořen dvěma tunelovými rourami pro každý směr, každá tunelová trouba má dva jízdní pruhy šířky 3,75 m a 1 nouzový pruh šířky 3,25 m. Délka tunelu je 380 (JTT) a 390 (STT) m. Průjezdný profil je 4,8 m vysoký, mimořádně je možno dopravovat tunelem i náklad výšky 5,2 m. Šířka vozovky mezi obrubníky činí 11,5 m, chodníky mají šířku 1 m.

Obě tunelové trouby jsou uloženy těsně vedle sebe bez horninového mezipilíře, mají ale společný středový železobetonový pilíř (obr. 1). Toto řešení bylo zvoleno s ohledem na potřebu minimalizovat trvalé zábory pozemků u portálu a potřebu minimalizovat šířku poklesové kotliny na povrchu. Tímto řešením se tunel Valík stal výjimečnou konstrukcí v rámci českého tunelového stavitelství.

Ražba tunelu byla prováděna NRTM, přičemž prvním vybudovaným dílem byl středový tunel včetně středového pilíře (obr. 3). Základní členění výrubu bylo kombinované (vertikální boční štoly, kalota a opěří). Primární ostění bylo provedeno ze stříkaného betonu a příhradových oblouků Bretex 112-25, pravidelného svorníkování a sítí. Tloušťka primárního ostění byla 250 mm ze stříkaného betonu C20/25-XO. Z hlediska geotechnických podmínek a fyzikálně-mechanických vlastností hornin byla ražba zařazena do

Krasíkov. The Table 1 presents basic characteristics of all of the tunnels, which are today already in service.

Parts III and IV of the corridor, which do not run in parallel with sections I and III of the corridor, are currently under construction. A design variant comprising 10 tunnel structures at the total length of about 7,960m is being implemented on the Corridor IV section between Prague and České Budějovice (among others, the 4 Votice tunnels which are already under construction).

From the tunnelling point of view, the reconstruction of the 2nd tube of the Jablunkov tunnel, converting it into a double-track tunnel, belongs among important projects. It is possible to say that the difficult geological conditions of the tunnel are comparable with the difficulties encountered at the Třebovice tunnel construction in the middle of the 19th century. Even the longest tunnel in the CR, the Březno u Chomutova tunnel (1,758m) can be placed into this geotechnical category.

Numbers of existing rail tunnels distributed according to their lengths are presented in the following Table:

tunnels up to 350m long	124
tunnels 350m to 1000m long, of that	22
tunnels over 500m long	17
tunnels over 1000m	6

From the other underground structures category (galleries and tunnels), it is necessary to mention above all utility tunnel structures

– the Vodičkova and Wenceslas Square utility tunnels
– the Centrum utility tunnel (Ostrava)

and a range of sewerage galleries completed in recent years (Karviná etc.).

It is worthwhile mentioning in this context that that the Czech "utility tunnelling school" is at the cutting edge in terms of both the level and the extent of using the underground in developed urban areas for infrastructural purposes.

2. INTRODUCTION OF THE MOST IMPORTANT TUNNELS OF THE TRANSPORTATION INFRASTRUCTURE BUILT IN THE 2003–2009 PERIOD

The following part of the paper introduces tunnel structures which were opened to traffic in the 2003–2009 period and which are, in our opinion, the most important and most interesting, namely the Valík, Klimkovice and New Connection tunnels. Of the other tunnel structures which were brought into service in this period, it is necessary to remember the Panenská and Libouchec tunnels and the longest Czech rail tunnel, the Březno. Information on these constructions has been broadly published in TUNEL quarterly journal and was presented within the tunnelling public on the occasions of Tunnellers' Afternoons and other seminars. The constructions which are just before completion (the Prackovice and Radejčín tunnels) and tunnels being under construction, e.g. the Blanka, Dobrovského and Jablunkov tunnels, will be presented in detail in this conference.

2.1 The Valík tunnel

The Valík tunnel on the D5 motorway between Prague and Rozvadov was completed in 2005. It was inaugurated as the first tunnel on the motorway network in the Czech Republic.

The implementation of this project was a source of conflicts between technical experts and environmental activists nearly for 10 years. These conflicts, together with activities of governmental agencies and municipal authorities, influenced the construction process. As far as the tunnel equipment is concerned, the Valík tunnel, which was designed for the traffic volume of 18,125 vehicles per 24 hours in one direction, has been assigned the highest category, TA.

From the engineering geological and geotechnical point of view, the tunnel was driven through Valík Hill, consisting of weakly metamorphosed, weathered to heavily weathered Proterozoic shales. The depth of weak weathering and weathering varied from 3 to 20 metres. This condition formed, together with heavy faulting, an environment which was very complex for driving a tunnel. The overburden height varied from 8 to 14 metres. This fact especially complicated the excavation and installation of support and was also the reason for which the geological survey was carried out by means of a gallery, the route of which roughly followed the centre line of the future central tunnel.

In terms of the tunnel design, the tunnel has two tubes carrying traffic in both directions. Each tube has two 3.75m wide traffic lanes and 1 emergency lane 3.25m wide. The tunnel tubes are 380m (STT) and 390m (NTT) long. The clearance profile is 4.8m high; loads up to 5.2m high are exceptionally allowed to pass through the tunnel. The curb-to-curb width of the roadway is 11.5m, the walkways are 1m wide.

The two tunnel tubes run alongside without a rock pillar between them, but they have a common central reinforced concrete pillar (see Fig. 1). This solution was chosen with the aim of minimising the plan area of permanent works

technologické třídy NRTM 5A. Ražba byla prováděna dovrchně, přičemž se ukázalo, že ostění průzkumné štoly velmi dobře zajišťovalo stabilitu čelby středního tunelu. Pro vlastní ražení tunelu bylo po zhodnocení výsledků geotechnického monitoringu rozhodnuto razit celou kalotu středního tunelu včetně opěří na plný profil. Obdobně byly sloučeny dílčí výlomy v kalotě (4A, 4B a 5A a 5B – viz obr. 1 a 2) při ražbě tunelových trub.

S ohledem na geotechnické poměry a zcela mimořádné zatížení středního železobetonového pilíře byla v předstihu před jeho budováním provedena sanace horninového prostředí jak v podloží, tak i v nadloží pilíře pomocí kotev IBO R25 délky 6 m (strop) a trubkových mikropilot rovněž délky 6 m (obr. 3). Středový pilíř je vysoký 7,4 m a široký 3–3,58 m (dole/nahoře). Šířka pilíře ve středu výšky činí pouze 1,23 m (obr. 4). V horní i dolní části pilíře jsou provedena vybrání pro ukotvení primárního ostění a pro opření protiklenby do betonových patek. Délka bloku pilíře je 10 m, přičemž dělicí spáry jsou svislé bez zazubení, což umožňuje případné malé pootočení jednotlivých bloků.

Ražba vlastních tunelových trub byla vedena dovrchně (cca 40 ‰ z rozvadovského portálu). Nejprve byly raženy boční štoly tunelových trub, následně hlavní kalota a opěří. Ražba bočních štol předbíhala ražbu kaloty o cca 20–30 m. Střední pilíř byl betonován vždy min. 40 m před čelbou kaloty tak, aby byla zaručena jeho pevnost. Stabilita čelby u všech dílčích výrubů byla zajišťována stříkaným betonem.

Rozpojování bylo prováděno převážně bez použití trhacích prací s mechanickým rozpojováním. Doba ražby každé z tunelových trub byla asi 7 měsíců.

Jako součást technologického postupu NRTM byl realizován geotechnický monitoring, který zajišťovala nezávislá firma. V rámci monitoringu byly sledovány vybrané parametry chování všech konstrukcí z hlediska dosažených varovných stavů a limitních hodnot. Zajímavé výsledky byly zaznamenány při měření zatížení středního pilíře pomocí dynamometrů, které ve většině případů potvrdily předpoklady statických řešení. Je třeba uvést, že případně naměřené odchylky od předem stanovených hodnot a trendů byly víceméně výjimečné a sloužily pro doplnění technologických postupů a vyztužování.

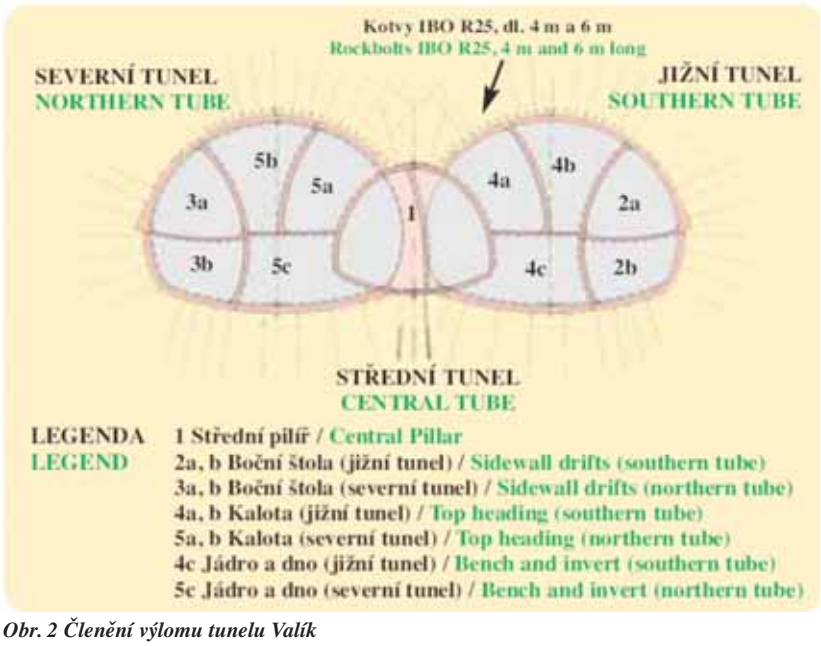
Závěrem je rovněž zapotřebí uvést, že před spuštěním provozu tunelu byly v tunelu Valík provedeny jako v prvním dálničním tunelu požární zkoušky pro ověření funkce větrání.

2.2 Tunely Nového spojení

Vítkovské tunely tzv. Nového spojení řeší napojení centra Prahy na budoucí vysokorychlostní tratě z východu a severu ČR. Umožní také propojení příměstské a meziměstské dopravy napříč hlavním městem. Nové spojení je prakticky poslední stavbou úplné přestavby železničního uzlu Praha hlavní nádraží. Výstavba byla zahájena v roce 2004 a ukončena v roce 2008.

Tunely jsou tvořeny dvěma hloubenými úseky, ve kterých se ve společné otevřené jámě spojují jednotlivé železniční tratě s raženými tunely pod vrchem Vítkov. Na západní straně navazují na čtyřkolejnou estakádu a na východní straně na dvoukolejnou estakádu a trať v zářezu.

Směrově jsou tunely vedeny v podélné ose skalního hřbetu vrchu Vítkov. Osová vzdálenost paralelně vedených tunelů je průměrně 30 m a pod



Obr. 2 Členění výlomu tunelu Valík
Fig. 2 The Valík tunnel excavation sequence

Obr. 1 Západní portál v průběhu ražeb
Fig. 1 Western portal during the course of the excavation

at the portal and minimising the width of the settlement trough on the surface. Owing to this solution the Valík tunnel has become an exceptional structure within the framework of Czech tunnel engineering.

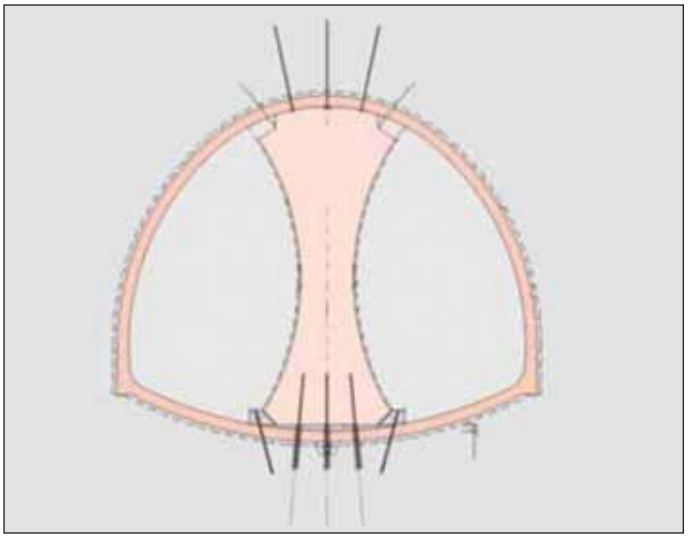
The tunnel was driven using the NATM, with the central tunnel including the central pillar being carried out as the first operation (see Fig. 3). The basic excavation sequence was combined (vertical sidewalls, top heading and bench). The primary lining consisted of shotcrete, Bretex 112-25 lattice girders, a system of rock bolts and mesh. The primary lining in C20/25-XO shotcrete was 250mm thick. Taking into consideration the geotechnical conditions and physical-mechanical properties of the rock mass, the driving was categorised as NATM excavation support class 5A. The tunnel was driven uphill. It became obvious during the excavation that the lining of the exploratory gallery provided very good stability of the central tunnel face. Regarding the tunnel excavation itself, the decision was made after evaluating results of the geotechnical monitoring that the top heading of the central tunnel be driven full face, together with the bench. Similarly, the partial top heading faces (4A, 4B and 5A and 5B – see Figures 1 and 2) of the main tunnel tubes were excavated in one go.

With respect to the geotechnical conditions and absolutely exceptional loads acting on the central reinforced concrete pillar, the rock mass in its bed and overburden was stabilised in advance of the construction of the pillar by 6m long IBO R25 anchors (in the roof) and 6m long tube canopy (see Fig. 3). The central pillar is 7.4m high and 3-3.58m wide (bottom/top). In the middle of its height, the pillar is only 1.23m wide (see Fig. 4). There are mortises in the bottom and the top of the pillar allowing the primary lining to be anchored and the invert to be propped against the concrete footings. The pillar casting blocks are 10m long; small angular rotation of individual blocks is possible thanks to the fact that there are no shear keys in the construction joints between them.

The tunnel tubes themselves were driven on an uphill gradient (about 40 ‰ up from the Rozvadov portal). Sidewall drifts were carried out first in the tunnel tubes, followed by the main top heading and bench. The sidewall drift headings were about 20-30m ahead of the top heading. The central pillar was always cast at a minimum distance of 40m ahead of the top heading face so that its strength was ensured. Stability of faces of all partial headings was provided by shotcrete.

The rock mass was disintegrated mostly without blasting, using mechanical equipment. The excavation of each of the tunnel tubes took approximately 7 months.

Geotechnical monitoring, which was performed as a part of the NATM technological procedure, was carried out by an independent firm. The monitoring comprised the observation of selected parameters of behaviour of all structures from the aspect of reaching warning states and limit values. Interesting results were recorded during the measurement of the loads acting on the pillar by means of tension dynamometers, which mostly confirmed assumptions of structural analyses. It is necessary to say that the contingent deviations from predetermined values and trends which were measured were more or less exceptional and were used for complementing the technological procedures and the reinforcing system.



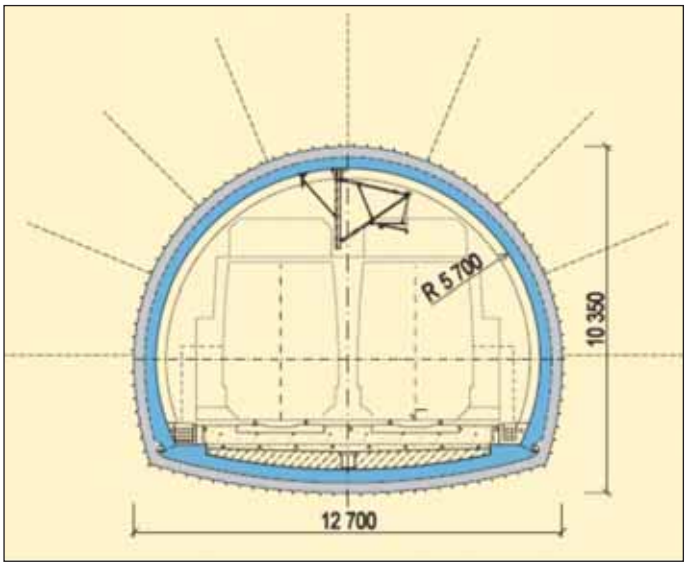
Obr. 3 Příčný řez středním tunelem se železobetonovým středním pilířem
Fig. 3 Cross-section of the central tunnel containing the central reinforced concrete pillar

objektem Národního památníku 42 m. Trasy jsou vedeny částečně v přímém směru a ve dvou obloucích. Minimální sklon nivelety je 0,33 %.

Skalní prostředí, ve kterém byly tunely raženy, je tvořeno paleozoickými středně ordovickými šáreckými břidlicemi a dobrotivským souvrstvím ve facii skaleckých křemenců. Horniny jsou slabě metamorfovány a podél puklin a povrchových zón jsou prohnětené až drcené. Úbočí svahu Vítkov je s výjimkou navážek tvořeno hlinitokamenitými svahovými sutěmi. Porušenost horninového masivu byla obecně podmíněna blízkostí pražského zlomu, který probíhá podél úpatí Vítkova a prochází přes pilíř stěn východních portálů. Tunely svojí délkou (JTT 1365 m, z toho 1250 m raženo, STT 1316 m, z toho 1150 m raženo) patří do první pětice železničních tunelů v České republice. Portálové úseky hloubených tunelů jsou 58 m (západ) a 107 m (východ). Příčné rozměry a tvar tunelů jsou zřejmé z obr. 5.

Tunely jsou vzájemně propojeny čtyřmi chodbami, sloužícími jako únikové cesty vybavenými bezpečnostním zařízením (požární dveře, požární klapky, ventilátory). Do prostoru před vjezdový i výjezdový portál tunelu je umožněn přístup požárním vozidlům.

Tunely byly raženy podle zásad NRTM a primární ostění je ze stříkaného betonu C16/20 tloušťky od 0,2 do 0,3 m vyztuženého dvěma ocelovými sítěmi a ocelovými příhradovými oblouky BTX. Horninové prostředí bylo zpevňováno hydraulickými svorníky. Vlastní ražba byla prováděna v horizontálním členění výrubu. Délka záběrů se pohybovala od 1 do 2 metrů podle strukturních poměrů horninového prostředí a v úsecích ohrožených nestabilitou stropu byly používány zavrtávané ocelové jehly. Vzdálenost výrubu kaloty a opěří se pohybovala od 50 do 120 m. Maximální výrubová plocha v technologické třídě Va činila cca 108 m^2. Vlastní ražení bylo zčásti provedeno mechanickým rozpojováním



Obr. 5 Vzorový příčný řez
Fig. 5 Typical cross-section

Obr. 4 Výztuž železobetonového středního pilíře s pojízdným bedněním
Fig. 4 Reinforcement of the central reinforced concrete pillar and the travelling formwork

To conclude, it is also necessary to state that fire tests designed to verify functioning of the ventilation system were carried out in the Valík tunnel before its inauguration.

2.2 The New Connection tunnels

The Vítkov tunnels, which are parts of the so-called New Connection project, solve the problem of connecting the centre of Prague to future high-speed rail lines from the east and the north of the CR. In addition, they will allow commuter traffic and intercity transportation to be interconnected and pass across the capital. The New Connection is practically the last project of the scheme called Reconstruction of Prague Main Station Rail Junction. The construction work started in 2004 and was completed in 2008.

The tunnels comprise two cut-and-cover sections in which individual rail lines are connected in a common trench to mined tunnels running under Vítkov Hill. On the western side, the tunnels link to a four-track viaduct, while on the eastern side, they link to a double-track viaduct and an open-cut track.

The horizontal alignment runs on the longitudinal axis of the rock crest of Vítkov Hill. The distance between centres of the parallel tunnel tubes is 30m on average (42m under the National Monument). The horizontal alignment of the tubes is partially straight and partially on two curves. The minimum gradient of the alignment is 0.33 %.

The rock environment the tunnels were driven through comprises the Palaeozoic, Middle Ordovician Šárka Shale and the Dobrotiv Member in the Skalec Quartzite facies. The rocks are weakly metamorphosed; they are kneaded to crushed along fissures and fault zones. Apart from made ground, the Vítkov Hill's sloping flank consists of loamy-stony slope debris. The disturbed character of the rock mass was generally associated with the closeness of the Prague Fault, which runs along the bottom of Vítkov Hill and crosses the rock pillar at the eastern tunnel portal. With their lengths (STT 1,365m, 1,250m of this length mined; NTT 1,316m, 1,150m of that length mined) the tunnels rank among first quintuple of rail tunnels in the Czech Republic. The portal sections of the cut-and-cover tunnels are 58m (west) and 107m (east) long. Cross-sectional dimensions and geometry of the tunnels are shown in Fig. 5.

The tunnels are interconnected by four cross passages serving as escape routes. They are equipped with safety facilities (fire doors, fire dampers, fans). The areas in front of the entrance and exit portals are accessible for fire-fighting vehicles.

The tunnels were driven in compliance with principles of the NATM. The 0.2–0.3m thick primary lining is in C16/20 shotcrete reinforced by two layers of steel mesh and BTX steel lattice girders. The rock mass was

Obr. 6 Východní portál tunelů
Fig. 6 Eastern portal of the tunnels

v převážné délce použitím trhacích prací. Rychlost ražení omezená předpisy pro používání trhacích prací se pohybovala od 100 do 130 m plného profilu za měsíc.

Kromě portálových úseků, které vyžadovaly složité a mohutné zajištění, byl nejdůležitějším chráněným objektem objekt Národního památníku s jezdeckou sochou Jana Žižky na vrchu Vítkov. Ražba probíhala cca 40 m pod tímto objektem a její příprava i kontrola vlivů tunelování vyžadovala velmi důkladnou kontrolu účinku tunelování. Lze uvést, že ani jezdecká socha, jejíž konstrukce nebyla v nejlepším stavu, ani velmi citlivé obložení stěn hlavního sálu Národního památníku nezaznamenaly žádné újmy.

Trvalé ostění bylo navrženo a realizováno s úseky s vyztuženým i nevyztuženým monolitickým betonem v poměru délek cca 50/50 % a bylo realizováno pomocí posuvných bednění o délce pasů 12,5 m. Druhou, velice citlivou a náročnou konstrukcí byly samotné portály (obr. 6, 7), kdy mezi

Obr. 7 Západní portál tunelů
Fig. 7 Western portal of the tunnels

strengthened by hydraulically expanded rock bolts. The excavation sequence consisted of top heading, bench and invert (the so-called horizontal sequence). The round length varied from 1 to 2 metres, depending on structural conditions of the rock environment. Self-drilling steel anchors were used in the sections which were threatened by instability. The distance between the top heading and bench excavation ranged from 50 to 120m. The maximum excavated cross-sectional area for excavation support class Va amounted to about 108m2. The excavation itself was carried out partially mechanically, using the drill and blast technique in the major part of the length. The advance rate, which was reduced because of regulations restricting the use of blasting, varied from 100m to 130m of the full profile per month.

Apart from the portal sections, which required complex and massive support measures, the most important protected structure was the National Monument building with an equestrian statue of Jan Žižka on Vítkov Hill. The tunnel was driven roughly 40m under the monument and the preparation and checking of tunnelling impacts required very thorough monitoring of the tunnelling effects. It is possible to state that neither the equestrian statue, the structure of which was not in best condition, nor the very sensitive wall cladding in the main hall in the National Monument suffered any harm.

The permanent lining was designed and constructed with sections in reinforced concrete and sections in unreinforced, cast in situ concrete, with the ratio of approximately 50/50 per cent. The 12.5m long blocks were cast using travelling forms. The other very sensitive and difficult structures were the portals themselves (see Figures 6 and 7), where rock pillars originated between the cut-and-cover tunnels and mined tunnels with the minimum width of 3.5 to 10m. Walls of the pillars were formed by a 15 – 27m high double-stage, vertical, anchored micropile wall consisting of steel tubes. The mictropile walls were stabilised by 8 – 22m long permanent cable anchors. The final treatment of the walls was carried out by shotcrete. The roots of anchors are fixed in the crown area of an old railway tunnel. For that reason exceptional attention was paid to the old tunnel lining during the anchoring and grouting operations. The use of the old railway tunnel is also interesting. It is expected that it will serve as a cycle track connecting the park existing in front of Praha Hlavní Nádraží station and the area of Balabenka.

2.3 The Klimkovice tunnel

The beginning of 2008 saw the inauguration of another section of the D47 motorway between Bílovec and Bohunín. This nearly 10km long section contains the Klimkovice tunnel. The tunnel itself is 1,080m long. It is found about 1km from the Klimkovice Spa grounds. If the tunnel had not been built, the area would have been inconsiderately and relatively drastically divided by the busy motorway. It will allow future development of this area, which can be termed a recreational and leisure zone.

The tunnel is a twin-tube structure with double-lane tubes.

Both tunnel tubes have identical spatial parameters of a T9.5 category unidirectional tunnel; the structural design is also identical. The carriageway passing through the tunnel is superelevated and the curb-to-curb width is 9.50m. The height of the clearance profile above the roadway is 4.80m. The minimum width of the walkways, running on both sides of the tunnel, is 1.10m. The net width of the tunnel is 12.204m (see Figures 8 and 9).

In the longer sections, both tunnels were driven through the rock mass, while in shorter pre-portal sections the cut-and-cover technique was used, with the tunnels built in open trenches and subsequently backfilled. The tunnel structures in the cut-and-cover sections have a single shell, with external umbrella-type waterproofing. The concrete vault blocks are supported by continuous longitudinal footings. In the mined sections, the tunnels are double-shell structures, with a closed intermediate waterproofing system.

The two tunnel tubes are interconnected by a total of five cross passages, which are intended to allow safe escape of people and to house the tunnel equipment. With respect to the anticipated truck traffic volume on the motorway, both tunnel tubes were provided with an emergency lay-by in the middle of their lengths. They were also provided with a necessary number of niches with SOS boxes, which are equally spaced throughout the tunnel length.

The longitudinal tunnel ventilation system uses reversible fans suspended from the crown of the vault.

The tunnel excavation passed through the bedrock formed by the Non-Productive Carbonaceous – Culm Measures. A combination of pelitic claystone and siltstone with greywacke and subgreywacke in the form of flysh measures (see Fig. 10) was typical of the rock environment. This rhythmical flysh alternation of claystone and sandstone posed geotechnical problems.

The angle of dipping of the measures slightly changed along the tunnel route (60°–70°). The measures were interwoven with numerous discontinuities, which were mostly perpendicular to the bedding planes. Five significant weakness zones were identified, cutting the tunnel alignment at an angle. Ground water was mainly bound to fissures and tectonic disturbances.

Obr. 8 Pohled do tunelu (foto Pechman)
Fig. 8 View down the tunnel (photo Pechman)

hloubenými a raženými tunely vznikly horninové pilíře min. šířky od 3,5 do 10 m. Stěny pilířů byly tvořeny dvoustupňovou svislou kotvenou mikropilotovou stěnou z ocelových trubek s výškami od 15 do 27 m. Pro stabilizaci mikropilotových stěn byly použity trvalé lanové kotvy délek od 8 do 22 metrů. Konečná úprava stěn byla provedena ze stříkaného betonu. Kořeny kotev jsou upnuty do klenbových oblastí starého železničního tunelu, a proto byla při jejich instalaci a injektování věnována mimořádná pozornost i ostění starého tunelu. Rovněž budoucí využití starého železničního tunelu je zajímavé, protože se předpokládá, že bude sloužit jako cyklostezka spojující park před stanicí Praha hlavní nádraží a oblast Balabenky.

2.3 Tunel Klimkovice

Začátkem roku 2008 byl slavnostně uveden do provozu další úsek budované dálnice D47 Bílovec–Bohumín. Na tomto úseku dlouhém necelých 10 km se nachází i tunel Klimkovice. Tunel samotný je dlouhý 1080 m a nachází se ve vzdálenosti asi 1 km od objektu klimkovických lázní. Pokud by nebyl tunel realizován, bylo by území nešetrně a poměrně drasticky rozděleno frekventovanou dálnicí. Do budoucna umožní rozvoj tohoto území, které lze vzhledem k poloze a charakteru označit za rekreační a oddychovou zónu.

Tunel je veden ve dvou samostatných tunelových rourách, které jsou řešeny jako dvoupruhové.

Oba tunely mají stejné prostorové parametry jednosměrného dvoupruhového tunelu kategorie T9,5 a stejné konstrukční uspořádání. Dopravní pás v tunelu má jednostranný příčný sklon a šířku mezi obrubníky 9,50 m. Výška průjezdného průřezu nad vozovkou je 4,80 m. Oboustranné chodníky mají šířku minimálně 1,10 m. Tunel má světlou šířku 12,204 m (obr. 8, 9).

Oba tunely byly v delších úsecích raženy ve skalním masivu, v kratších příportálových úsecích byly budovány jako hloubené v otevřených stavebních jamách s následným přesypáním. V hloubených úsecích jsou konstrukce tunelů jednoplášťové, s rubovou deštníkovou hydroizolací a s uložením jednotlivých klenbových pásů na průběžných podélných základových pásech. V ražených úsecích jsou konstrukce tunelů dvouplášťové, s uzavřenou mezilehlou hydroizolací.

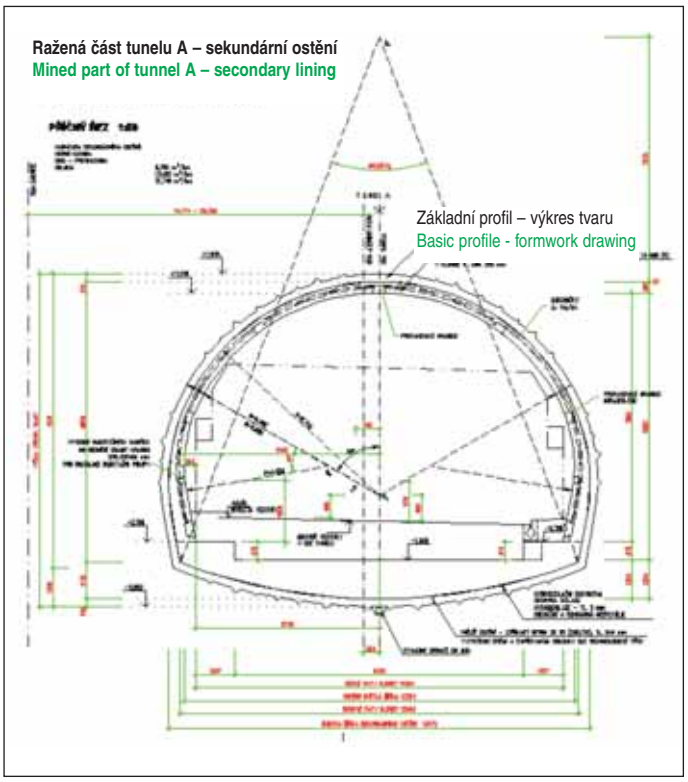
Obě tunelové roury jsou propojeny celkem pěti tunelovými spojkami určenými pro bezpečný únik osob a pro technologické vybavení, uprostřed délky opatřeny nouzovým zálivem. V nezbytném počtu jsou rovněž opatřeny výklenky s SOS skříněmi, rovnoměrně umístěnými po délce tunelu.

Větrání tunelů je řešeno jako podélné, pomocí reverzních ventilátorů zavěšených ve vrchlíku klenby.

Ražba tunelu probíhala ve skalním podloží neproduktivního karbonu – kulmu. Typickým horninovým prostředím byla kombinace pelitických jílovců a prachovců s drobami a drobovými pískovci ve formě flyšových souvrství (obr. 10). Rytmické střídání jílovitých a pískovcových vrstev přináší geotechnické potíže a problémy.

Sklon vrstev se v průběhu ražení mírně měnil (60°–70°) a byl protkán častými nespojitostmi, většinou kolmo k vrstevnatosti. Bylo indikováno pět význačných poruchových pásem procházejících šikmo k ose tunelu. Podzemní voda byla vázána především na pukliny a tektonické poruchy.

V obou hloubených úsecích u portálu byly velmi složité geologické poměry dané výrazným hloubkovým zvětráváním hornin, rozsáhlými poruchovými pásmy a fosilními sesuvy.



Obr. 9 Geometrie tunelu
Fig. 9 Tunnel geometry

Geological conditions within both cut-and-cover sections were very complicated due to deep weathering of the rock mass, extensive weakness zones and fossil landslides.

Both pre-portal construction trenches were excavated in Quaternary soils and Culm rock. Secondary loess and clayey deluvial sediment prevailed among the soils.

Hydrogeological conditions in the rock mass were relatively favourable for the excavation. An impact on the stability of the excavation and development of overbreaks were recorded only exceptionally, when passing through an environment formed by siltstone, with water seeping along discontinuity surfaces.

The tunnel excavation was carried out using the NATM with the application of shotcrete; the so-called horizontal excavation sequence (top heading, bench and invert) was used. The first to be driven was the top heading, at full width, with the excavated area of about 65m^2 and the minimum height at the crown of 6.10m. The lower part of the excavated cross section was further divided into three parts. For geological and time-related reasons, all excavation in the top heading and bench was performed by the drill and blast technique.

Obr. 10 Strmě uložené aleuropelity v čelbě kaloty s antiformní strukturou vpravo (tunelová trouba B, km 141,864) (foto Stach)
Fig. 10 Steeply bedded aleuropelites at the top heading face, with an antiform structure on the right-hand side (tunnel tube B, km 141.864) (photo Stach)

Obě příportálové stavební jámy byly hloubeny v kvartérních zeminách a kulmských horninách. Převažující zeminou byly sprašové hlíny a jílovité deluviální sedimenty.

Hydrogeologické poměry v horninovém masivu byly vzhledem k ražbě vcelku příznivé. Pouze výjimečně byl zaznamenán vliv na nestabilitu výrubu a vznik nadvýlomů v prostředí prachovců s průsaky vod podél ploch diskontinuit.

Ražba tunelu byla prováděna NRTM s uplatněním stříkaného betonu s horizontálním členěním výrubu. V prvním kroku byla ražena kalota v plné šířce, o ploše výrubu cca 65 m^2 a minimální výšce ve vrchlíku klenby 6,10 m. Dolní etáž profilu byla dále prostorově členěna na tři části. Z geologických i časových důvodů byl kompletní výlom realizován s použitím trhacích prací v plném profilu, a to jak u kaloty, tak i u opěří.

Primární ostění zajišťující výrub je ze stříkaného betonu s výztužnými ocelovými sítěmi, příhradovými oblouky a svorníky. Převládajícím typem zajištění výrubu bylo primární ostění IIIA, pro které v daném geologickém prostředí byl předepsán střední krok záběru 1,60 m a stříkaný beton třídy C20/25 s výztuží rubovou a lícovou sítí, doplněné navíc ocelovými příhradovými oblouky, v potřebném rozsahu opatřené svorníky, přikotvením a jehlováním.

Po dobu výstavby byly v oblasti obou portálů vyhloubeny stavební jámy (Brno, Ostrava). Dělicím prvkem mezi raženou a hloubenou částí tunelu byly provizorní portály, na které navazovaly svahy stavební jámy. Provizorní portály i stěny stavebních jam byly jištěny kombinací dočasných technických opatření – železobetonovými převázkami, lanovými kotvami, tyčovými kotvami, hřebíky a stříkaným betonem vyztuženým ocelovými sítěmi KARI.

V portálových stěnách byly po obvodu zarážky budoucích tunelů zhotoveny ochranné mikropilotové deštníky a ochranné železobetonové límce.

V průběhu hloubení stavební jámy Brno pro hloubené části tunelů došlo k nárůstu vodorovných deformací pravého svahu, které byly spojeny s deštivým obdobím v červnu 2006.

Na základě statického posouzení bylo navrženo zajištění nestabilní části svahu, skládající se z odtěžení povrchových kvartérních vrstev a provedení dodatečné etáže tyčových kotev ze samozávrtných tyčí TITAN 40/20 délky 12,0m (obr. 11).

Definitivní ostění tunelu Klimkovice bylo provedeno jako železobetonové z betonu C30/37. Jako výztuž byly použity svařované obloukové nosníky z betonářské výztuže, výztužná KARI síť ve dvou vrstvách (rub a líc) a příložky z prutové výztuže. Základní délka tunelového pasu je 12 m.

Sekundární ostění tunelu Klimkovice má jedno prvenství – pro zvýšení protipožární odolnosti betonu kleneb byl uplatněn beton s rozptýlenými polypropylenovými vlákny. Volba na toto řešení padla proto, že hrubší frakce kameniva do betonu byla na bázi drob. Zkoušky požární odolnosti betonu potvrdily oprávněnost tohoto rozhodnutí – zkoušený železový beton sekundárního ostění vyhověl.

Pro sledování interakce ostění horninového masivu byl v intencích NRTM zpracován projekt geotechnického monitoringu, který zahrnoval řadu měření parametrů této interakce a podle výsledků měření byl proces ražení a vyztužování řízen. Zajímavostí z hlediska měření a prakticky prvním použitím tohoto měření v oblasti dálničních tunelů byla instalace teplotních a tenzometrických čidel v sekundárním ostění a měření teplot masivu ve vzdálenosti 1 m za ostěním.

Dlouhodobé sledování teplotního spádu ukazuje, že rozdíl teplot na rubu a líci sekundárního ostění obou monitorovaných bloků je max. do 3 °C. Měření poměrných přetvoření prokazuje, že sekundární ostění je zatím zatíženo pouze vlastní tíhou a změnami teploty. Dlouhodobý trend naznačuje pozvolný nárůst zatížení v čase.

Po celou dobu výstavby tunelu byl investorem ustaven poradní orgán RAMO (Rada monitoringu), která se pro všechny zúčastněné strany – investora i zhotovitele stala kvalitním a fungujícím nástrojem pro vyhodnocování observovaných veličin a řešení postupů ražeb i výstavby. Personální složení RAMO zajišťovalo jak jeho nezávislost, tak přímý vliv na zhotovitele obou tunelových trub.

Slavnostního uvedení tunelu do provozu se zúčastnila řada oficiálních osobností investora ŘSD, zhotovitelů (Subterra, Metrostav) a zástupců MS kraje a obce Klimkovice (obr. 12), která nejvíce pociťuje následné snížení dopravní zátěže intenzivní dopravou na silnici I/47. Toto snížení je ještě výraznější po uvedení celé stavby dálnice do provozu v roce 2009.

Stavba tunelu Klimkovice byla v roce 2009 vyhodnocena jak na krajské, tak celostátní úrovni jako stavba roku (obr. 13).

The primary excavation support consists of shotcrete with lattice girders, steel mesh and rock bolts. The primary support class IIIA prevailed, comprising a C20/25 shotcrete layer, one layer of mesh on both surfaces, lattice girders and, in the necessary extent, rock bolts, anchors and forepoling. An average excavation round length of 1.60m was specified for this class.

Construction trenches were excavated in the Brno and Ostrava portal areas. The dividing elements between the mined part and cut and cover parts of the tunnel were formed by temporary portals, to which the slopes of the construction trenches were connected. The temporary portals and slopes of the construction trenches were supported by a combination of temporary engineering measures – reinforced concrete walers, cable anchors, rod-type anchors, dowels and shotcrete reinforced with KARI mesh.

Canopy tube pre-support with protective reinforced collars were installed at the portal walls, around the circumference of the future tunnel openings.

An increase in horizontal deformations of the right-hand slope, connected with the rainy period in June 2006, occurred in three measurement profiles during the excavation of the Brno-side construction trench excavated for the cut-and-cover tunnel parts.

The support of the unstable part of the slope was designed on the basis of a structural analysis. It consisted of the removal of the Quaternary surface layers and installation of an additional tier of rod-type anchors using 12.0m long TITAN 40/20 self-drilling rods (see Fig 11).

The final lining of the Klimkovice tunnel was carried out in C30/37 reinforced concrete. The concrete reinforcement consisted of lattice girders fabricated from concrete reinforcement bars, two layers of KARI mesh (on both surfaces) and strap pieces.

The Klimkovice tunnel is the first tunnel where the secondary lining was cast using polypropylene fibre reinforced concrete with the aim of increasing the fire resistance properties of the concrete vault. This solution was chosen because the coarser aggregate fraction was based on greywacke. Concrete fire resistance tests confirmed that this decision was justified – the secondary reinforced concrete lining satisfied the tests.

For the purpose of observing the interaction between the lining and the rock mass, a geotechnical monitoring design was carried out, following the NATM principles, comprising a range of measurements of parameters of the interaction; the tunnel excavation and excavation support installation process was controlled according to the results of the measurements. The installation of thermal and strain gauge sensors in the secondary lining and measurements of the rock mass temperature at the distance of 1m beyond the lining, which was the first application of these measurements to motorway tunnels, was one of the features of the measurements.

Long-term observation of the thermal gradient has shown that the maximum difference between temperatures on the outer surface and inner surface of the secondary lining of both blocks being monitored is up to 3°C. Measurements of average strain have proved that the secondary lining is for the time being loaded only by its own weight and loads induced by temperature changes. The long-term trend has suggested that the loads are slowly building up with time.

The owner established a Monitoring Board (MOBO), which acted throughout the construction period as an advisory body. It became a high quality and well functioning tool for all parties involved in the construction (on the client and contractor sides) for assessing the observed quantities and deciding on the excavation means and methods and construction processes. The personnel composition of the MOBO guaranteed both the independence of the board and the direct influence on the contractors for both tunnel tubes.

The ceremonial opening of the tunnel to traffic was attended by many official figures representing the owner (the Road and Motorway Directorate), contractors (Subterra, Metrostav), the Moravian-Silesian Region and representatives of the municipality of Klimkovice (see Fig. 12), which is most of all enjoying the reduction in the traffic volume resulting from the busy traffic on the I/47 road. This reduction is even more noticeable after the opening of the entire motorway to traffic in 2009.

The Klimkovice tunnel construction was awarded the title Construction of the Year at the regional level and the nationwide level in 2009 (see Fig. 13).

2.4 Centrum Utility Tunnel, Ostrava

Information on Centrum Utility Tunnel in Ostrava, the construction of which commenced in 2003 and was completed at the end of 2005, is presented first of all because of the complex natural environment in which the tunnel was built, and also because of the fact that this is the first utility tunnel housing sewers inside its cross section.

The ever increasing numbers of various utility networks in developed areas have virtually encountered limitations following from requirements for maintenance and repairs, which present ever more extensive interference with the life in a city and its traffic and social infrastructures. For these reasons, the process of transition of locating engineering networks to shallower

Obr. 11 Schéma rozmístění prvků monitoringu na části jižní stěny stavební jámy hloubeného úseku Brno společně s naznačenou lokalizací dodatečných opatření pro sanaci svahu (foto Stach)

Fig. 11 Layout of monitoring elements on a part of the southern wall of the construction trench for the Brno cut-and-cover section, together with locations of additional slope-stabilising measures (photo Stach)

2.4 Kolektor Centrum Ostrava

Informace o kolektoru Centrum v Ostravě, jehož stavba byla zahájena v roce 2003 a dokončena koncem roku 2005, jsou uváděny především z důvodu realizace tohoto díla ve složitém přírodním prostředí a také z důvodu, že tento kolektor je prvním kolektorem, který je využíván i pro vedení kanalizačních řadů v profilu kolektoru.

Vedení stále většího množství různorodých inženýrských sítí v zastavěných oblastech již prakticky narazilo na omezení daná požadavky na údržbu a opravy, která představují stále rozsáhlejší zásahy do života města a jeho dopravní a společenské infrastruktury. Z těchto důvodů již před více než 30 lety došlo ve světě a prakticky současně i v některých městech České republiky (Praha, Brno, Jihlava) k přechodu umisťování inženýrských sítí do mělčích či hlubších podzemních děl – kolektorů – které řeší jak otázky zvětšeného počtu podzemních vedení, tak jejich údržby, oprav a doplňování. Kolektorová vedení bylo možno budovat z povrchu v otevřených výkopech nebo jako ražené štoly hornickým způsobem. Pozitivní zkušenosti provozovatelů ve městech, která k této koncepci přistoupila, vedly k úvahám využít tato díla mj. i k vedení kanalizačních řadů, které nejsou obvyklou součástí kolektoru.

Stav kanalizační sítě centra Ostravy vyvolal požadavek, aby současně s výstavbou kolektoru Centrum bylo řešeno i bezproblémové odvádění dešťových a splaškových vod. Původní studie řešení kolektoru v centru Ostravy navrhovala uložení nové kanalizační páteřní stoky v počvě kolektorové chodby (obdoba řešení použitých v brněnských kolektorech). Tato koncepce umístění stoky vyvolala potřebu řešit problémy s přečerpáváním odpadních i dešťových vod, nutnost provozovat kanalizační čerpací stanice v centru města, výrazné zvýšení provozních nákladů kolektoru a problém návaznosti dalších etap kolektorizace v centru Ostravy.

Z těchto důvodů si generální projektant díla stanovil jako cíl zajistit gravitační odvádění splaškové i dešťové vody, což bylo řešitelné pouze

or deeper underground structures – utility tunnels – took place in the world and at the same time in some cities in the Czech Republic (Prague, Brno, Jihlava, Bratislava) over 30 years ago. The tunnels solve the issues of the increased numbers of underground networks, their maintenance, repairs and additions. It was possible to build utility tunnels either as cut-and-cover structures or as mined galleries using mining techniques. The positive experience gathered by operators in the cities which had approached this concept led to deliberations that these structures could be also used for housing sewers, which have not been common parts of utility tunnels.

The condition of the sewerage network in the centre of Ostrava brought about the requirement that the trouble-free evacuation of storm water and sewage be solved simultaneously with developing the Centrum Utility Tunnel. The original study for the utility tunnel in the centre of Ostrava proposed that the new trunk sewer be placed on the bottom of the utility tunnel (an analogy to the solution used in Brno utility tunnels). This concept of locating the sewer brought about the need for solving problems with pumping of sewage and storm water, the necessity to operate sewerage pumping stations in the centre of the city, a significant increase in operating costs of the utility tunnel and a problem of succession of other stages of utility tunnel constructions in the centre of Ostrava.

For the above reasons, the general designer for the works pursued an objective to ensure gravity evacuation of sewage and storm water. This could be solved only by locating the sewer in the space under the crown of the utility tunnel. This concept raised many doubts and comments regarding the long-term functionality, the construction itself and possibility of maintenance and repairs.

Centrum utility tunnel links to Poděbradova utility tunnel and is terminated by a connection to a sewer in the area of the New Town Hall in Ostrava. The utility tunnel is 1,657.88m long.

The utility tunnel was driven at the depth of about 10m, through a complicated natural environment which was characterised by the following geological profile:

– Pre-Quaternary bedrock at depths of 8-11m, consisting of Miocene plastic clays and claystone;
– Terrace gravel-sand layers of variable thickness (4-8m);
– a soft-consistency fluvial loam layer;
– anthropogenic deposits and fills.

The utility tunnel bottom was located on the interface between Miocene clays and terrace gravel-sands, or was embedded in the upper part of Miocene clays.

A utility tunnel profile with atypical increased height was used (see Fig. 14), taking into consideration the requirement for the tunnel height (4.5m) relating to the possibility to evacuate sewage and storm water gravitationally. As a result, the upper part of the utility tunnel excavation extended into fluvial loams and made ground. The water table was found virtually in all cases at the level of the excavated tunnel profile, sometimes reaching even up to two thirds of the excavated profile height.

The original predictions of the geological conditions along the utility tunnel route (based on the EGS) were mostly confirmed by the excavation.

Structural calculations were carried out to determine dimensions and composition of excavation support structures. They consisted of C20/25 sprayed concrete reinforced by steel lattice girders ASTA and two layers of mesh. The spacing of the lattice girders was 0.7m and 0.5m for the utility tunnel and chambers, respectively. Parameters of ASTA lattice girders and

Obr. 12 Slavnostní přestřižení pásky (foto Pechman)

Fig. 12 Ceremonial cutting of tape (photo Pechman)

Obr. 13 Pohled na vjezd do tunelu (brněnský portál) (foto Pechman)

Fig. 13 View of the tunnel entrance (the Brno portal) (photo Pechman)

umístěním kanalizačního řadu do prostoru přístropí (kaloty) kolektoru. Tato koncepce vyvolala řadu námitek i pochybností o své dlouhodobé funkčnosti, vlastní realizaci i možnosti provádět údržbu a opravy.

Kolektor Centrum navazuje na kolektor Poděbradova a je ukončen propojením na kanalizační řad v prostoru před Novou radnicí v Ostravě. Délka kolektoru činí 1657,88 m.

Kolektor byl ražen v hloubce cca 10 m ve složitém přírodním prostředí, charakterizovaném následujícím geologickým profilem.

– předkvartérní podloží v hloubkách 8–11 m tvořené miocenními plastickými jíly a jílovci;
– vrstvami terasových štěrkopísků proměnlivé mocnosti (4–8 m);
– vrstva náplavových hlín měkké konzistence;
– antropogenní uloženiny a navážky.

Počva kolektoru byla lokalizována na rozhraní miocenních jílů a terasových štěrkopísků, případně zahloubena do horní části miocenních jílů.

Vzhledem k požadované výšce kolektoru (4,5 m), související s možností gravitačně odvádět odpadní a dešťové vody, byl použit poněkud atypický převýšený profil kolektoru (obr. 14), takže stropní část kolektoru byla v řadě míst ražena v náplavových hlínách a navážkách. Hladina podzemní vody prakticky ve všech případech výrazně zasahovala do profilu raženého díla, někdy až do výšky dvou třetin raženého díla.

Původně předpokládané geologické poměry (na základě IGP) v trase kolektoru byly ražením vesměs potvrzeny.

Statickými výpočty byly navrženy dimenze a skladba výztužních konstrukcí, pro které byl použit stříkaný beton C20/25 vyztužený ocelovými příhradovými oblouky ASTA a dvojitou mřížovinou. Vzdálenost výztužních oblouků byla 0,7 m u kolektoru a 0,5 m u komor. Parametry oblouků ASTA i tloušťka ostění závisela na geotechnických podmínkách a zatížení povrchu (dynamické zatížení těžkým provozem kamionů a tramvají). Základní tloušťka vrstvy stříkaného betonu byla 250 mm, u komor kolektoru pak 300 mm.

Ražba díla probíhala s využitím klasických hornických technologií, pro ochranu stropu díla bylo vesměs aplikováno jehlování, příp. ochranné deštníky z injektovaných kotev. Zabírka při ražbě odpovídala vzdálenosti výztužních příhradových oblouků. Pro zajištění stability počvy v polotuhých jílech byly provizorně použity válcované nosníky s železobetonovým pažením, zajišťujícím roznos axiálních sil ze svislých stěn do podloží. Definitivní dno kolektoru bylo provedeno jako železobetonová armovaná deska s příčnými nosníky HEB (obr. 14).

Při ražbě kolektoru bylo zaznamenáno několik nepříznivých jevů vesměs souvisejících s nestabilitou antropogenních navážek, se zvodnělými oslabenými zónami apod. Prakticky po celou dobu stavby nedošlo k vykomínování stropních vrstev až na povrch, přestože některé zvlášť exponované komory dosahovaly celkové výšky 7 m a byly raženy s malým krytím kolektoru za nepřerušeného dopravního provozu (jízda trolejbusů a kamionů).

Pro napojení okolních budov byly vybudovány kolektorové chráničky propojující kolektor s budovami (obr. 15). Tyto chráničky byly provedeny bezvýkopově řízeným vrtáním z prostoru kolektoru. Do každé budovy byly připraveny chráničky pro topnou a pitnou vodu, plynovou přípojku, přípojku nízkého napětí a slaboproudu a pro kanalizační pří-

the lining thickness depended on geotechnical conditions and the loads acting on the surface (dynamical loading induced by heavy truck and tram traffic). The basic thickness of the sprayed concrete layers was 250mm and 300mm for the tunnel and chambers, respectively.

The excavation was carried out using traditional mining techniques, with spiling or forepoling consisting of grouted anchors providing the support of the excavation roof. The excavation round length corresponded to the spacing of the lattice girders. Rolled-steel sections with reinforced concrete lagging were temporarily used to stabilise the bottom in semi-stiff clay. They provided the transmission of axial forces to the sub-base. The final bottom of the utility tunnel was carried out as a reinforced concrete slab with transverse HEB beams (see Fig. 14).

Several unfavourable phenomena were registered during the utility tunnel excavation, which were mostly associated with the instability of the anthropogenic fills, water-bearing weakness zones etc. No "daylight" collapse happened practically throughout the construction time despite the fact that some exceptionally complicated chambers were up to 7m high and were excavated under a shallow cover, with the traffic (trolleybuses and heavy trucks) uninterrupted.

Protective sleeves were installed allowing connections to buildings (see Fig. 15). The sleeves were installed by means of a trenchless technique, directional drilling from within the utility tunnel. The protective sleeves for heating water and drinking water, gas connections, low tension and weak current connections and sewerage connections were prepared for each building. Sewerage services from street inlets were connected with the sewer in the utility tunnel via new connecting shafts, also by drilling without a need for digging trenches. The new connecting shafts make controllable connection of house services and street inlets possible and, at the same time, allow subsequent connection of new sewerage pipes. The existing storm water and sanitary sewers were connected in a phased manner to the new trunk sewer.

The overall utility tunnel equipment is shown in Figures 14 and 15. It is necessary to note that the length of drilling for protective sleeves exceeded 7km, in the conditions of the city centre containing a dense network of buried lines. The drilling operations were frequently complicated and delayed owing to the necessity to solve collisions with existing networks.

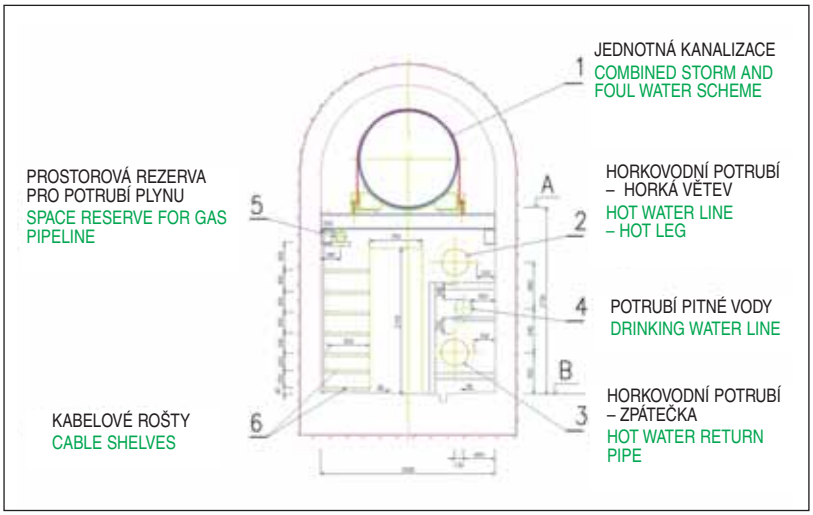
Owing to the installation of the sewerage pipeline inside the utility tunnel makes, gravitational evacuation of sewage and storm water is possible. The new sewer is placed under the existing sewerage throughout its route length, therefore phased turning over is possible. The lower part of the utility tunnel space houses a drinking water pipeline, 2 insulated heat pipelines (water or steam), a gas pipeline and cable trays.

Placing the sewer to the space of the utility tunnel calotte is a non-traditional and unique solution. This solution was chosen taking into consideration references submitted by the manufacturer of tubes and its capability to produce fittings and its own system of joining the tubes (Hobas glassfibre reinforced plastic tubes). Owing to the placement of the pipeline under the tunnel roof, the problem with the need to build pumping stations was removed. The DN 600 to DN 1400 sewerage pipeline was laid on steel supports, which structurally interact with the utility tunnel lining structure (see Fig. 16).

Owing to the spacing of the supports of about 2.8m, it was possible to use 2.8 and 5.6m long tubes. The tubes and fittings were transported to the utility tunnel via assembly shafts; all other handling of the tubes and fittings was by means of specially modified material trucks. The total of 1,265m of sewerage pipeline with 562 fittings was installed during the course of the construction. As far as water pipelines are concerned, the total of 1,494m of DN 150 – DN250mm and DN400 pipelines was assembled (pressure class PM10). Changes in directions in chambers and break points in the utility tunnel were performed using fittings which were produced on site from stainless steel.

Apart from the sewerage pipeline, there is a water pipeline located at the tunnel bottom. It lies on concrete supports. Stainless steel fittings were used for crossings and branching points. The main reason for using stainless steel, pressure resistant fittings was the fact that they met demanding requirements for the length of life of the water pipeline. Glassfibre reinforced plastic tubes Hobas, the same ones as those used for the sewer, were used for straight stretches of the water pipeline.

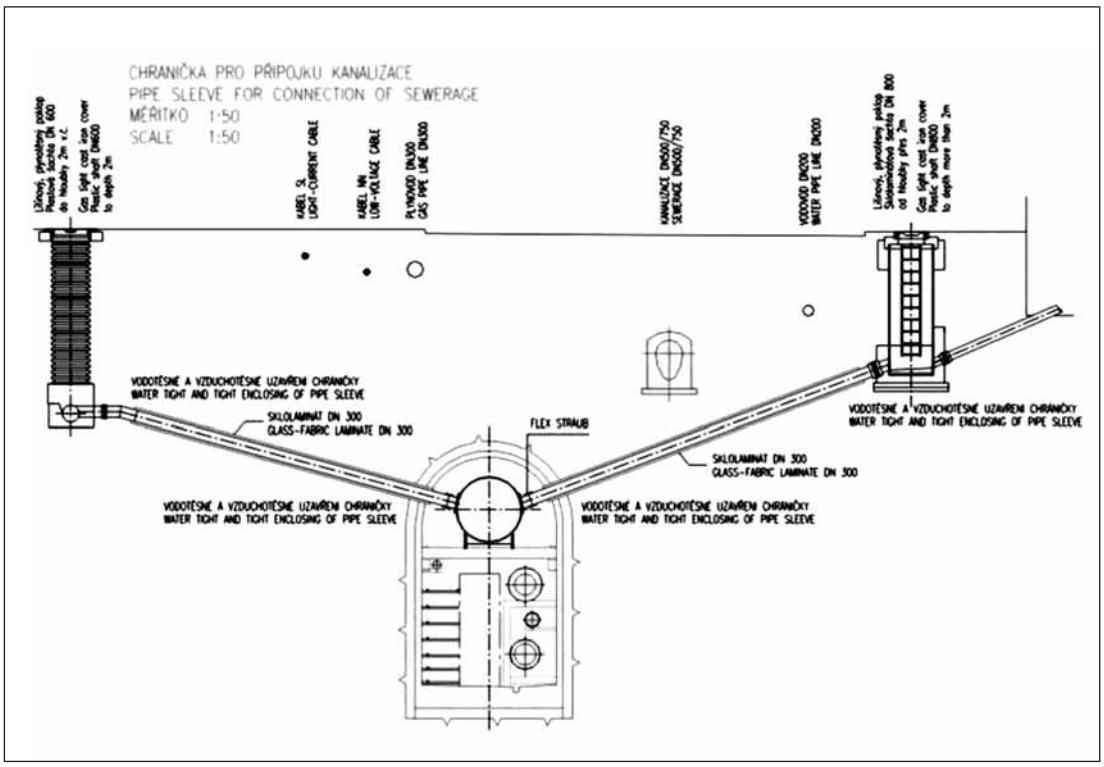
The choice of this non-traditional, and in many aspects unique, design for locating a sewer line in a utility tunnel significantly simplified the solution for the sewerage network in the centre of Ostrava. Some sections of sewers and water pipelines were put into service yet during the construction; the proposed and implemented solution was sufficiently tested by this trial operation.



Obr. 14 Příčný řez kolektorem
Fig. 14 Cross-section through the utility tunnel

pojku. Kanalizační přípojky od uličních vpustí byly připojovány do nových napojovacích šachtic rovněž bezvýkopově s kanalizací v kolektoru. Nové napojovací šachtičky umožňují kontrolovatelné připojení domovních přípojek a uličních vpustí a zároveň zajišťují možnost dodatečného připojování nových kanalizačních trub. Do nového páteřního kanalizačního sběrače byla postupně napojena stávající dešťová i splašková kanalizace.

Celkové vybavení kolektoru je ukázáno na obr. 14 a obr. 15, přičemž je nutno uvést, že vrtané kolektorové chráničky dosáhly délky více než 7 km v podmínkách hustě zasíťovaného centra. Bylo často nutno řešit kolize s existujícími sítěmi, což vrtání komplikovalo a prodlužovalo.



Obr. 15 Schéma bezvýkopového napojení objektů
Fig. 15 Chart of the trenchless connection to buildings

Kanalizační potrubí, umístěné do kolektoru, umožňuje gravitační odvedení odpadních a dešťových vod. Nové kanalizační potrubí je v celé trase uloženo pod stávající kanalizací a umožňuje její postupné přepojování. Ve spodní části kolektorové chodby je vedeno potrubí pitné vody, dvě izolovaná potrubí topné vody, příp. páry, plynové potrubí a lávky pro kabely.

Jako netradiční a unikátní řešení je umístění kanalizace v kalotě tubusu kolektoru. Pro volbu tohoto řešení rozhodly reference poskytnuté výrobcem trubního materiálu a jeho možnosti výroby tvarovek a spojování potrubí (sklolaminátové trouby Hobas). Umístění rozvodu ve vrcholu chodeb odstranilo problémy s budováním přečerpávacích stanic. Kanalizační potrubí v profilech DN600 až DN1400 bylo umístěno na ocelové podpěry, které staticky spolupracují s konstrukcí ostění kolektoru (obr. 16).

Vzdálenosti podpěr cca 2,8 m umožnily použít trouby v délkách 2,8 a 5,6 m. Trubní kusy včetně tvarovek byly do kolektoru dopravovány přes montážní jámy, veškerá další manipulace s trubním materiálem byla realizována pomocí speciálně upravených manipulačních a transportních vozíků. Při výstavbě bylo realizováno celkem 1265 m kanalizačního potrubí s 562 ks tvarovek. Pro vodovody bylo smontováno celkem 1494 m potrubí v profilech DN150 – DN 250 a DN400 v tlakové třídě PM 10. Změny směru v komorách a lomových bodech kolektorových chodeb byly zhotoveny z tvarovek vyrobených na místě z nerezové oceli.

Vedle kanalizačního potrubí je u dna kolektoru umístěno vodovodní potrubí na betonových podpěrách. Místa křížení a změn vedení trasy jsou vystrojena z tvarovek z nerezové oceli. Hlavním důvodem použití nerezových tlakových tvarovek bylo splnění náročných požadavků na trvanlivost vodovodního potrubí. Pro přímé úseky vodovodu bylo použito sklolaminátové potrubí Hobas stejně jako v případě kanalizačního řadu.

Volba tohoto netradičního a v mnoha směrech unikátního řešení umístění kanalizačního potrubí v kolektoru výrazně zjednodušila řešení stokové sítě v centru města Ostravy. Ještě během výstavby byly některé úseky kanalizací a vodovodů zprovozněny a tento ověřovací provoz dostatečně prověřil navržené a realizované řešení.

3. HAVÁRIE PODZEMNÍCH STAVEB V ČR V POSLEDNÍCH 15 LETECH

Havárie podzemních staveb jsou bezpochyby součástí rizika, kterému se každý zhotovitel vystavuje při realizaci projektu. Podle faktorů, které danou havárii způsobily, lze vnější projevy a obraz havárie rozdělit do několika skupin:

– havárie, při kterých vznikl povrchový kráter,

3. COLLAPSES OF UNDERGROUND STRUCTURES IN THE CR DURING THE PREVIOUS 15 YEARS

Collapses of underground structures are undoubtedly part of the risk which each contractor has to cope with during the course of a construction. External manifestations and patterns of collapses can be divided into groups according to the factors which caused the particular collapse:

– collapses during which a surface crater originated on the surface
– collapses which took place only in the underground (caving, fall of ground, face failures, roof failures etc.)
– ground water breakouts
– collapses of portals and fall of rock

For examples see Figures 17–21.

Obr. 16 Uložení kanalizace v kolektoru
Fig. 16 Installation of the sewer in the utility tunnel

Obr. 17 Autobus zapadlý do kráteru po havárii tunelu v Mnichově
Fig. 17 A coach fallen to a crater due to a tunnel collapse in Munich

Obr. 18 Povrchový kráter Jablunkovského tunelu (listopad 2009)
Fig. 18 A surface crater after a collapse of the Jablunkov tunnel (November 2009)

– havárie, které proběhly pouze v podzemí (závaly, vývaly, porušení čelby, stropu apod.),
– průvaly podzemní vody,
– havárie portálů a skalní zřícení.

Příklady viz obr. 17–21.

Ve většině případů havárií podzemních staveb je poměrně obtížné určit její hlavní příčinu. Příčiny havárie totiž obvykle spočívají v synergickém působení více faktorů. Tyto faktory mohou být jak přírodního, technického, technologického, tak i legislativně-smluvního charakteru. Nejvyšší zastoupení mezi faktory zapříčiňujícími havárie podzemních staveb mají samozřejmě složité geologické a hydrogeologické poměry. Nedokonale provedený inženýrskogeologický průzkum, nevhodné vedení razicích a vyztužovacích prací, chybný návrh, konstrukční nedostatky, špatná organizace výstavby a nedostatečná zkušenost účastníků výstavby jsou také poměrně obvyklými faktory, které se v nejednom případě podílely na havárii podzemní stavby.

Složitými geologickými poměry je míněn nekvalitní, silně tektonicky porušený horninový masiv, popřípadě jinak oslabený horninový masiv. Toto oslabení může být způsobeno např. prostoupením horninového masivu velmi tenkými vrstvami jílu, velmi rychlým střídáním horninových vrstev a rozdílných hodnot napětí během jednoho typu horniny. Stabilita v takovém horninovém masivu je také závislá na četnosti, ale především na orientaci a stavu ploch nespojitosti.

Za složité hydrogeologické poměry horninového masivu je považováno horninové prostředí, kde je vysoké zvodnění horninového masivu, výskyt štěrkopískových lavic s vysokou hladinou podzemní vody, popřípadě zvýšený výskyt maloprostorových izolovaných kolektorů, rychlost pronikání povrchových vod do hlubších zvodní je velmi vysoká, nebo kdy hladina podzemní vody komunikuje s blízkou řekou, či jiným vodním zdrojem.

Nedokonale provedený inženýrskogeologický průzkum může být zapříčiněn skutečností, že průzkumné vrty jsou prováděny ve větších

In the majority of collapses of underground structures it is relatively difficult to determine the main cause. Collapses are usually caused by synergic actions of several factors. These factors may be both of natural, technical or technological character and a legislative-contractual character. Of course, geological and hydrogeological conditions are represented most of all among the factors. Imperfect engineering geological survey, improper management of excavation and support installation work, erroneous design, structural flaws, poor organisation of construction and inadequate experience of the parties to the construction are also relatively customary factors which have several times contributed to a collapse of an underground structure.

The term „difficult geological conditions" is for low quality, heavily faulted ground mass or ground mass weakened in another way. This weakening may be caused, for example, by pervasive laminas of clay existing in the ground mass, very quick alternation of ground layers and varying values of stress within one type of ground. Stability in such a ground mass also depends on frequency, but above all on orientation and condition of discontinuity surfaces.

Such hydrogeological conditions of a ground mass are considered to be complicated where the ground environment displays high degree of water saturation, where gravel-sand banks with high level of the water table or small isolated aquifers are encountered, where the velocity of surface water intruding into deeper aquifers is very high or where the water table communicates with an adjacent river or another water source.

Imperfection of an engineering geological survey can result from the fact that exploratory boreholes are drilled at greater distances than it would be suitable for the particular area or some of important properties of ground mass are missed out during the survey. Nevertheless, incorrect conclusions may be made even if the engineering geological survey is adequate, first of all due to improperly assessing of the obtained data.

The management of excavation and support installation operations can be branded unsuitable in the situation where the design values of the maximum distance between the excavation face and the bottom excavation are exceeded,

Obr. 19 Havárie opěrové části tunelu, který je součástí elektrárny Queimado v Brazílii
Fig. 19 Breakdown of a sidewall part of a tunnel which is part of Queimado power plant in Brazil

Obr. 20 Průval podzemní vody v tunelu Kaponig v Rakousku
Fig. 20 Groundwater breakdown in the Kaponig tunnel, Austria

Obr. 21 Havárie portálové stěny v Hřebči v dubnu 1995
Fig. 21 Collapse of a portal wall in Hřebeč, April 2006

vzdálenostech, než by bylo pro danou oblast příhodné, nebo je-li při průzkumu opomenuta některá z důležitých vlastností horninového masivu. I z dostatečně provedeného inženýrskogeologického průzkumu však lze dojít k chybným závěrům, a to především nevhodným vyhodnocením získaných dat.

Za nevhodné vedení razicích a vyztužovacích prací lze označit situaci, při které dojde k překročení návrhové hodnoty maximální vzdálenosti provádění počvy za výlomem čelby, funkce plošné stabilizace výlomu je snížena zaostáváním druhé vrstvy nástřiku stříkaného betonu za výlomem čelby, nebo pokud dynamika provádění razicích a vyztužovacích prací výrazně zaostává za předpokladem návrhu.

Při provádění návrhu může dojít k velkému množství chyb. Mezi ty nejpodstatnější, ke kterým však již v minulosti došlo, patří např. nesprávně použitý matematický model horninového prostředí v projektové dokumentaci, nedokonalé vyložení zahraniční normy, které může mít za následek podstatné snížení statické bezpečnosti projektu, nevhodný výběr použité technologie ražení a vyztužování do daných geologických a hydrogeologických poměrů, návrh nevyhovujícího monitorovacího systému a také množství jiných projektantských chyb.

V případě konstrukčních nedostatků podzemních staveb se může jednat o přítomnost nedokonale ošetřených pracovních spár, nedokonale provedenou hydroizolaci, injektáži za ostěním a v krajním případě i o použití nekvalitních materiálů.

Špatná organizace výstavby je ve většině případů dána především faktem, že nad technickými kritérii převáží kritéria ekonomická a politická. Dále může být zapříčiněna také nestandardním smluvním vztahem mezi účastníky výstavby, který každému přesně nevymezuje jeho kompetence a povinnosti.

Zkušenost účastníků výstavby někdy není na úrovni potřeb rychlé a účinné reakce na změny podmínek ražení a vyztužování.

Na vzniku havárie se mohou podílet i jiné faktory, mezi které patří např. vliv účinku seismického zatížení, vliv extrémních srážek nebo extrémně zvýšená hladina řeky.

Většina těchto faktorů se rovněž podílela na vzniku následujících nejvýznamnějších havárií tunelů (štol) v ČR v posledních 15 letech.

Havárie silničního tunelu Hřebeč v dubnu 1995, Hřebeč
Havárie jámy Do-IV Dolu Doubrava v červenci 1998, Orlová
Zatopení pražského metra v srpnu 2002, Praha
Havárie železničního tunelu Březno v květnu 2003, Březno u Chomutova
Havárie kolektoru Vodičkova v lednu 2005, Praha
Havárie vodovodního přivaděče Švařec–Běleč I v září 2005, Brno
Havárie železničního tunelu v Jablunkově v dubnu 2008, Jablunkov
Havárie silničního tunelu Blanka v květnu 2008 a v říjnu 2008, Praha
Havárie železničního tunelu Jablunkov v listopadu 2009, Mosty u Jablunkova

V tabulce 2 jsou uvedeny jednotlivé havárie a faktory, které se na jejich vzniku významně podílely. Pokud se na vzniku havárie podílelo synergické působení více faktorů, jsou tyto označeny symbolem [X], pokud je však zřejmé, že některý faktor výrazně převyšoval nad ostatními, je označen symbolem [XX].

Na následujících obrázcích je vyjádřeno procentuální zastoupení jednotlivých faktorů, které jsou nejčastěji příčinami havárií podzemních staveb v ČR a ve světě. Podle těchto grafů a také podle všeobecného

where the function of the areal waterproofing system is corrupted due to delaying the application of the second layer of shotcrete behind the excavation face or where dynamics of the excavation and support installation operations is significantly lower that it was assumed by the design.

A great number of mistakes can originate during the work on the design. Among the most significant which, however, have already been encountered in the past, we can mention for instance an improperly used mathematical model of the ground environment in design documents, imperfect explanation of a foreign standard, which can result in substantial diminishing of structural safety of the design, unsuitable selection of the excavation means and methods to be used in the particular geological and hydrogeological conditions, unsuitable design of the monitoring system and many other designing errors.

As far as structural flaws of underground structures are concerned, they may be caused by imperfect treatment of construction joints, imperfect installation of waterproofing layers, imperfect backgrouting and, in the extreme, by the use of poor quality materials.

Poor organisation of construction is in the majority of cases a result of making decisions, where economic and political criteria outweigh technical criteria. In addition, it can result from non-standard contractual relationships between parties to the construction, which do not exactly specify competences and obligations of each party.

Sometimes the experience of parties to the construction is not adequate to the need for quick and effective response to changing driving conditions.

Even other factors can participate in the origination of a collapse, e.g. the influence of seismic loads, influence of extreme precipitation or extremely increased level of a river.

The majority of these factors also participated in the following most significant collapses of tunnels (galleries) in the CR during previous 15 years:

The Hřebeč road tunnel collapse, April 1995, Hřebeč
Collapse of shaft Do-IV at the Doubrava mine, July 1998, Orlová
Inundation of Prague metro, August 2002, Prague
Collapse of the Březno rail tunnel, May 2003, Březno u Chomutova
Collapse of Vodičkova utility tunnel, January 2005, Prague
Collapse of the Švařec – Běleč water tunnel, September 2005, Brno
Collapse of a rail tunnel at Jablunkov, April 2008, Jablunkov
Collapses of the Blanka road tunnel, May 2008 and October 2008, Prague
Collapse of the Jablunkov rail tunnel, November 2009, Mosty u Jablunkova

The table 2 shows individual collapses/incidents and factors which significantly contributed to their origination. Where the synergic effects of more factors participated in the origination of the collapse, the factors are marked by symbol [X], although, if it is obvious that some factor significantly overweighed the others, it is marked by symbol [XX].

The pictures below show the percentage of contribution of individual factors which have been the most frequent causes of collapses of underground structures in the CR and worldwide. According to these charts and according to general expectation, it is possible to unambiguously determine that the most frequently represented factors causing defects in underground structures are complicated geological and geotechnical conditions. These two factors are among the causes of the majority of collapses of underground structures. The question remains whether they contributed to the origination of the particular collapse critically or were only factors which allowed the collapse to develop, while another of the factors was the main cause.

Figure 23 was plotted using an analysis of collapses in the world in the same period of time, which was conducted for a total of 55 collapses which have happened since 1994.

Even though the history of the underground construction industry dates back as far as the 9th century in which the unpreserved Semiramis Tunnel was built, it is even today impossible to avoid incidents, never mind whether minor or larger. Unfortunately, it is not exceptional that serious injuries or even fatalities happen during the collapses. Whether collapses originate depends first of all on the fact that geological conditions are never repeatable, therefore each underground construction is a unique piece of work, where the beginning of the excavation cycle is always the most critical point in the entire excavation process, not only from geological aspects but also geomechanical and personnel ones. Every underground construction should present a new challenge for all parties to the construction, requiring professional skills and experience, which should be refreshed even during the excavation. Learning ability therefore plays an important role, first of all at the beginning of the excavation.

New pieces of knowledge are even drawn, after detailed analyses, from collapses, to be subsequently used for preparation of recommendations for designing and execution of underground construction works. This process was applied, for example, in the case of the Heathrow tunnel collapse, which happened at the time when the NATM was little used for clay environments

Tab. 2 Přehled faktorů způsobujících jednotlivé havárie v ČR
Table 2 Survey of factors causing individual collapses/incidents in the CR

JEDNOTLIVÉ HAVÁRIE INDIVIDUAL COLLAPSES / INCIDENTS	PŘÍČINY HAVÁRIE / COLLAPSE/INCIDENT CAUSES							
	Složité geologické poměry Complicated geological conditions	Složité hydro-geologické poměry Complicated hydrogeol. conditions	Nedokonale provedený IGP Imperfect engineering geological survey	Nevhodné vedení razicích prací Unsuitable management of mining operations	Chybný návrh Faulty design	Konstrukční nedostatky Structural flaws	Špatná organizace výstavby a zkušenost účastníků výstavby Poor organisation of construction and experience of parties to the construction	Jiné příčiny havárie Other collapse causes
Havárie silničního tunelu Hřebeč v dubnu 1995, Hřebeč The Hřebeč road tunnel collapse, April 1995, Hřebeč	XX						X	
Havárie jámy Do-IV Dolu Doubrava v červenci 1998, Orlová Collapse of shaft Do-IV at the Doubrava mine, July 1998, Orlová	X	X						X(1)
Zatopení pražského metra v srpnu 2002, Praha Inundation of Prague metro, August 2002, Prague						X		XX(2)
Havárie železničního tunelu Březno v květnu 2003, Březno u Chomutova Collapse of the Březno rail tunnel, May 2003, Březno u Chomutova	X		X	X	X	X	X	
Havárie kolektoru Vodičkova v lednu 2005, Praha Collapse of Vodičkova utility tunnel, January 2005, Prague	X	X						X(4)
Havárie vodovodního přivaděče Švařec–Běleč I v září 2005, Brno Collapse of the Švařec–Běleč water tunnel, September 2005, Brno		X				X		X(5)
Havárie železničního tunelu v Jablunkově v dubnu 2008, Jablunkov Collapse of a rail tunnel at Jablunkov, April 2008, Jablunkov	XX	X	X					
Havárie silničního tunelu Blanka v květnu 2008, Praha Collapse of the Blanka road tunnel, May 2008, Prague	XX	XX						
Havárie silničního tunelu Blanka v říjnu 2008, Praha Collapse of the Blanka road tunnel, October 2008, Prague	XX	XX						X(3)

1) Mezi příčiny této havárie patří i narušení struktury horninového masivu v důsledku vlivu předchozí havárie jámy, která proběhla v roce 1986 a také vliv extrémních srážek v červenci 1997.
2) Hlavní příčinou této havárie byla úroveň hladiny řeky Vltavy, která dosáhla cca 2 m nad úroveň hladiny stoleté vody.
3) Příčinou této havárie mohlo být i zemětřesení s epicentrem v západních Čechách, které se těsně před samotnou havárií projevilo v pražském regionu intenzitou, která zde nebyla zaznamenána v průběhu posledních 26 let.
4) Sufoze zemin v důsledku poruch vodovodních řadů.
5) Nedokonalé zaplňování prostoru za ostěním.
1) Disturbance of the rock mass due to a previous collapse of the shaft in 1986 and the effect of extreme rains in July 1997 also belong among the causes of this collapse.
2) The main cause of this incident was the level of water in the Vltava River, which reached about 2m above the 100-year recurrence flood level.
3) This collapse may have been caused even by an earthquake with its epicentre in Western Bohemia, which manifested itself just before the collapse in the Prague region with an intensity which had not been recorded in this region during previous 26 years.
4) Soil suffosion as a consequence of defects of water pipelines.
5) Imperfect backfilling of the space behind the lining.

očekávání lze jednoznačně určit, že nejčastěji zastoupenými faktory způsobujícími poruchy podzemních staveb jsou složité geologické a hydrogeologické poměry. Tyto dva faktory jsou totiž zastoupeny ve výčtu příčin většiny havárií podzemních staveb. Otázkou vždy zůstává, zda se na vzniku havárie podílely mírou převážnou, nebo zda byly pouze faktorem, který vznik havárie umožnil a hlavní příčinou byl některý z jiných faktorů.

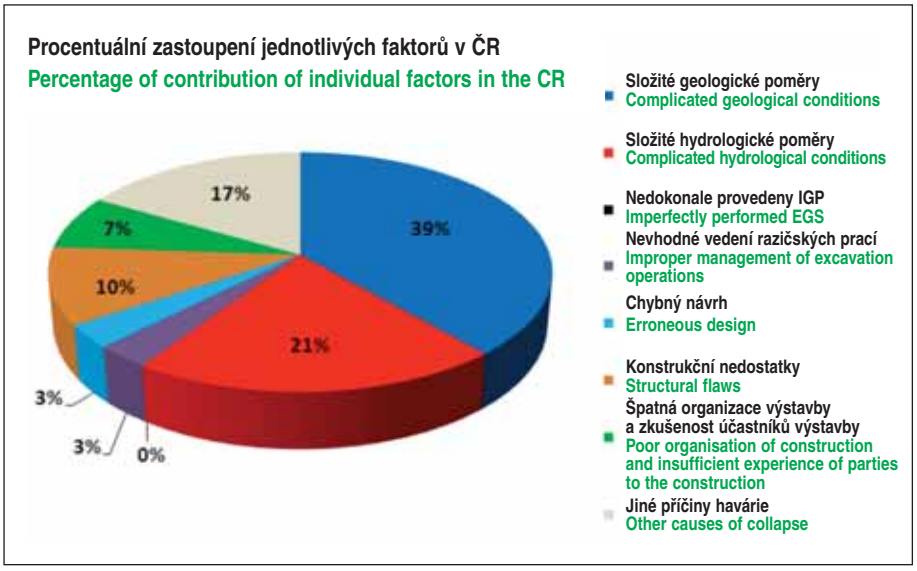
Pro sestavení obr. 23 byla využita analýza příčin havárií ve světě ve stejném časovém období, provedená pro celkem 55 havárií, ke kterým došlo od roku 1994.

I když se historie podzemního stavitelství táhne až do 9. stol. př. n. l., kdy byl postaven nedochovaný asyrský Semiramidin tunel, i v současné době není možné vyvarovat se haváriím, a to jak menšího rázu, tak i těch dalekosáhlejších. Bohužel není výjimkou, že při těchto haváriích dojde i k vážným ujmám na zdraví, případně i ztrátám na životech. Vznik těchto havárií je dán především skutečností, že geologické podmínky nejsou nikdy zcela opakovatelné, a proto je každá podzemní stavba ojedinělým dílem, u kterého je počátek razicího cyklu vždy nejkritičtějším místem v průběhu celého ražení a nejedná se jenom o geologické aspekty, ale také geomechanické a personální. Každá podzemní stavba by měla být novou výzvou pro všechny účastníky výstavby a vyžaduje odborné znalosti a zkušenosti, které by měly být doplňovány i v průběhu ražení. Schopnost učení tudíž hraje významnou roli, a to především v počáteční fázi ražby.

Ze samotných havárií jsou po jejich podrobné analýze čerpány nové poznatky, které jsou poté využity k doporučení pro projektování a provádění podzemních staveb. Stalo se tomu tak i např. v případu havárie tunelu Heathrow, kdy byla NRTM ještě méně používanou metodou v prostředí jílů, tím více při aplikaci v zeminách. Při této havárii se však potvrdilo, že při provádění podzemních staveb pomocí zásad NRTM musí být brán zvýšený zřetel na výsledky geotechnického monitoringu a také jak významná je existence nezávislého geotechnického dozoru.

Před prováděním samotného projektu je velmi důležitý inženýrskogeologický průzkum. Jeho kvalita se u jednotlivých podzemních staveb velmi liší. Tento fakt je dán především tím, že vítězem veřejného výběrového řízení bývá nabídka s nejnižší cenou, což většinou působí negativně na kvalitu, ale především na komplexnost inženýrskogeologického průzkumu. Většina investorů si totiž zcela neuvědomuje skutečnost, že kvalitně provedený inženýrskogeologický průzkum vyžaduje sice určité náklady, ale jedná se pouze o zlomek nákladů, které musí být věnovány případným sanačním pracím, a to nemluvě o časovém zpoždění projektu. Nedokonale provedenému inženýrskogeologickému průzkumu může následně čelit projektant pouze konzervativním návrhem, ale tím opět zvyšuje cenu projektu.

Dalším významným faktorem ovlivňujícím úspěšnost celého projektu ještě před jeho samotným započetím je vhodný výběr metody, kterou bude podzemní stavba prováděna. V některých případech totiž došlo k hrubému podcenění vlastností horninového masivu v okolí podzemní stavby, popřípadě byla kvůli jiným faktorům vybrána metoda, která se do daných podmínek ne zcela hodila. Jen v České republice jsou v posledních 15 letech známy dvě havárie, u kterých se výrazně podílel na jejím vzniku výběr metody. Jedná se o havárii jámy Do-IV Dolu Doubrava v červenci 1998, kdy byla použita metoda litého betonu, což představovalo použití nevyztužených prstenců



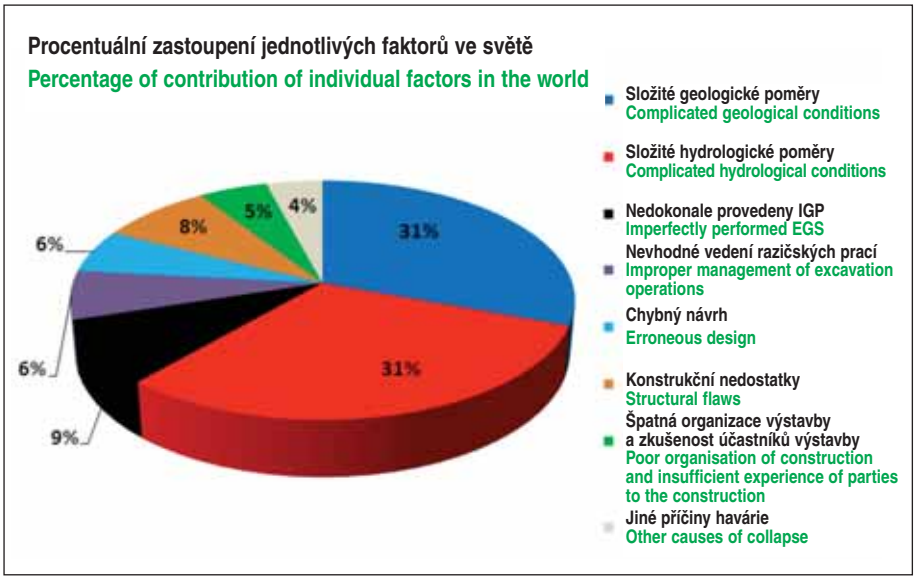
Obr. 22 Procentuální zastoupení jednotlivých faktorů způsobujících havárie podzemních staveb v ČR v posledních 15 letech

Fig. 22 Percentage of individual factors causing collapses of underground structures in the CR during previous 15 years

and even less for applications in soils. It was confirmed in the case of this collapse that increased attention must be paid to results of geotechnical monitoring when executing underground construction works according to the NATM principles and how important the existence of independent geotechnical supervision is.

It is important to carry out engineering geological surveys prior to starting the construction work itself. Their quality significantly differs at individual underground constructions. This fact follows first of all from the system where the lowest bid wins in public competitions. As a result, quality and, above all, the comprehensiveness of the engineering geological survey are negatively affected. This is so because most clients do not fully realise that, on the one hand, a high quality engineering geological survey requires certain cost, but on the other hand, it is only a fraction of the costs which will be incurred in case of contingent rehabilitation operations, speaking nothing of the works delays. A designer can cope with imperfections in a geological engineering survey only by a conservative attitude to the design. However, this attitude again increases the cost of the works.

Another important factor affecting the success of the entire project even before the construction starts is the selection of the method to be applied to the underground construction works. The reason is that serious underestimation of properties of the rock mass surrounding the underground structure was experienced in several cases or, taking into consideration other



Obr. 23 Procentuální zastoupení jednotlivých faktorů způsobujících havárie podzemních staveb ve světě v posledních 15 letech

Fig. 23 Percentage of individual factors causing collapses of underground structures in the world during previous 15 years

s propustnou ložní spárou ve velmi složitých hydrogeologických poměrech, a havárii železničního tunelu Březno v květnu 2003, kdy byla použita metoda obvodového vrubu, která byla mnoha odborníky do daných podmínek kritizovaná. Tato kritika byla ale vždy razantně odmítána ze strany investora i projektanta.

Při samotném projektu může dojít také k mnoha nedostatkům či závažným pochybením. Již při návrhu došlo v minulosti nejednou k výskytu velmi hrubých pochybení. K těm nejzávažnějším případům řadíme především projektantské chyby při havárii tunelu v Singapuru v dubnu 2004, kde si projektanti špatně vyložili britskou normu a použili menší profily ocelových prvků, což zásadně snížilo statickou bezpečnost projektu. Navíc byla provedena nevhodná analýza zemin, protože ve výpočtovém modelu s využitím metody konečných prvků byly zadány parametry odvodněné zeminy, přičemž měly být použity parametry pro neodvodněné zeminy, a tím došlo k poddimenzování. Za další výraznou chybu lze považovat i velmi optimistický matematický model horninového prostředí použitý v projektové dokumentaci u tunelu v Mnichově v září 1994.

Při provádění podzemních staveb, a to především u dnes velmi rozšířené NRTM, je důležitou složkou geotechnický monitoring. Úkolem geotechnického monitoringu je porovnání prognózy se samotným měřením deformací a stavu napjatosti ostění a okolního horninového masivu. Výsledkem je optimalizace provádění podzemních staveb. Pokud jsou navrhované úpravy v intencích platné projektové dokumentace, rozhodovací proces se odehrává na stavbě, potažmo přímo na čelbě. V případě, že situace vyžaduje zásadní změny přesahující mantinely vymezené projektovou dokumentací, je svoláno jednání za účasti zástupců všech účastníků výstavby. Denní interpretace výsledků komplexního geotechnického monitoringu musí být nepřetržitá, aplikace výsledků a doporučení okamžitá a bezprostřední. Zhotovitel geotechnického monitoringu musí mít také jasně definované kompetence a vztahy vůči ostatním účastníkům výstavby. Z pohledu investora je výhodné využít nepřetržitou přítomnost zaměstnanců monitoringu na stavbě pro funkci stavebního dozoru. Pak je výkon stavebního dozoru optimální nástroj pro možnost operativního ovlivnění výstavby. Monitoring podzemních staveb musí být komplexní, protože pouze vyhodnocení měření všech monitorovacích prvků ve vzájemných souvislostech umožní relevantní prognózy a závěry. Současná aplikace spojení monitoringu a dozoru umožňuje nejefektivnější a nejrychlejší reakce na zastižené podmínky.

Další velmi důležitou složkou provádění podzemních staveb, která byla v minulosti poměrně nedoceněna, je organizace a řízení výstavby. Tento faktor se podílel na vzniku množství havárií podzemních staveb. V těchto případech došlo k ustoupení ekonomickým kritériím před kritérii technickými, podle kterých bylo nutné ražbu pozastavit, nalézt příčiny nadměrných deformací a přijmout vhodná technická či technologická opatření. Tato situace se vyskytla např. při havárii tunelu Heathrow v říjnu 1994, nebo havárii tunelu Gotthard v dubnu 2002. Při havárii tunelu Heathrow přinutil investor provádějící firmu k pokračování razicích a vyztužovacích prací z důvodů dodržení termínů jejího dokončení, a to i přesto, že výsledky geotechnického monitoringu jednoznačně vyžadovaly opak. Stejně tak tomu bylo i v případě havárie tunelu Gotthard.

Při samotném provádění razicích a vyztužovacích prací je potřeba zvýšená opatrnost na kvalitní realizaci hydroizolace, a to především v horninovém masivu se složitými hydrogeologickými poměry. V opačném případě totiž může dojít ke vzniku průvalů podzemní vody, jako tomu bylo při havárii metra v Los Angeles v roce 1995, popřípadě havárii tunelu Haivan v roce 2001 (Vietnam).

Mezi další nedostatky, které se během razicích a vyztužovacích prací mohou vyskytnout, patří nedodržení bezpečné vzdálenosti od čelby, ve které má být dokončeno vyztužování kaloty nebo protiklenby. K tomuto výraznému nedodržení návrhu došlo mimo jiné při havárii tunelu Chienberg v únoru 2002 (Švýcarsko). Zcela nepřípustné je také zaostávání druhé vrstvy nástřiku stříkaného betonu. Tento nedostatek se vyskytl v případě havárie tunelu Horelica v březnu 2001. Výskyt těchto nedostatků lze eliminovat především existencí kvalifikovaného geotechnického dozoru.

factors, a method was selected which was not perfectly suitable for the given conditions. Only in the Czech Republic there are two collapses known from the period of past 15 years, where the choice of the construction method significantly contributed to their origination. The first one is the collapse of shaft Do-IV at the Doubrava Mine in July 1998, where the cast-concrete method was used, i.e. unreinforced concrete rings with permeable course joints, which were used in very complex hydrogeological conditions. The other one was the collapse of the Březno rail tunnel in May 2003, where a pre-lining method was used, the application of which in the particular conditions had been criticised by many experts. Unfortunately, the criticism was strongly refused by the project owner and the designer.

Many imperfections or serious errors can originate during the work on the design itself. Very serious mistakes have been made in the past even in the designing stage. Among the most serious cases, we can rate above all designers' mistakes in the case of the collapse of a tunnel in Singapore in April 2004, where designers misapprehended a British standard and used smaller sections for steel elements, which fact reduced structural safety of the design. In addition, the analysis of soils which was carried out was inappropriate because parameters of drained soil were used in the FEM calculation model, whilst undrained soil parameters were to be used. As a result, the structure was underdesigned. The very optimistic model of the rock environment which was used in the design for a tunnel in Munich, September 1994, can be considered another significant error.

Geotechnical monitoring is very important component when underground structures are being constructed, first of all in the case of the currently very widespread NATM. The task of geotechnical monitoring is to compare prognoses with results of measurements of deformations and the state of stress in the lining and the surrounding rock mass. This process leads to optimised execution of underground structures. If the proposed changes remain within intentions of the valid standard, the decision-making process takes place on site or directly at the excavation face. When the situation calls for substantial changes, exceeding the limits set out in the design, a meeting of representatives of all parties to the construction is summoned. The daily interpretation of results of the comprehensive geotechnical monitoring must be uninterrupted and the results and recommendations must be implemented immediately. The contractor for the geotechnical monitoring must have clearly defined competences and relationships with the other parties to the construction. From the client's point of view, it is beneficial if the uninterrupted presence of the monitoring personnel on site is taken advantage of, hiring them as site supervisors. Then the site supervision becomes an optimal tool allowing operative influencing of construction operations. Monitoring of underground structures must be comprehensive because relevant predictions and conclusions can be made only when all measured monitoring elements are assessed taking into consideration all relationships among them. The current application of the system combining the monitoring with site supervision makes the most effective and fastest responses to the encountered conditions possible.

Another very important element of implementing underground construction projects, which was quite underestimated in the past, is construction organisation and management. This factor also contributed to origination of many collapses of underground structures. In these cases economic criteria prevailed over engineering criteria, according to which the excavation had to be suspended, the causes of excessive deformations be found and adequate technical or technological measures be implemented. This situation existed, for example, in the case of the Heathrow tunnel collapse in October 1994 or the Gotthard tunnel collapse in April 2002. As far as the Heathrow tunnel is concerned, the client coerced the contractor into continuing to excavate the tunnel and install the support so that the deadlines for the completion were met, despite the fact that the monitoring results unequivocally required the contrary. The same situation was in the case of the Gotthard tunnel collapse.

When excavating and installing support of underground openings, it is necessary to heed increased caution regarding quality of the installation of the waterproofing, first of all within a rock mass featuring complex hydrogeological conditions. Failing that, ground water breakout can happen, as it did in the cases of the Los Angeles metro collapse in 1995 or the Haivan tunnel collapse in 2001 (Vietnam).

Failing to maintain a safe distance from excavation face at which the top heading or the tunnel is to be strengthened by the invert belongs among other errors which can be made during excavation and support installation operations. This serious failure to meet requirements of a design happened, for example, when the Chienberg tunnel (Switzerland) collapsed in February 2002. Absolutely inadmissible is also delaying of application of the second layer of shotcrete. This mistake was identified in the case of the Horelica tunnel collapse in March 2001. These mistakes can be avoided first of all by qualified geotechnical supervision.

Nedostatečné zkušenosti účastníků výstavby podzemní stavby a technického dozoru z práce v daném prostředí, které mnohdy neodpovídají potřebě rychlé a účinné reakce na změny podmínek ražení a vyztužování. Prosté srovnání předpokladů inženýrskogeologického průzkumu, které je navíc idealizované v geologických podkladech projektu zařazením do geotechnických kategorií nebo obecného doporučení technologických postupů, s realitou horninového prostředí není dostačující a samo o sobě nijak zvlášť významné bez odpovídající korekce, protože obecné charakteristiky prostředí nemohou vyjádřit rozsah, míru a dopad lokálních, ale pro použitou technologii velmi významných změn. Tyto změny vedou nutně k potřebě okamžité kvalifikované reakce odpovědných pracovníků a technického dozoru, pokud nemají mít významnější dopad.

PROF. ING. JOSEF ALDORF, Dr.Sc.,
josef.aldorf@vsb.cz,
VŠB-TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA, FAKULTA STAVEBNÍ

Experience of parties to an underground construction and client's supervision in working in the given environment is sometime insufficient, not adequate to the necessity to respond quickly and effectively to changes in the excavation and support installation conditions. It is not sufficient only to compare predictions specified in the engineering geological survey, which are, in addition, idealised in geological documents contained in the design as a result of the distribution of ground into geotechnical categories, or a general recommendation of technological procedures, with the reality encountered in the given ground environment. The comparison by itself is not much important without adequate corrections because general characteristics of the environment cannot express the extent, degree and impact of local deviations, which are, nonetheless, very important for the selection of the means and methods to be applied. If these deviations are not to have a more significant impact on the excavation, it is necessary to trigger an immediate, qualified response of responsible personnel and client's supervisors.

PROF. ING. JOSEF ALDORF, Dr.Sc.,
josef.aldorf@vsb.cz,
VŠB-TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA, FAKULTA STAVEBNÍ

LITERATURA / REFERENCES

[1] HÁNEK, P. Z historie tunelů. Praha: ČVUT v Praze, 2005. 4 s.
[2] SEIDENFUß, T. Collapses in tunneling. Lausanne: Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2006. 194 s.
[3] ROZSYPAL, A. Řízení rizik inženýrských staveb. [online] 2007, Dostupný z WWW: http://www.asb-portal.cz/inzenyrske-stavby/dopravni-stavby/rizeni-rizik-inzenyrskych-staveb-77.htm
[4] BARTÁK, J. Skalní zřícení v Hřebči. Tunel, 1996, roč. 5, č. 2, s. 21-24.
[5] ALDORF, J., HRUBEŠOVÁ, E. Havárie jámy Doubrava IV a její geotechnické příčiny. Ostrava: VŠB-TUO, 2003. 6 s.
[6] ROZSYPAL, A. a kol. Zpráva stavební subkomise RHMP o příčinách zatopení pražského metra. Praha: 2003. 28 s.
[7] ALDORF, J. Odborné vyjádření ke zjištění možných příčin havárie tunelu Březno. Ostrava: VŠB-TUO, 2003. 28 s.
[8] SVOBODA, J., FUCHS, O. Sanace neznámých podzemních prostor (kaveren) v zastavěném území centra Prahy. Ostrava: VŠB-TUO, 2007. 7 s.
[9] ALDORF, J. Odborný posudek k havárii vodovodního přivaděče Švařec – Běleč I. Ostrava: VŠB-TUO, 2005. 16 s.
[10] ALDORF, J. Znalecké vyjádření k otázkám příčiny havárie tunelu Jablunkov. Ostrava: VŠB-TUO, 2008. 15 s.
[11] ALDORF, J. Předběžné vyjádření k průběhu a příčinám havárií na tunelovém úseku Královská obora. Ostrava: VŠB-TUO, 2009. 10 s.
[12] NICHOLSON, D. Geotechnical Design Risk and Safety on Construction Sites [online]. c2005. Dostupný z WWW: http://www.geotechnet.org/upload/documents/FInal%20Network%20Meeting/WP4%20Duncan%20Nicholson.pdf
[13] BBC NEWS. In pictures: Brazil metro collapse.[online]. c2007. Dostupný z WWW: http://news.bbc.co.uk/2/hi/in_pictures/6258579.stm
[14] PINTO, A., SILVA, W. Examining 2007 São Paulo City Subway Line–4 Construction Site Accident [online] c2008. Dostupný z WWW: http://www.ijme.us/cd_08/PDF/231%20IT%20302.pdf
[15] WAGNER, H. Practice of Geotechnical Risk Management in European Tunneling. Stupava, 2007
[16] WALISS, S. Heathrow failures highlight NATM (abuse?) misunderstandings. Tunnel, 1999, č. 3, s. 66-72
[17] CLAYTON, C. R. I. (ed). Managing Geotechnical Risk: Improving Productivity in UK Building and Construction. The Institute of Civil Engineering, London, 2001
[18] KNIGHTS, M. Risk Management of Tunnelling Works. [online]. c2006. Dostupný z WWW: http://www.ita-ites.org/cms/fileadmin /file-mounts/general/pdf/ItaAssociation/Organisation/Members/MemberNations/SaudiArabia/PresentationsRyadh2006/S3_10.pdf
[19] WALLIS, S. Cairo Metro tunnel collapse. [online]. c2009. Dostupný z WWW: http://tunneltalk.com/Cairo-Metro-Sep09-tunnel-collapse.php
[20] PANG, P. L. R. Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories. [online]. c2009. Dostupný z WWW: http://www.cedd.gov.hk/eng/publications/reference/doc/HK%20NotableTunnel%20Cat.pdf
[21] MATSUKURA, Y. Rockfall at Toyohama Tunnel, Japan, in 1996: effect of notch growth on instability of a coastal cliff. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2001, roč. 60, č. 4, s. 285-289
[22] STEHLIK, E., SRB, M. NATM Tunnelling at Dulles Airport. [online]. c2007. Dostupný z WWW: http://www.d2-consult.cz/publikace/wtc%202007_stehlik_srb_dulles%20airport-3.pdf
[23] SIBERT, S. Tunel Horelica. Tunel, 2002, roč. 11, č. 4, s. 18-19
[24] ALDORF, J. Znalecký posudek k problematice příčin vzniku závalu při ražení tunelu Horelica v tektonické poruše ve staničení km 2,960 a zvolenému způsobu sanace havarovaného úseku. Ostrava: VŠB-TUO, 2001. 5 s.
[25] AYAYDIN, N. Istanbul Metro collapse investigations. World tunnelling, s. 490-492
[26] AESCHBACH, M. The Lötschberg Base Tunnel - Connecting Europe. Brig: Oberbauleitung Ingenieurgemeinschaft Westschweiz IGWS, 2002. 16 s.
[27] TUNNELBUILDER. Rockfall Breaks Through into Tunnel. [online]. c2003. Dostupný z WWW: http://www.tunnelbuilder.com/enews_weekly/E-News55.pdf
[28] TUNNELS AND TUNNELLING, Guadarrama collapse. [online]. c2003. Dostupný z WWW: http://www.tunnelsonline.info/story.asp?storyCode=1988-9&sectioncode=13
[29] XU, Y., SHEN, S. Geological and hydrogeological environment in Shanghai with geohazards to construction and maintenance of infrastructures. Engineering Geology, 2009. s. 241-254
[30] GEOGRAPHYFIELDWORK. Carmel Tunnel Collapse. [online]. c2009. Dostupný z WWW: http://geographyfieldwork.com/CarmelTunnel.htm
[31] Kolaps hloubeného tunelu v Singapuru. Geotechnika, 2005, č. 3, s. 28-30
[32] TUNELOVÝ KOMPLEX BLANKA. Informace o projektu. [online]. c2006. Dostupný z WWW: http://www.tunelblanka.cz/informace-o-projektu.php?action=1
[33] JANDEJSEK, O., MÁRA, J. Tunel Jablunkov – zhodnocení geotechnických rizik přestavby železničního tunelu [Online]. c2009. Dostupný z WWW: http://www.silnice-zeleznice.cz/clanek/tunel-jablunkov-zhodnoceni-geotechnickych-rizik-prestavby-zeleznicniho-tunelu/
[34] KVAŠ, J., NOVOTNÝ, M. Výstavba tunelů Panenská na dálnici D8. 13. ročník, č. 3/2004, s. 2-6
[35] PATZÁK, J., ZAPLETAL, L. Výstavba kolektorů trasy B a C na Václavském náměstí, 18. ročník 3/2009, s. 35-38
[36] KVAŠ, J., CHMELAŘ, R. Výstavba silničního tunelového komplexu Blanka v Praze stavba 0079 – Tuenl mezi Špejcharem a Pelc.Tyrolkou, 17. ročník č. 1/2008, s. 3-7
[37] BAČA, J., DOHNÁLEK, V. Královopolské tunely – zkušenosti z dosavadního průběhu výstavby, 18. ročník, č. 3/2009, s. 27-32
[38] HORÁK, V. Královopolský tunel v Brně z pohledu projektanta, 18. ročník, č. 1/2009, s. 67-72
[39] RŮŽIČKA, J., KOREJČÍK, J. Rekonstrukce jablunkovských tunelů, 15. ročník, č. 4/2006, s. 44-47
[40] GRAMBLIČKA, M., POMYKÁČEK, I., PIKHARTOVÁ, L., ŠENK, P., BROKL, R. Vítkovské tunely – součást stavby Nové spojení Praha hlavní nádraží, Masarykovo nádraží – Libeň, Vysočany, Holešovice, 14. ročník, č. 1/2005, s. 9-17
[41] SVOBODA, J. Tunel Valík, dálnice D5, obchvat Plzně, 15. ročník, č. 1/2006, s. 28-31
[42] KOCHÁNEK, M., KOREJČÍK, J. Ražené tunely trasy metra VA v Praze, 18. ročník, č. 3/2009, s. 13-20
[43] SVOBODA, J., NOVOSAD, K. Tunely přes české středohoří, 17. ročník, č. 4/2008, s. 65-69
[44] MÁRA, J., KOREJČÍK, J. Nový jablunkovský tunel – projekt a realizace, 18. ročník, č. 3/2009, s. 21-26
[45] MAŘÍK, L. Tunel Libouchec na dálnici D8 – rekapitulace technického řešení při uvedení do provozu, 16. ročník, č. 1/2007, s. 15-20
[46] PECHMAN, J., STACH, J., HORT, O., POHLODEK, D., ALDORF, J. Klimkovický tunel uveden do provozu, 17. ročník, č. 3/2008, s. 18-25
[47] GRAMBLIČKA, M. Tunely Nového spojení Praha, 15. ročník, č. 1/2006, s. 15-18

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010 UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010

KEYNOTE LECTURE No. 3:

PROGNÓZOVÁNÍ VÝKONU STROJŮ TBM PŘI RAŽBÁCH VE SKALNÍCH HORNINÁCH S PÁSMY OSLABENÍ POMOCÍ TBM BEZ ŠTÍTU NEBO TBM S DVOJITÝM ŠTÍTEM

TBM PROGNOSES FOR HARD ROCK WITH WEAKNESS ZONES, USING OPEN-GRIPPER OR DOUBLE-SHIELD SOLUTIONS

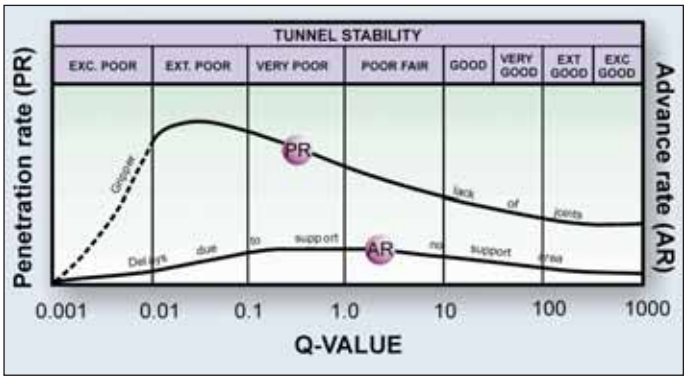
NICK BARTON

SHRNUTÍ

Dalekosáhlé posouzení ražby tunelovacími stroji (TBM) s použitím TBM bez štítu v porovnání s TBM s dvojitým štítem, kde je popis horninového prostředí méně přesný, vytváří základnu pro metodu prognózování nazývanou Q_{TBM}. V příspěvku jsou uvedeny některé poznatky z četných posuzovaných případů, následované krátkým úvodem k empirickým metodám založeným na klasifikaci. Údaje o výkonech strojů TBM vycházejí z informací z asi 145 případů, respektive asi 1000 km ražeb, jejichž celkové výkony jsou sloučeny. Od vzniku této metody se datová základna zvětšila tak, aby obsahovala data pro ražbu stroji TBM s dvojitým štítem ve tvrdých vyvřelých horninách a s abrazivitou podobnou té, která je v případě popsaném dále v tomto příspěvku, konkrétně na dvou tunelech ražených v tvrdé hornině s pásmy oslabení, které se mají provádět buď pomocí TBM bez štítu, nebo TBM s dvojitým štítem. Plánované tunely budou tvořit vysokorychlostní norskou trať z města Ski do Osla. Mají se razit buď pomocí trhacích prací z několika čeleb, nebo pomocí TBM, které mají být použity na tunely délky 7,9 km a 9,6 km. Z důvodu nebezpečí sedání je nutno v různých místech omezit přítoky vody. Data se sbírala většinou pomocí klasifikace podle Q-histogramu více než 300 skalních zářezů, zatímco v případě pásem oslabení se použilo refrakční seismické profilování.

ÚVOD

Ti, kteří znají Q-systém klasifikace horninového masivu, budou znát řadu hodnot Q a přídavná jména „slabý“, „uspokojivý“, „dobrý“ atd., uvedené na obr. 1. Namísto doporučení pro zajištění výrubu se však zde užívá klasifikační diagram, podle kterého se zjišťují obecné trendy



Obr. 1 Metoda Q-systém pro klasifikaci stability výrubu a potřeb jeho výstroje se zde používá k vyjádření relativní obtížnosti ražby tunelu pomocí TBM, s výstupy představy o rychlosti pronikání PR a rychlosti postupu AR

Fig. 1 The Q-system method of classifying tunnel stability and support needs is used here to indicate the relative difficulty of driving tunnels by TBM, with curves to suggest PR (penetration rate) and AR (advance rate)

ABSTRACT

A wide-reaching review of TBM tunneling with open-gripper TBM, as opposed to double-shield TBM, where description of ground is less accurate, forms the basis of a prognosis method called Q_{TBM}. Some lessons from the numerous reviewed cases will be given, followed by a brief introduction to the classification-based empirical method. The TBM performance data base numbers some 145 cases or about 1000 km of TBM tunneling, whose overall performance is synthesized. Since the development of this method the data base has been increased to include double-shield TBM driving in hard igneous rock, also of similar abrasiveness to the case to be described in this paper: namely two tunnels in hard rock with weakness zones, to be tackled either by open-gripper or double-shield TBM. The planned tunnels will form a high-speed Norwegian rail link to Oslo from Ski in the south, to be driven either by drill-and-blast from several fronts, or using TBM for 7.9 km and 9.6 km long tunnels. Water ingress must be limited in various localities due to settlement risks. Data collection was mostly by Q-histogram classification of more than 300 rock cuttings, while some drilling and seismic refraction profiling was utilized in the case of weakness zones.

INTRODUCTION

Those familiar with the Q-system of rock mass classification will recognize the progression of Q-values and adjectives “poor’, ‘fair’, ‘good’ etc. given in Figure 1. However, instead of tunnel support recommendations, the classification diagram has been used here to suggest the general trends of penetration rate (PR) and advance rate (AR) with TBM tunneling. Clearly the Q-system parameters RQD, Jn (number of joint sets), Jr (joint roughness), Ja (joint alteration), Jw (joint water inflow) and SRF (stress reduction factor) need additional machine-rock interaction parameters, in order to tackle the much more complex field of TBM tunneling, where PR can vary from extremes of 0.1 m/hr to 10 m/hr, and AR can vary from 0.0 m/day to 125 m/day, or indeed from 0.0 km/yr to 16 km/yr. This is a demanding field for classification and for understanding the special circumstances of TBM tunneling.

Figure 2 shows the scheme of classification that was developed by trial and error analysis of many of the 145 cases derived from 1000 km of TBM tunneling reviewed by Barton, 2000. Because open-gripper cases formed the great majority, and significant detail had therefore been given of the rock mass conditions and rock properties, this must be considered the basis of the overall trends of deceleration with increased time period, shown in Figure 3. Experience with double-shield TBM has since suggested a possible halving of these gradients.

The classic equation used to describe all TBM performance data is the following:

$$AR = PR \times U \quad (1)$$

(where U = utilization in a given time period, such as 24 hours, 1 week, or 1 month)

It may be noted in Figure 3 that U has been recast in the form T^m, where T is (total) hours, and *(-) m* is the negative gradient of deceleration seen in the performance lines in Figure 3. Therefore:

$$AR = PR \times T^m \quad (2)$$

rychlosti pronikání do horniny (PR) a rychlost postupu (AR) při ražbě tunelovacími stroji TBM. Je jasné, že aby bylo možné pustit se do mnohem složitější oblasti ražby pomocí TBM, kde se rychlost pronikání PR může pohybovat mezi extrémy 0,1 m/hod až 10 m/hod a rychlost postupu AR od 0,0 m/den do 125 m/den, nebo třeba i 0,0 m/rok až 16 km/rok, je třeba k parametrům Q-systému, kterými jsou určení kvality horninového masivu RQD, počet systémů diskontinuit Jn, číslo drsnosti puklin Jr, číslo vyjadřující zvětrání puklin Ja, číslo vyjadřující vliv zvodnění po puklinách Jw a Stress reduction factor SRF (redukce podle geostatickeho napětí), přidat další parametry vzájemného působení mezi horninou a strojem. Jedná se o oblast, která je velmi obtížná pro klasifikaci a pochopení zvláštních podmínek pro ražbu pomocí TBM.

Na obr. 2 je uvedena klasifikace, která byla vyvinuta analýzou pokus–omyl mnoha ze 145 případů získaných z 1000 km ražeb TBM, zkoumaných Bartonem v roce 2000. Jelikož se valnou většinou jednalo o ražby pomocí TBM bez štítu, čímž byl dán důležitý detail podmínek horninového masivu a vlastností horniny, musí se to považovat za základ pro celkové trendy zpomalení se zvětšujícím se časovým obdobím (obr. 3). Dosavadní zkušenosti s TBM s dvojitým štítem ukázaly na možnost snížení těchto gradientů na polovinu.

Klasická rovnice použitá k popsání všech údajů o výkonech TBM je:

$$AR = PR \times U \quad (1)$$

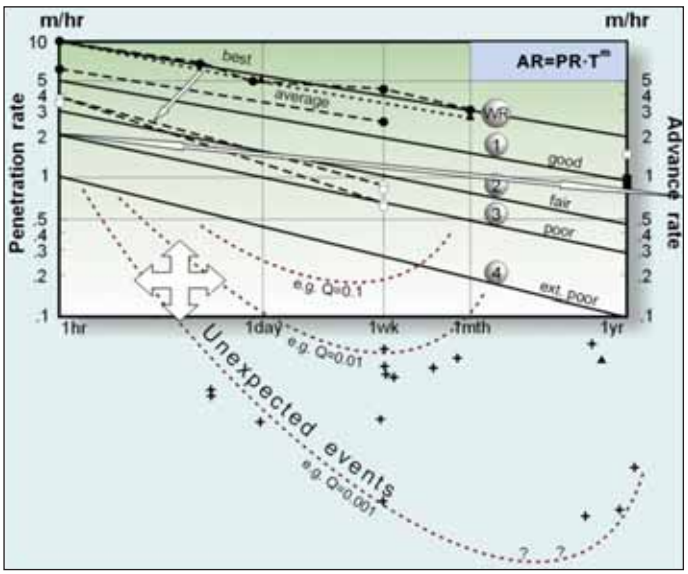
(kde U = využití v daném časovém období, jako je 24 hodin, 1 týden nebo 1 měsíc).

Na obr. 3 je možno poznamenat, že U bylo přetvořeno do formy T^m, kde T je (celkový) počet hodin a *(-) m* je záporný gradient zpomalení, který je vidět na křivkách výkonu na obr. 3. Tedy:

$$AR = PR \times T^m \quad (2)$$

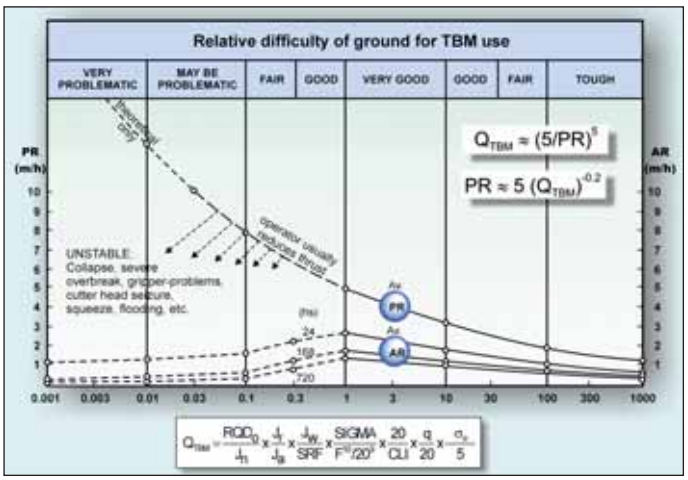
Ve špatných horninových podmínkách je hodnota *(-) m* silně spojena se standardní hodnotou Q, která je vyznačena na obr. 4. Ještě před přistoupením k aplikaci Q_{TBM} pro porovnání metod ražeb pomocí TBM (TBM bez štítu nebo s dvojitým štítem a se zařízením pro posunování odtlačováním od ostění při průchodu pásmy oslabení) může být zajímavé porovnat průměrný výkon TBM s výkonem dosahovaným při použití alternativy s použitím trhacích prací.

Toto porovnání je provedeno na obr. 5, kde je při vhodné volbě parametrů „střední hodnoty“ možné vidět $Q \approx Q_{TBM}$. To by nastalo



Obr. 3 Trendy klesající rychlosti postupu s rostoucím časem, odvozené z analýzy 145 případů a asi 1000 km ražeb prováděných většinou pomocí TBM bez štítu. Všimněte si, že rovnice pro využití je upravená jako AR = PR x T^m, kde -(m) je záporný gradient zpomalení (tři šipky jsou vysvětleny v textu)

Fig. 3 The trends of declining advance rate with increased time period, derived from an analysis of 145 cases and about 1000 km of mostly open-gripper TBM. Note that the utilization equation has been re-cast as AR = PR x T^m, where -(m) is the negative gradient of deceleration. (The three arrows are explained in the text.)



Obr. 2 Schéma Q_{TBM} pro vystižení důležitých vlastností horninového masivu, parametrů vzájemného působení mezi horninou a strojem a parametrů vzájemného působení mezi horninou a řezným nástrojem. Toto schéma bylo vyvinuto metodou pokus–omyl a jak si lze všimnout, většina dodatečných parametrů je normalizována podle typických hodnot daného parametru. (viz text s popisy parametrů Q_{TBM})

Fig. 2 The Q_{TBM} scheme for capturing important rock mass properties, rock mass-machine parameters, and rock mass-cutter interaction parameters. This was developed by trial and error, and as may be noted, most of the additional parameters are normalized by typical values of the given parameter. (See text for Q_{TBM} parameter descriptions)

Under poor rock conditions, *(-) m* is strongly linked to the standard Q-value, as indicated in Figure 4. Before proceeding to the application of Q_{TBM} to compare TBM tunneling methods (open-gripper, or double-shield with push-off-liner capability in weakness zones), it may be of interest to compare a moderate TBM performance to that of the drill-and-blast alternative.

This comparison is made in Figure 5, where by suitable choice of ‘central-value’ parameters one may see $Q \approx Q_{TBM}$. For instance this would occur when cutter force (F) was close to 20 tnf, when rock mass strength (SIGMA) was close to 20 MPa, when cutter-life index (CLI), an NTNU, Trondheim abrasion parameter, was close to 20, when quartz content (q) was close to 20%, and when the approximate biaxial stress (σ_θ) at the tunnel was close to 5 MPa, roughly representing 100 m depth with an assumed stress concentration factor of 2 (and rock density averaging 2.5 gm/cc). This last factor captures the greater effort required when stress levels become high in a deep tunnel, prior to the ‘rock burst’ term SRF being activated, and thrust becoming generally reduced for reasons of safety, as bursting is a time-dependent phenomenon.

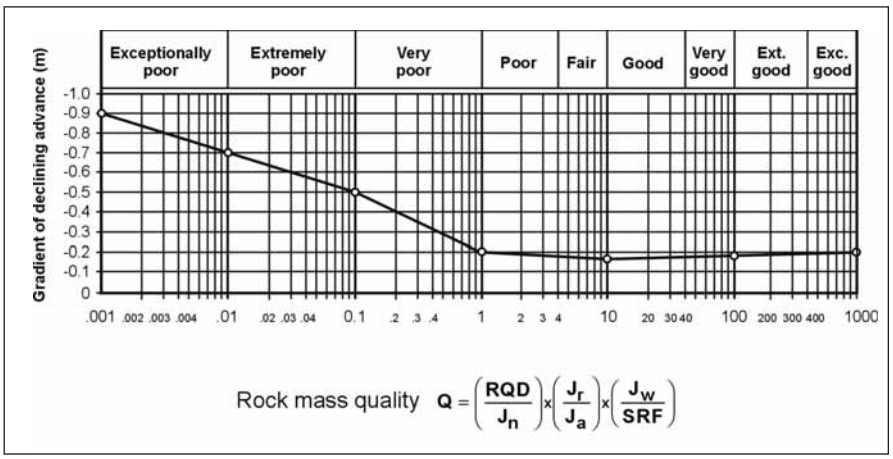
The drill-and-blast curve in Figure 5, which is assumed to decline only slightly with increased time period, is based on Norwegian contractor figures, where in the case of ‘perfect’ or consistently high-Q conditions, a previous world record of 165 m/week, and a more recent 176 m/week was achieved. Consistent 105 m/week (whole project) results have also been obtained. During a whole project, the distribution of Q-value statistics are of course less than ‘perfect’. In many projects driven by drill-and-blast, the wider statistical distribution of Q-values may make even 45 m/week a respectable overall result, since various problems in fault zones, resulting in e.g. 10 m/week (or sometimes even less), drag down the average performance.

THE OSLO-SKI TUNNELS

Q-histogram statistics-based rock mass characterization of more than 300 rock cuttings, totalling at least 6 km in length, was used to estimate the likely ranges of rock mass qualities, for the two planned tunnels linking the capital Oslo to the town of Ski, some 20 km to the south. The planned 9.6 km and 7.9 km tunnels may be driven by twin TBM of about 10 m diameter, or by single larger diameter TBM, or by drill-and blast, with its more immediate water-inflow control using systematic pre-injection. Since the tunnels are mostly in the range 40 to 80 m depth, and the rock cuttings (e.g. for local roads and a motorway) were up to 15 m height, and depth of weathering was mostly limited in the good quality gneisses, it was possible to obtain a valuable source of rock quality data, for subsequent utilization in

například, kdyby síla působící na řezný nástroj (F) byla blízko 20 tnf, pevnost horninového masivu (SIGMA) byla kolem 20 Mpa, koeficient životnosti řezného nástroje (CLI) (tj. parametr abraze podle norské univerzity NTNU v Trondheimu) byl kolem 20, obsah křemene (q) byl kolem 20 % a kdyby přibližné dvouosé napětí (σ_θ) v tunelu bylo kolem 5 Mpa, což by zhruba představovalo hloubku 100 m s uvažovaným faktorem koncentrace napětí rovným 2 (a průměrnou objemovou hmotností 2,5 g/cm³). Tento poslední faktor vystihuje větší úsilí potřebné pro vysokou napjatost v hlubokých tunelech do té doby, než se zaktivuje položka SRF – rock burst (porušení /pukání horniny kvůli vysoké napjatosti) a než je snížen osový tlak z důvodů bezpečnosti, jelikož „rock burst" je časově závislý jev.

Křivka pro případ použití trhacích prací na obr. 5, u které se předpokládá, že bude pouze pomalu klesat s časem, vychází z údajů od norských tunelářů, kde byl v případě podmínek totálně dobrých nebo trvale vysokých hodnot Q dosažen předchozí světový rekord 165 m za týden a poté i 176 m za týden. Dosáhly se i vysoké stálé výkony v průběhu celé stavby – 105 m za měsíc. Během celé stavby je statistické rozdělení hodnot Q samozřejmě horší než „totálně dobré". U mnoha staveb ražených pomocí trhacích prací však širší statistické rozdělení hodnot Q může udělat z výkonu 45 m za týden úctyhodný celkový výsledek, jelikož průměrný postup je snižován z důvodu různých problémů v poruchových pásmech, vedoucích např. k postupu 10 m za týden (někdy i menšímu).

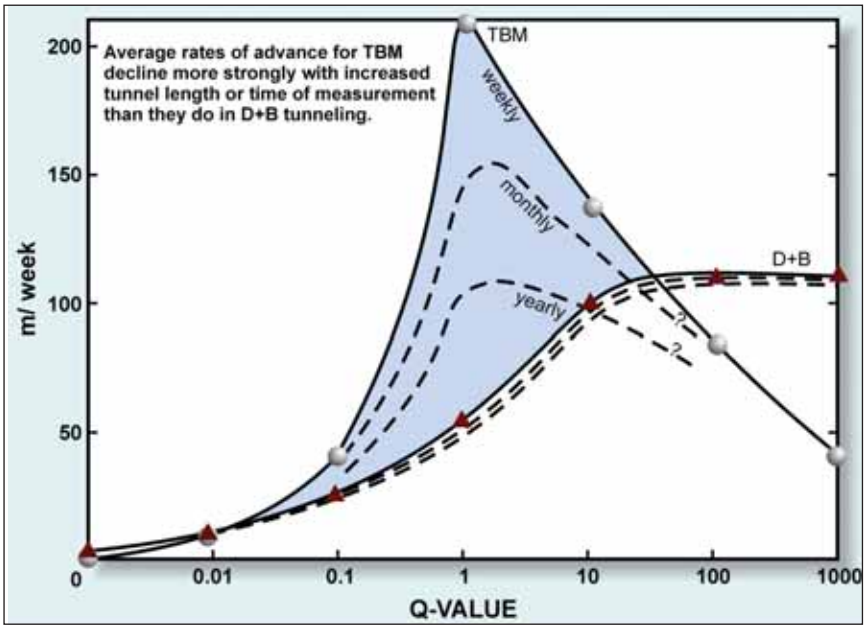


Obr. 4 Gradient zpomalení (nebo snížení rychlosti postupu) je silně spojen s hodnotami Q v případě špatných horninovým poměrů, které jsou vyznačeny šipkou ve formě kříže na obr. 3 (takzvané „neočekávané události). Předstihové vylepšení horniny které je schopné vylepšit efektivní hodnotu Q zlepší i záporný gradient (-m)

Fig. 4 The gradient of deceleration (or declining advance) is strongly linked to the Q-values in the case of poor rock conditions, which are marked by the arrow-in-the-form-of-a-cross seen in Figure 3 (so-called 'unexpected events'). Pre-treatment, capable of improving the effective Q-value, will also reduce the negative gradient of (-m)

LYŽAŘSKÉ TUNELY V OSLU

K odhadování pravděpodobných rozsahů kvality horninového masivu pro dva plánované tunely spojující hlavní město Oslo s městem Ski, nacházejícím se asi 20 km jižně od Osla, se použila charakteristika více než 300 skalních zářezů o celkové délce přinejmenším 6 km, založená na statistickém vyhodnocení Q-histogramu. Plánované tunely s délkou 9,6 km a 7,9 km se mohou razit dvěma stroji TBM o průměru asi 10 m, nebo jedním strojem TBM o větším průměru, nebo pomocí trhacích prací, kde se dají



Obr. 5 Porovnání výkonu ražby pomocí trhacích prací a průměrného výkonu TBM pro různá časová období, každého vyjádřeného jako funkce hodnoty Q (nebo hodnoty Q_{TBM}). Jejich velikosti se zde z důvodů uvedených v textu považují za stejné

Fig. 5 A comparison of drill-and-blast tunneling and moderate TBM performance for different time periods, each as a function of Q-value (or Q_{TBM} value), considered here to be of the same magnitude for reasons explained in the text

TBM prognoses of the planned tunnels through the *better classes* of rock mass. In the case of TBM tunnelling the highest quality rock may result in slower progress, and more cutter changes.

In addition to the logging of the numerous surface exposures, drill-core logging performed by the owner Jerbaneverket (JBV) and seismic refraction measurements commissioned by JBV were also utilised. Both the latter were focussed on the reduced rock mass quality experienced when crossing assumed weakness zones and known faults.

The weakness zone velocities appeared to be grouped in three main velocity ranges: 2000-2300m/s (6 cases, mean 18 m wide), 2500-2900m/s (9 cases, mean 18 m wide) and 3200-3500m/s (4 cases, mean 20 m wide), so there was no apparent differentiation concerning width and velocity in general. The three following groups of velocities were therefore simulated in the Q_{TBM} prognosis model as a starting point: 2170, 2730 and 3355 m/s, to approximately represent the above ranges. A Q_{TBM} input option for *shallow* tunnels, is to directly apply the P-wave velocity in place of the Q-parameters. Recorded V_P velocities are automatically converted to Q-values, using the empirical relations (Barton, 1995):

$$V_P \approx \log Q_C + 3.5 \text{ (km/s)} \quad (3)$$

(where $Q_C = Q \times UCS/100$ with UCS in units of MPa)

$$Q \approx 100/UCS \times 10^{(V_P - 3.5)} \quad (4)$$

(when $V_P = 3.5$ km/s, and UCS ≈ 100 MPa, Q ≈ 1)

The data collection, principally using the Q-system histogram method, was the first stage of input to the Q_{TBM} prognosis modelling of potential penetration rate PR and actual advance rate AR for the two twin tunnels that may be driven by TBM. Laboratory test data from NTNU/SINTEF of Trondheim, concerning strength and abrasion parameters for the mostly tonalitic and also quartz- and feldspar-rich gneisses, were also combined with the Q-data statistics to give estimates of potential TBM tunnelling speeds. In general UCS values ranged from about 200 to 260 MPa, and CLI was an unfavourable 6 to 10 in general, meaning heavy cutter wear. Quartz contents varied from 25 to 35%, again unfavourable, meaning typically only 3m advance per cutter change, which is of course performed in groups.

ROCK MASS CLASSIFICATION OF ROCK CUTTINGS

Almost 40 areas were selected along the approximate planned line of the two tunnels, where rock exposures, mostly rock cuttings, were available for classification. In each of these areas, about nine rock

Obr. 6a, 6b Nahoře: Příklad horniny s nejlepší kvalitou na trase dálnice nebo v její blízkosti. Kvůli jejich masivní povaze by byla ražba v nich pomalejší. Hornina je příkladem třídy 1 horninového masivu. Dole: Příklad více rozpukaného horninového masivu, ve kterém by se razilo snadněji

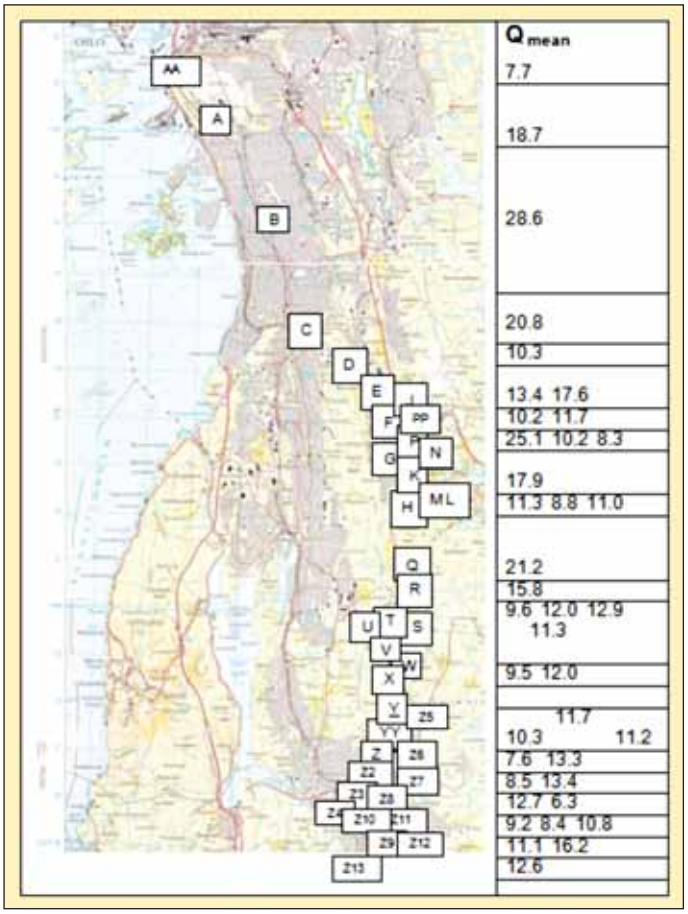
Figure 6a and 6b Top: An example of some of the best quality rock along a nearby motorway. Due to its massive nature this would be slower to bore, and is an example of Class 1 rock mass. Bottom: An example of some of the more jointed rock that would be easier to bore

bezprostředněji zvládat přítoky vody pomocí systematické předstihové injektáže. Jelikož tunely jsou většinou v hloubce pohybující se od 40 do 80 m a skalní zářezy (např. pro místní silnice a dálnici) byly až 15 m vysoké a hloubka zvětrání byla v kvalitních rulách většinou omezená, bylo možné získat cenné zdroje dat o kvalitě hornin, které se následně použily při prognózování výkonů TBM na plánovaných tunelech, které se měly razit v *lepších třídách* horninového masivu. V případě ražení pomocí TBM může nejvyšší kvalita horniny vést k pomalejšímu postupu a potřebě výměn řezných nástrojů.

Tab. 1 Přibližné rozdělení tříd horniny v tunelu Sever a tunelu Jih. (Reprezentativní střední hloubky jsou uváděny v závorkách.) Třídy s horší kvalitou horniny Q6, Q7 a Q8 byly posuzovány podle rychlosti V_P z profilů měření seismické refrakce ve známých pásmech oslabení

Table 1 Approximate distribution of rock classes in the North and South tunnels. (Representative mean depths are shown in parentheses). Poorer rock classes Q6, Q7 and Q8 were evaluated by means of V_P from refraction seismic profiles in known weakness zones

TUNEL / TUNNEL	Q1 Q > 100	Q2 Q 40-100	Q3 Q 10-40	Q4 Q 10-4	Q5 Q 4-1
Sever / North L≈ 9.6km	500 (160)	2000 (120)	5000 (100)	1500 (80)	500 (70)
Jih / South L≈ 7.9 km	200 (130)	1000 (110)	2500 (80)	1750 1750 (60) (30)	500 (30)



Obr. 7 Celkem 38 oblastí, ve kterých se provádělo zaznamenávání do histogramu Q, a to na osmi nebo devíti horninových výchozech v každé oblasti. Celkové střední hodnoty Q jsou uvedeny po lokalitách pokrývajících úsek asi 20 km od severu k jihu. Oslo je těsně nad horním okrajem mapy

Fig. 7 The 38 areas where Q-histogram logging was performed on eight or nine rock exposures per area. Overall mean Q-values are shown by location, covering some 20 km north to south. Oslo is just beyond the top of the map

cuttings were Q-histogram logged. Two examples of the rock are shown in Figure 6a and 6b. The distribution of logging locations and mean Q-values are indicated in Figure 7. An example of the actual distribution of logging locations for the case of the planned 7.9 km long South Tunnel, and more details of the Q-statistics for each area with multiple rock cuttings is shown in Figure 8.

Altogether, five rock mass classes and three weakness zone classes were modelled, the latter based on the core logging data and refraction seismic measurements. Table 1 shows the estimated extent and typical depth of the different rock classes. The large amount of 'good quality' rock suggests limited tunnel support needs, but progress by TBM will not be fast, and cutter change will be frequent.

A comparison of the Q-histogram logging of all the exposures used to estimate the rock mass quality for Tunnel North of planned 9.6 km length is shown in Figure 9a, and the result of focused logging of weakness zones sampled in six boreholes is shown in Figure 9b. As mentioned earlier, the results of several kilometers of seismic refraction profiles was the eventual source of Q_{TBM} modeling of three classes of weakness zones, having successively reducing mean velocities. The core logging was a form of 'quality control' of the seismic results.

WHY FAULT ZONES MAY DELAY TBM SO MUCH

There are unfortunately very good 'theo-empirical' reasons why major fault zones are so difficult for TBM (with or without double-shields). (*Theo-empirical* means that lack of belief will be penalized). We need three basic equations to start with.). From previous discussion:

$AR = PR \times U$, where $U = T^m$

(see Figure 3)

Obr. 8 Výběr z lokalit na trase tunelu Jih, ve kterých se prováděly geologické záznamy. V okénkách jsou uvedeny střední hodnoty pro každou z oblastí, ve kterých se prováděly záznamy na několika (8–9) místech. Čísla jsou řazena v pořadí: $Q_{nejčastější}$, $Q_{střední}$ a $Q_{typický\ rozsah}$

Fig. 8 An extract from the southern tunnel logging locations. Boxes show mean values for each area logged, each in multiple (8 or 9) locations, with numbers listed in the following order: $Q_{most\ frequent}$, Q_{mean}, and $Q_{typical}$ range

(Due to the reducing utilization with time increase, advance rate decelerates, but does so to a lesser *general* extent with the push-off liner capabilities of a double-shield TBM, where *-m* may be nearly halved: see later). Obviously the time T needed to advance length L must be equal to L/AR, for all tunnels and all TBM:

$$T = L / AR \qquad (5)$$

Therefore we have the following:

$$T = L / (PR \times T^m)$$

This can be re-arranged as follows:

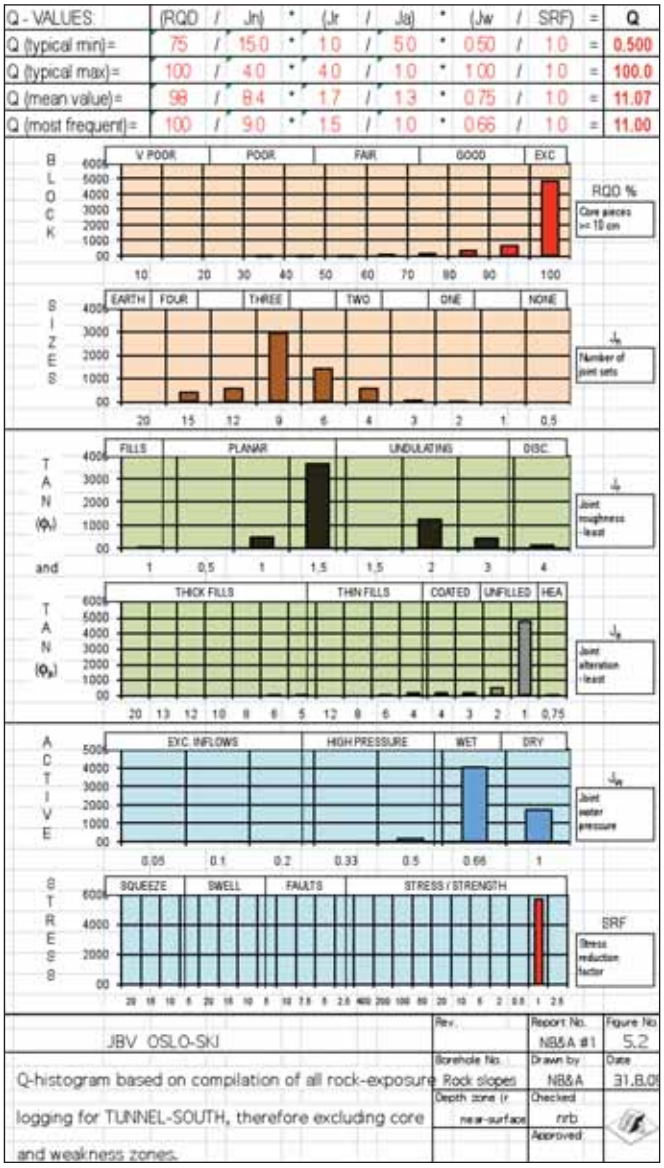
$$T = (L/PR)^{1/(1+m)} \qquad (6)$$

This is a very important equation for TBM, especially if one accepts that the deceleration gradient *(-) m* is strongly related to low Q-values in *fault zones,* as shown by the empirical data in Figure 3. Equation 6 is important because negative *(-) m* values almost reaching (-)1.0, make the component 1/(1+m) *too large*.

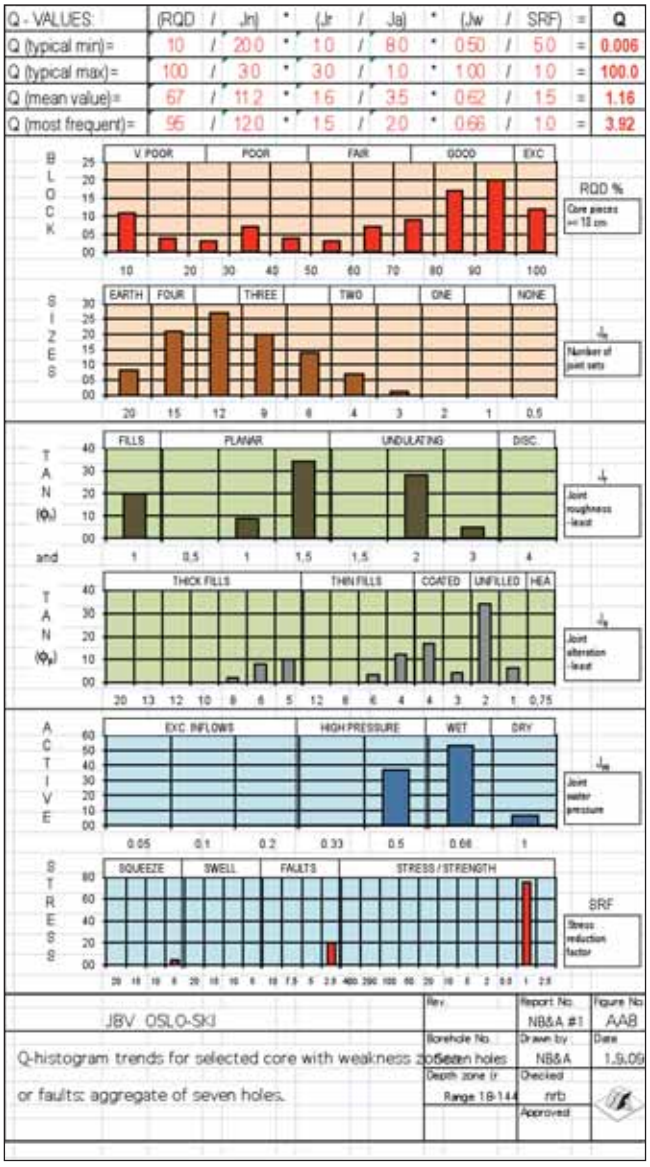
If the fault zone is wide (large L) and PR is low (due to gripper problems and collapses etc.) then L/PR gets too big to tolerate a big component 1/(1+m) in equation 6. It is easy (in fact all too easy) to calculate an almost 'infinite' time for passing through a fault zone using this 'theo-empirical' equation. This also agrees with reality, in numerous, little-reported cases.

The writer knows of three permanently buried, or fault-destroyed TBM (Pont Ventoux, Dul Hasti, Pinglin). There are many more unreported but privately referred cases, and their causes are probably related in one way or another to the logic behind equation 6. So far

a

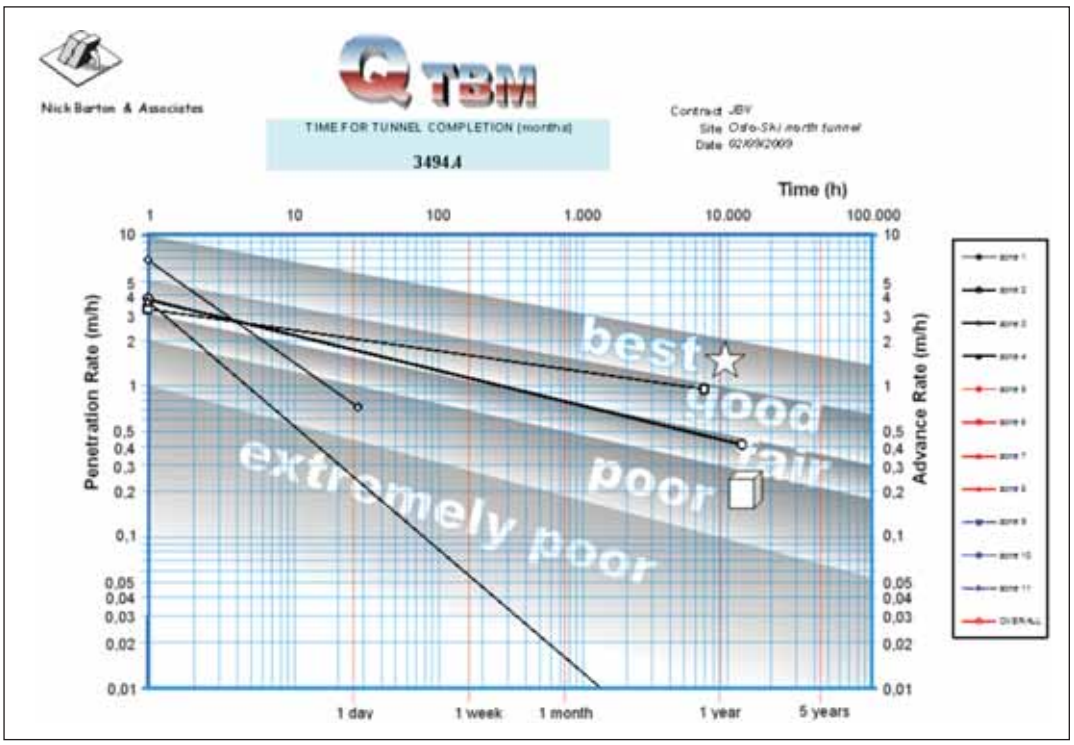


b



Obr. 9a, 9b Porovnání záznamů histogramu Q pro tunel Sever se záznamy histogramu Q zaměřenými na specifická pásma oslabení odhalená v jádrových vrtech

Fig. 9 a and b A comparison of Q-histogram logging of the Tunnel North with focused Q-histogram logging of specific weakness zones exposed in core



Obr. 10 Předběžný model Q_{TBM} 9 km dlouhého tunelu Sever, kde se pro jednoduchost předpokládala konstantní vstupní data u tonalitické ruly. Modelování TBM bez štítu s průměrným přítlakem na řeznou hlavu 28 tnf (viz „kostka) ve srovnání s přítlakem 26 tnf v případě TBM s dvojitým štítem (viz „hvězda"). Pokud není modelováno předstihové vylepšování, strmější přímky představují pásma oslabení se strmějšími gradienty - (m), řídícími se podle hodnot Q

Fig. 10 A preliminary Q_{TBM} model of the 9 km Northern Tunnel with assumed-for-simplicity constant tonalitic gneiss input data, and modeling of an open-gripper TBM with 28 tnf mean cutter thrust (see 'cube'), compared to 26 tnf cutter thrust in the case of a double-shield TBM (see 'star'). The steeper lines represent weakness zones, with steeper Q-controlled -(m) gradients, unless pre-treatment is modeled

Kromě dokumentování četných povrchových výchozů se použily i záznamy o jádrových vrtech provedených investorem Jerbaneverket (JBV) a výsledky měření refrakční seismiky, objednaných investorem JBV. Ty byly zaměřeny na sníženou kvalitu horninového masivu, která měla být zaznamenána při průchodu očekávanými pásmy oslabení a známými poruchami.

Zdálo se, že rychlosti v pásmech oslabení byly seskupeny do tří hlavních rozsahů: 2000–2300 m/s (6 případů, v průměru 18 m široká pásma), 2500–2900 m/s (9 případů, v průměru 18 m široká) a 3200–3500 m/s (4 případy, v průměru 20 m široká), takže obecně neexistovala zjevná diferenciace, co se týká šířky a rychlosti. Tři následující skupiny rychlostí se proto simulovaly v předpovídacím modelu Q_{TBM} jako počáteční body: 2170, 2730 a 3355 m/s, které měly přibližně představovat výše uvedené rozsahy. Možným vstupem pro Q_{TBM} pro *mělce uložené* tunely je i přímé použití rychlosti vln P namísto parametrů Q-systému. Zaznamenané rychlosti VP se automaticky převádějí na hodnoty Q pomocí empirických vztahů (Barton, 1995):

$$V_P \approx \log Q_C + 3{,}5 \text{ (km/s)} \quad (3)$$

(kde Q_C = Q x UCS/100, s hodnotou pevnosti v prostém tlaku UCS uváděnou v MPa)

$$Q \approx 100/UCS \times 10^{(VP - 3.5)} \quad (4)$$

(když V_P = 3,5 km/s a UCS ≈ 100 MPa, Q ≈ 1)

Sběr dat, zejména pomocí metody Q-systému s použitím histogramu, byl prvním stupněm vstupu do prognózy Q_{TBM} pro modelování možné rychlost pronikání PR a skutečné rychlosti postupu AR pro výše uvedené dva dvoutrubní tunely, které se mohou razit stroji TBM. Údaje z laboratorních zkoušek provedených univerzitou NTNU/SINTEF v Trondheimu, týkající se parametrů pevnosti a abrazivity většinou tonalitických a také křemitých a živcových rul, se také kombinovaly se statistikou údajů Q, aby se získaly odhady možných rychlostí ražeb stroji TBM. Obecně se hodnoty pevnosti v prostém tlaku UCS pohybovaly od asi 200 do 260 Mpa a koeficient životnosti řezného nástroje CLI byl nepříznivý, pohybující se obecně

this equation seems to be absent from other literature, as the inevitability of deceleration *(-m)* does not seem to have been accepted as a useful method of quantifying reduced utilization with increased time.

TBM *must follow* a negative m-value, even when breaking world records, like16 km in one year, or 2.5 km in one month, even 120 m in 24 hours, since even here, PR is sure to be greater than the implied and remarkable mean AR of about 5 m/hr for the record 24 hours period. The uppermost line of world record performances seen in Figure 3 is therefore also showing deceleration, but with a less steep gradient *(-m)*.

PROGNOSES USING Q_{TBM}

For each of the planned Oslo-Ski tunnels, prognoses were compared using hard rock open-gripper TBM and double-shield TBM, where robust PC element liner construction concurrent with thrust from the grippers gives a very fast method of tunnelling. This more expensive method has the possible advantage of converting a possibly 'poor' PR (due to rock hardness) into a 'good' AR, due to the high utilization, despite frequent cutter changes. With suitable design of gaskets it can also give a watertight and fully supported tunnel (after some initial leakage in the first 10 to 15 m from the face), and has been used with notable success in some other high-speed rail projects through hard rock masses.

A preliminary Q_{TBM} prognosis trial for the 9 km long 'Tunnel North' was performed with two assumed long stretches of uniform granitic tonalitic gneiss. This is shown in Figure 10. The simulation with conventional open-gripper TBM and need for subsequent (B + mesh + final Sfr) lining, using conventional deceleration gradient *(-m)*, gave the longest line (see cube at 1.5 years: 'fair'), while the other 'half' was modelled with an assumed double-shield TBM, using an appropriately reduced gradient *(-m)*, resulting in 'good' performance of less than one year (see star).

These differences were obtained despite respective 28 tnf and 26 tnf mean cutter force, giving the deliberate differences seen in PR. Concerning the shortest steeply inclined line, a 20 m wide weakness zone of reduced quality was penetrated with probably too high cutter thrust in 'one day', but if supportable in this time, the reduced demand on stand-up time (from last support) is positive. A wider 50 m more serious weakness zone was finally modelled, using no pre-treatment (i.e. the same poor properties as logged in an imaginary cored probehole). This untreated weakness zone 'terminated' the project (line well below x-axis), because of the *'theo-empirical'* logic of equation 6, so that the accumulated time-line is not drawn, since of no practical interest.

Figure 11a illustrates the input data screen for the last of five rock mass classes used to define the likely quality ranges of Tunnel North. As may be noted, the first six parameters are the (almost) conventional Q-parameters, but with a specific requirement to consider the RQD in the horizontal (visual scan-line) direction, and preferably also in the planned tunneling direction. Anisotropically distributed RQD logged conventionally in vertical holes therefore represents a potential source of error if used to predict PR.

Figure 11 b illustrates the input data screen for one of nine weakness zones that was modelled. Note the use of V_P in place of the Q-parameters.

The single-shield push-off-liner option, with its need to build successive rings before resetting grippers, is assumed to have

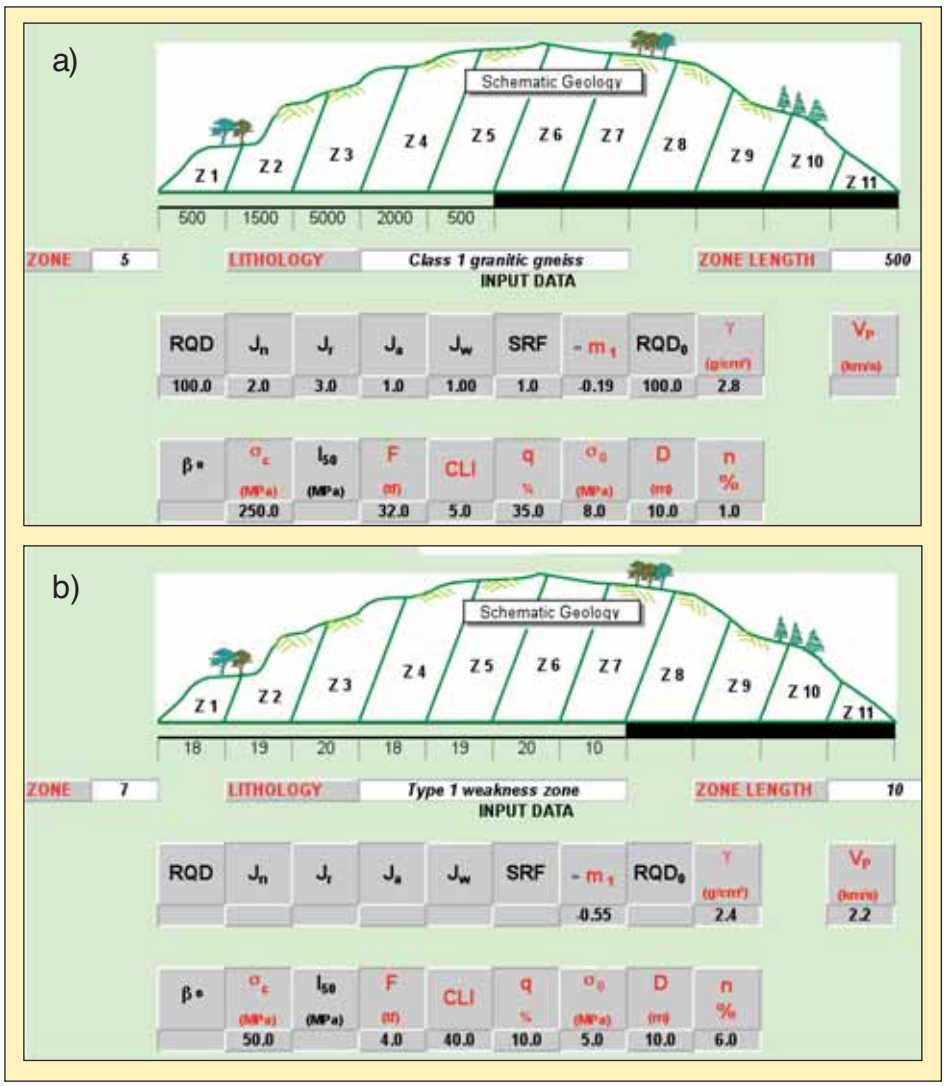
od 6 do 10, což znamenalo velké opotřebení. Obsah křemene se pohyboval od 25 do 35 %, což bylo také nepříznivé a znamenalo typicky pouze 3 m postupu na výměnu řezného nástroje, která se samozřejmě provádí ve skupinách.

KLASIFIKACE HORNINOVÉHO MASIVU NA ZÁKLADĚ SKALNÍCH ZÁŘEZŮ

Na předběžně plánované trase uvedených dvou tunelů bylo vybráno téměř 40 oblastí, ve kterých byly pro klasifikaci k dispozici skalní výchozy a většina skalních zářezů. V každé z těchto oblastí bylo zaneseno do Q-histogramu asi devět skalních zářezů. Dva příklady horniny jsou vidět na obr. 6a a 6b. Rozdělení míst odběru vzorků a průměrné hodnoty Q jsou znázorněny na obr. 7. Příklad rozdělení míst odběru vzorků pro plánovaný 7,9 km dlouhý tunel Jih a další detaily ze statistiky Q pro každou oblast s mnoha skalními zářezy jsou znázorněny na obr. 8.

Celkem se modelovalo pět tříd horniny a tři třídy pro pásma oslabení. Tyto tři třídy vycházely z údajů v záznamech o jádrových vrtech a měření seismické refrakce. Z tabulky 1 je zřejmý odhadovaný rozsah a typická hloubka různých tříd horniny. Velké množství horniny „dobré kvality" napovídá, že potřeba výstroje výrubu bude malá, avšak postup TBM nebude rychlý a bude častá potřeba výměny řezných nástrojů.

Porovnání záznamů o všech výchozech v Q-histogramu A, použitých k posouzení kvality horninového masivu na tunelu Sever s plánovanou délkou 9,6 km, je uvedeno na obr. 9a, a výsledek měření zaměřených na pásma oslabení, provedených na vzorcích ze šesti vrtů, je na obr. 9b. Jak bylo uvedeno výše, výsledky několika kilometrů seismických refrakčních profilů byly konečným zdrojem pro modelování Q_{TBM} tří tříd horniny v pásmech oslabení, která následně snížila průměrné rychlosti. Záznamy o jádrových vzorcích byly formou „kontroly kvality" výsledků refrakční seismiky.



Obr. 11a, 11b Obrazovky srovnávající vstupní data pro horninový masiv nejlepší kvality s daty pro pásma oslabení. Horní obrázek ukazuje simulaci 500 m dlouhého úseku na tunelu Sever, tvořeného horninovým masivem třídy 1. Následující pásma (nebo kombinované délky) zařazená do stejných předpokládaných tříd, 5, 4, 3, 2 a 1 (od nejhorší k nejlepší) plus třídy různých pásem oslabení modelovaný tunel postupně doplňují
Fig. 11 a and b The contrasting input data screens for best quality rock mass and weakness zones. The upper figure shows the simulation of 500 m of Tunnel North, consisting of Class 1 rock mass. Successive zones (or combined lengths) of the same assumed rock classes 5 (poorest), 4, 3, 2 and 1 (best, as in the figure), plus the various weakness zone classes, gradually complete the modeled tunnel

PROČ MOHOU PORUCHOVÁ PÁSMA TAK VÝRAZNĚ ZPOMALOVAT RAŽBU TBM

Bohužel existují velmi dobré teoreticko-empirické důvody, proč jsou velké poruchové zóny tak obtížné pro stroje TBM (s dvojitým štítem nebo bez něj). *Teoreticko-empirický* znamená, že nedostatek důvěry bude penalizován. Pro začátek potřebujeme tři základní rovnice. Z předchozí diskuse vyplývá:

$$AR = PR \times U \text{ , kde } U = T^m \qquad \text{(obr. 3)}$$

(Z důvodu snižujícího se využití s rostoucím časem se rychlost postupu snižuje, avšak v menším *celkovém* rozsahu u TBM s dvojitým štítem pohybujícím se odtlačováním od ostění, kde hodnota *-m* může být téměř poloviční: viz dále.) Evidentně čas T potřebný pro vyražení délky L se musí rovnat L/AR u všech tunelů a všech strojů TBM:

$$T = L / AR \qquad (5)$$

Máme tedy následující vztah:

$$T = L / (PR \times T^m)$$

Ten se dá upravit takto:

$$T = (L/PR)^{1/(1+m)} \qquad (6)$$

Tato rovnice je pro stroje TBM velmi důležitá, zvláště pokud se přijme tvrzení, že existuje silný vztah mezi gradientem zpomalení

comparably steep *(-m)* deceleration gradients as in the (mostly) open-gripper data base of Barton, 2000, as was synthesised in Figure 3. The gradient of deceleration seen in the input data (*-m* = -0.55) is appropriate to the low velocity of 2.2 km/s, which represents an appropriately low Q-value, as can be seen in Figure 12.

The cumulative time for the nine simulated weakness zones is nearly three months. In these simulations, no pre-treatment has been modelled: neither the delay caused by pre-injection (doubled *–m*, approx: see shortest arrow in Figure 3), nor the tougher boring through improved rock on either side of a weakness zone, nor the faster boring through the 'Q-improved-by-grouting' weakness zone itself. (For a discussion of the possibility of effectively improving Q-parameters, and therefore the effective Q-value itself, by high pressure particulate pre-grouting, using for instance micro-cements with micro-silica, see Barton, 2004.)

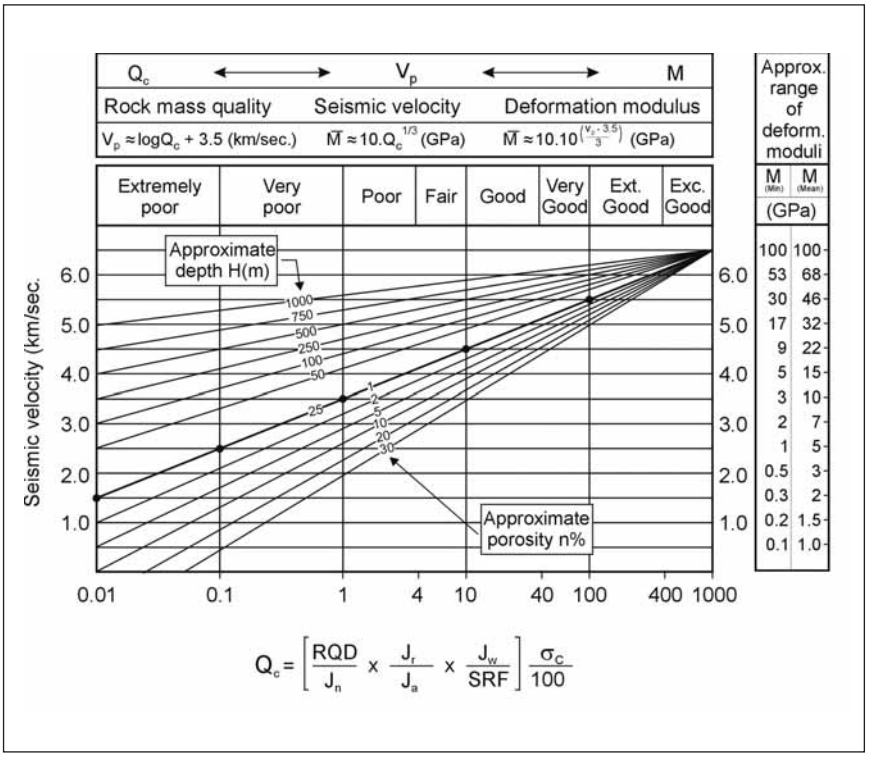
Figure 13 shows examples of the Q_{TBM} simulations for the planned 9.6 km long Tunnel North, showing the contrast of open-gripper and double-shield predicted performance, with nine weakness zones to be added to either solution. The reduced gradients of deceleration *(-m)* seen in the case of the double-shield machine, are based on the back-analysed results of four TBM (two Wirth, and two Herrenknecht machines) which 'competed' with each other over a tunneled distance of 14 km each. (Adif, 2005). These four

(-) m a hodnotami Q v *poruchových zónách*, jak je vidět z empirických dat na obr. 3. Rovnice 6 je důležitá, jelikož záporné hodnoty *(-) m* téměř dosahující (-)1,0, činí hodnotu složky 1/(1+m) *příliš velkou*.

Je-li poruchová zóna široká (velké L) a rychlost pronikání PR je malá (z důvodu problémů s uchycovacími rozpěrnými písty, závalů apod.), stává se poměr L/PR příliš velikým na to, aby se v rovnici (6) dala tolerovat velká hodnota složky 1/(1+m). Je snadné (vlastně až moc snadné) vypočítat pomocí „teoreticko-empirické“ rovnice téměř neomezený čas pro průchod poruchovou zónou. To také v mnoha, málo oznamovaných, případech odpovídá realitě.

Autor tohoto příspěvku ví o třech natrvalo pohřbených TBM nebo TBM zničených poruchami (Pont Ventoux, Dul Hasti, Pinglin). Existuje mnoho neoznámených, avšak v soukromí zmiňovaných případů, jejichž příčiny mají nějakým způsobem vztah k logice skryté v rovnici (6). Zdá se, že tato rovnice dosud chybí v ostatní literatuře, jelikož se zdá, že nevyhnutelnost zpomalení dosud nebyla akceptována jako užitečná metoda kvantifikování sníženého využití s rostoucím časem.

TBM *musí sledovat* zápornou hodnotu m, i když se překonávají světové rekordy, jako 16 km za jeden rok nebo 2,5 km za jeden měsíc, dokonce i 120 m za 24 hodin, jelikož i zde je rychlost pronikání PR určitě větší než implikovaná pozoruhodná průměrná rychlost postupu AR 5 m/hod po rekordní dobu 24 hodin. Nejvyšší čára s výkony světových rekordů na obr. 3 proto také ukazuje zpomalení, avšak s méně strmým gradientem *(-m)*.



Obr. 12 Pomocí tohoto empirického diagramu se mohou rychlosti vln P použité v simulaci pásem oslabení dát do vztahu s hodnotami Q. Kdyby se byly seismické rychlosti měřily ve větší hloubce, vykázaly by vyšší hodnoty, avšak hodnoty Q by se možná nezlepšily. Vyšší by byly pouze moduly deformace, Barton, 2002, 2006

Fig. 12 The P-wave velocities used in the simulation of weakness zones can be related to Q-values, using this empirical diagram. If seismic velocities had been measured at greater depth they would have shown higher values, but Q-values might not be improved, just deformation moduli would be higher. Barton, 2002, 2006

PROGNÓZY POMOCÍ Q_{TBM}

U každého z plánovaných tunelů mezi Oslo a Ski se porovnaly prognózy při použití TBM bez štítu a TBM s dvojitým štítem, kde pevná konstrukce prefabrikovaného skládaného ostění spolu s přítlakem umožněným uchycovacími rozpěrnými písty umožňuje použití velmi rychlé metody ražení. Tato nákladnější metoda má možnou výhodu přeměny eventuálně nedostatečné rychlosti pronikání PR (z důvodu tvrdosti horniny) na dostatečnou rychlost postupu AR vysokým využitím, bez ohledu na časté výměny řezných nástrojů. Při vhodném řešení těsnicích pásků může i zajistit vodotěsný a plně vystrojený tunel (po několika počátečních průsacích v prvních 10 až 15 metrech od čela výrubu). Tato metoda již byla s pozoruhodným úspěchem použita na několika dalších stavbách rychlostních tratí procházejících skalními horninami.

Pokus o předběžnou prognózu Q_{TBM} pro 9 km dlouhý tunel Sever byl proveden s předpokladem existence dvou dlouhých úseků s homogenní granitickou tonalitickou rulou (obr. 10). Simulace s konvenčním TBM bez štítu a potřebou následného ostění (kotvy + sítě + definitivní drátkobeton) pomocí konvenčního gradientu zpomalení *(-m)* vedla k nejdelší čáře (viz kostka po 1,5 roku: „uspokojivý výkon“, zatímco druhá „polovina“ se modelovala s předpokladem stroje TBM s dvojitým štítem a s použitím přiměřeně zmenšeného gradientu *(-m)*, což vedlo k „dobrému“ výkonu ražby kratší než jeden rok – viz hvězda).

K těmto rozdílům se dospělo navzdory střední řezné síle řezného nástroje 28 tnf, respektive 26 tnf, vedoucí k rozdílům spatřovaným v rychlosti pronikání PR. Co se týká nejkratší, strmě klesající čáry, 20 m širokým pásmem oslabení se sníženou kvalitou se pravděpodobně pronikalo s příliš velkým řezným přítlakem během „jednoho dne“, avšak je-li možné zajistit v této době vystrojení tunelu, je snížený požadavek na „stand-up time“ (dobu, po kterou může výrub zůstat nezajištěný měřenou od posledně instalovaného zajištění), pozitivem. Nakonec se modelovalo širší, 50 m široké vážnější pásmo oslabení, bez použití předstihového zlepšování (tj. s použitím stejných špatných vlastností, jaké byly zaznamenány v imaginárním jádrovém vrtu). Toto neošetřené pásmo oslabení „končilo“ projekt (čára hodně dole pod osou x) z důvodu *„teoreticko-empirické“* machines eventually formed twin tunnels of 28 km length during about 30 to 33 months of tunneling, linking Madrid to Segovia through predominantly gneissic and very abrasive rock masses, also with high cover under the two principal mountain chains.

All four machines were double-shield, giving simultaneous lining and improved efficiency also through wide, but partly pre-treated fault zones. Tough-sounding mean-PR of only about 2 m/hr were nearly converted to ‘good’ final performance, due to these reduced gradients of deceleration, roughly following the trend of the *long arrow* seen in Figure 3. This was despite cutter change on average each 2.7 to 3.0 m of tunnel advance, and the need for continuous water-cooling of the cutter head.

Figure 14 reproduces the range of input data for the five rock classes used to model Tunnel North, specifically for the *double-shield* simulation. Note that the assumed initial values of the deceleration gradients *(-m)* are consistent with approximately half the gradients seen in Figures 3 and 4, due to the greater efficiency achieved in general, with double-shield TBM. The input data is followed by calculation of the various parameters needed to calculate the individual values of Q_{TBM}, which is related to PR and AR as below. The estimate of rock mass compressive strength is (of course) approximate, since no one knows these values, but it is sufficiently of the right magnitude to give a useful comparison with the applied cutter force.

$$PR = 5\ (Q_{TBM})^{-1/5} \quad (m/hr) \qquad (7)$$

$$AR = 5\ (Q_{TBM})^{-1/5}\ T^{-m} \quad (m/hr) \qquad (8)$$

$$SIGMA = 5\ \gamma\ Q_c^{1/3} \quad (MPa) \qquad (9)$$

Modelled rock mass strength (SIGMA) ranged from 19 to 101 MPa in each simulation of the five assumed rock mass classes, due mainly due to large variation in Q-value, and also due to a moderate range of UCS or σ_c values.

logiky rovnice 6, takže čára pro kumulovaný čas není vynesena, protože není prakticky zajímavá.

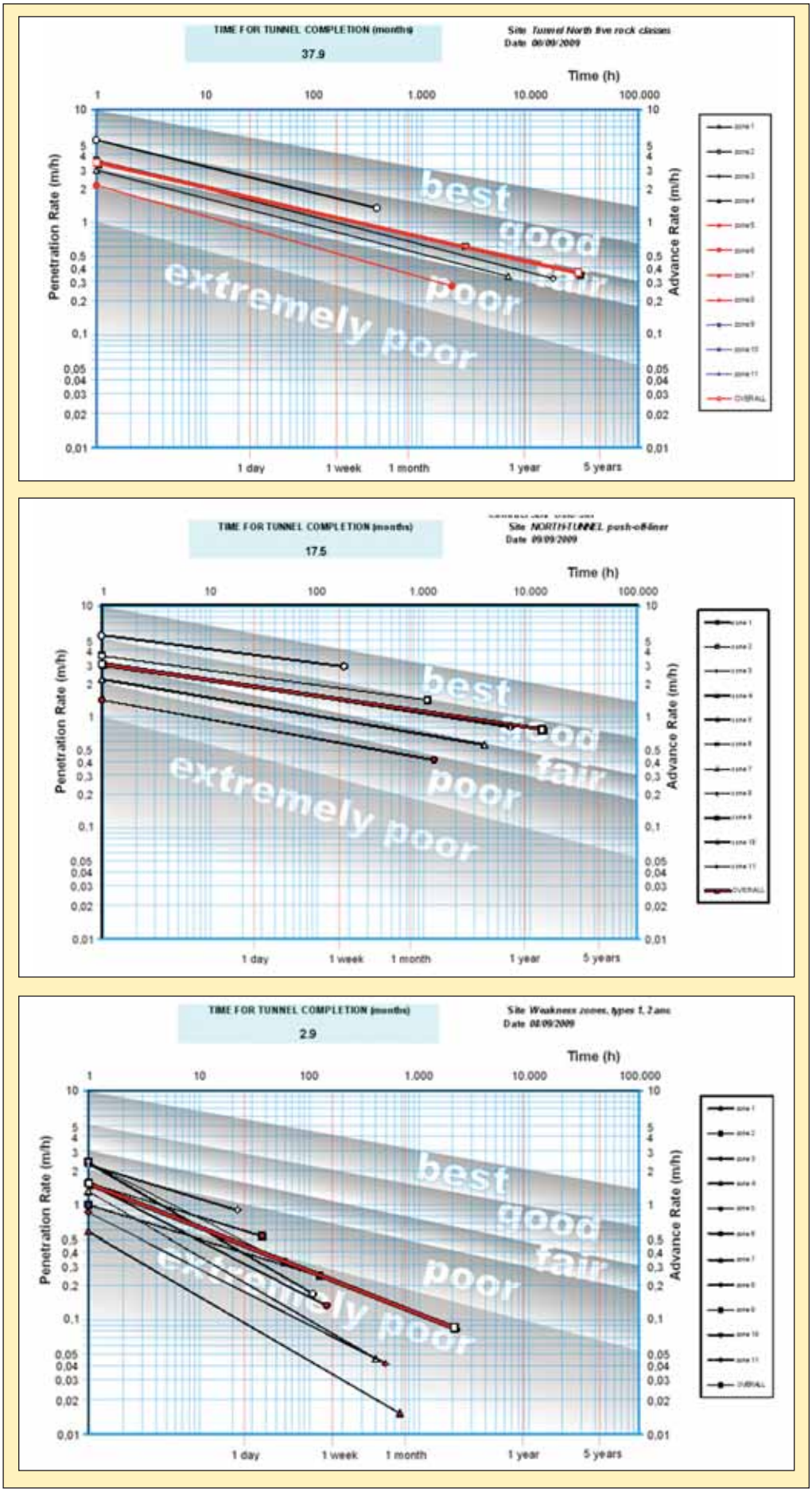
Na obr. 11a je znázorněna obrazovka se vstupními daty pro poslední z pěti tříd horninového masivu, používaných pro definování pravděpodobného rozsahu kvality na tunelu Sever. Jak je možno si všimnout, prvních šest parametrů je (téměř) rovno konvenčním parametrům Q, avšak se specifickými požadavky na uvážení tříd RQD ve vodorovném směru (směr pohledu) a nejraději také ve směru plánované ražby. Anisotropní rozdělení tříd RQD zaznamenaných konvenčně ve svislých vrtech proto představuje potenciální zdroj chyb, je-li používáno pro predikci rychlosti pronikání PR.

Na obr. 11b je znázorněna obrazovka se vstupními daty pro jedno z devíti pásem oslabení, které bylo modelováno.

U varianty s jednodílným štítem opírajícím se o ostění, kde je potřeba stavět následné prstence ostění před přestavěním rozpěrných pístů, se předpokládá, že má srovnatelně strmé gradienty zpomalení *(-m)* jako u databáze Bartona, 2000 pro TBM (většinou) bez štítu, jak bylo syntetizováno na obr. 3. Gradient zpomalení uvedený mezi vstupními daty (*-m* = -0,55) je vhodný pro nízkou rychlost 2,2 km/s, což, jak je vidět na obr. 12, představuje vhodně nízkou hodnotu Q.

Kumulovaný čas pro devět simulovaných pásem oslabení je téměř tři měsíce. V těchto simulacích se nemodelovaly žádné předstihové úpravy ani zpoždění kvůli předstihové injektáži (přibližně dvojnásobné *-m*: viz nejkratší modelovaná šipka na obr. 3), ani obtížnější ražba v hornině zlepšené na obou stranách zóny oslabení, ani rychlejší ražba v samotné zóně oslabení s hodnotami Q zlepšenými injektáží. (Diskuse možnosti efektivního zlepšení parametrů Q, a tedy samotné efektivní hodnoty Q, pomocí vysokotlaké předstihové injektáže s použitím drobných částic, například mikrocementu s mikrosilikou – viz Barton, 2004.)

Na obr. 13 jsou příklady simulací Q_{TBM} pro plánovaný 9,6 km dlouhý tunel Sever, ukazující kontrast mezi předpovídanými výkony TBM bez štítu a TBM s dvojitým štítem s tím, že ke každému řešení se musí přidat devět pásem oslabení. Zmenšené gradienty zpomalení *(-m)*, které jsou vidět v případě TBM s dvojitým štítem, jsou založeny na zpětné analýze výsledků čtyř strojů TBM (dva stroje Wirth a dva stroje Herrenknecht), které spolu soutěžily, každý na délce ražby 14 km (Adif, 2005). Tyto čtyři stroje nakonec vytvořily dvoutrubní tunely o délce 28 km během 30 až 33



Obr. 13a, 13b, 13c Příklady simulací pro plánovaný 9,6 km dlouhý tunel Sever, na kterých je vidět rozdíl mezi předpovídanými výkony TBM bez štítu a TBM s dvojitým štítem (ke každému řešení je nutno přidat devět pásem oslabení)

Fig. 13 a, b and c Examples of Q_{TBM} simulations for the planned 9.6 km long Tunnel North, showing the contrast of open-gripper and double-shield predicted performance, with nine weakness zones to be added to either solution

měsíců ražení, spojující Madrid se Segovií, procházející převážně rulovými, vysoce abrazivními horninovými masivy včetně vysokého nadloží pod dvěma hlavními horskými pásmy.

Všechny čtyři stroje měly dvojitý štít, který současně produkoval ostění. Účinnost byla zlepšena i při průchodu širokými ale částečně předstihově upravenými poruchovými pásmy. Tvrdě znějící průměrná rychlost pronikání PR pouze kolem 2 m/hod byla v důsledku těchto snížených gradientů zpomalení téměř přeměněna na „dobrý“ konečný výkon, sledující zhruba trend *dlouhé šipky* na obr. 3. Bylo tomu tak navzdory výměnám řezných nástrojů v průměru po každých 2,7 až 3 m postupu štítu a potřebě trvalého chlazení řezné hlavy vodou.

Obr. 14 reprodukuje rozsah vstupních údajů pro pět tříd horniny, použitých při modelování tunelu Sever, konkrétně pro simulaci TBM *s dvojitým štítem*. Všimněte si, že předpokládané počáteční hodnoty gradientů zpomalení *(-m)* odpovídají z důvodu obecně dosažené vyšší efektivity u TBM s dvojitým štítem přibližně polovině gradientů na obr. 3 a obr. 4. Vstupní data jsou následována výpočtem různých parametrů potřebných pro výpočet jednotlivých hodnot Q_{TBM}, který se týká rychlosti pronikání PR a rychlosti postupu AR, jak je uvedeno dále. Odhad pevnosti horninového masivu v tlaku je (samozřejmě) přibližný, jelikož tyto hodnoty nikdo nezná, ale jeho velikost je dostatečně správná na to, aby se došlo k použitelnému srovnání s aplikovanou řeznou silou řezného nástroje.

$$PR = 5\,(Q_{TBM})^{-1/5} \quad (m/hod) \qquad (7)$$

$$AR = 5\,(Q_{TBM})^{-1/5}\,T^{-m} \quad (m/hod) \qquad (8)$$

$$SIGMA = 5\,\gamma\,Q_c^{1/3} \quad (MPa) \qquad (9)$$

Modelovaná pevnost horninového masívu (SIGMA) se při každé simulaci pěti předpokládaných tříd horniny pohybovala od 19 do 101 Mpa, hlavně z důvodu velkého kolísání hodnoty Q a také z důvodu nevelkého rozsahu pevnosti v prostém tlaku UCS nebo hodnot σ_c.

ZÁVĚRY

1. Díky dalekosáhlému zkoumání případů použití strojů TBM a rozsáhlému vývoji (metodou pokus–omyl) metody prognózování nazvané Q_{TBM} (podrobněji Barton, 2000) je možné vypočítat trendy rychlosti pronikání PR, rychlosti postupu AR a doby ražby T pro ražbu stroji TBM v různých třídách horninového masivu (popsaných pomocí Q) a v různých pásmech oslabení (popsaných pomocí Q nebo V_p). Při výpočtech, prováděných jednoduchým programem se snadným zadáváním vstupních dat grafickými výstupy PR-T-AR pro každou doménu a pro celý simulovaný tunel, se používají různé důležité parametry komplexu stroj–hornina, jako je řezná síla nástrojů, pevnost horninového masivu (vycházející z pevnosti v prostém tlaku UCS a hodnot Q), koeficient

Nick Barton & Associates

Q TBM

INPUT DATA

ZONE	LITHOLOGY	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF	m_1	RQD_0	γ
1	Class 5 granitic tonalitic	85.00	15.00	1.00	2.00	0.66	1.00	-0.10	85.00	2.65
2	Class 4 granitic tonalitic	95.00	12.00	1.50	1.00	0.66	1.00	-0.10	95.00	2.70
3	Class 3 granitic tonalitic	100.00	9.00	1.50	1.00	1.00	1.00	-0.11	100.00	2.75
4	Class 2 granitic tonalitic	100.00	4.00	2.00	1.00	1.00	1.00	-0.12	100.00	2.80
5	Class 1 granitic gneiss	100.00	2.00	3.00	1.00	1.00	1.00	-0.12	100.00	2.80
6										
7										
8										
9										
10										
11										

BASIC CALCULATION

ZONE	LITHOLOGY	STABILITY	ORIENTED	ROCK MASS STRENGTH				
		Q	Q0	Qc	QT	$SIGMA_{cM}$	$SIGMA_{tM}$	SIGMA
1	Class 5 granitic tonalitic	1.87	1.87	2.81	0.00	18.69	0.00	18.69
2	Class 4 granitic tonalitic	7.84	7.84	15.68	0.00	33.79	0.00	33.79
3	Class 3 granitic tonalitic	16.67	16.67	34.17	0.00	44.62	0.00	44.62
4	Class 2 granitic tonalitic	50.00	50.00	105.00	0.00	66.05	0.00	66.05
5	Class 1 granitic gneiss	150.00	150.00	375.00	0.00	100.96	0.00	100.96
6								
7								
8								
9								
10								
11								

PERFORMANCE

ZONE	LITHOLOGY	PENETRATION		TIME TO ADVANCE		OVERALL PERFORMANCE		
		PR	AR	T	check	Σ_L	Σ_T	
1	Class 5 granitic tonalitic	5.25	2.77	180.18	500.00			PRL(av)
2	Class 4 granitic tonalitic	3.48	1.38	1,090.87	1,500.00			
3	Class 3 granitic tonalitic	2.97	0.78	6,388.26	5,000.00	9,500.00 m	12,579.65 h	2.9104
4	Class 2 granitic tonalitic	2.13	0.54	3,678.09	2,000.00			
5	Class 1 granitic gneiss	1.38	0.40	1,242.25	500.00			
6		0.00	0.00	0.00	0.00			ART(av)
7		0.00	0.00	0.00	0.00			
8		0.00	0.00	0.00	0.00	9.50	17.47	
9		0.00	0.00	0.00	0.00	km	month	0.7552
10		0.00	0.00	0.00	0.00			
11		0.00	0.00	0.00	0.00			

Contract *JBV Oslo-Ski*
Site *NORTH-TUNNEL push-off-liner technology*
Date *09-Sep-09*

β°	σ_c	I_{50}	F	CLI	q	σ_θ	D	n	L	Vp
80.00	150.00	0.00	22.00	15.00	25.00	3.50	10.00	2.00	500	0.00
80.00	200.00	0.00	24.00	7.00	25.00	4.00	10.00	1.00	1,500	0.00
80.00	205.00	0.00	26.00	6.00	30.00	5.00	10.00	1.00	5,000	0.00
0.00	210.00	0.00	26.00	6.00	30.00	6.00	10.00	1.00	2,000	0.00
0.00	250.00	0.00	26.00	5.00	35.00	8.00	10.00	1.00	500	0.00
									0	0.00
									0	0.00
									0	0.00
									0	0.00
									0	0.00
									0	0.00

Q TBM	GRADIENT m
0.79	-0.12
6.11	-0.13
13.49	-0.15
71.86	-0.17
615.15	-0.17
0.00	0.00
0.00	0.00
0.00	0.00
0.00	0.00
0.00	0.00
0.00	0.00

Obr. 14a, 14b Tabulkové uspořádání pro čtenáře, kteří mají zájem o zkontrolování předpokladů celého rozsahu vstupních dat pro pět tříd horniny použitých při modelování tunelu Sever, konkrétně pro simulaci TBM s dvojitým štítem. Všimněte si toho, že předpokládané počáteční hodnoty gradientů zpomalení (-m) odpovídají přibližně jedné polovině gradientů znázorněných na obr. 3 a 4, a to z toho důvodu, že TBM s dvojitým štítem dosahuje obecně větší účinnost

Fig. 14 a and b Tabulation for interested readers, who can check the whole range of input data assumptions for the five rock classes used to model Tunnel North, specifically for the double-shield simulation. Note that the assumed initial values of the deceleration gradients (-m) are consistent with approximately half the gradients seen in Figures 3 and 4, due to the greater efficiency achieved in general, with double-shield TBM

životnosti řezného nástroje, obsah křemene a pórovitost horniny.

2. Hlavním zjištěním a kvantifikace plynoucí z analýzy 145 případů, představujících asi 1000 km ražeb většinou stroji TBM bez štítu je zjištění nevyhnutelnosti snížení rychlosti postupu ražby s nárůstem časového intervalu, i když zácvik na začátku prací je účinný. Klesající využití U se kvantifikuje jako T^m, s gradientem *(-m)* na počátku daným hodnotou Q tam, kde jsou horninové poměry velmi špatné, avšak většinou v kvalitnějších horninových masivech daným poměry abraze řezných nástrojů.
3. Na stavbě železničních tunelů mezi městy Oslo a Ski je velké množství obecně relevantních horninových výchozů, které byly detailně zaneseny do Q-histogramu. Záznamy pokrývaly celkem něco kolem 6 až 7 km horninových výchozů, hlavně v silničních zářezech, v celkem 39 oblastech, kdy každá oblast obsahovala 8 až 9 samostatných horninových výchozů. Kromě toho se provedlo selektivní zaznamenání nedávných jádrových vrtů s kontrolou záznamů na místě, v úsecích se špatnou kvalitou, v sedmi různých vrtech provedených tak, aby procházely pásmy oslabení.
4. Nejčastějším typem horniny byla podle záznamů granitická tonalitická rula, méně často se vyskytovaly křemitá rula a živcová rula, granitická rula a amfibolity s pevností UCS > 300 MPa. Pro modelování prognóz pro stroje TBM se charakteristiky všech těchto horninových typů popsaly pomocí pěti tříd Q (Q1 až Q5), s dalšími třídami pro pásma oslabení (Typy 1, 2 a 3, nebo nominální Q6, Q7 a Q8). Předpokládané třídy horninového masivu Q1 až Q5, s předpokladem třídy Q1 ve větší hloubce a Q5 v menší hloubce, představovaly rozsahy kvality Q > 100, Q = 100-40, Q = 40-10, Q = 10-4 a Q = 4-1.
5. Vstupní data pro modelování reprezentativních pásem oslabení, která měla reprezentovat tyto tři konečné třídy, byla získána ze statistické analýzy měření rychlosti V_p při refrakční seismice. Bylo zjištěno, že střední hodnoty rychlostí pro tři hlavní skupiny pásem oslabení byly 2,2, 2,7 a 3,4 km/sec, s průměrnou šířkou od 18 do 20 m, která se ale na celkem 2,4 km měřících profilů pohybovala od 6 do 40 m. Pro kontrolu hodnot Q a rychlostí vln P byly k dispozici i jádrové vzorky. Tyto jádrové vrty byly odkloněny tak, aby procházely pásmy oslabení. Metodou Q_{TBM} se modelovalo devět pásem oslabení, v „generické“ studii, pomocí různých předpokladů pro řeznou sílu F.
6. Dalšími důležitými vstupními daty pro vytvoření modelů různých tříd horniny pro analýzu Q_{TBM} byly dvě akce univerzity SINTEF v Trondheimu, kdy se prováděly laboratorní zkoušky vlastností neporušené horniny pro společnosti JBV a Multiconsult s použitím jádrových vzorků a ručně odebraných/blokových vzorků. Obzvláště se využily informace o pevnosti UCS, obsahu křemene a koeficientu životnosti řezného nástroje CLI. Koeficient CLI se v modelování prognózy Q_{TBM} používá dvakrát. U pěti „normálních“ tříd horniny Q1 až Q5 se pevnost v tlaku UCS pohybovala od 250 MPa (u Q1) do 150 MPa (u Q5), obsah křemene od 35 (u Q1) do 25 % (u Q5) a CLI od 5 (u Q1) do 15 (u Q5).
7. Modelování Q_{TBM} se provádělo na 9,5 km horninového masivu pro tunel Sever a 7,7 km horninového masivu pro tunel Jih (včetně odpočtu startovacích komor). Pásma oslabení se v současném modelování modelovala samostatně, jelikož jejich rozsah je v současné době předmětem pokračujících studií. Podle současných předpokladů se pásma oslabení mohou vyskytovat v délce 100–200 m na každém tunelu, což dává předpokládanou délku 9,6 km a 7,9 km pro pozdější kombinované modelování.
8. Modelování Q_{TBM} se na každém tunelu provádělo v rozdělení na dvě části: nejprve se předpokládala (nejpomalejší) varianta s TBM bez štítu, kde dochází k časovým ztrátám při provádění nezbytného zajištění výrubu skrz prstový štít TBM nebo za ním a při přestavování rozpěrných pístů na konci každého posunu vpřed, které vedly k zvyšování rychlosti postupu AR. Databáze 145 případů/1000 km od Bartona, 2000 tvořila základ pro modelování zpomalení/využití v závislosti na čase a na kvalitě horniny v této první sadě modelování pro TBM bez štítu.
9. Ve druhé části se předpokládal stroj TBM s dvojitým štítem s kontinuální montáží ostění z betonových dílců v koncovém štítu, v optimálním provedení s dostatečně masivními prvky pro dodatkové použití technologie pro posunování jednoho štítu

CONCLUSIONS

1. As a result of a wide-reaching review of TBM case records, and extensive trial and error development of a prognosis method called Q_{TBM} (detailed in Barton, 2000), it is possible to calculate the PR, AR and time-for-tunnelling T trends for TBM tunnelling through different rock mass classes (described by Q) and through different weakness zones (described by Q or V_P). Various essential machine-rock parameters such as cutter force, rock mass strength (based on UCS and Q), cutter life index, quartz content, rock porosity, and the estimated biaxial stress concentration at the tunnel face are used in the calculations, which are performed by a simple program, with a user friendly input data keyboard, and graphic PR-T-AR performance for each domain, and for the whole simulated tunnel.
2. A key finding and quantification from the analysis of 145 cases representing about 1000 km of mostly open-gripper TBM machines, is the inevitable decline in advance rate with time interval, despite learning curve efficiencies at the start. The declining utilization U is quantified as T^m, with the gradient *(-m)* initially given by the Q-value where rock conditions are very poor, but mostly by cutter abrasion terms in the better quality rock masses.
3. The Oslo-Ski rail-tunnel project has a large number of generally relevant rock exposures, which were Q-histogram logged in detail. A total of between 6 and 7 km of rock exposures, mostly road cuttings, were logged in a total of 39 areas, each area containing some 8 or 9 separate rock exposures. In addition a selective logging of recent borehole core was performed, with ‘spot-check’ logging of poor-quality sections in seven different holes drilled to pass through weakness zones.
4. The most frequent rock type logged was the granitic tonalitic gneiss, with lesser frequencies of quartz- and feldspar-rich gneiss, granitic gneiss, and amphibolites, with UCS > 300 MPa. For the TBM prognosis modelling, the characteristics of all these rock types were effectively represented in the chosen five Q-classes (Q1 to Q5), with an additional three weakness-zone classes (Type 1, 2 and 3, or nominal Q6, Q7 and Q8). The assumed Q1 to Q5 rock mass classes, assuming Q1 at greater depth, and Q5 at shallower depth, represented quality ranges of Q > 100, Q = 100-40, Q = 40-10, Q = 10-4, and Q = 4-1.
5. The input data for modelling representative weakness zones to represent these final three classes was obtained from ‘statistical’ analysis of the refraction seismic measurements of V_P. Velocities of 2.2, 2.7 and 3.4 km/s were found to be the mean values for three major groups of weakness zones, with mean widths typically from 18 to 20 m, but varying from 6 to 40 m in a present total of 2.4 km of profiles. Drill-core was also available for cross-checking Q-values and P-wave velocities. These drill-holes were deviated to cross the weakness zones. Nine weakness zones were modelled with the Q_{TBM} method, in a ‘generic’ type study, using various cutter force F assumptions.
6. Other essential input data for setting up the models of the various rock classes for Q_{TBM} analysis, were the two SINTEF (Trondheim) campaigns of laboratory testing of intact rock properties for JBV and Multiconsult, using core samples and hand/block samples respectively. Particular use was made of UCS, quartz content, and cutter life index: CLI is used twice in the Q_{TBM} prognosis modelling. In the five ‘normal rock’ classes Q1 to Q5, UCS was varied respectively from 250 MPa down to 150 MPa, quartz content from 35 down to 25%, and CLI from 5 up to 15.
7. The Q_{TBM} modelling was performed on 9.5 km of rock mass for Tunnel-North, and 7.7 km of rock mass for Tunnel-South (with subtraction of start-chambers included). Weakness zones were modelled separately in the present modelling, as their extent is currently under continued study. An assumed-at-present 100-200 m of weakness zones may occur in each tunnel, giving assumed 9.6 km and 7.9 km lengths for later combined modelling.
8. The Q_{TBM} modelling was performed in two parts for each tunnel: firstly assuming the (slowest) option of open-gripper TBM, with time lost in necessary support through/behind the finger-shield and when resetting the grippers at the end of each stroke, each increasing AR. A 145 cases/1000 km data base from Barton, 2000

odtlačováním od ostění před vstupem do pásem oslabení, při průchodu těmito pásmy a za nimi. Tato kombinace je předpokladem pro polokontinuální ražení mezi prováděním potřebné údržby a výměny řezných nástrojů, a když se neřeší různé problémy v pásmech oslabení (průzkumné vrty před čelbu, předstihová injektáž, další zajišťování výrubu, uvolňování řezné hlavy apod.).

10. Trendy zpomalení předpokládané v této druhé sadě modelů se touto účinnou technikou, založenou hlavně na záznamech minulých ražeb v období let 2003–2005 v rulách a granitech na tunelech Guadarrama ve Španělsku, kde čtyři stroje TBM provedly 56 km ražeb, zmenšily zhruba na polovinu. Celkově tyto tunely procházely ve velké části trasy rulami a trochou granitů, pod vysokým nadložím. Životnost řezných nástrojů byla velmi krátká, v průměru menší než 3 m postupu ražby na výměnu nástroje. Rychlost pronikání PR byla nejčastěji kolem 2 m/hod.
11. Nicméně tunely se dokončily asi za 30–33 měsíců, s průměrnou konečnou rychlostí postupu přibližně 0,55 m/hod. To představuje gradient zpomalení *(-m)* z rychlosti pronikání PR na rychlost postupu AR při rostoucím času v průměru -0,12, avšak někdy až -0,09, dokonce i -0,08. Bylo zjištěno, že díky schopnosti polokontinuální ražby, pracuje-li se v uspořádání s dvojitým štítem (65–85 % času), byly tyto hodnoty přibližně poloviční ve srovnání s hodnotami u TBM bez štítu, kde se přítlak získává pouze pomocí rozpěrných pístů, kde není žádné zařízení pro posunování odtlačováním od ostění při průchodu nekvalitní horninou.
12. Dále budou uvedeny pouze výsledky modelování tunelu Sever o délce 9,5 km. Tento tunel „procházel“ předpokládanými pěti třídami horniny, v proměnlivé hloubce, nejprve s použitím TBM bez štítu a potom následovala druhá simulace pro TBM s dvojitým štítem, respektive s jednoduchým štítem, s možností posunu odtlačováním od ostění v nekvalitní hornině. Tyto dvě simulace potřebovaly první 37,9 měsíce a druhá 17,5 měsíce pro průchod všemi z následujících úseků o délkách 500 m, 2000 m, 5000 m, 1500 m a 500 m, řazených do zvolených pěti tříd horniny Q1 až Q5. Rychlost pronikání PR se pohybovala od 2,1 do 5,3 m/hod, při řezné síle nástrojů pohybující se od 32 tnf u třídy Q1 až do 22 tnf u třídy Q5. V případě modelu TBM s dvojitým štítem, respektive s jednoduchým štítem s možností posunu odtlačováním od ostění se rychlost pronikání PR pohybovala od 1,4 do 5,3 m/hod. Modelovaná pevnost horninového masivu (SIGMA) se v každé simulaci pohybovala od 19 do 101 MPa. Odpovídající hodnoty Q_{TBM} se pohybovaly od 0,8 do 77 u TBM bez štítu a od 0,8 do 615 (velmi tvrdá) při použití TBM s dvojitým štítem, respektive s jednoduchým štítem, s možností posunu odtlačováním od ostění, byl předpokládaný přítlak v třídách Q1, Q2 a Q3 omezen na 26 tnf na jeden řezný nástroj z důvodu předpokladu, že se použije ostění s „optimalizovanou“ tloušťkou s přihlédnutím k tomu, že horninové masivy převážně s Q = 10–30 by ve skutečnosti vyžadovaly pouze minimální vystrojení výrubu.

DR. NICK BARTON, nickrbarton@hotmail.com,
NICK BARTON & ASSOCIATES, Oslo

formed the basis for time-and-rock-quality-dependent deceleration/utilization in this first set of open-gripper TBM modelling.

9. Secondly, double-shield TBM with continuous PC-element liner construction in the tail-shield was assumed, incorporating the optimal design of sufficiently robust elements for the supplementary use of single-shield push-off-liner techniques before, through, and following fault zones. This combination makes for a semi-continuous boring, between maintenance and cutter-change needs, and when not tackling diverse problems in ‘zones’ (probe-drilling, pre-injection, additional support, freeing cutterhead, etc.).
10. The deceleration trends assumed in this second set of models were roughly halved with this efficient technique, based in particular on a 56 km and four-TBM case record of recent 2003-2005 tunnelling in gneisses and granites at the Guadarrama Tunnels in Spain In general these tunnels passed through gneisses and some granites, with high cover for a lot of the route. Cutter life was very short, amounting on average to less than 3 m tunnel advance per cutter change. PR was most frequently about 2 m/hr.
11. Nevertheless the tunnels were completed in about 30-33 months, with an average final AR of about 0.55 m/hr. This represents a deceleration gradient *(-m)* from PR to AR for increasing time periods, that averaged about -0.12, but sometimes was as low as -0.09, even -0.08. These values, because of the ability for ‘semi-continuous’ boring when in double-shield mode (65-85% of the time), were found to be about half those of conventional open-gripper TBM with cyclic thrust only from grippers, since with no push-off-liner facilities for poor ground.
12. Just the results of modelling Tunnel-North of 9.5 km length will be given here. This ‘passed through’ an assumed five rock classes, at variable depth, firstly with open-gripper TBM, then a second simulation by double-shield/single-shield TBM with the push-off-liner option for bad ground. These two simulations needed respectively 37.9 and 17.5 months for passing through all the following stretches of 500m, 2000m, 5000m, 1500m and 500m of the five chosen rock classes Q1 to Q5. PR varied from 2.1 to 5.3 m/hr, with cutter force F varied respectively from 32 to 22 tnf. In the case of double-shield/single-shield with push-off-liner model, PR varied from 1.4 to 5.3 m/hr. Modelled rock mass strength (SIGMA) ranged from 19 to 101 MPa in each simulation. Corresponding Q_{TBM} values varied from 0.8 to 77 with open-gripper TBM, and varied from 0.8 to 615 (very tough) when double-shield/single-shield TBM with push-off-liner thrust limited to 26 tnf. per cutter assumed in Classes Q1, Q2 and Q3, due to the assumption of using an ‘optimised’ liner thickness, bearing in mind that the predominantly Q = 10-30 rock masses would actually need minimal support.

DR. NICK BARTON, nickrbarton@hotmail.com,
NICK BARTON & ASSOCIATES, Oslo

LITERATURA / REFERENCES

ADIF, 2005. Guadarrama Base Tunnel. Ministerio de Fomento, Madrid, Spain.
Barton, N. 1995. The influence of joint properties in modelling jointed rock masses. Keynote Lecture, 8th ISRM Congress, Tokyo, 3: 1023-1032, Balkema, Rotterdam.
Barton, N. 2000. TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock. 173p. Balkema, Rotterdam.
Barton, N. 2001. Are long tunnels faster by TBM? Proc. Rapid Excavation and Tunnelling Conf. RETC, San Diego, USA. Soc. Min. Eng., 819-828.
Barton, N. 2002. Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 39/2:185-216.
Barton, N. and Abrahao, R. 2003. Employing the QTBM prognosis model. Tunnels and Tunnelling International, 20-23, December.
Barton, N. 2004. The theory behind high pressure grouting. Tunnels & Tunnelling International, Sept. pp.28-30, Oct. pp. 33-35.
Barton, N. 2006. Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy. Taylor & Francis, UK & Netherlands, 729 p.

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010 UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010

KEYNOTE LECTURE No. 4:

KONCEPCE PROJEKTOVÁNÍ A TYPICKÉ PŘÍKLADY TUNELŮ A ŠACHET V ROZPUKANÉ SKALNÍ HORNINĚ

DESIGN CONCEPT AND CASE HISTORIES FOR TUNNELS AND SHAFTS IN JOINTED ROCK

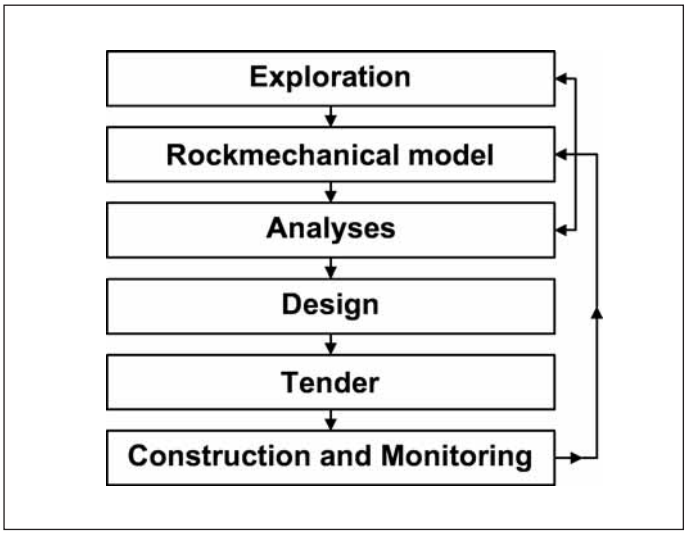
WALTER WITTKE

ABSTRAKT: Autoři krátce představují svou koncepci projektování a metodu charakterizování horninového masivu modelem mechaniky hornin. Použití této koncepce projektování je popsáno s použitím dvou typických příkladů tunelů v jílovcích. Dále jsou krátce představeny různé typické příklady tunelů ražených pomocí NRTM v různých horninových podmínkách a prostředích. Kromě toho autoři uvádějí příklady hlavních problémů v souvislosti s ražením pomocí strojů TBM v sedimentárních horninách. Nakonec je uveden krátký přehled vybraných typických příkladů šachet, hloubených ve skalních horninách metodou NRTM.

1. KONCEPCE PROJEKTOVÁNÍ

Autoři byli zapojeni do projektování a stavby mnoha tunelů a šachet ve skalních horninách. Vždy se řídili koncepcí projektování popsanou v evropském doporučení Mezinárodní společnosti pro mechaniku zemin a zakládání staveb (ISSMFE) (Wittke, 1997) (obr. 1). Podlé této koncepce je pro každý z případů na základě průzkumů, zkoušek a zkušeností vypracován model řešící otázky struktury a mechaniky hornin. Pomocí tohoto modelu se provádějí analýzy stability, s použitím 2D a 3D modelů s použitím metody konečných prvků, které berou v úvahu zvláštní vlastnosti rozpukaných hornin.

Výsledky této analýzy a posouzení horninového masivu tvoří základnu pro vypracování projektu a nabídky pro tunely a šachty ražené podle NRTM nebo pomocí strojů TBM. Za důležité se považují geotechnické mapování, monitoring a pozorování. Na základě jejich výsledků se realizační projekt přizpůsobuje podmínkám na stavbě.



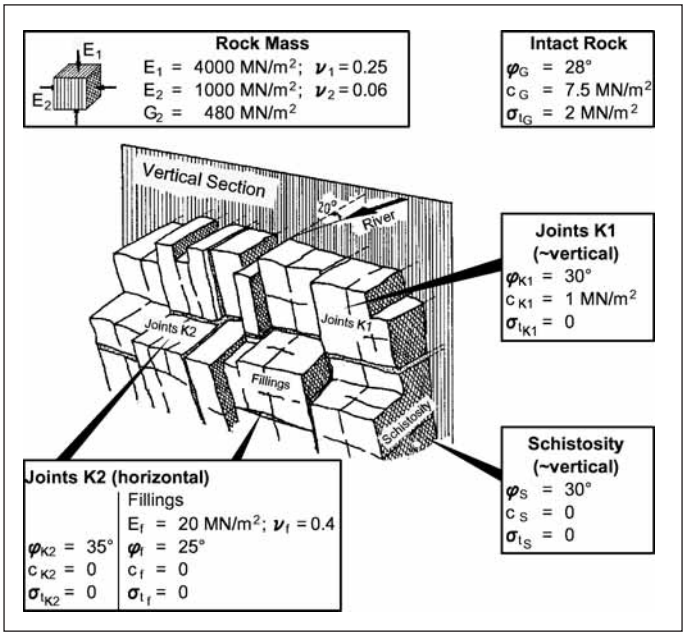
Obr. 1 Koncepce projektování (Wittke, 1997)
Fig. 1 Design Concept (Wittke, 1997)

ABSTRACT: The authors briefly present their design concept and method to characterize the rock mass with a rock mechanics model. The application of the design concept is described with the aid of two case histories of tunnels in mudstones. Furthermore, various case histories of NATM tunnels built in different rock mass and surrounding conditions are briefly presented. Moreover, the authors illustrate the key-issues in connection with TBM tunneling in sedimentary rock. Finally, a brief overview on selected case histories of shafts constructed with the NATM method in rock is given.

1. DESIGN CONCEPT

The authors have been involved in the design and construction of numerous tunnels and shafts in rock. They always have followed a design concept, which is described in the European recomendation of the ISSMFE (Wittke, 1997) (Fig. 1). According to this concept, on the basis of investigations, testing and experience, a structural and rock mechanical model is elaborated for every case. Using this model, stability analyses are carried out using 2D and 3D FE models which account for the special properties of jointed rock.

Obr. 2 Jílovitá břidlice, stavba Selingue, Mali (Wittke, 1990)
Fig. 2 Clay Slate Selingue Project, Mali (Wittke, 1990)

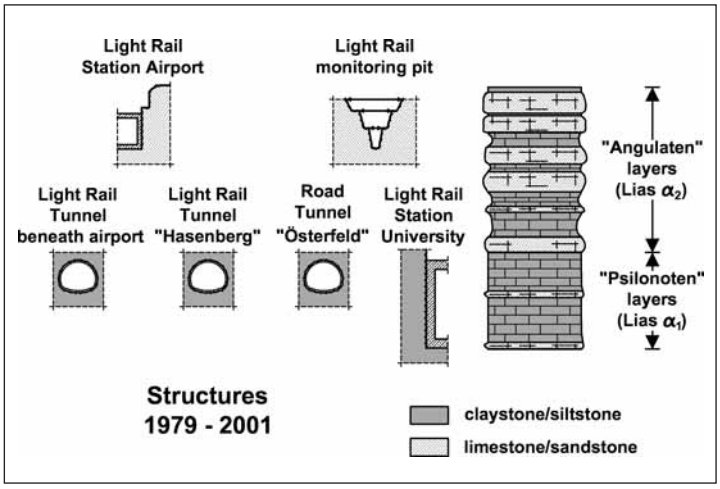


Obr. 3 Strukturní a geotechnický model a mechanické parametry (Wittke, 1990)
Fig. 3 Structural and Geotechnical Model and mechanical Parameters (Wittke, 1990)

2. MODEL MECHANIKY HORNIN

Model mechaniky hornin je vždy založen na strukturním modelu, který popisuje strukturu neporušené horniny a diskontinuit (obr. 2 a 3). Pomocí průzkumu a výsledků zkoušek, ale i zkušeností se vyhodnotí mechanické parametry horniny, jak je vidět například na obrázcích 2 a 3. Předložený model horninového masivu popisuje jílovitou břidlici s příčně izotropním pružným chováním, s pěti konstantami pružnosti (Wittke, 2000). Dále snížená smyková pevnost podél tří systémů diskontinuit je popsána adekvátními úhly tření a soudržností (obr. 3). Pevnost v tlaku kolmo na diskontinuity se obecně považuje za rovnou 0. Ve zvláštních případech může hrát roli i pevnost neporušené horniny ve směru odchylujícím se od ploch břidličnatosti. Strukturní modely mohou sloužit jako pomoc při určování adekvátních zákonitostí napjatosti a přetvoření pro pružný rozsah.

Diskontinuity také silně ovlivňují propustnost horninového masivu, což může být popsáno Darcyho zákonem. V důsledku různé orientace a propustnosti systémů trhlin je propustnost normálně anizotropní (Wittke, 2000 a Wittke, 1990). Zajímavý aspekt vyplývá z vlivu diskontinuit na propustnost hornin. Lze ukázat, že pro jeden systém diskontinuit s roztečí trhlin 1 m může i malá šířka otevření trhlin od 0,1 do 1,0 mm vést k propustnosti srovnatelné s naplaveninami, písky a štěrky.



Obr. 4 Odvolávky k ražbám v souvrstvích Lias α (Wittke and Züchner, 2008)
Fig. 4 References for Tunneling in Lias α (Wittke and Züchner, 2008)

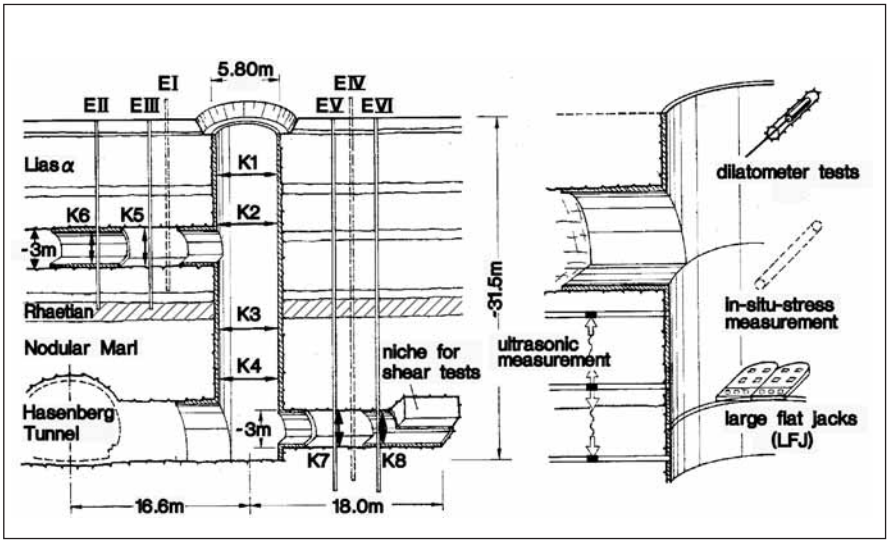
Obr. 5 Jílovec, souvrství Lias α
Fig. 5 Claystone, Lias α - Formation

The results of the analysis and of the assessment of the rock mass form the basis for the elaboration of the design and tender for tunnels and shafts driven according to the NATM or by TBMs. Geotechnical Mapping, monitoring and observation are considered to be important. On the basis of the results, the design of excavation and support is adapted to the conditions on site.

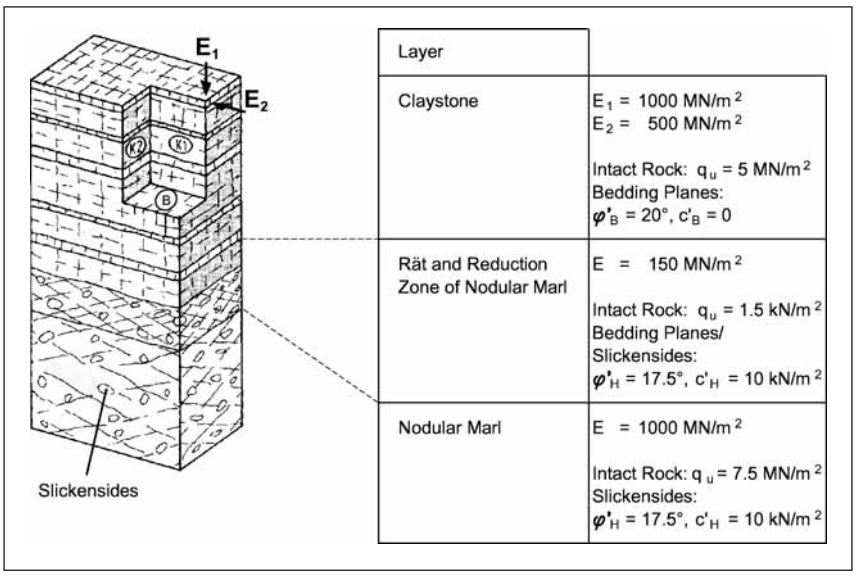
3. VYTVOŘENÍ MODELU A NÁVRH TUNELU V JÍLOVCÍCH Z OBDOBÍ ČERNÉ JURY

3.1 Modelování

Autoři se zúčastnili řady podzemních ražeb v jílovcích, vápencích a pískovcích z období Černé Jury v oblasti Stuttgartu (obr. 4) (Wittke a kol., 2002). Tato hornina je odkryta na fotografii v otevřeném výkopu pro stanici letiště ve Stuttgartu (obr. 5). Průběžné vrstevní plochy a dva systémy svislých puklin se vytvořily v jílovcích i ve vápencích a pískovcích, které jsou na fotografiích zobrazeny pouze jednou vrstvou. Větrací šachta pro dlouhý tunel pro lehký kolejový systém ve Stuttgartu se hloubila v osmdesátých létech ještě před zahájením hlavní stavby. Používala se k provádění průzkumu a zkoušení těchto vrstev (obr. 6). Šachta také zasahovala do nodulárního slínu, který tvoří horní vrstvu keuperského souvrství. Přechod ze souvrství Černé Jury (Lias α) do nodulárního slínu je



Obr. 6 Podzemní dráha ve Stuttgartu, šachta u stanice Univerzita (Wittke 1990 a Wittke a kol., 2009)
Fig. 6 Subway Stuttgart, Shaft at Station University (Wittke 1990 and Wittke et al, 2009)



Obr. 7 Lias α, strukturní a mechanický model a parametry (Wittke, 2002)
Fig. 7 Lias α, structural and rock mechanical model and parameters (Wittke, 2002)

Obr. 8 Lehký kolejový systém ve Stuttgartu, stanice Univerzita (Wittke a kol., 2009)
Fig. 8 Light Train Stuttgart, station university (Wittke et al, 2009)

tvořen Rhaetským souvrstvím, které má podobné vlastnosti jako souvrství Lias α. Strukturní model a nejdůležitější mechanické parametry odkrytých vrstev jsou ukázány na obr. 7.

3.2 Stanice Univerzita

První větší stavbou budovanou v tomto typu horniny byl 220 m dlouhý otevřený výkop pro stanici lehkého kolejového systému u univerzity ve Stuttgartu (obr. 8). Z důvodu zvláštních podmínek a staveb v blízkosti výkopu byl monitoring pomocí extenzometrů a měření konvergencí dosti rozsáhlý (Wittke, 1990).

V důsledku výkopových prací došlo k relativně velkým vodorovným posunutím svislých stěn, které byly zajištěny stříkaným betonem, horninovými svorníky a lanovými kotvami (obr. 9). Vysvětlením těchto posunutí, která byla téměř konstantní po celé výšce stěn a která byla menší směrem ke koncové desce otevřeného výkopu, byla vysoká horizontální napětí na stavbě, jak je vidět na obr. 10. V důsledku výkopových prací se horizontální napětí pod spodní klenbou, tam kde byly ohlazy v nodulárním slínu vystaveny posunutím a tedy stlačovány, přerozdělila. To vedlo k tomu, že pruhovaná plocha přilehlá k výkopu byla odlehčena a expandovala, čímž došlo k naměřeným posunutím. Tato napětí se dala vysvětlit horninovým nadložím cca 650 m, které existovalo v oblasti Stuttgartu před zhruba 200 miliony let.

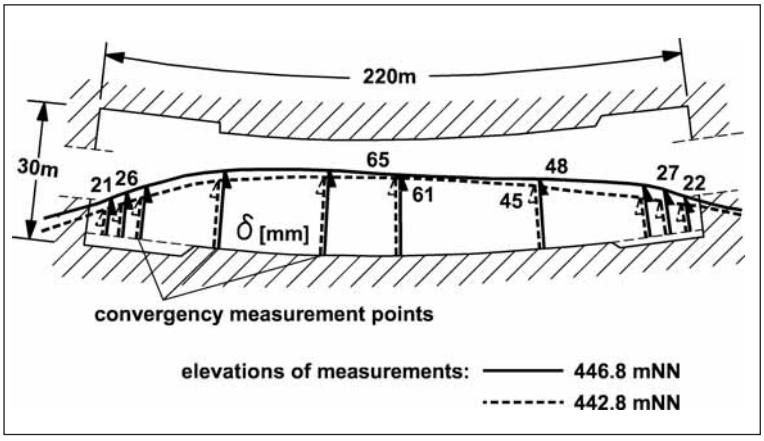
3.3 Silniční tunel Österfeld

Silniční tunel Österfeld se také nachází v oblasti Stuttgartu. Nejprve prochází v souběhu s železničním zářezem a řadou domů,

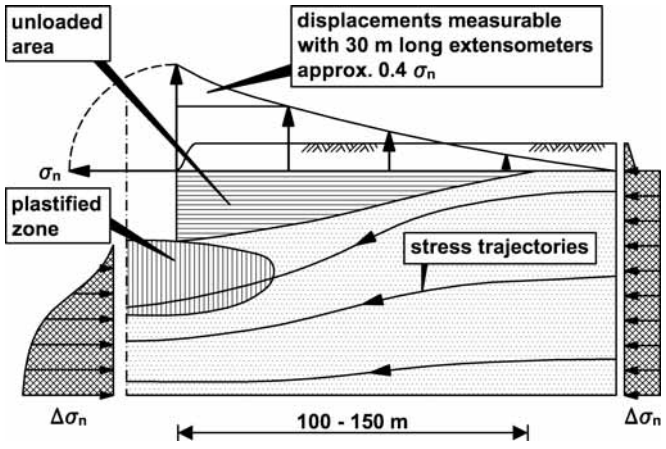
2. ROCK MECHANICAL MODEL

The rock mechanical model is always based on a structural model, which describes the structure of the intact rock and the discontinuities (Figs. 2 and 3). With the aid of exploration and test results as well as of experience, the rock mechanical parameters are evaluated as shown for the example in figures 2 and 3. The rock mass modell shown describes the clay slate with its transversely isotropic elastic behaviour with 5 elastic constants (Wittke, 2000). Furthermore, the reduced shear strength along the three sets of discontinuities is described by adequate angles of friction and cohesion intercepts (Fig. 3). Tensile strength perpendicular to the discontinuities is generally assumed to be 0. In special cases, also the intact rock strength in directions deviating from the schistosity may play a role. The structural models may serve as an aid to determine adequate stress strain laws for the elastic range.

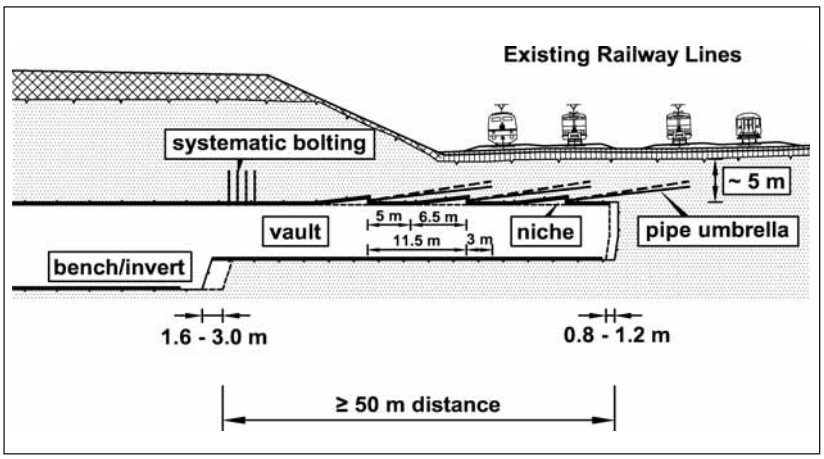
Also the permeability of rock masses is strongly influenced by the discontinuities and can be described by Darcy´s law. However, due to the different orientation and permeability of the joint sets, permeability is normally anisotropic (Wittke, 2000 and Wittke, 1990). An interesting aspect results from the impact of the discontinuities on the rock mass permeability. For one set of discontinuities with a spacing of 1 m, it can be shown that even



Obr. 9 Stavební jáma a naměřená vodorovná posunutí (Wittke, 1990)
Fig. 9 Construction pit and measured horizontal displacements (Wittke, 1990)



Obr. 10 Přerozdělení vodorovných napětí, dvourozměrný případ (Wittke a kol., 2009)
Fig. 10 Diversion of horizontal stresses, two-dimensional case (Wittke et al, 2009)



Obr. 11 Podchod pod železniční tratí (Wittke a kol., 2002)
Fig. 11 Undercrossing of railway line (Wittke et al, 2002)

Obr. 12 Ražba kaloty pod ochranou mikropilotového deštníku (Wittke a kol., 2002)
Fig. 12 Vault excavation underneath pipe umbrella (Wittke et al, 2002

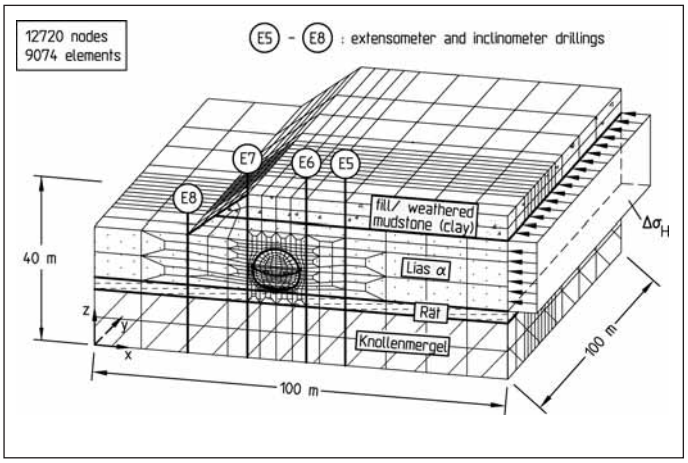
potom podchází v ostrém úhlu trať a napojuje se na most přes potok Nesenbach. Vzdálenost od čtyřkolejné trati ke stropu tunelu je pouhých 5 m (obr. 11). Z bezpečnostních důvodů byly navrženy mikropilotové deštníky, nesoucí zatížení od nadloží a dopravy, prováděné v podélném směru od zcela nezajištěné klenby směrem k nevytěžené hornině. Po vyražení kaloty s dočasnou spodní klenbou následovala ražba opěří a spodní klenby (obr. 11 a 12).

Pro oblast u severozápadního portálu se prováděly 3D analýzy metodou konečných prvků (obr. 13). Předpovídaná a monitoringem zjištěná vodorovná posunutí vyvolaná ražbou kaloty a ražbou celého profilu jsou vidět na obr. 14.

Důležitým projekčním detailem je napojení vrstvy stříkaného betonu klenby na dočasnou spodní klenbu, které musí být zaoblené, aby se předešlo vzniku příliš velkých ohybových momentů v této oblasti. Detaily výztuže a ocelových rámů v této oblasti, před a po odstranění dočasné spodní klenby, jsou na obr. 15.

3.4 Tunel lehkého kolejového systému pod letištěm ve Stuttgartu

Na letecké fotografii stuttgartského letiště je vidět trasa tunelu pro lehký kolejový systém, která se napojuje na stanici letiště Stuttgart s vesnicí Bernhausen (obr. 16). Tento tunel se také nachází v jílovci souvrství Černé Jury Lias α (obr. 17). Nad těmito vrstvami, které již byly ukázány na obrázku 5, se nachází část souvrství Lias α, tvořená ze 60 % vápnitým pískovcem, který je mnohem propustnější než jílovec v jeho podloží. Pod vzletovou a přistávací dráhou se nachází vrstva filderských hlín a zcela zvětralého jílovce. Hladina podzemní vody se nachází blízko povrchu (obr. 17). Jelikož se nepočítalo se snižováním hladiny podzemní vody, zvolil se takový podélný sklon tunelu, aby se dlouhý úsek tunelu nacházel v málo propustném jílovci. Analýzy přechodných průsaků ukázaly, že v druhé z oblastí vede



Obr. 13 Trojrozměrná síť konečných prvků (Wittke a kol., 2002)
Fig. 13 3D-FE-mesh (Wittke et al, 2002)

small opening widths from 0.1 to 1.0 mm may result in a permeability comparable with silts, sands and gravels.

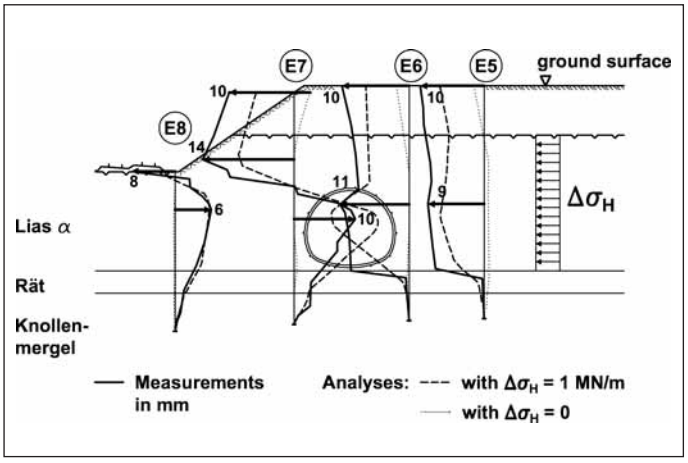
3. MODEL SET-UP AND TUNNEL DESIGN IN MUDSTONES OF THE BLACK JURASSIC FORMATION

3.1 Modelling

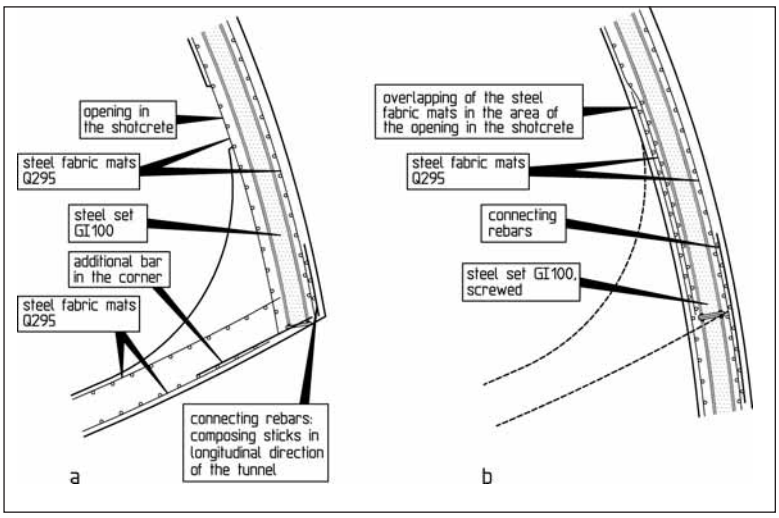
The authors have been involved in a number of underground works in mudstones and lime- and sandstones of the Black Jurassic formation in the area of Stuttgart (Fig. 4) (Wittke et al, 2002). This rock is exposed on a fotograph in an open excavation for the station of the Stuttgart airport (Fig. 5). The throughgoing bedding planes and the two sets of vertical joints are developped in the mudstones as well as in the lime-/sandstones, which are represented in these fotos only by one layer. A ventilation shaft for a long tunnel for the light train of Stuttgart was excavated in the 1980ies before the main construction started, and it was used to carry out exploration and testing in these layers (Fig. 6). The shaft also extended into the nodular marl, which is the uppermost layer of the Keuper formation. The transition from the Black Jurassic (Lias α) formation to the nodular marl is formed by the Rhaetian, which has similar properties as the Lias α formation. The structural model and the most important rock mechanical parameters of the exposed layers are represented in Fig. 7.

3.2 Station University

The first larger structure built in this type of rock was the 220 m long open excavation for the Light Train station for the



Obr. 14 Úplný příčný řez – zpětné analýzy (Wittke a kol., 2002)
Fig. 14 Complete cross section, backanalyses (Wittke et al, 2002)



Obr. 15 Pata klenby, detail projektu (Wittke a kol., 2002)
Fig. 15 Vault´s foot, design detail (Wittke et al, 2002)

Obr. 16 Lehký kolejový systém ve Stuttgartu, tunel pod letištěm (Stavba 601)
Fig. 16 Light train Stuttgart, tunnel underneath airfield (Lot 601)

výrub s ostěním ze stříkaného betonu s otevřeným dočasným čelem pouze k malému snížení hladiny podzemní vody, pokud vůbec k nějakému.

V oblasti vysoce propustných vápnitých pískovců se prováděla předstihová injektáž z tunelu, aby se propustnost této horniny snížila na přijatelnou úroveň.

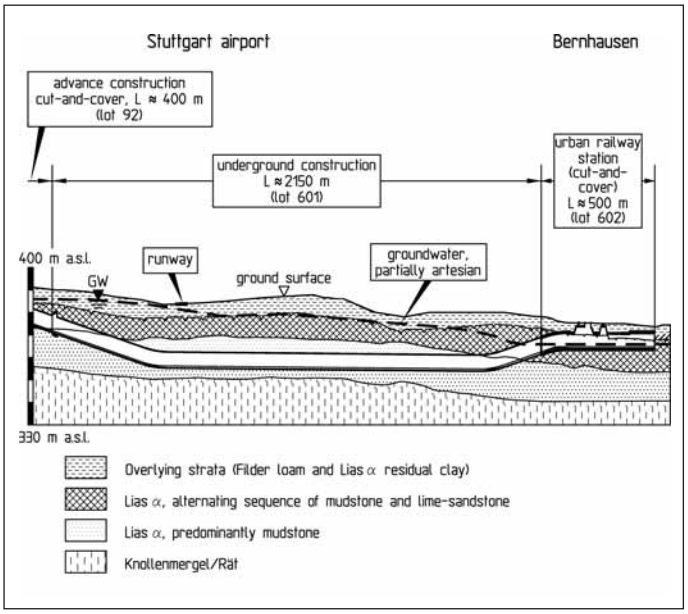
Tunel byl navržen s kruhovým příčným řezem, aby bylo možné navrhnout 35 cm silné ostění ze stříkaného betonu, schopné vzdorovat hydrostatickému tlaku téměř 3 barů (obr. 18). Vnitřní (definitivní) ostění je ze železobetonu.

Prováděla se plnoprofilová ražba s odstupňovanou čelbou a s uzavíráním spodní klenby po pouhých 5 metrech (obr. 19 a 20). Tunel byl úspěšně dokončen se sedáním ≤ 8 mm a nulovým snížením hladiny podzemní vody (Wittke a kol., 2002 a Wittke, 1990).

4. DALŠÍ TYPICKÉ PŘÍKLADY TUNELŮ RAŽENÝCH POMOCÍ NRTM

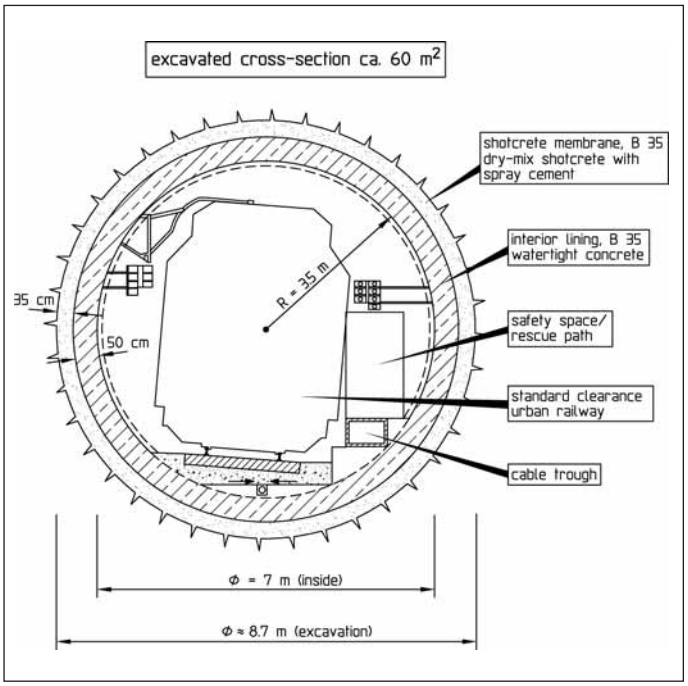
4.1 Silniční tunel pod Hahnerbergerovou ulicí

Šestiproudý dálniční tunel pod Hahnebergerovou ulicí a budovami byl těžkým úkolem pro projektanta a provádění stavby (obr. 21). Nadloží je pouze 10 m vysoké a pískovcové

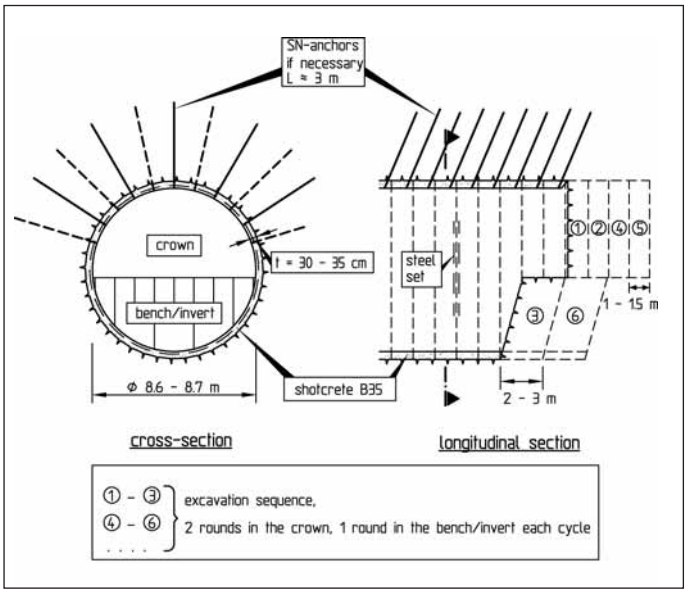


Obr. 17 Stavba 601, geologický podélný řez (Wittke a kol., 2002)
Fig. 17 Lot 601, Geological longitudinal section (Wittke et al, 2002)

Stuttgart university (fig. 8). Because of the special conditions and the nearby structures, monitoring by extensometers and convergency measurements was rather extensive (Wittke, 1990).

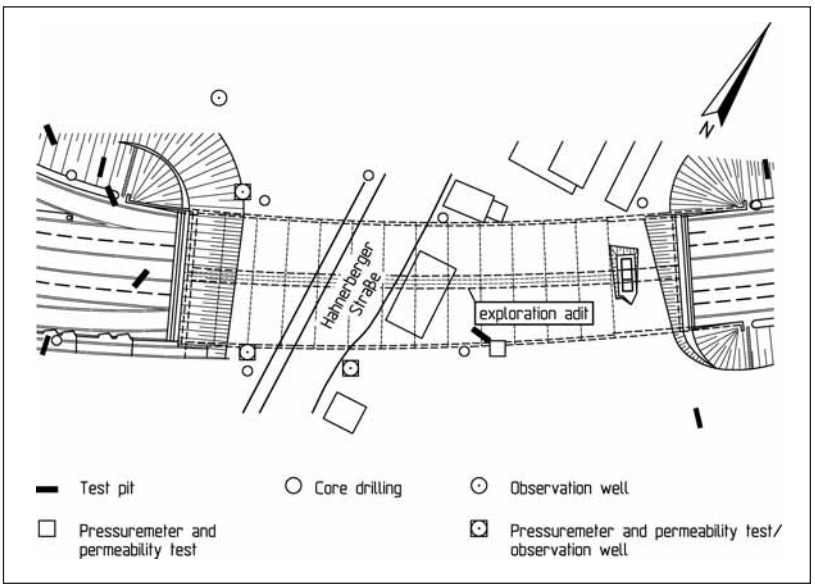


Obr. 18 Stavba 601, příčný řez (Wittke a kol., 2002)
Fig. 18 Lot 601, Cross section (Wittke et al, 2002)

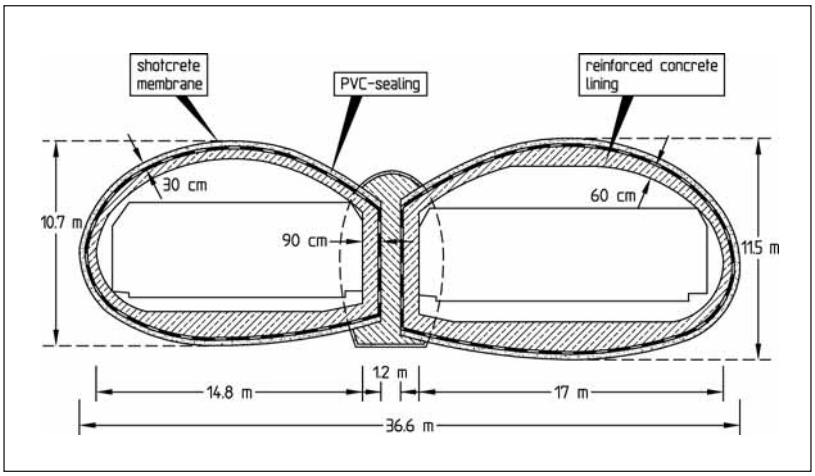


Obr. 19 Stavba 601, ražba a zajištění výrubu (Wittke a kol., 2002)
Fig. 19 Lot 601, Excavation and support (Wittke et al, 2002)

Obr. 20 Stavba 601, dočasná čelba v souvrství Lias α
Fig. 20 Lot 601, temporary face in Lias α



Obr. 21 Tunel pod ulicí Hahnerberger, situace stavby a průzkum (Wittke a kol., 2002)
Fig. 21 Hahnerberger Street tunnel, site plan and exploration (Wittke et al, 2002)



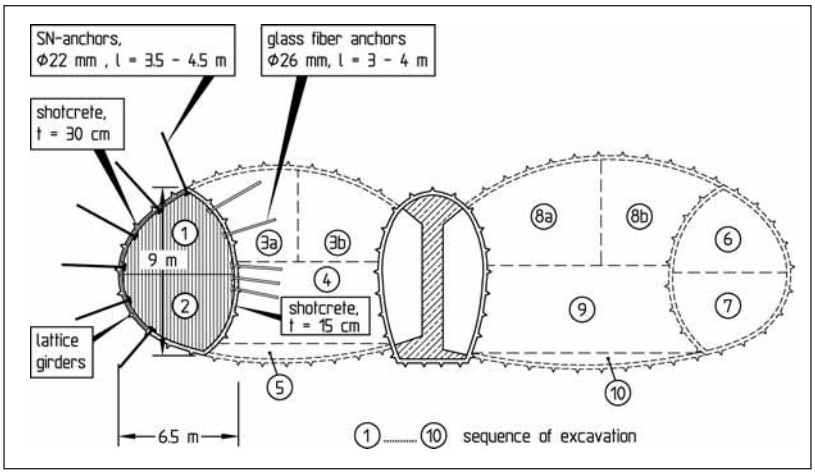
Obr. 22 Tunel pod ulicí Hahnerberger, projekt (Wittke a kol., 2002)
Fig. 22 Hahnerberger Street tunnel, design (Wittke et al, 2002)

a prachovcové krytí je pouze 8 m. Hladina podzemní vody se nachází přibližně v úrovni stropu tunelu. Jelikož se tunel musel budovat hornickými metodami, musela být navržena velmi plochá klenba. Poloměr spodní klenby byl zvolen velký a tloušťka vnitřního ostění byla přiměřeně zvýšena, aby se na tlak podzemní vody navrhlo ostění s přijatelným množstvím výztuže. Rozpětí obou tunelových trub je velmi velké, což je vidět ze srovnání

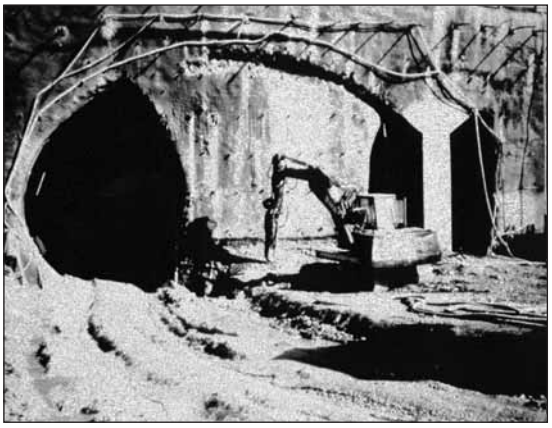
Comparatively large horizontal displacements of the vertical walls, which were supported by shotcrete, rock bolts and tendons, resulted from the excavation (Fig. 9). The explanation of these displacements, which were almost constant over the height of the walls and which were smaller towards the end slab of the open excavation, were high in situ horizontal stresses as shown in Fig. 10. Due to the excavation, the horizontal stresses were re-distributed underneath the invert where the slickensides in the nodular marl were subjected to shear displacements and thus compressed. As a result, the striped area adjacent to the excavation was unloaded and expanded, revealing the measured displacements. Theses stresses could be explained by a rock overburden of approx. 650 m which existed in the area of Stuttgart some 200 million years ago.

3.3 Road Tunnel Österfeld

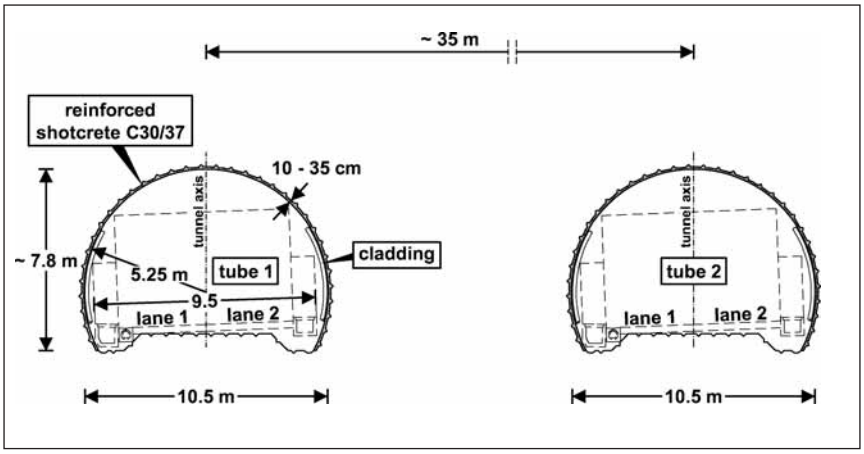
The road tunnel Österfeld is also located in the Stuttgart area. It first runs in parallel with a railway cut and a row of houses and then undercrosses the railway at an acute angle before it connects to a bridge crossing the Nesenbach. The distance from the four-track-railway line to the roof of the tunnel amounts to only 5 m (Fig. 11). For safety reasons, advancing pipe umbrellas were designed to carry the overburden and traffic load in the longitu-



Obr. 23 Tunel pod ulicí Hahnerberger, boční štola, ražba a zajištění výrubu (Wittke a kol., 2002)
Fig. 23 Hahnerberger Street tunnel, sidewall adit, excavation and support (Wittke et al, 2002)



Obr. 24 Tunel pod ulicí Hahnerberger, boční štola a střední štola (Wittke a kol., 2002)
Fig. 24 Hahnerberger Street tunnel, sidewall adit and central adit (Wittke et al, 2002)



Obr. 25 Tunely Carmel, tunelové trouby, typický příčný řez s otevřeným dnem (Wittke, 2007b)
Fig. 25 Carmel Tunnels, tunnel tubes, regular cross-section with open invert (Wittke, 2007b)

s dvoukolejným tunelem pro rychlostní trať.

Jelikož vzdálenost mezi dvěma tunelovými troubami je pouhých 1,2 m, bylo nutné nahradit horninu železobetonovým pilířem. Tento pilíř se stavěl ve středním tunelu, který se vyrazil před začátkem ražby hlavních tunelů (obr. 22).

Stavba se prováděla v souladu s principy NRTM, s členěním na boční štoly (kroky 1 a 2 na obr. 23), následované kalotou, opěřím a spodní klenbou (kroky 3a/3b/4/5 v obr. 23). Poté následovala ražba a vystrojování druhé hlavní tunelové trouby, s použitím stejného členění výrubu a způsobu zajištění (obr. 23 a 24). Ražba se musela provádět trhacími pracemi s hladkým obrysem výrubu, jelikož použití frézy, respektive hydraulického kladiva bylo pro obyvatele žijící v přilehlých budovách nepřijatelné.

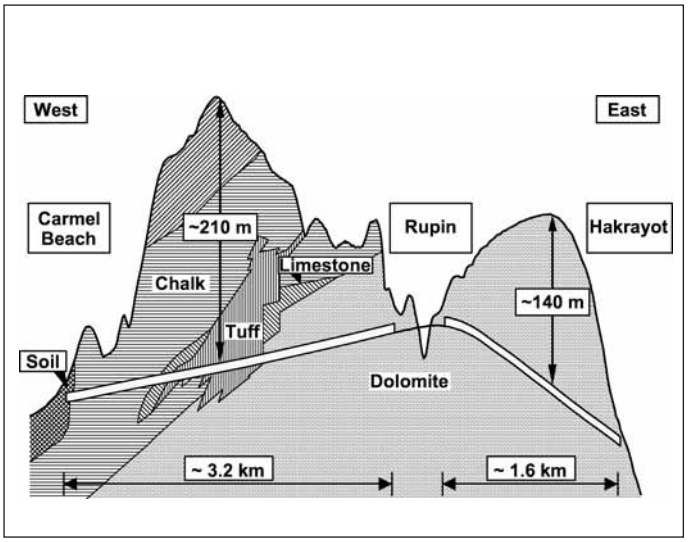
4.2 Tunely Carmel

Tunel Carmel v Haifě se plánoval a byl budován systémem PPP. Firma WBI zpracovala projekt a soutěžní podmínky a hrála hlavní roli ve stavebním dozoru.

Tunel se skládá ze dvou trub, každé (obr. 25) se dvěma dopravními pruhy a spojuje pobřeží s východní částí Haify. Uprostřed je tento 4,8 km dlouhý tunel rozdělen na dvě části mimoúrovňovou křižovatkou Rupin (obr. 26).

Větší část tunelu leží v dolomitech. Kratší úseky na západě procházejí křídou, vápenci a tufy (obr. 26).

Na západním portálu u křižovatky Rupin měly tunelové trouby zvláště velké rozpětí. Zde byla ražba kaloty dále rozdělena do 3 dílčích ražeb (obr. 28 a 29). Ostění ze stříkaného betonu mělo v tomto úseku tloušťku 35 cm a bylo vyztuženo 2 vrstvami sítí a ocelovými vlákny. Jako dodatečné vystrojení se prováděly radiální kotvy.



Obr. 26 Tunely Carmel, geotechnický podélný řez (Wittke, 2007b)
Fig. 26 Carmel Tunnels, geotechnical longitudinal section (Wittke, 2007b)

dinal direction from the completely unsupported vault towards the non-excavated rock. Vault excavation with a temporary invert was followed by the excavation of the bank and invert (Figs. 11 and 12).

3D-FE stability analyses were carried out for the area near the North-Western portal (Fig. 13). The predicted and monitored horizontal displacements resulting from vault excavation and from excavation of the complete cross section are shown on Figure 14.

An important design detail is the connection of the shotcrete membrane of the vault to the temporary invert, which must be rounded to avoid too large bending moments in this area. Details of the reinforcement and the steel sets in this area, before and after removal of the temporary invert, are shown on Fig. 15.

3.4 Light Train tunnel underneath Stuttgart airport

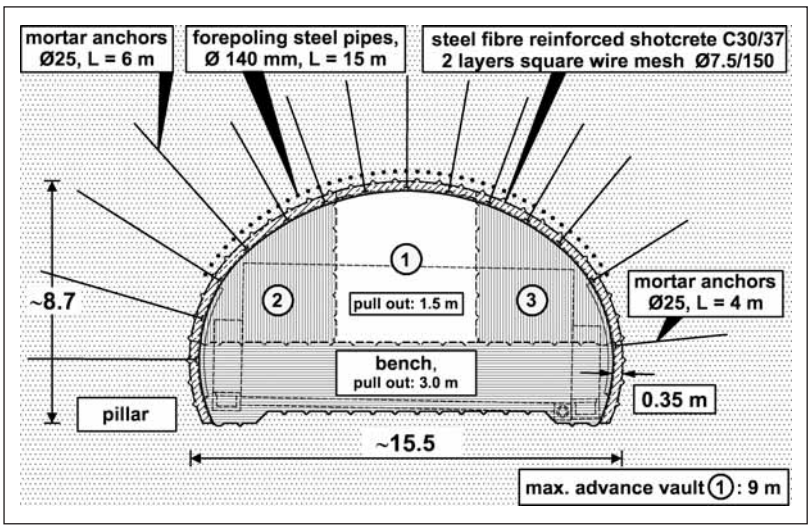
An areal photograph of the Stuttgart airport shows the alignement of the tunnel for the light train connecting the station Stuttgart airport with the village of Bernhausen (Fig. 16). This tunnel is also located in the mudstone of the Black Jurassic formation Lias α (Fig. 17). On top of these layers, which were already shown in figure 5, a member of the Lias α formation is located, which consists to 60 % of lime-sandstone which is much more permeable than the underlying mudstone. Underneath the runway, a layer of Filderloam and completely weathered claystone is located. The groundwater table is located near to the ground surface (Fig. 17). Because no lowering of the groundwater table was allowed for, the gradient of the tunnel was selected in a way that it is located over a long section in the low permeable mudstone. Transient seepage analyses have shown that in the latter area the shotcrete lined tunnel with an open temporary face only leads to minor lowering of the groundwater table, if at all.

In the area of the highly permeable lime-sandstones, advanced grouting was carried out from the tunnel to reduce the permeability in this rock to an admissible level.

The tunnel was designed with a circular cross-section in order to enable the design of a 35 cm thick shotcrete lining against the water pressure of nearly 3 bars (Fig. 18). The internal final lining consists of reinforced concrete.

Full face excavation with a staggered face and closing of the invert after only 5 m has been carried out (figs. 19 and 20). The tunnel was succesfully completed with subsidence of ≤ 8 mm and zero lowering of the groundwater table (Wittke et al, 2002 and Wittke, 1990).

Obr. 27 Tunely Carmel, portál Hakrayot (Wittke, 2008)
Fig. 27 Carmel Tunnels, Hakrayot Portal (Wittke, 2008)



Obr. 28 Tunely Carmel – ražba a zajištění výrubu v třídě 6A-7 (Wittke, 2008)
Fig. 28 Carmel Tunnels – excavation and support class 6A-7 (Wittke, 2008)

Obr. 29 Tunely Carmel, portál Rupin východ, ražba kaloty (Wittke, 2007b)
Fig. 29 Carmel Tunnels, Portal Rupin East, vault excavation (Wittke, 2007b)

V blízkosti portálů se provádělo hnané pažení, stabilizující oblast prací (obr. 28, 29).

Specialitou tunelu Carmel je to, že se v něm neprovádělo žádné vnitřní železobetonové ostění a že vrstva stříkaného betonu se považuje za definitivní ostění. To vedlo k velmi úsporné konstrukci. Stavba byla dokončena v plánovaném čase a cena se vešla do očekávaného rozpočtu (Wittke, 2008 a Wittke a kol. 2007).

4.3 Tunel Limburg pro vysokorychlostní železniční trať

Limburský tunel je jedním z 24 dvoukolejných tunelů na trati vysokorychlostní železnice z Kolína nad Rýnem do Frankfurtu (obr. 30).

Velkým problémem bylo podejití automatizovaného skladu firmy TetraPack (obr. 31). Tento sklad byl založen na třetihorních jílech. Tunel zde prochází zcela rozloženými jílovitými břidlicemi. Vzdálenost mezi základy a vrcholem tunelu je 11,7 m (obr. 31).

Tunel byl ražen sekvenční metodou, se dvěma bočními štolami, prováděnými v předstihu před ražbou kaloty, poté následovala ražba opěří a spodní klenby. Výrub byl zajištěn stříkaným betonem

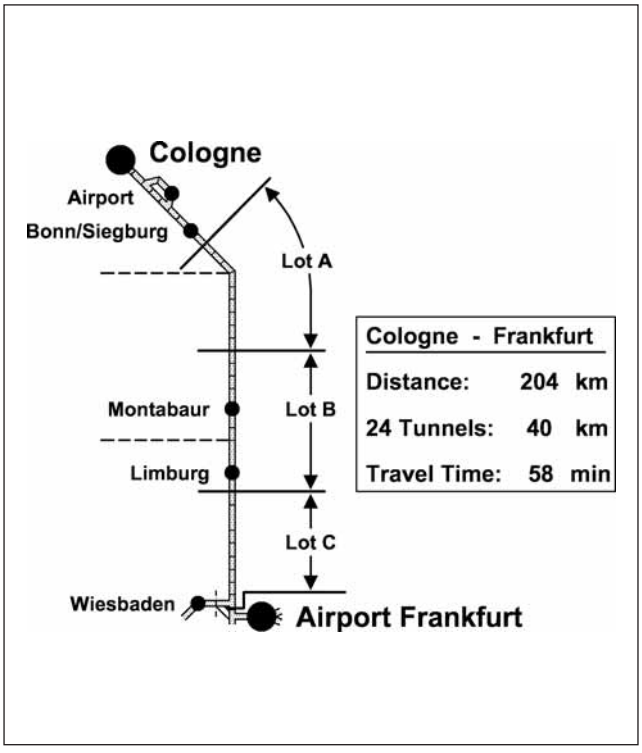
4. OTHER CASE HISTORIES OF NATM DRIVEN TUNNELS

4.1 Road Tunnel Hahnerberger Street

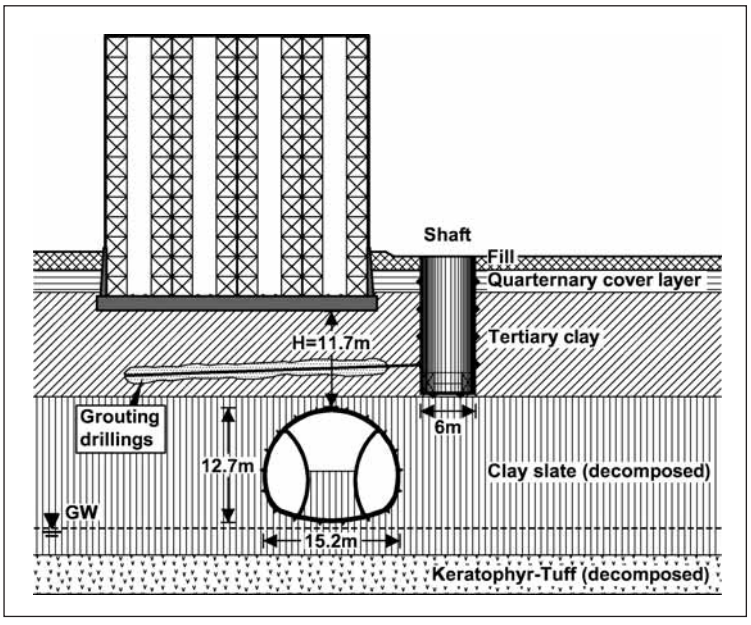
The 6-lane highway tunnel underneath the Hahneberger Street and buildings has been a challenge for design and construction (Fig. 21). The overburden amounts to 10 m and the cover of sandstone and siltstone results to only 8 m. The groundwater level is located approx. at the roof of the tunnel. Since the tunnel had to be excavated according to the mining method, a very shallow vault had to be designed. The radius of the invert was selected large and the thickness of the internal lining was correspondingly increased in order to design the lining for groundwater pressure with acceptable amount of reinforcement. The span of the two tunnel tubes is very large.

Since the distance between the two tunnel tubes amounts to only 1.2 m, the rock in this area had to be replaced by a pillar of reinforced concrete. This pillar was constructed in a central tunnel, which was excavated before the construction of the main tunnels started (Fig. 22).

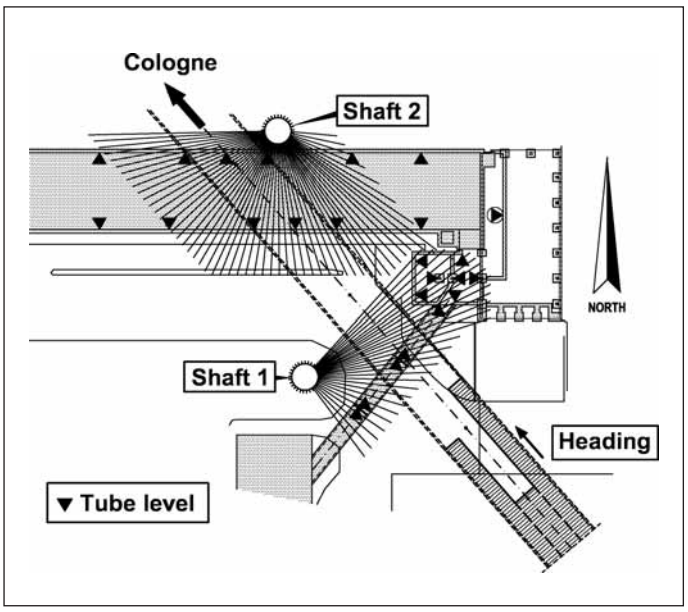
Construction was carried out according to the NATM in steps beginning with the sidewall tunnel (steps 1 and 2 in Fig. 23) and followed by vault, bench and invert excavation (steps 3a/3b/4/5 in fig. 23). Excavation and support of the second main tunnel tube was carried out afterwards, following the same sequence of



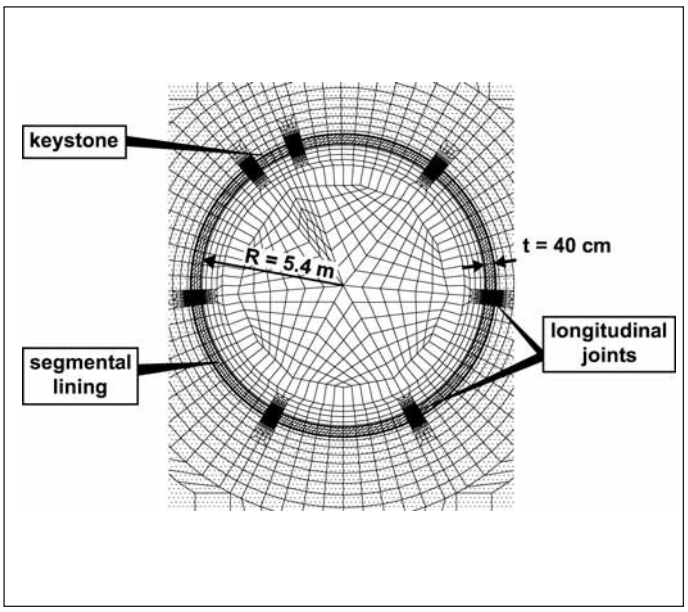
Obr. 30 Vysokorychlostní železniční trať Kolín na Rýnem – Frankfurt
Fig. 30 High-Speed Railway Line Cologne – Frankfurt



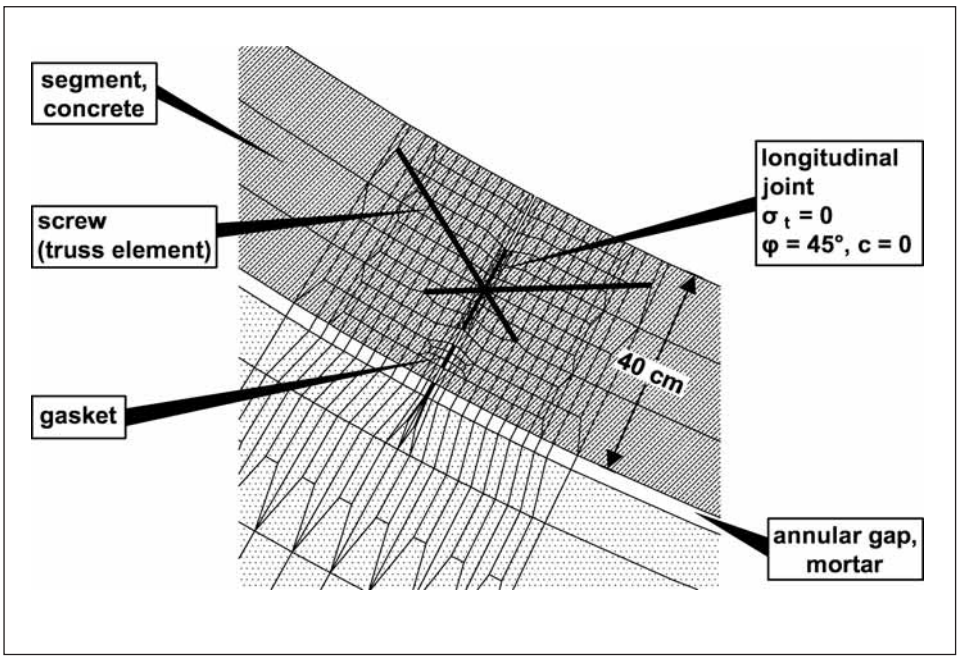
Obr. 31 Tunel Limburg, kompenzační injektáž (Wittke, 2009)
Fig. 31 Tunnel Limburg, compensation grouting (Wittke, 2009)



Obr. 32 Tunel Limburg, podcházení skladu, kompenzační injektáž (Wittke, 2009) – (Wittke a kol., 2006)
Fig. 32 Tunel Limburg, undercrossing of warehouse, compensation grouting (Wittke, 2009) – (Wittke et al, 2006)



Obr. 33 Ražba strojem TBM, návrh skládaného ostění, příklad pro síť konečných prvků, detail tunelu (Wittke a kol., 2007a)
Fig. 33 TBM heading, segmental lining design, example for FE-mesh, detail tunnel (Wittke et al, 2007a)



Obr. 34 Ražba strojem TBM, návrh skládaného ostění, příklad pro síť konečných prvků, detail spáry (Wittke a kol., 2007a)
Fig. 34 TBM heading, segmental lining design, example for FE-mesh, detail joint (Wittke et al, 2007a)

a kotvami. Z důvodu velmi malého přípustného sedání se prováděla kompenzační injektáž (obr. 31, 32). Ze dvou vertikálních šachet vybudovaných v blízkosti budov se ještě, než k tomuto místo dorazilo čelo ražby, prováděly dva vějíře vodorovných vrtů.

5. RAŽBA TUNELŮ STROJI TBM

5.1 Návrh skládaného ostění

Při návrhu skládaných ostění se autoři drží stejné koncepce, jaká byla popsána výše. Následně jsou načrtnuty některé detaily týkající se analýz stability na základě metody MKP. Síť konečných prvků pro typický příklad ostění z dílců, složeného z 6 normálních dílců a 1 zámkového dílce, je uvedena na obr. 33.

Zvláštní pozornost by se měla věnovat diskretizaci pracovních spár mezi sousedními dílci, včetně styčné plochy mezi dílci, těsnicím

excavation and support (Figures 23 and 24). Rock excavation was carried out by smooth blasting, because excavation by road header and chisel respectively in the central tunnel, which was carried out for comparison, was not acceptable for the people living in the adjacent buildings.

4.2 Carmel Tunnels

The Carmel Tunnel in Haifa was planned and constructed as a PPP-Project. WBI prepared the design and tender and played a main role in site supervision.

The tunnel consists of two tubes with two lanes each (Fig. 25) and connects the coast and the Eastern part of Haifa. In the center, the Rupin Interchange separates this 4.8 km long tunnel into two parts (Fig. 26).

A major part of the tunnel is located in Dolomite. Shorter sections in the West intersect chalk, limestone and Tuff (Fig. 26).

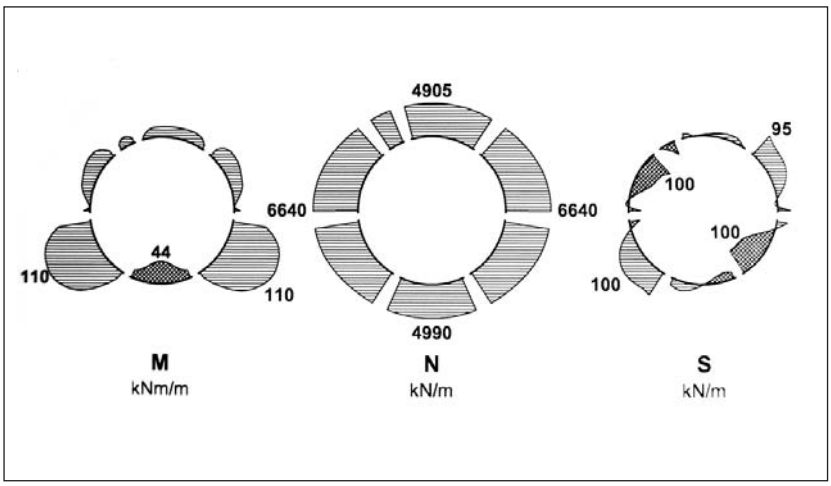
At the western portal of the Rupin Interchange, the tunnel tubes had an especially wide span. Here, the vault excavation was subdivided into 3 steps (Fig. 28, 29). The shotcrete lining within this section had a thickness of 35 cm and was reinforced by 2 layers of steel wire mesh and by steel fibres. Radial anchors were installed as additional support. Near the portals forepoling was carried out to stabilize the working area (Figs. 28, 29).

A speciality of the Carmel tunnel is that no internal reinforced concrete lining has been installed and that the shotcrete membrane is considered as permanent support. This has lead to a very economic construction. Construction was completed within the planned time, and the cost remained within the anticipated budget (Wittke, 2008 and Wittke et al. 2007).

4.3 Highspeed railway tunnel Limburg

The Limburger Tunnel is one of the 24 two-track tunnels of the High-Speed Railway Line from Cologne to Frankfort (Fig. 30).

A challenge was the undercrossing of the automated warehou-



Obr. 35 Ražba strojem TBM, návrh skládaného ostění, analýzy konečných prvků, příklady výsledných napětí (Wittke a kol., 2007a)
Fig. 35 TBM heading, segmental lining design, FE-analyses, examples stress resultants (Wittke et al, 2007a)

páskům a šroubům, které jsou modelovány pomocí příhradových prvků (obr. 34). V síti konečných prvků by se měla diskretizovat i výplňová injektáž za ostění. Předpínání těsnicích pásků a šroubů se dá pomocí našeho programu konečných prvků FEST03 simulovat tak, aby se simulace blížila realitě (Wittke, 2000 a Wittke a kol., 2007a).

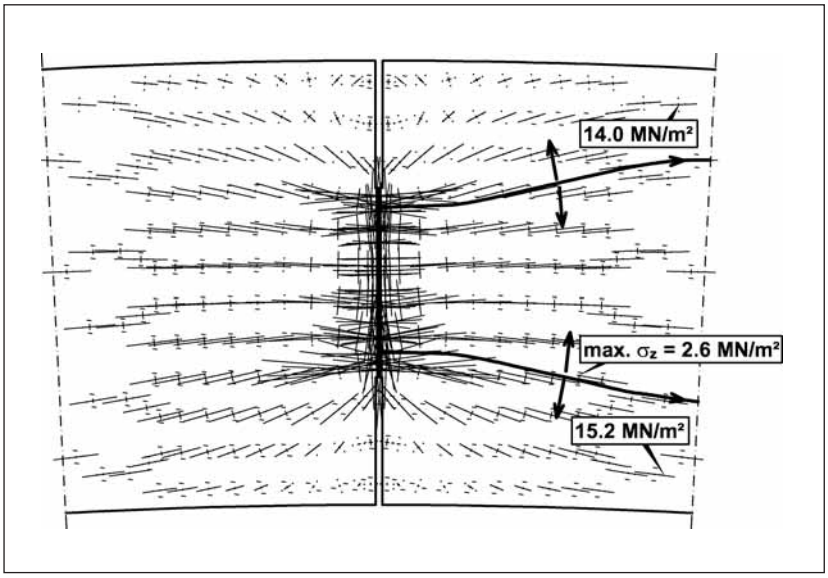
Jako typické příklady výsledků jsou na obr. 35 a 36 ukázány výslednice napětí ve skládaném ostění a podrobné pole napětí v oblasti podélných spár mezi dílci.

Aby se získal lepší náhled na napětí a potřebnou rozdělovací výztuž, mělo by se stavění prstence skládaného ostění a jeho zatížení hydraulickými písty při ražbě simulovat i v analýze konečných prvků (obr. 37) (Wittke a kol., 2007a).

5.2 Některé důležité aspekty strojní ražby v rozpukané hornině

5.2.1 TBM bez štítu

TBM bez štítu (obr. 38) má široký rozsah použití ve skalních horninách. Ve středně pevných horninách se musí prozkoumávat zatížení horniny v blízkosti obrysu výrubu silami rozpěrných válců. Síly rozpěrných válců působící na stěny výrubu mohou, v případě že se překročí pevnost horniny v tlaku, vést k prýskání. Mohou dále



Obr. 36 Ražba strojem TBM, návrh skládaného ostění, analýzy konečných prvků, hlavní normálová napětí v okolí podélné spáry (Wittke a kol., 2007a)
Fig. 36 TBM heading, segmental lining design, FE-analyses, principal normal stresses near to longitudinal joint (Wittke et al, 2007a)

se of the firm TetraPack (Fig. 31). This warehouse was founded on a raft foundation on tertiary clay. The tunnel is located in completely decomposed clay slate. The distance between the foundation and the tunnel roof amounts to 11.7 m (Fig. 31).

The tunnel was sequentially excavated with 2 sidewall tunnels advancing the excavation of the crown, which again was followed by bench and invert excavation. Support consisted of shotcrete and anchors. Because of the very low allowable subsidence, compensation grouting was carried out (Figs. 31, 32). Two fans of horizontal drillholes were constructed from two vertical shafts adjacent to the building, before tunnel heading arrived.

5. TBM TUNNELING

5.1 Design of segmental lining

For the design of segmental linings, the authors follow the same concept as outlined before. Subsequently, some details with regards to stability analyses on the basis of FE-method are outlined. For the exemplary case of a segmental ring consisting of 6 normal segments and 1 keystone, the selected FE-mesh is represented in Fig. 33.

Special attention should be paid to the discretization of the longitudinal construction joints between the adjacent segments, including the contact surface between the segments, the gasket and the screws, which are modelled with truss elements (Fig. 34). Also, the annular gap grout should be separately discretized in the FE-mesh. The pre-stressing of the gaskets and of the screws can be simulated closely to reality with our FE-program FEST03 (Wittke, 2000 and Wittke et al, 2007a).

As exemplary results, the stress resultants in the segmental lining and the detailed stress field in the area of the longitudinal joints between segments are represented in Figures 35 and 36.

The installation of the segmental ring and the loading by the jacks during heading should also be simulated in a FE-analysis in order to obtain a better insight into the stresses and the required tensile splitting reinforcement (Fig. 37) (Wittke et al, 2007a).

5.2 Some important aspects for machine tunneling in jointed rock

5.2.1 Gripper TBM

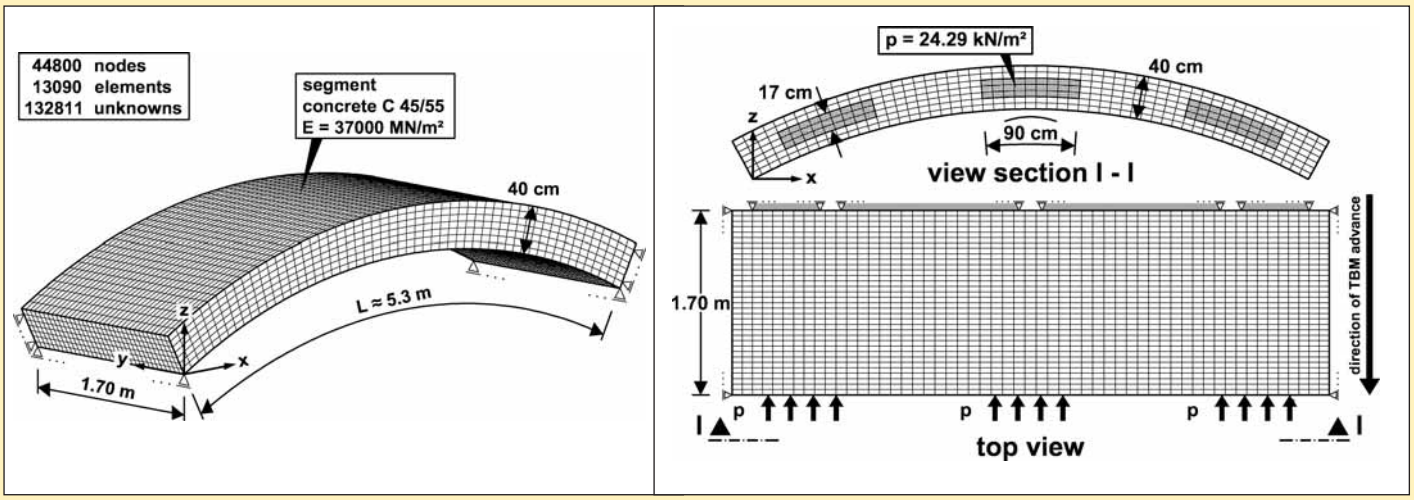
A Gripper-TBM (Fig. 38) has a wide range of application in hard rocks. In rocks with medium strength, it is necessary to investigate the loading of the rock adjacent to the tunnel contour by the gripper forces. The gripper forces applied to the tunnel walls may lead to spalling in case the compressive strength of the rock is exceeded. They may furthermore lead to tension and instabilities above the tunnel roof and to corresponding problems during tunnel driving (Figs. 39 and 40). (Wittke et al, 2007a)

5.2.2 TBM with shield

Grouting of annular gap

For shield tunneling with segmental lining, the grouting of the annular gap at the tail skin requires special attention. The applied grouting pressure and the properties of the grout have to be selected in a way that the grout does not flow along the steering gap towards the temporary face, and on the other hand, it must be guarranteed that the annular gap is completely grouted (fig. 41) (Wittke et al, 2007a).

Major difficulties may arise, if the temporary face and the unsupported opening around the shield are not stable, which may happen in a sedimentary rock of the type shown in fig. 43. The consequences are excess excavation and possibly insufficient grouting of the annular gap (fig. 42). This again leads to extremely unfavorable loading of the segmental ring and to corresponding damages (Fig. 44) (Wittke et al, 2007a).



Obr. 37 Ražba strojem TBM, návrh skládaného ostění, síť konečných prvků ukazující napětí v okolí spár příčných na osu tunelu (Wittke a kol., 2007a)
Fig. 37 TBM heading, segmental lining design, FE-mesh for proof of tension around joints across tunnel axis (Wittke et al, 2007a)

vést k pnutí a nestabilitě nad stropem tunelu a k odpovídajícím problémům v průběhu ražby (obr. 39 a 40) (Wittke a kol., 2007a).

5.2.2 TBM se štítem

Výplňová injektáž za ostění

Při ražbě tunelů se skládaným ostěním při použití štítu se vyžaduje věnování zvláštní pozornosti vyplnění prstencové mezery za koncovým štítem injektáží. Použitý injektážní tlak a vlastnosti injektážní směsi se musí zvolit tak, aby směs netekla mezerou potřebnou pro řízení štítu směrem k dočasnému čelu výrubu a přitom musí být zaručeno, aby byl prstenec mezi horninou a ostěním směsí kompletně vyplněn (obr. 41) (Wittke a kol., 2007a).

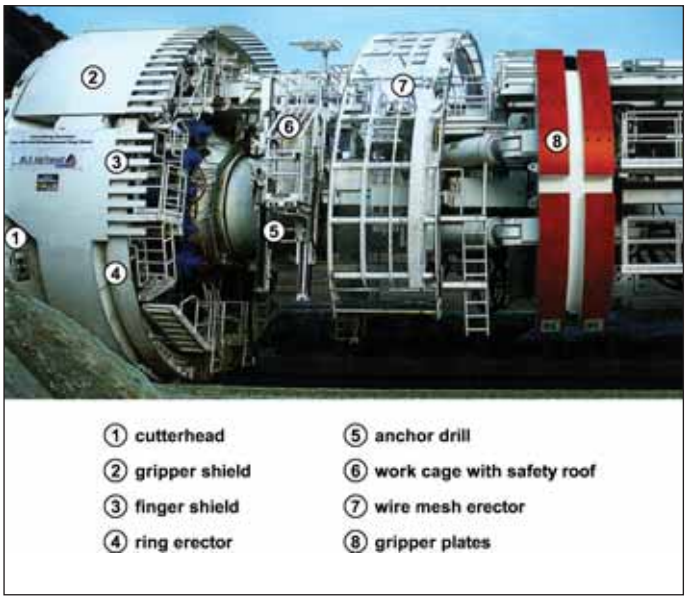
Velké potíže mohou nastat, když dočasné čelo ražby a nezajištěný výrub kolem štítu nejsou stabilní, což se může stát v sedimentární hornině typu ukázaného na obr. 43. Následkem je nadbytečný výrub a možná nedostatečné zainjektování prstencového prostoru za ostěním (obr. 42). To opět vede k extrémně nepříznivému zatížení prstence skládaného ostění a odpovídajícím škodám (obr. 44) (Wittke a kol., 2007a).

Zeminový štít EPB, zlepšování horniny

Ve výše popisovaných příkladech je zapotřebí stabilizovat dočasné čelo výrubu a s tím i výrub kolem štítu. Často se doporučuje, aby se této stabilizace dosáhlo pomocí zeminového štítu EPB (obr. 45).

Toto však je možné, pouze pokud se dá hornina přeměnit na bahno s přiměřenou velikostí zrn (Maidl, 1995).

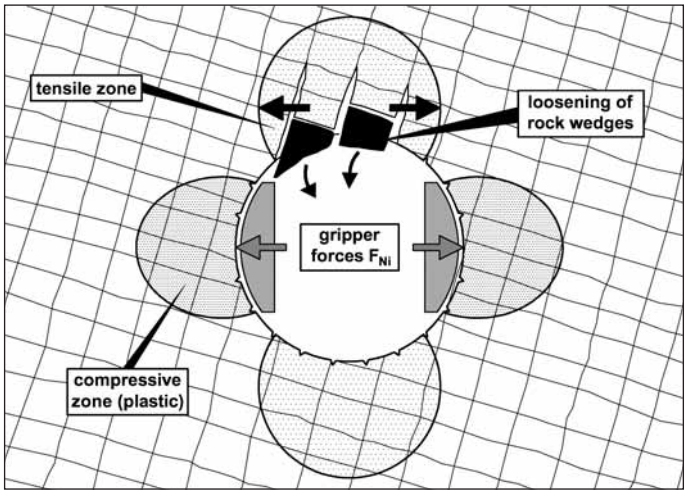
Často se přehlíží fakt, že hornina se vždy nedá na bahno přeměnit. Na obr. 46 nahoře je jako příklad uveden výsledek úspěšné zkoušky u vyluhovaného keuperského sádrovce. Odpovídající zkouška pro slín zjistila, že přeměna na bahno není u tohoto typu horniny možná



Obr. 38 Stroj TBM bez štítu (Herrenknecht AG)
Fig. 38 Gripper-TBM (Herrenknecht AG)

EPB shield machine, conditioning of rock

In above described cases, stabilization of the temporary face and thus the opening around the shield is required. It is often



Obr. 39 Klíny v hornině vytvořené tlakem rozpěrných válců (Wittke a kol., 2007a)
Fig. 39 Rock wedges due to gripper forces (Wittke et al, 2007a)

Obr. 40 Vodovodní přivaděč Misicuni, ražba v silně rozpukané hornině (Wittke a kol., 2007a)
Fig. 40 Water transmission tunnel Misicuni, excavation in heavily fractured rock (Wittke et al, 2007a)

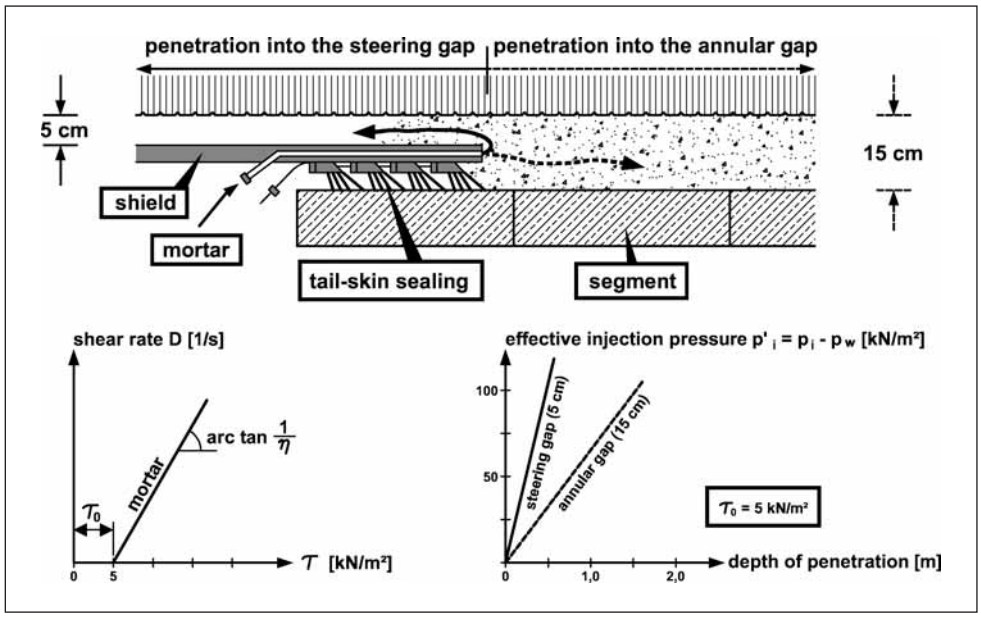
(obr. 46 dole). Mezitím autoři vyvinuli přesnější zkušební postup, který umožňuje zkoušení bližší realitě (Wittke a kol., 2007a).

Zeminový štít EPB, rotace štítu

Na rozdíl od zeminy, kde je mezera potřebná pro řízení štítu normálně uzavřená a tření působí po celém obvodu pláště štítu, ve skalních horninách, jak bylo uvedeno výše, může tato mezera zůstat otevřená, takže třecí síly se mohou přenášet ze štítu na horninu pouze na přímce vedoucí po dně tunelu, kde je plášť štítu v kontaktu s horninou. Působící moment se v těchto případech dá kompenzovat pouze momentem odporu, který vzniká v důsledku tohoto tření štítu a nakloněním přítlačných lisů. Proto může být rotace štítu ve skalních horninách problémem, který vyžaduje zvláštní pozornost (Wittke a kol., 2007a).

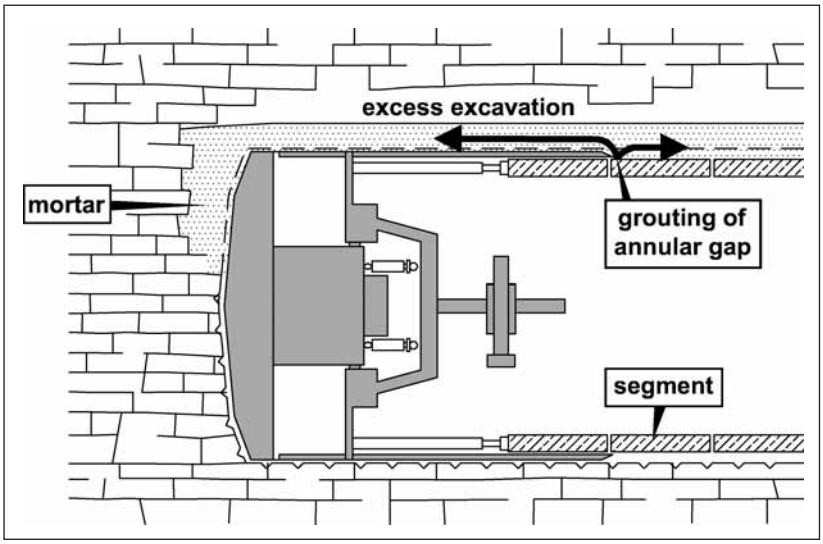
6. HLOUBENÍ ŠACHET

Autoři se zúčastnili řady případů hloubení šachet v zeminách a skalních horninách. Jedním z posledních případů bylo protlačování potrubí v přístavu na řece



Obr. 41 Ražba strojem TBM se štítem, injektáž prstencového prostoru, obrys výrubu víceméně stabilní (Wittke a kol., 2007a)

Fig. 41 TBM-heading with shield machine, grouting of annular gap, rock contour more or less stable (Wittke et al, 2007a)

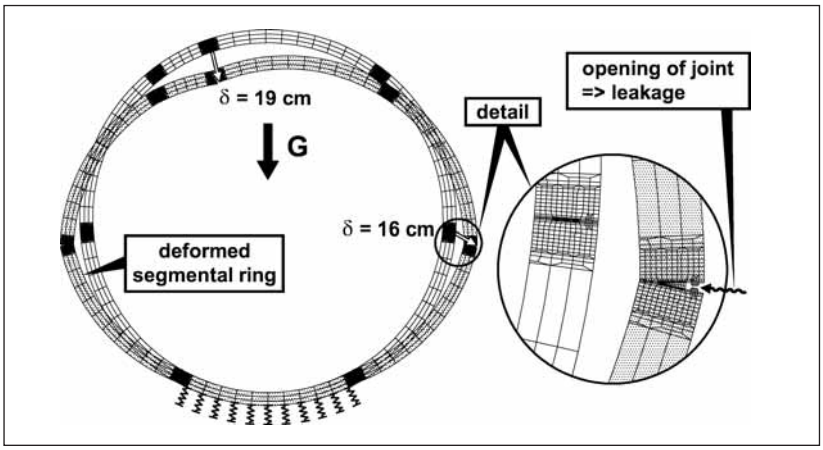


Obr. 42 Ražba strojem TBM se štítem, obrys výrubu nestabilní, únik injekční směsi směrem k dočasnému čelu výrubu (Wittke a kol., 2007a)

Fig. 42 TBM-heading with shield machine, rock contour not stable, escape of grout towards temporary face (Wittke et al, 2007a)

Obr. 43 Dočasné čelo výrubu, Stubensandstein, potřebné zajištění (Wittke a kol., 2009)

Fig. 43 Temporary face, Stubensandstein, support required (Wittke et al, 2009)



Obr. 44 Deformace prstence skládaného ostění dotýkajícího se výrubu pouze v jeho dně (Wittke a kol., 2007a)

Fig. 44 Deformation of segmental ring solely bedded at the invert (Wittke et al, 2007a)

recommended to achieve this stabilization with the aid of an EPB shield machine (Fig. 45).

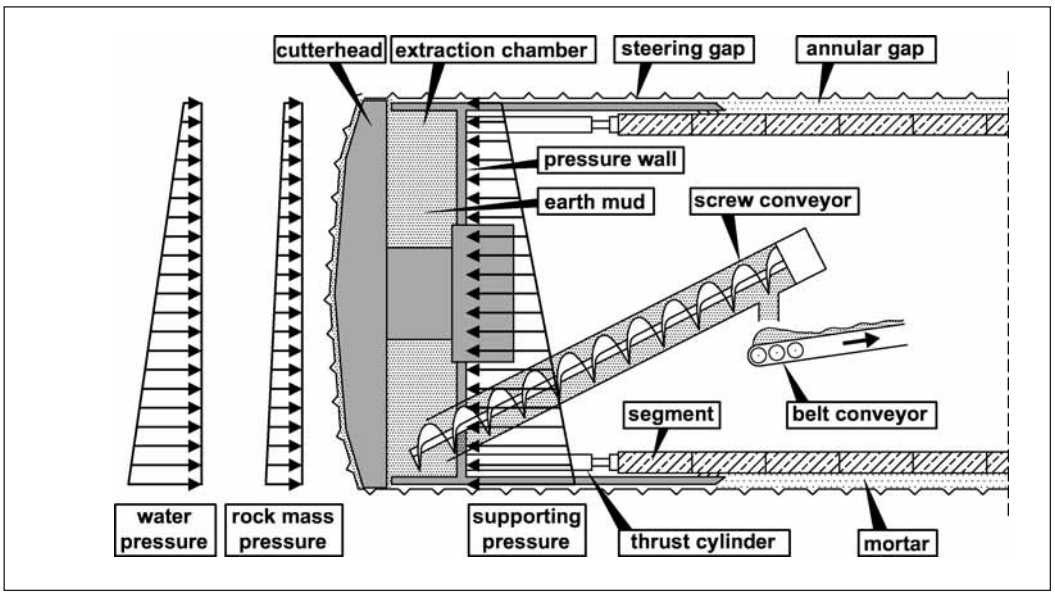
This is, however, only feasible, if the rock can be transferred to a mud with suitable grain sizes.(Maidl, 1995).

It is often overlooked that rock cannot in all cases be transferred into a mud. A simplified qualitative test to investigate this issue has been divelopped by WBI. As an example, the result of a succesful test for a leached Gypsum Keuper is shown in Fig. 46, top. A corresponding test on a Marl reveiled that mudification is not feasible for this type of rock (Fig. 46 bottom). In the meantime, the authors have developped a more refined testing procedure, which allows

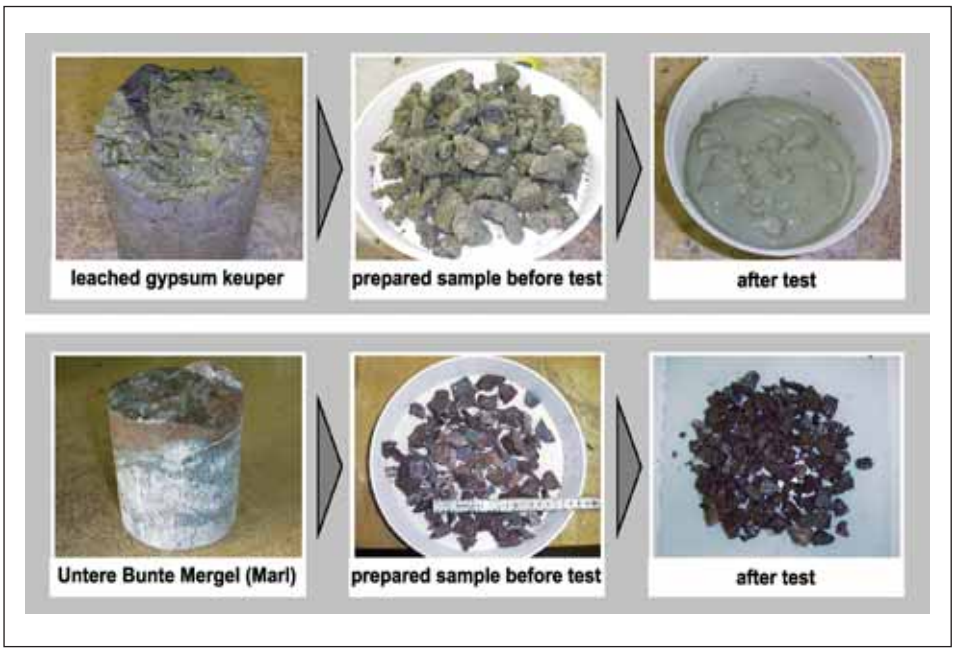
Neckar ve Stuttgartu, které bylo spojeno i s výstavbou 10 šachet v poměrně měkké hornině, pod hladinou podzemní vody (obr. 47 a 48).

Práce byly zahájeny budováním štětovnicové stěny v přípovrchových štěrcích. Ve větších hloubkách, v podmínkách mírně zlepšených horninových poměrů, byly jako zajištění používány vyztužený stříkaný beton a kotvy (obr. 49 a 50).

Dosti hluboká větrací šachta se v současné době hloubí pro 3 km dlouhý dálniční tunel Jagdberg procházející pod horou Jagdberg. Tunel má dvě trouby, každou se třemi jízdními pruhy. Šachta o průměru 8 m prochází vrstvami vrchního, středního a spodního „Muschelkalku“ a vrstvami středního a vrchního Rötu (obr. 51). Hloubení a zajištění výrubu se provádí metodou stříkaného



Obr. 45 Princip zeminového štítu EPB (Wittke a kol., 2007a)
Fig. 45 Principle EPB-machine (Wittke et al, 2007a)



Obr. 46 Příklady výsledků předběžných zkoušek zlepšování drcené horniny (Wittke a kol., 2007a)
Fig. 46 Exemplary results of preliminary conditioning tests on crushed rock (Wittke et al, 2007a)

for a testing closer to reality (Wittke et al, 2007a.)

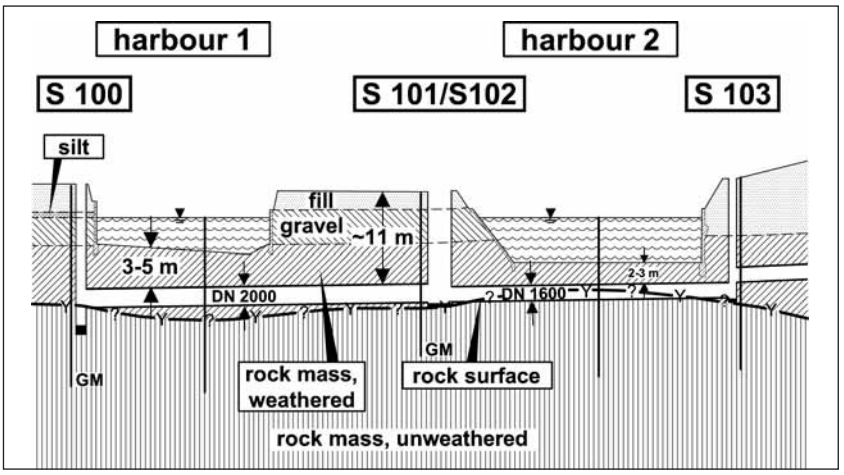
EPB shield machine, rotation of shield

Deviating from a soil, in which the steering gap is normally closed and friction is efficient around the whole shield mantle, in rock, as mentioned before, the steering gap may remain open so that frictional forces can only be transmitted from the shield to the ground along a line at the invert where the shield mantle has contact to the ground. The acting moment in such cases can only be compensated by the resisting moments resulting from the shield friction and from the inclination of the thrust cylinders. Therefore, in rock, rotation of the shield may be a problem that requires special attention (Wittke et al, 2007a).

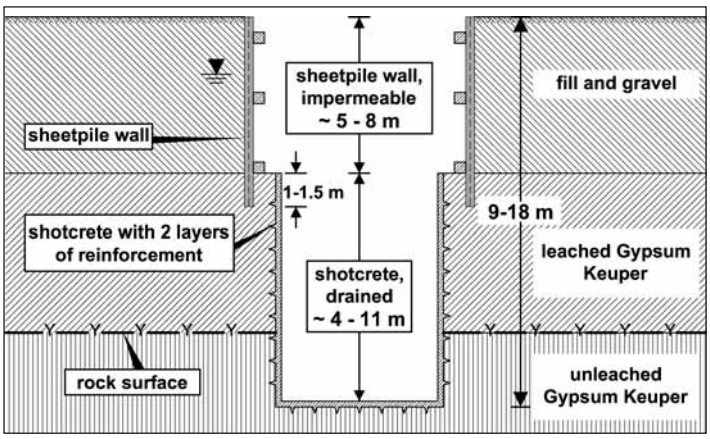
6. SHAFT SINKING

The authors have been involved in a number of projects for shaft sinking in soil and rock. One of the recent projects was a large pipe jacking job in the

Obr. 47 Letecká fotografie přístavu na řece Neckar, Stuttgart
Fig. 47 Aerial photograph Neckarharbour, Stuttgart

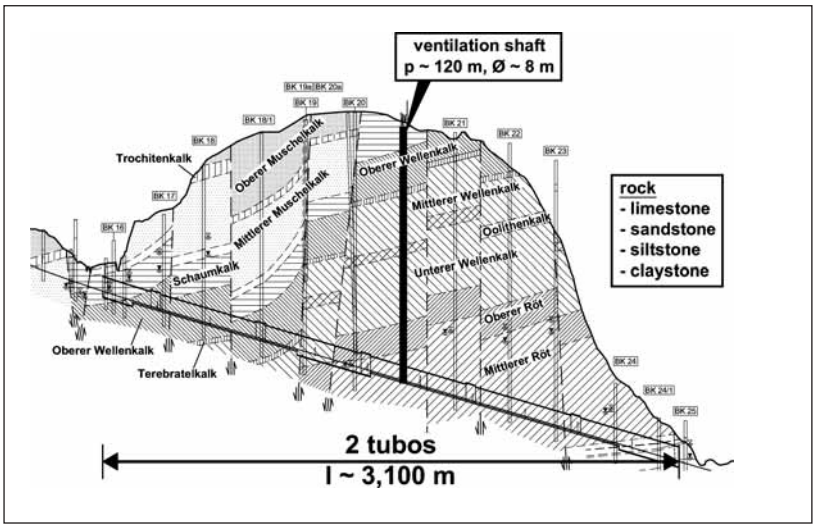


Obr. 48 Šachty a tunely pod přístavem na řece Neckar, geologický řez (Erichsen a kol., 2006)
Fig. 48 Shafts and tunnel underneath the Neckarharbour, geological profile (Erichsen et al, 2006)



Obr. 49 Výstroj šachty (Erichsen a kol., 2006)
Fig. 49 Shaft support (Erichsen et al, 2006)

Obr. 50 Šachta, montáž výztuže do stříkaného betonu
Fig. 50 Shaft, installation of the reinforcement for the shotcrete



← *Obr. 51 Tunel Jagdberg, geologický řez*
← *Fig. 51 Tunnel Jagdberg, geological profile*

betonu. Zajištění stěn šachty je prováděno pomocí stříkaného betonu a kotvení.

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. WALTER WITTKE,
wbi@wbionline.de, WBI GmbH

Neckar harbour of the city of Stuttgart, which was combined with the construction of 10 shafts in comparatively soft ground underneath the groundwater table (Figs. 47 and 48).

The construction was carried out by sheetpiling in the surface near gravels and at deeper elevations under slightly improved ground conditions, reinforced shotcrete and anchors were used as support (Figs. 49 and 50).

A rather deep ventilation shaft is presently sunk for the 3 km long motorway tunnel Jagdberg underneath the Jagdberg mountain. The tunnel consists of 2 tubes with 3 traffic lanes each. The shaft with a diameter of 8 m crosses the upper, middle and lower "Muschelkalk" formation as well as the midlle and upper Röt formation (Fig. 51). Excavation and support is carried out according to the shotcrete method. Support of the shaft walls consists of shotcrete and anchors.

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. WALTER WITTKE,
wbi@wbionline.de, WBI GmbH

LITERATURA / REFERENCES

Brandenburger a Wittke (2007). The Schmücke Tunnel in Thuringia, Geotechnical challenges and their consequences for tunnel construction. Přednáška na konferenci STUVA 2007 v Kolíně nad Rýnem. In: Forschung + Praxis, Ročník 42, Connections by Tunnel. Bauverlag, 2007.
Erichsen a kol. (2006). Die Rohrvortriebe für den Regenüberlaufkanal Neckarhafen. Přednáška na 17. Sympóziu mechaniky hornin a tunelování ve Stuttgartu 2006. In: Geotechnik 2006/2.
Herrenknecht AG: Technical Document (nedatováno; nepublikováno).
Maidl (1995). Erweiterung des Einsatzbereichs von Erddruckschilden durch Konditionierung mit Schaum Technisch-Wissenschaftliche-Mitteilungen des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Nr. 95-4.
Wittke (1990). Rock Mechanics - Theory and Applications with Case Histories. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo, 1990.
Wittke (1997). Geotechnical aspects of the design of shallow bored tunnels in soils and soft rock. Recommendation of the ISSMFE working Committee ERTC 9. Vydal Walter Wittkepro ISSMFE. Ernst & Sohn Vlg, Berlín, 1997.
Wittke (2000). Stability Analysis for Tunnels, Fundamentals. Publication Series "Geotechnical Engineering in Research and Practice, WBI-Print" Vol. 4. Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2000.
Wittke (2009). Conventional tunneling in soft ground in urban areas – risks and chances. Přednáška na Konferenci ITA/WTC 2009 v Budapešti. In: Sborník konference.
Wittke a kol. (2006). New Austrian Tunneling Method (NATM), Stability Analysis and Design. Publication Series "Geotechnical Engineering in Research and Practice, WBI-Print" Vol. 5. Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2006.
Wittke a kol. (2007a). Stability Analysis and Design for Mechanized Tunneling. Publication Series "Geotechnical Engineering in Research and Practice, WBI-Print" Vol. 6. Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2007.
Wittke a kol. (2007b). Planning and Construction of the Carmel Tunnels in Haifa, Israel. Přednáška na konferenci STUVA 2007 v Kolíně nad Rýnem. In: Forschung + Praxis, Vol 42. "Connections by Tunnel". Bauverlag, 2007.
Wittke a kol. (2008). Rock Bolts and Fibre Reinforced Shotcrete, an economic lining for the Carmel tunnels. Přednáška na Izraelské stavební konferenci. Tel Aviv, 2008.
Wittke a kol. (2009). 6th WBI-International Shortcourse Rock Mechanics, Stability and Design of Tunnels and Slopes. Documenty kurzu, nepublikovány. Cáchy, 2009.
Wittke a Züchner (2008). Felsmechanische Eigenschaften des Stuttgarter Baugrunds und ihre Auswirkungen auf den Tunnelbau. Přednáška na 18. Sympoziu mechaniky hornin a tunelování ve Stuttgartu, 2008. In: Geotechnik 2008/2.

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010

UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010

SEKCE 1: NAVRHOVÁNÍ A REALIZACE PODZEMNÍCH STAVEB – KONVENČNÍ TUNELOVÁNÍ A HLOUBENÉ TUNELY

SECTION 1: DESIGN AND IMPLEMENTATION OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS – CONVENTIONAL TUNNELLING AND CUT-AND-COVER TUNNELS

Navrhování a realizace podzemních staveb je náplní dvou sekcí. První se zabývá konvenčním tunelováním a hloubenými tunely, druhá mechanizovaným tunelováním tunelovacími stroji.

V rámci sekce konvenční tunelování a hloubené tunely bylo zpracováno pro konferenci Podzemní stavby 2010 hodně zajímavých příspěvků, z nichž do sborníku bylo vybráno celkem 70 příspěvků od autorů českých, slovenských, německých, rakouských, anglických, italských, tureckých a řeckých. Většina autorů má dlouholeté zkušenosti jak s návrhem, tak s realizací podzemních staveb ať už z projekčních, případně realizačních společností, nebo z firem zabývajících se různými technologiemi souvisejícími s výstavbou podzemních staveb. Řada příspěvků je také od autorů pracujících na různých vědeckých pracovištích, jako jsou univerzity nebo vědecké instituty.

Obecně lze příspěvky rozdělit do několika skupin, z nichž nejpočetnější se věnuje návrhu, přípravě a realizaci silničních tunelů v České republice. Je to zřejmě pochopitelný fakt, protože v poslední době byla realizována řada silničních tunelových staveb přispívajících ke zkvalitnění dopravy v rámci české silniční sítě a významných dopravních uzlů, tj. obchvatů a vnitřních okruhů velkých českých měst.

Vůbec nejpočetnější skupinou jsou příspěvky na téma tunelového komplexu Blanka raženého v Praze, kde samotný soubor těchto tunelových staveb je prováděn v poměrně obtížných podmínkách a ražba tak přinesla řadu problémů a následných opatření, o kterých se jednotliví autoři zmiňují. Všechny nepředpokládané situace výrazně ovlivnily běžný život občanů v Praze. K prezentaci na konferenci byly vybrány dva příspěvky od autorů ze společnosti Satra a Metrostav. První z nich se věnuje ražbě tunelu a druhý vzniklým mimořádným událostem v rámci této stavby, důvodům vzniku a následné likvidaci problémů.

Další významnou stavbou v Praze byla realizace expresního okruhu města a zejména tunelových staveb 513 a 514, kterým bude věnováno na konferenci právem taktéž dostatek prostoru. Autoři zmiňují řadu zajímavých technologií při výstavbě těchto dvou tunelů, kde se ražba obešla bez závažnějších potíží. Tunely na této stavbě jsou již dnes v dokončovací fázi a chystají se do provozu, který by měl být zahájen v říjnu tohoto roku. Příspěvek, který bude prezentován na konferenci, je od autorů ze společnosti IKP, Skanska a Subterra a popisuje optimalizaci technického řešení při provádění tunelů stavby 513, nicméně ve sborníku budou obsaženy i publikace věnující se druhému tunelu této stavby, tedy tunelu 514.

Velmi početnou skupinou jsou taktéž příspěvky věnující se velkému městskému okruhu v Brně, zejména Královopolským tunelům (Tunelům Dobrovského), kde se ani tato stavba neobešla bez potíží při návrhu a ražbě, zejména z důvodu početné zástavby nad těmito tunely. Obecně o této stavbě už bylo mnoho prezentováno na předešlých konferencích, v různých periodikách a i dalších setkáních široké odborné veřejnosti, a tak jsou příspěvky zařazeny pouze do sborníku.

Další příspěvky na téma českých silničních tunelů jsou příspěvek zmiňující tunelové stavby na dálnici D3, příspěvek představující studii proveditelnosti městského tunelu v Českém Krumlově, který by měl výrazně snížit ekologickou zátěž tohoto památkově chráněného města, příspěvek pojednávající o návrhu a realizaci raženého tunelu Prackovice na dálnici D8, který budou autoři ze společností Metrostav, Pragoprojekt a AZ Consult taktéž prezentovat. Poslední prezentovaný příspěvek na téma silničních tunelů v ČR je od autorů z Technické univerzity VŠB v Ostravě na téma zhodnocení výsledků z měření teplot sekundárního ostění na tunelu Klímkovice.

Na téma slovenských silničních tunelů jsou do sborníku zahrnuty příspěvky o návrhu a realizaci tunelů Pol'ana na dálnici D3 v úseku

Design and implementation of underground construction are dealt with in two sections. The first one deals with conventional tunneling and cut-and cover tunnels, the second one focuses on mechanized tunneling and tunneling machines.

A number of interesting contributions have been received by the conventional tunneling and cut-and-cover tunnels section of Underground Constructions 2010 conference. The conference proceedings contain 70 of them – from Czech, Slovak, German, Austrian, English, Italian, Turkish, and Greek authors. Most authors have long-term experience with both design and implementation of underground construction in companies or firms dealing with various technologies relating to underground projects execution. Many contributions have come from authors working at various scientific workplaces including universities or science institutes.

Generally speaking, the contributions can be divided into several groups. The largest one comprises papers on design, preparation, and implementation of road tunnels in the Czech Republic. This is not difficult to understand because a number of tunnel projects that have increased the quality of the Czech road network and important transport nodes (by-pass roads and inner rings in major Czech cities) have been executed over the past few years.

The most popular topic for contributions is the Blanka tunnel complex in Prague which is constructed under difficult conditions. Its builders had to face a number of problems and come up with many subsequent measures, which are described by individual authors, in order to compensate for unforeseen situations that significantly influenced everyday lives of Prague citizens. Two contributions received from authors from Satra and Metrostav companies have been selected for presentation in the conference. The first one deals with tunnel driving while the second one focuses on extraordinary events that occurred during the construction, reasons for their occurrence, and subsequent elimination of their consequences.

Another major project in the Prague region is the Prague City Ring Road, in particular tunnels No. 513 and 514 on its route. This project will also receive a great deal of attention during the conference. The authors mention a number of interesting technologies which were executed without any serious problems during construction of these two tunnels. The tunnels are currently in the finishing phase and they should be in operation in October of this year. Authors of the contribution, which will be presented during the conference, come from companies IKP, Skanska, and Subterra. Their paper deals with the optimization of technical solutions during the execution of tunnel construction 513, however, the proceedings will also contain the publications dealing with tunnel No. 514.

Another large group of papers deals with the large city circle road in Brno, in particular the Královopolské tunnels (Dobrovského tunnels), which also had to face certain problems due to design and execution phases, in particular due to extensive surface development above the tunnels. This project has received a great deal of attention during previous conferences, in many periodicals, and during other assemblies of the broad professional public. For this reason, these papers are only included in the proceedings.

Other contributions dealing with Czech road tunnels inform about tunnels on the D3 motorway, summarize a feasibility study on a city tunnel in Český Krumlov, which should significantly reduce the environmental burden on this historic town, and report on the design and implementation of Prackovice driven tunnel (on the D8 motorway). These will be presented by their authors from Metrostav, Pragoprojekt, and AZ consulting companies. The last contribution that will be presented on Czech road tunnels has been prepared by authors from VŠB - Technical University of Ostrava. It summarizes the evaluation of secondary lining temperature measurement results from the Klimkovice tunnel.

Svrčinovec–Skalité, pojednání o stavbě druhé tunelové trouby tunelu Horelica taktéž na dálnici D3, tunelech Diel' a Kozí Chrbát na rychlostní komunikaci R1 a příspěvek zmiňující návrh primárního ostění tunelu Šibeník na dálnici D1.

Přistoupíme-li od českých a slovenských silničních tunelů k návrhu a realizaci silničních tunelů v zahraničí, bude na konferenci dostatek příspěvků jak od českých, tak zahraničních autorů. Jedním z velmi zajímavých článků, který bude zároveň prezentován, je článek shrnující závěry z výzkumného projektu na téma vodonepropustné jednoplášťové ostění pro použití silničních tunelů od autorů z federálního dálničního výzkumného institutu a univerzity Bochum v Německu. Dalším neméně zajímavým článkem jistě budou zkušenosti z výstavby silničních tunelů ve Skandinávii od společnosti Skanska, kde jsou zmíněny místní metody ražby a vystrojení tunelu, které jsou kvůli geologickému prostředí podstatně odlišné od těch středoevropských. Autoři ze společnosti D2-Consult uvedou příspěvek na téma ražených tunelů pod Himálajemi v Indii, které projektovali. Poslední dva příspěvky na téma zahraničních silničních tunelů, které se vešly do sborníku, se zaobírají silničním tunelem Laliki – projekt a realizace v Polsku a zkušenostem při výrazném použití injektáží u tunelů ražených na Islandu z důvodů omezení přítoků vody do výrubu.

Další významnou skupinou příspěvků jsou příspěvky zaměřené na železniční tunely a tunely metra.

Na téma železničních tunelů v České republice jsou zpracovány příspěvky autorů ze společnosti Sudop, která téměř výhradně tyto stavby projektuje. Prezentovaným příspěvkem bude pojednání o železničních tunelech na 4. železničním koridoru od Benešova po České Budějovice. Další články na uvedené téma, které jsou zařazeny do sborníku, jsou železniční propojení Ústí nad Orlicí–Choceň, železniční tunely na úseku Blažovice–Nezamyslice, příprava podzemních staveb na 3. železničním koridoru z Prahy do Plzně a v neposlední řadě hloubené tunely na plánované železniční trati Praha–Kladno a řešení přestupního uzlu městské hromadné dopravy Praha–Dejvice, které je navrženo jako podzemní. Posledním pojednáním na toto téma, které bude uveřejněno ve sborníku, je článek o vývoji ocelových bednicích forem PERI pro přestavbu Jablunkovského železničního tunelu.

Co se týče železničních tunelů na Slovensku, tak budou představeny příspěvky na téma přípravy přestavby Bojanovského tunelu, v současnosti nejdelšího tunelu na Slovensku, návrh podzemních stanic Nivy a Centrum v rámci stavby propojení železničních koridorů v Bratislavě, který zároveň autoři ze společnosti ILF, resp. Terraprojekt budou prezentovat.

Mezi železniční tunely ve světě se zařadí článek o tunelu Bibra v Německu a prezentovaný příspěvek od autorů společnosti Mott MacDonald na téma projektu železničního podzemního systému Crossrail v Anglii.

Druhou skupinou v rámci železničních tunelů sekce konvenčního tunelování jsou tunely staveb metra. Zde budou uvedeny ve sborníku příspěvky na téma stanic metra VA v Praze, návrh pažicích konstrukcí metra IVC – 2. etapa v Praze pomocí programu GEO 5 a velmi zajímavé prezentované příspěvky autorů ze společnosti Mott MacDonald o projektu hloubené stanice metra v Quataru v Doha v rámci návrhu nového mezinárodního Quatarského letiště, dále severojižní linky metra v Cologne a s ní spojené nehody v březnu 2009 od prof. Haacka z STUVA Německo a o projektu a realizaci metra v Istanbulu a přístupu k seismickým problémům v rámci této stavby od autorů ze společností Geodeta SpA Řecko a Avrasya Metro Grubu Turecko.

Poslední skupinou jsou příspěvky věnující se projektování a výstavbě kolektorových sítí, kde se ve sborníku objeví příspěvky o projektu kolektoru Revoluční–Dlouhá v Praze, oprava kolektoru C Václavské náměstí a příspěvek na téma kolektor Václavské náměstí – od projektu k realizaci, obojí v Praze.

Ve sborníku se objeví i několik čistě teoretických publikací nebo příspěvků věnujících se určitým technologiím souvisejícím s obsahem této sekce. Tuto skupinu zastupuje prezentací prof. Galler z univerzity Leoben, který pohovoří o praktických zkušenostech z rakouských projektů při použití metody NRTM.

Závěrem lze říci, že v sekci navrhování a realizace podzemních staveb – konvenční tunelování a hloubené tunely v rámci konference Podzemní Stavby 2010 je obsaženo mnoho zajímavých příspěvků z ČR i ze světa a určitě se je na co těšit.

ING. RADKO BUCEK, Ph.D., radko.bucek@mottmac.com,
MOTT MACDONALD, s. r. o.,
ING. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@ikpce.cz,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

The proceedings also contain papers dealing with road tunnels in Slovakia. There is a paper on the design and execution of the Poľana tunnel on the D3 motorway between Svrčinovec and Skalité, a tract on construction of the second tunnel tube of the Horelica tunnel (also on the D3 motorway), information regarding the Diel' and Kozí Chrbát tunnels on the R1 fast highway, and a paper describing the primary lining design for the Šibeník tunnel on the D1 motorway.

Let's leave the Czech and Slovak road tunnels and look at design and implementation of road tunnels abroad. There will be many contributions presented by both Czech and foreign authors during the conference. One of the most interesting papers reports on the conclusions of a research project on watertight single-shell linings for road tunnels prepared by authors from Federal Motorway Research Institute and Bochum University, Germany. Another equally interesting paper summarizes the Skanska company's experience with road tunnel construction in Scandinavia. It describes local methods of driving and supporting structures construction, which differ considerably from those used in Central Europe due to the geological environment. Authors from D2-consult will present their contribution dealing with driven tunnels in the Himalayas, India, which they designed. The last two contributions on foreign road tunnels, which are published in the proceedings, describe construction of the Laliki road tunnel in Poland and the experience of tunnels construction in Iceland where extensive grouting was used to reduce water ingress into the excavation.

Another significant group of contributions comprises those dealing with railway and underground (subway) tunnels.

Contributions on railway tunnels in the Czech Republic have been prepared by authors from the Sudop company – which is nearly the sole designer of these constructions in the country. The presented contribution will deal with railway tunnels on the 4th railway corridor between Benešov and České Budějovice. Other papers from this field, which have been included in the proceedings, deal with the railway link between Ústí nad Orlicí and Choceň, railway tunnels between Blažovice and Nezamyslice, preparation of underground structures on the 3rd railway corridor between Prague and Pilsen, and last, but not least, the cut-and-cover tunnels on the planned railway from Prague to Kladno and the solution for the transfer junction with the public transport in Prague – Dejvice, which is designed as an underground station. The last paper from this group, is on the development of PERI steel shutters for the Jablunkov railway tunnel reconstruction.

As regards the railway tunnels in Slovakia, contributions on the Bojanovský tunnel reconstruction (at present the longest tunnel in Slovakia) and the design of the Nivy and Centrum underground railway stations on the railway corridors link in Bratislava will be presented by the authors from ILF and Terraprojekt respectively.

Foreign railway tunnels will be represented in a contribution on Bibra tunnel in Germany and a paper presented by the authors from Mott MacDonald dealing with Crossrail underground railway system in England.

The second group of railway tunnels within the conventional tunneling section are the underground (subway) tunnels. The proceedings will contain contributions regarding stations on the V.A underground line in Prague, design of sheet-piling structures on operational section IV.C, 2nd phase (Prague) with GEO 5 software, a highly interesting paper a cut-and-cover underground station in Doha, Qatar, which will form part of the planned New Qatar International Airport, presented by the authors from Mott MacDonald the north-south underground line in Cologne and an accident that happened there in March 2009 (by Prof. Haacka from STUVA, Germany) an Istanbul underground project and approach to seismic problems in this territory by authors from Geodeta SpA, Greece, and Avrasya Metro Grubu, Turkey.

The last group of papers focuses on design and construction of collector networks. The proceedings will contain a paper on the Revoluční – Dlouhá (Prague) collector design and construction, a repair of collector C at Wenceslas Square, and a paper entitled Wenceslas Square Collector – From Design to Execution (both from Prague).

The proceedings will also comprise several entirely theoretical submissions dealing with technologies specific to this section. This group will be represented by the presentation of Prof. Galler from Leoben University who will talk about his practical experience with NATM projects in Austria.

In conclusion, it can easily be said that the section Design and Implementation of Underground Constructions – Conventional Tunneling and Cut-and-Cover Tunnels of the Underground Constructions 2010 conference contains many interesting contributions from both the Czech Republic and abroad, and there is a lot to look forward to.

ING. RADKO BUCEK, Ph.D., radko.bucek@mottmac.com,
MOTT MACDONALD, s. r. o.,
ING. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@ikpce.cz,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010

UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010

SEKCE 2: NAVRHOVÁNÍ A REALIZACE PODZEMNÍCH STAVEB – MECHANIZOVANÉ TUNELOVÁNÍ

SECTION 2: DESIGN AND IMPLEMENTATION OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS – MECHANISED TUNNELLING

Příspěvky v sekci č. 2 Mechanizované tunelování, potvrzují skutečnost, že tunelovací stroje jsou stále častěji nasazovány po celém světě na velkých a obtížných projektech. Je to díky jejich výkonnosti (krátké doby výstavby), bezpečnosti (minimální poklesy povrchu, pažené čelo výrubu, práce pod ochranou štítu stroje) a zvyšující se univerzalitě (schopnost razit, či spíše „vyrábět" tunel v různých geotechnických podmínkách). V České republice doba použití moderních tunelovacích strojů teprve nastává. Dá se konstatovat, že české tunelářství za posledních 20 let dohnalo světový vývoj v konvenčních technologiích (NRTM) a nyní nastává doba „dohánění" v oblasti technologií tzv. mechanizovaných.

Při výběru prezentovaných příspěvků byla dána přednost příspěvkům zahraničním, zvláště těm, které se zabývají obecnými aspekty problematiky a úspěšně realizovanými projekty. V úvodní vyzvané přednášce profesor Thewes vysvětluje způsob dělení a výběru tunelovacích strojů v Německu, s ohledem na postup přípravy projektu a s cílem usnadnění výběru správného typu stroje a vysvětluje také názvosloví (TM – Tunnelling Machine, TBM, EPB, Slurry).

Prezentace paní Bappler z firmy Herrenknecht uvádí několik velkých světových projektů s použitím největších strojů a seznamuje s jejich vývojem. Tyto stroje mimo jiné nastavují nové standardy bezpečnosti a výkonnosti při ražbě. Větší bezpečnost mechanizované ražby je dobré si uvědomit také v kontextu několika nedávných mimořádných událostí na tunelech v ČR.

Tunel FINE na německé vysokorychlostní trati je dalším železničním tunelem nové generace, odpovídajícím svým systémovým řešením dvou jednokolejných tunelů evropským zásadám bezpečnosti železničních tunelů (TSI SRT). Kombinace ražby se stabilizací čelby bentonitovou suspenzí a přechod do tzv. otevřené čelby (open face) společně s použitým jednoplášťovým segmentovým ostěním jsou hlavní charakteristiky úspěšného projektu nedaleko našich hranic mezi Erfurtem a Lipskem. Projekt je prezentován panem Pechhackerem z firmy Porr.

Island je známý díky úspěšnému působení firmy Metrostav při obtížné výstavbě silničních tunelů. Projekt hydroelektrárny Kárahnjúkar na severovýchodě ostrova obsahoval přes 70 km tunelů ražených pomocí tunelovacích strojů (TMB). Český inženýr Aris Caravanas se podílel na dozoru provádění těchto tunelů a bude tyto náročné mechanizované ražby prezentovat.

Další příspěvky představují projekt metra v Dilí s rozestavěnými tunely v obrovské délce 30 km s velmi krátkými dobami výstavby a termínem zprovoznění před Commonwealth Games 2010 v říjnu t. r., průchod pilotami základů mostu stojících v trase metra v Shanghaji, možnosti omezení nutných přestávek pro výměnu použitím řezných nástrojů s dlouhou životností, dále efektivní použití chemických přísad pro vytvoření správné konzistence zeminy v čelní komoře EPB stroje, použití drátkobetonu pro segmentová ostění a použití výložníkových fréz do tvrdých hornin.

České a slovenské dopravní tunely na uplatnění mechanizovaných technologií zatím čekají, prezentace se tedy zabývají jejich přípravou v různých stadiích, od studií proveditelnosti až po realizační dokumentaci u nejpokročilejšího projektu prodloužení trasy A pražského metra, jehož výstavba už začala, a ražby pomocí TMB by se měly zahájit v roce 2011. Další projekty zahrnují železniční průchod a silniční obchvat Bratislavy, nové železniční spojení v Praze, zahloubení silniční magistrály v centru Prahy, řešení a problémy železničního tunelu Praha–Beroun a další.

Lze očekávat výrazný nárůst podílu mechanizovaných ražeb v České a Slovenské republice už v tomto desetiletí a konference Podzemní stavby 2010 v sekci č. 2 Mechanizované tunelování umožní českým odborníkům získat základní informace o současném stavu technologie, trendech a významných projektech, jejich problémech a úspěších.

Papers in Section 2 Mechanized Tunneling confirm the increasing rate of the utilization of tunneling machines in large and difficult projects all over the world. The main reasons are their high performance (short construction time), safety (minimum surface settlement, cased excavation face, work under shield protection) and increasing variability (ability to drive or rather "manufacture" tunnels in various geotechnical conditions). In the Czech Republic, the era of modern tunneling machines is imminent. It could be said that the Czech tunneling industry caught the world up in conventional technologies (NATM) during the past 20 years, and now it is time to for the Czech Republic to "catch up" in the area of mechanized technology.

When choosing the contributions for presentation, the foreign ones were preferred – especially those which dealt with general aspects of the technology and described successful projects. In the first lecture, Professor Thewes will explain the method of division and selection of tunnel boring machines in Germany with regard to the advance preparation necessary for each and with the aim of simplifying the choice of the correct equipment type. He will also explain the terminology (TM – Tunneling Machine, TBM, EPB, Slurry).

The presentation of Ms. Bappler from the Herrenknecht Company will provide a list of several major projects executed worldwide with large machines. She will also speak about their development. These machines, among others, set new standards of driving safety and performance. Increased safety of mechanized tunneling needs to be addresses, especially in light of recent extraordinary events concerning tunnels constructed in the Czech Republic.

The FINE tunnel on the German high-speed railway line is another new-generation tunnel that corresponds to the European railway tunnels safety principles (TSI SRT) by its arrangement with two single-track tunnel tubes. The combination of driving with face stabilization by bentonite suspension and the changeover into so called open-face, together with single-shell segment lining usage, are the main characteristics of a successful project between Erfurt and Leipzig near our border. The project will be presented by Mr. Pechhacker from the Porr Company.

Iceland is renowned for the successful activities of the Metrostav company during its construction of road tunnels in difficult conditions. Kárahnjúkar hydroelectric power station project in the north-east of Iceland comprised over 70 km of tunnels driven with tunnel boring machines (TBM). Execution of these tunnels was supervised by Czech engineer Aris Caravanas, who will present this demanding mechanized project.

Other contributions to be presented include:

- An underground project in New Delhi where an abnormal 30 km of tunnels are being constructed under a very short timeline. The system needs to be in operation before the Commonwealth Games 2010 in October of this year,
- Creating a passage through the piles of a bridge foundation which stand in the way of the Shanghai underground,
- Reducing the number of necessary outages by using heavy-duty cutting equipment
- Effective usage of chemicals for achieving the right soil consistency in the front chamber of an EPB machine
- Usage of steel-fibre-reinforced concrete for segment lining
- Usage of cantilever mills in hard rocks.

Since Czech and Slovak tunnels are still waiting for mechanized technology application, several presentations describe various stages of their preparation for upgrade – from feasibility studies to the actual implementation documentation for the most advanced project of the Prague underground line "A" extension, which is already under construction and for which driving with TBM should commence in 2011. Other projects comprise a railway link and road by-pass around Bratislava, a new railway connection in Prague, transfer of the north-south backbone road in the center of Prague to under ground, solutions and issues relating to the Prague – Beroun railway tunnel, and others.

A considerable increase in the amount of mechanized tunneling in both the Czech and Slovak Republics is already predicted to occur during this decade, and the Underground Constructions 2010 conference, Section 2 Mechanized Tunneling will provide the Czech experts with helpful information about current

Zároveň bude jednání sekce možností pro dotazy, výměnu názorů a setkání s autory příspěvků, přednášejícími a dalšími odborníky.

Těšíme se na kvalitní, zajímavé a inspirativní prezentace, vaši aktivní účast v otevřené diskusi, a příjemnou tvůrčí atmosféru jednání naší sekce.

ING. OTAKAR HASÍK, hasik@metroprojekt.cz, METROPROJEKT PRAHA, a. s.,
ING. JIŘÍ SMOLÍK, jsmolik@subterra.cz, SUBTERRA a. s.,
ING. MARTIN SRB, srb@d2-consult.cz, D2 CONSULT PRAGUE, s. r. o.

technological levels, trends, important projects, their problems and achievements. Attendees will also have the opportunity to ask question, exchange opinions and meet the authors of individual contributions, presenters, and other experts.

We are looking forward to high quality, interesting, and inspiring presentations, your active participation in open discussion, and a pleasant and creative atmosphere in our section.

ING. OTAKAR HASÍK, hasik@metroprojekt.cz, METROPROJEKT PRAHA, a. s.,
ING. JIŘÍ SMOLÍK, jsmolik@subterra.cz, SUBTERRA a. s.,
ING. MARTIN SRB, srb@d2-consult.cz, D2 CONSULT PRAGUE, s. r. o.

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010 — UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010

SEKCE 3: MONITORING, ŘÍZENÍ RIZIK, GEOTECHNICKÝ PRŮZKUM
SECTION 3: GEOTECHNICAL INVESTIGATION, MONITORING AND RISK MANAGEMENT

Tématem sekce č. 3 byly inženýrské disciplíny, které mají zajistit poznatky nezbytné pro nejlepší projekt podzemního díla, výběr nejvhodnější technologie ražby a pro volbu takového finančního řízení a organizování stavby, které by zajistilo optimalizaci požadavků na ekonomiku, bezpečnost a splnění technicko-kvalitativních požadavků na provedení a provozování celého díla. Kromě toho byly do sekce zařazeny i příspěvky s tematikou výzkumu a technického rozvoje a nových technologií, pokud bylo jejich zavádění doprovázeno prováděním monitorovacích měření.

Do sekce bylo dodáno celkem 38 příspěvků. Státní příslušnost autorů (resp. autorských kolektivů) je zřejmá z následující tabulky:

Stát	ČR	SR/ČR	ČR/ Rakousko	SR	SRN	Indie	Polsko
Počet příspěvků	25	1	1	2	1	1	1
Stát	**Itálie**	**Rakousko**	**Švédsko**	**USA**	**Chorvatsko**	**Maďarsko/ Francie**	
Počet příspěvků	1	1	1	1	1	1	

Zaměření příspěvků lze ve značné stručnosti charakterizovat následovně:

Převažuje 22 příspěvků zabývajících se buď zcela, či převážně geotechnickým (v tom i geofyzikálním) monitoringem v souvislosti s realizací (případně i provozováním) podzemních staveb. Zaměření, počet i kvalita těchto příspěvků ukazují, že monitoring se stal již integrální součástí realizace i víceméně standardních (lze-li to tak vůbec říci) podzemních staveb. Je to rovněž dáno i skutečností, že nejběžnějším postupem cyklické výstavby je v ČR v současné době NRTM. Nicméně monitoring je nezbytný i při jiných postupech, a to především v intravilánu.

Celkem 7 příspěvků se zabývá buď zcela, nebo alespoň ve své části průzkumem pro návrh a realizaci podzemních staveb. Ukazuje se, že průzkum pro návrh a realizaci podzemní stavby zůstává klasickým úkolem geotechniky a že jsou uplatňovány nové komplexní postupy.

Dále se 6 příspěvků věnuje buď zcela, nebo ve své části rizikům při realizaci podzemní stavby jako i příslušnému řízení rizik. Jde v současnosti o velmi frekventované a závažné téma; svědčí o tom mimo jiné i nárůst příspěvků těmto problémům věnovaných, i mimořádné události, s kterými se lze občas na podzemních stavbách stále setkávat.

Celkem 3 příspěvky jsou zaměřeny na materiály použité při realizaci podzemní stavby, resp. na jejich zkoušení či příslušné zkušební postupy.

The topics of Section 3 include engineering disciplines expected to provide information necessary for the best possible underground project design, selection of the most appropriate driving technology, and selection of financial management and organization of the construction which enable optimization of the requirements in the fields of economy, safety, and compliance with technical and quality requirements relating to the execution and operation of the entire work. In addition, the section includes contributions regarding research and technical development (new technologies) topics whose introduction was accompanied by monitoring activities.

Thirty eight contributions were submitted for inclusion in the section. The nationality of the authors (author teams) is shown in the following table:

State	CZ	SK/CZ	CZ/ Austria	SK	GER	India	Poland
Number of contributions	25	1	1	2	1	1	1
State	**Italy**	**Austria**	**Sweden**	**USA**	**Croatia France**	**Hungary/**	
Number of contributions	1	1	1	1	1	1	

The focus of the contributions can be briefly categorized as follows:

The majority (22 contributions) deal either entirely or mainly with geotechnical (including geophysical) monitoring during underground construction execution (possibly also observation). The focus, number, and quality of these contributions confirm that monitoring has already become an integral part of even *standard* (as much as this term can be used) underground projects. This is also supported by the fact that NATM currently represents the most common way of cyclic construction in the Czech Republic. However, monitoring is necessary also when other methods are used, especially in urban areas.

Seven contributions entirely or partly deal with exploration for underground construction design and implementation. It appears that the exploration for underground construction design and implementation remains one of the classic geotechnical tasks and that new complex procedures are applied.

Six contributions entirely or partly deal with the risks relating to underground constructions execution, as well as with relevant risk management. This is a highly up-to-date and serious topic as confirmed by the increasing number of contributions dedicated to these issues and also by the extraordinary events that occur during the construction of underground projects from time to time.

Three contributions focus on materials used in underground projects execution, their testing and relevant test procedures.

Po 1 příspěvku je věnováno:
– rozsáhlému komplexu kompenzačních injektáží při ražbě tunelů v intravilánu,
– realizaci trhacích prací,
– zpevňování a utěsňování horninového masivu,
– komplexním opatřením při ražbě,
– opatřením při havárii na tunelových portálech,
– porovnání terminologie používané v podzemním stavitelství a u hlubinných úložišť, resp. metodám jejich průzkumu z pohledu geofyzika,
– studii silničního (městského) tunelu.

Klíčovým příspěvkem, který uváděl jednání celé sekce, byla vyzvaná přednáška **W. Schuberta** na téma „Current state of investigation, Monitoring and risk management“. Shrnuje současné způsoby monitoringu při ražbě tunelů, především konvergenčního měření. Autor konstatuje, že přes velký pokrok v metodách průzkumu a modelování zůstávají a stále i budou zůstávat velké nejistoty, co se týče skutečného chování systému horninový masiv–stavba. V tom tkví význam a přínos monitoringu. V příspěvku také autor ukazuje různé možnosti hodnocení monitoringu s cílem nejen sledovat aktuální reakci horninového masivu na ražbu, ale i využívat výsledky pro předvídání jeho dalšího chování před čelbou. Pokud se týče metody řízení rizik, autor poznamenává, že se používá velmi často, ale též bývá nezřídka používaná pouze jako „fíkový list“ pro vyvolání zdání o řízení rizik než pro skutečný přínos projektu. Efektivní využití metody řízení rizik předpokládá podle autora komplexní strukturovaný a profesionální přístup všech účastníků výstavby v průběhu celé přípravy i výstavby podzemního díla.

Úvodní „State of the art“ monitoringu vhodně doplňuje příspěvek autorů **J. Lossmann, T. Mikolášek, P. Jakubová**, „BARAB information systém for monitoring“. Tématem příspěvku je popis struktury a fungování komplexního databázového systému. Příspěvek ukazuje, že současný monitoring velké tunelové stavby se vlastně již neobejde bez informačních technologií sbírání, uskladňování a zpracovávání obrovského množství dat a jejich současného dálkového bezdrátového přenosu k jakémukoli uživateli z řad investora, zhotovitele, projektanta, geotechnika, supervizora atd. kdekoli na svět.

K tematice rizik byly prezentovány další čtyři příspěvky. **F. Blindow, M. Padevet** „Risk management in Infrastructure Projects“, **O. Kostohryz, A. Rozsypal** „Risk management by Means of Geotechnical Monitoring during Královská obora Tunnel Construction“, **M. Bakoš, I. Šnauková** „Šibenik tunnel primary lining design based on assesment of potential geotechnical risks“ a nakonec příspěvek autorů **V. Veselého** a **O. Jandejska** „Tunnels in Flysh environment-Geotechnical Risk, Practical Experience“.

Zatímco příspěvek Blindowa a Padevěta se orientoval více na filozofii řízení rizik infrastrukturních projektů, tak ostatní dva příspěvky se týkaly více rizik geotechnických, jejich definování a snižování technickými prostředky. V příspěvku Kostohryze–Rozsypala se na závěr upozorňuje na skutečnost, že ani rozsáhlé monitorovací systémy nejsou garancí vyloučení neočekávaných mimořádných událostí při ražbě, pokud jsou tyto způsobeny fyzikálními procesy, které nejsou monitoringem důsledně sledovány a průběžně hodnoceny. Ukazuje se, že často velké množství měření a dat je někdy ne zcela dostatečně v průběhu ražeb analyzováno a není dostatečně prováděna zasvěcená prognóza dalšího deformačního vývoje systému horninový masiv-ostění. V tom je možné vidět aktuálně mobilizovatelný potenciál monitoringu výstavby tunelů. Příspěvek autorů Veselého a Jandejska „Tunnels in Flysh Environment-Geotechnical Risk, Practical Experience“ je pozoruhodný mimo jiné tím, že diskutuje různé příčiny geotechnických rizik a možnosti jejich snižování v specifické geologické formaci.

Problematice monitoringu cílově zaměřeného na sledovaní určitých parametrů se věnovala řada příspěvků. Zajímavý byl především příspěvek autorů **R. Marek, J. Aldorf** „Ways of application of Convergence Measurements“. V příspěvku se na základě zpětného hodnocení výsledků konvergenčních měření prováděných na tunelu Klimkovice analyzují možnosti jejich nestandardního hodnocení a využívání pro předpověď chování horniny před čelbou.

P. Hlaváček, P. Havel v příspěvku „Doprovodné měření k provádění kompenzační injektáže“ popisují velmi úspěšné komplexní nasazení této technologie k přímému řízení kompenzačních injektáží na tunelu Dobrovského.

N. Poitrineau a E. Gastin v příspěvku „Real time monitoring during the Budapest metro line 4 construction“ představují komplexní monitorovací systém při výstavbě metra v Budapešti, založený především na

One contribution has been received for each of the following topics:
– the extensive use of compensation grouting during urban tunnel construction,
– blasting works,
– improvement and sealing of the rock massif,
– complex measures relating to driving,
– measures in the event of accidents at tunnel portals,
– comparison of terminology used in underground engineering and in deep repositories, respectively, and methods of their exploration from the perspective of a geophysicist,
– road (urban) tunnel study.

The keynote presentation, which opened the meeting of the section, was the invited lecture of **W. Schubert** named “The Current state of Investigation, Monitoring and Risk Management”. It summarizes the present methods of tunnels monitoring, in particular the convergence measurements. The author states that, despite the great advance in investigation and modeling methods, great uncertainties as to the rock massif-construction interaction remain. This is evidence of the importance and contribution of monitoring. The author also presents various possibilities of monitoring assessment with the aim of monitoring the current rock massif’s response to driving and using the obtained results to forecast its future behavior as the face advances. As regards the method of risk management, the author notes that it is used very often but often also serves only as a "fig leaf" to create the feeling of risk management rather than providing real benefits for the project. According to the author, effective utilization of the risk management methods assumes complex, structured, and professional attitudes of all parties involved in the construction during the entire process of underground construction preparation and execution.

The initial “State of the art” in the field of monitoring is conveniently extended by the contribution by **J. Lossmann, T. Mikolášek, P. Jakubová**, named “BARAB Information System for Monitoring”. The contribution describes the structure and functions of a complex database system. It shows that present monitoring of a large tunnel project cannot do without information technologies for collection, storage, and processing of vast data volumes and their instant wireless remote transmission to any user – investor, contractor, designer, geotechnical engineer, supervisor, etc., anywhere around the world.

There were four other risk-related contributions presented: **F. Blindow, M. Padevet** “Risk management in Infrastructure Projects“; **O. Kostohryz, A. Rozsypal** “Risk management by Means of Geotechnical Monitoring during Královská obora Tunnel Construction“, **M. Bakoš, I. Šnauková** “Šibenik Tunnel Primary Lining Design Based on Assessment of Potential Geotechnical Risks“ and finally the contribution of **V. Veselý** a **O. Jandejsek** “Tunnels in Flysh Environment-Geotechnical Risk, Practical Experience“.

While the Blindow’s and Padevět’s contribution focused mainly on the philosophy of risk management relating to infrastructure projects, the remaining contributions concerned mainly the geotechnical risks, their definition and mitigation by technical means. The contribution of Kostohryz–Rozsypal concludes that even an extensive monitoring system cannot guarantee exclusion of extraordinary events during driving if these are caused by physical processes that are not consistently monitored and continuously evaluated. It appears that often excessive amounts of measurements and data are sometimes insufficiently analyzed during the driving and forecasts of the rock massif – the lining system’s deformation development are not sufficiently qualified. This can be perceived as the potential of tunnel construction monitoring that can be currently mobilized. The contribution by Veselý and Jandejsek “Tunnels in Flysh Environment-Geotechnical Risk, Practical Experience“ is notable in particular as it discusses various causes of geotechnical risks and the possibilities of their mitigation in specific geological formation.

The issue of monitoring aimed at the tracking of certain parameters has been mentioned in many contributions. The contribution by **R. Marek, J. Aldorf** “Ways of application of Convergence Measurements“ is worth mentioning the most. Based on the subsequent assessment of convergence measurements results collected during Klimkovice tunnel construction, they analyze the possibilities of their non-standard assessment and usage to forecast the rock behavior in front of the face.

P. Hlaváček, P. Havel in their contribution “Accompanying Measurements during Compensation Grouting Execution” describe the highly successful complex implementation of this technology for direct management of compensation grouting on the Dobrovského tunnel.

N. Poitrineau and E. Gastin in their contribution “Real Time Monitoring During the Budapest Metro Line 4 Construction” present

síti totálních optických automatických stanic s automatickým měřením a dálkovým přenosem k přímému řízení ražeb v místech s nadzemní zástavbou.

J. Barták, O. Čejka se v příspěvku „Deformation of Southern portal of Prackovice tunneleConstruction“ věnují geotechnickému řešení stability portálu tunelu Prackovice, vycházející z údajů o měření deformací nestabilních částí masivu a kontroly účinnosti přijímaných opatření. Problematikou řešení stability tunelových portálů se zabývají i autoři: **V. Tóth, B. Prelovský a M. Novák** v příspěvku „Elimination of the Emergency State of Rocky Walls and Slopes in Portal Adjacent Areas of Tunnels“.

Na měření seismických účinků v průběhu ražeb a jejich určování se zaměřily články autorů **M. Dobrlovic, V. Bahanek, V. Škrlec** a **Z. Karlovac** „Program of measurements during excavation by blasting of Katarina tunnel“, článek **Z. Kalába, J. Knejzlíka a M. Lednické** „The seismic Loading of Underground Bridge above Medieval Mine“ a článek autorů **L. Bartoše a L. Bartoše** „Indetshock system in blasting tunnels, adjustments of blasting charge calculations“.

V další skupině, zabývající se komplexním geotechnickým monitoringem při realizaci současných velkých českých podzemních staveb, **I. Zemánek a L. Vydrová** referují o tunelu Vestec–Lahovice u Prahy **(stavba 513),** kolektiv **R. Chmelař, L. Síla a P. Bernard** se věnuje v této souvislosti průzkumným štolám a ražbě tunelu Slivenec, spoluautoři **V. Sálus a J. Šilhavý** se zabývají monitoringem při ražení kolektoru pod Václavským náměstím v Praze a **J. Stach** popisuje poznatky z realizace GT sledování a monitoringu na portálech tunelů Klimkovice a **J. Augusta** v příspěvku „Monitoring during the construction of the Myslbekova–Pelc-Tyrolka section of the City Ring Road“ se věnuje problematice monitoringu na části dnes největšího rozestavěného komplexu podzemních staveb. Tyto příspěvky ukazují, že monitoring se dnes již stal zcela běžnou, nezbytnou a v ČR rovněž i dobře zvládnutou součástí návrhu i realizace podzemních staveb a na základě jeho výsledků lze velice dobře řídit postup výstavby.

Rozsáhlá a velmi zajímavá skupina příspěvků se zabývá aktuální významnou a komplikovanou realizací Královopolských tunelů v Brně. Tato stavba je druhou v současnosti největší rozestavěnou tunelovou stavbou v ČR, která je krátce před dokončením. Autoři **D. Rupp a J. Lossmann** popisují koncepci jejich monitoringu a poznatky z realizace monitoringu v městském intravilánu Brna. **T. Ebermann, M. Janec, V. Veselý, L. Kosík, D. Rupp a O. Pazdírek** porovnávají očekávané a skutečné deformace, hodnotí vlivy ražby průzkumných štol na vývoj deformací prostředí jako i vlivy dodatečných technických opatření. Kolektiv autorů **O. Hort, T. Ebermann, M. Rychecký, J. Lossmann a M. Polák** se zabývá v této souvislosti vlivem deformací od ražby Královopolských tunelů na objekty na povrchu.

Do této skupiny lze bezesporu zařadit i trojici příspěvků, které se zabývají technickými opatřeními při ražbě (potažmo průzkumu) Královopolských tunelů. **Z. Cigler** popisuje zpevňování a utěsňování v nadloží předražených průzkumných štol na tunelu II chemickou injektáží, prováděnou v roce 2007. Pozoruhodným příspěvkem je článek spoluautorů **J. Mühla, P. Maláče a J. Mráze** o rozsáhlém a velmi úspěšném uplatnění komplexu kompenzační injektáže ve složité geologii a komplikovaně zastavěném městském území v Králově Poli. S úspěšnou realizací této kompenzační injektáže je neoddělitelně spojen mimořádně rozsáhlý geodetický monitoring, dodávající zhotoviteli v reálném čase nezbytné měřické údaje. Příprava a provádění tohoto měření jsou ve výše uvedeném příspěvku P. Hlaváčka a P. Havla.

Následovala skupina příspěvků na téma monitoring zaměřený na sledování speciálního parametru nebo řešení speciální úlohy. Sem patří například příspěvek **L. Ďuriše, J. Aldorfa** „Evaluation of the Klimkovice Tunnel secondary lining emperature measurements results“, nebo přípěvek **S. Celandera a T. Stranga** „Monitoring seepage of groundwater into Stockholm Metro tunnels“. Na obdobné téma „Stabilization and seepage Control Measurements at 100 Yrs Old Parsik Tunnel“ napsali příspěvek **M. N. Bagde, A. K. Soni** a **A. Sinha. J. Pacovský s R. Vašíčkem** se v příspěvku „The Use of Classic Covergence Measurements during the Assembly of TOM –2 Cut and Cover Construction“ věnují měření konvergenčním pásmem a popisují princip této metody. Zde je vhodné upozornit, že konvergenční měření ve velkých tunelech prováděné automatickými totálními optickými stanicemi vlastně není konvergenční měření v původním slova smyslu tak, jak ho popisuje Pacovský s Vašíčkem, ale přesné měření polohových změn pozic měřicích značek osazených na tunelovém ostění. Název konvergenční měření je proto poněkud zavádějící, ale je již patrně příliš vžitý, než aby se změnil.

a complex monitoring system used during underground construction in Budapest, which was based mainly on the grid of automatic total optic stations with remote data transmission, for direct control of driving during passage under surface buildings.

J. Barták, O. Čejka in their contribution “Deformation of Southern Portal of Prackovice Tunnel Construction” describe the geotechnical work on the Prackovice tunnel portal stabilization, which was based on the deformation measurement data obtained from instable parts of the rock massif, and verification of the efficiency of adopted measures.. The issues of tunnel portal stability is also discussed by authors **V. Tóth, B. Prelovský, and M. Novák** in their contribution “Elimination of the Emergency State of Rocky Walls and Slopes in Portal Adjacent Areas of Tunnels“.

Measurement of seismic effects during the driving and their determination was examined in article by **M. Dobrlovic, V. Bahanek, V. Škrlec** and **Z. Karlovac** “Program of Measurements During Excavation by Blasting of Katarina Tunnel“, article by **Z. Kaláb, J. Knejzlíek and M. Lednická** “The Seismic Loading of an Underground Bridge above a Medieval Mine“, and paper of **L. Bartoš and L. Bartoš** “Indetshock System in Blasting Tunnels, Adjustments of Blasting Charge Calculations“.

In another group dealing with complex geotechnical monitoring during the execution of current major underground constructions in the Czech Republic, **I. Zemánek and L. Vydrová** refer to the Vestec–Lahovice tunnel near Prague **(construction 513).** Authors **R. Chmelař, L. Síla, and P. Bernard** focus in this context on the exploratory galleries and construction of the Slivenec tunnel. **V. Sálus and J. Šilhavý** deal with monitoring during collector construction under Wenceslas Square, Prague. **J. Stach** describes knowledge collected during GT monitoring of Klimkovice portals, and **J. Augusta** in his contribution “Monitoring During the Construction of the Myslbekova–Pelc-Tyrolka Section of the City Ring Road“ discusses the issues of monitoring on part of today’s largest complex of underground structures which is currently under construction. These contributions illustrate that monitoring has become common, necessary, and in the Czech Republic, also a well-mastered part of both design and execution of underground construction and that construction can be well managed on its groundwork.

Extensive and highly interesting is the group of contributions dealing with present important and complicated construction of the Královopolské tunnels in Brno. This construction is currently the second largest tunnel project under construction in the Czech Republic and is nearing completion.. Authors **D. Rupp and J. Lossmann** describe the monitoring concept used in this project and the knowledge obtained during monitoring execution in Brno urban area. **T. Ebermann, M. Janec, V. Veselý, L. Kosík, D. Rupp, and O. Pazdírek** compare expected and real deformations, assess the impact of exploratory gallery execution on the overall environment deformations and also consider the effects of additional technical measures. A team of authors **O. Hort, T. Ebermann, M. Rychecký, J. Lossmann, and M. Polák** deal with the impact of deformations caused by Královopolské tunnel construction on buildings on the surface.

This group can be extended by three contributions on technical measures adopted during the construction (and surveying) of the Královopolské tunnels. **Z. Cigler** describes the consolidation and sealing of overburden above the exploratory galleries in the cross-section of tunnel II with chemical grouting, which was performed in 2007. Worth further attention is the contribution of authors **J. Mühl, P. Maláč, and J. Mráz** on the extensive and very successful application of compensation grouting complex in difficult geology and complicated surface development in the Královo Pole area. The successful completion of this compensation grouting was closely connected to the highly successful geodesic monitoring which provided the contractor with necessary land surveying data in real time. The preparation and execution of this surveying are described in the above-mentioned contribution of P. Hlaváček and P. Havel.

The following group of contributions concerned monitoring aimed at special parameters or at a special task / solution, including as examples the contribution of **L. Ďuriš, J. Aldorf** “Evaluation of the Klimkovice Tunnel Secondary Lining Temperature Measurements Results“ and the paper of **S. Celander and T. Strang** “Monitoring Seepage of Groundwater into Stockholm Metro Tunnels“. A similar topic - “Stabilization and Seepage Control Measurements at a100 Year Old Parsik Tunnel“ was discussed by **M. N. Bagde, A. K. Soni** and **A. Sinha. J. Pacovský** together with **R. Vašíček** dealt with convergence zone measurements and described the principle of this method in their contribution “The Use of Classic Convergence Measurements During the Assembly of TOM –2 Cut and Cover Construction“. At this point it is useful to mention that convergence measurements in large tunnels performed automatically by total optic stations do not represent the convergence measurement in the original meaning as described by Pacovský and Vašíček, but rather an accurate surveying of

Poslední velkou ucelenou skupinou příspěvků v této sekci byly příspěvky věnované problematice geotechnického průzkumu a určování vlastností horninového masivu. Těmto příspěvkům vévodí informace o projektu podrobného geotechnického průzkumu pro 24,7 km dlouhý železniční tunel Praha–Beroun od týmu **L. Bohatková, J. Bohatka.** Zajímavé zde je, že se jedná o mimořádně dlouhý tunel, v hloubce až 180 metrů, s výchozí jen velmi kusou znalostí základní geologie a tektoniky. Převážná část tunelu má být ražena TBM, ale nezanedbatelná délka i NRTM. Toto zadání si vyžaduje nový nestandardní přístup k provádění i ke strategii geotechnického průzkumu. Při projektu průzkumu autoři vycházeli z technických podmínek č. 76 ministerstva dopravy, jejichž v roce 2008 inovovaná část C nově předpisuje moderní pravidla pro provádění podrobných průzkumů velkých geotechnických staveb.

J. Bohatka a **L. Bohatková** pak v dalším příspěvku „Problematika geotechnických průzkumů pro podzemní stavby v intravilánech měst" věnují pozornost specifikám geotechnického průzkumu pro podzemní stavby v hustě zastavěných oblastech. Autoři kromě jiného upozorňují na nepřijatelnost dnes bohužel velmi rozšířeného nešvaru, který spočívá v souběhu projektových a průzkumných prací.

Další článek s geotechnickou problematikou se věnuje speciálně otázkám geotechnických vlastností tektonicky silně postiženého libeňského souvrství břidlic v oblasti tunelového komplexu Blanka. Autoři **M. lšková, M. Jaso, R. Chmelař a L. Síla** upozorňují, že tyto poznatky bude možné použít při ražbě trasy tunelu metra A a při návrhu technologie ražeb s pomocí TBM.

Speciální problematikou karpatského flyše se zabývaly dva příspěvky. První byl „Estimating roadway tunnel stability in Polish Carpathian Flysch" **Z. Niedbalského a T. Majcherczyka**. Tunel je realizován ve velmi složité geologii. K modelování stability výrubu i primární obezdívky bylo nasazeno rozsáhlé numerické modelování v programovém vybavení FLAC. Tento postup umožnil bezpečnou realizaci tunelu bez mimořádných událostí i v tomto náročném horninovém prostředí. Druhým byl již zmíněný příspěvek autorů Veselého a Jandejska „Tunnels in Flysh environment-Geotechnical Risk, Practical Experience", který se současně zabýval problematikou řízení geotechnických rizik. Příspěvek **J. Bárty** se věnuje jistému porovnání geotechnických termínů používaných běžně v podzemním stavitelství s terminologií pro hlubinná úložiště (radioaktivních) odpadů, a to z pohledu geofyzika. Hodnotí i možnosti nasazení geofyzikálního průzkumu pro účely průzkumu těchto hlubokých podzemních děl. Významem geologické problematiky při výstavbě tunelů se také zabýval příspěvek **J. Čermáka** a **W. B. Franka** „Tunnels in Baltimore Railroad Study".

Poslední skupinou 5 příspěvků byly ty, jejichž tématem byl především vývoj nových materiálů a metodik. Byly to příspěvky autorů **P. Romualdi, M. Moccichino, P. Perruza, A. Caratelli, A. Meda a Z. Rinaldi** „Eperimental testa on tunnel precast segmental lining with fiber reinforced concrete", **G. Spagnoli, T. Fernandez, R. Azzam, M. Feinwendegen, H. P. Neher, H. Stanjek** „Investigation of adherence Bahaviour and Related Effects in Mechanical Tunnel Driving", **V. Miklúšová** „Influence of desintegration tool on vibration signal in rock desintegration process" a příspěvek **P. Šarbocha** „HBZS Stabilized Mixture".

Shrnutí

V sekci 3 předložené příspěvky vesměs dokumentovaly vysokou, se zahraniční úrovní plně srovnatelnou úroveň monitoringu i metod geotechnického průzkumu. Příspěvky na téma řízení rizik se ovšem věnovaly především „technickému" řízení geotechnických rizik. Komplexnímu řízení rizik celé stavby od počátku její přípravy až do konce její výstavby se nevěnoval žádný příspěvek. To odpovídá skutečnosti, že s takovým komplexním přístupem se v ČR teprve začíná.

Naproti tomu příspěvky ukázaly, že na všech současných velkých tunelových stavbách v ČR probíhá komplexní monitoring na úrovni plně srovnatelné se zahraničím. Další potenciál monitoringu je možno vidět nikoli v dalším rozšiřování komplexnosti, nových metod a rozsahu sledování, ale především v důkladnějším analytickém průběžném hodnocení získaných dat a jejich důslednějším používání pro prognózu a pro uplatnění observační metody. Na vysoké úrovni je rovněž skladování archivace a přenos obrovského množství dat získávaných průběžně monitoringem na velkých a rozsáhlých podzemních stavbách. Zde se již používají moderní informační technologie a internet.

position changes of the metering targets installed on the tunnel lining. The name "convergence measurement" is thus a bit misleading but is too commonly used to be changed.

The last large complex group of contributions in this section was those dealing with geotechnical exploration and determination of rock massif properties. The most notable of these contributions was that with information about detailed geotechnical exploration design for a 24.7 km long railway tunnel between Prague and Beroun, which was prepared by **L. Bohatková and J. Bohatka.** It is worth noting that this is an extremely long tunnel at a depth of up to 180 meters, for which there is only fragmentary initial knowledge of the basic geology and tectonics. A major part of the tunnel is to be driven using TBM, however, there is also substantial length that should be driven using NATM. This assignment requires a new nonstandard approach to execution and strategy of the geotechnical exploration. When designing the exploration, the authors referred to Technical Conditions No. 76 of the Ministry of Transport, namely their part C amended in 2008, which newly specifies modern rules for detailed exploration on large geotechnical construction projects.

In their next contribution named "Issues of Geotechnical Exploration for Underground Construction Projects in Urban Areas", **J. Bohatka** and **L. Bohatková** pay attention to the specifics of geotechnical exploration for underground construction in densely developed areas. Among others, the authors point out the unacceptability of a currently pervasive bad habit – parallel execution of design and exploratory works.

The next paper with a geotechnical theme deals with the issue of the geotechnical properties of the tectonically heavily damaged formation of Libeň schists in the area of the Blanka tunnel complex. Its authors **M. lšková, M. Jaso, R. Chmelař, and L. Síla** highlight that this knowledge will be applicable to the underground line "A" construction and for the design of TBM driving technology.

Two contributions dealt with the special issue of Carpathian Flysh. The first one was named "Estimating Roadway Tunnel Stability in Polish Carpathian Flysh" by **Z. Niedbalsky and T. Majcherczyk**. The tunnel is constructed in highly complicated geology. Extensive numeric modeling with FLAC software was used to model the excavation and primary lining stability. This procedure enabled safe execution of the tunnel without extraordinary events even in such a demanding rock environment. The second was the previously mentioned contribution of authors Veselý and Jandejsek "Tunnels in Flysh Environment-Geotechnical Risk, Practical Experience", which also dealt with geotechnical risks management issues. A contribution by **J. Bárta** compares geotechnical terms commonly used in underground engineering with the terminology commonly used for deep (radioactive) waste repositories from the perspective of geophysicist. It also assesses the possibilities for geophysical exploration utilization for exploration of such deep underground works. The importance of geological issues for tunnels construction was also discussed in the contribution of **J. Čermák** and **W. B. Frank** "Tunnels in Baltimore Railroad Study".

The last group of five contributions dealt in particular with the development of new materials and methodologies. Their authors were **P. Romualdi, M. Moccichino, P. Perruza, A. Caratelli, A. Meda, and Z. Rinaldi -** "Experimental tests on tunnel precast segmental lining with fiber reinforced concrete", **G. Spagnoli, T. Fernandez, R. Azzam, M. Feinwendegen, H. P. Neher, H. Stanjek -** "Investigation of adherence Behavior and Related Effects in Mechanical Tunnel Driving", **V. Miklúšová –** "Influence of Disintegration Tool on Vibration Signal in Rock Disintegration Process", and **P. Šarboch –** "HBZS Stabilized Mixture".

Summary

The contributions presented in Section 3 mostly documented the high level of monitoring and geotechnical exploration methods which is fully comparable with that used abroad. However, the contributions on risk management dealt mainly with "technical" management of geotechnical risks. Unfortunately, no contribution focused on complex risk management of the entire process from the beginning of construction preparation until its completion. This is in line with the fact that adoption of such a complex approach is only beginning in the Czech Republic.

On the other hand, the contributions have shown that complex monitoring at a level fully comparable with abroad is performed at all major tunnel projects in the Czech Republic. Further potential of the monitoring can be seen not only in further increase of complexity, new methods, and monitoring scope, but also in more thorough continuous analytic assessment of the collected data and its more consistent use for forecasting and application of the observation methods. Storage, archiving, and transmission of vast data volumes continuously collected by monitoring applications on large underground construction projects are also on a very high level. Modern information technologies and internet are commonly used here.

Pokud se týká metod geotechnického průzkumu, i zde předložené příspěvky ukázaly na průběžné zavádění nových technologií a metod reagujících na nové výzvy tunelového stavitelství v ČR. (Zejména hluboké tunely jako je Praha–Beroun a tunely prováděné TBM.) Skutečností však zůstává stále dosud trvající podceňování geotechnického průzkumu, jeho dostatečného rozsahu ve stadiích přípravy výstavby.

DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsypal@arcadisgt.cz,
ARCADIS Geotechnika, a. s.,
DOC. ING. VLADISLAV HORÁK, CSc., horak.vl@fce.vutbr.cz,
VUT BRNO,
DOC. ING. RICHARD ŠŇUPÁREK, CSc., snuparek@ugn.cas.cz,
ÚSTAV GEONIKY AV ČR

As regards geotechnical exploration methods, the presented results confirmed continuous implementation of new technologies and methods responding to new challenges in underground engineering in the Czech Republic. (This applies mainly to deep tunnels such as the Beroun and TBM tunnels.) An issue can be seen in the continuing underestimation of geotechnical exploration and its sufficient scope in the phase of construction preparation.

DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsypal@arcadisgt.cz,
ARCADIS Geotechnika, a. s.,
DOC. ING. VLADISLAV HORÁK, CSc., horak.vl@fce.vutbr.cz,
VUT BRNO,
DOC. ING. RICHARD ŠŇUPÁREK, CSc., snuparek@ugn.cas.cz,
ÚSTAV GEONIKY AV ČR

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010 — UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010

SEKCE 4: MODELOVÁNÍ PODZEMNÍCH STAVEB
SECTION 4: MODELLING OF UNDERGROUND STRUCTURES

Tato sekce obsahuje 18 akceptovaných příspěvků, z nichž 11 je napsáno českými autory. I přes zdánlivě úzce určené téma sekce je zaměření příspěvků poměrně široké – od určování vstupních parametrů pro numerické modelování přes praktické zkušenosti s použitím MKP v návrhu podzemních staveb a použití méně rozšířených numerických metod (Lagrangeova analýza, PFC) k stochastickému řešení kotevní výstroje a rozvoji analytických řešení. Vyzvaná přednáška A. Thomase z firmy Mott MacDonald (Maďarsko) s názvem New challenges in numerical modelling (Nové výzvy v numerickém modelování) byla doplněna dalšími 8 přednáškami, jejichž obsah je shrnut dále.

A. H. Thomas z maďarské pobočky firmy Mott MacDonald ve svém příspěvku nazvaném New challenges in numerical modelling (Nové výzvy v numerickém modelování) nastiňuje stručně vývoj numerického modelování podzemních staveb v posledních letech, popisuje jeho roli v procesu návrhu včetně kalibrace sofistikovaných modelů a naznačuje současné trendy rozvoje numerických metod. Velkým přínosem článku je zachycení spektra problémů návrhu podzemních děl spojených s využitím numerických metod, tj. vliv použitých konstitučních modelů na chování zemin, způsob zavedení vody v zeminovém prostředí či horninovém masivu, stochastické zpracování vstupních parametrů přes problémy modelování ostění (primárního i definitivního včetně nelineárního chování materiálu) až po vliv prostorového či plošného modelu na vystižení fází různých tunelovacích metod.

Článek autorů **S. Papakonstantinoua**, **E. Pimenteliho** a **G. Anagnostoua** z ETH Zürich ve Švýcarsku se věnuje numerickému modelování velice zajímavé, nicméně ne běžně používané metodě tunelování pomocí zmrazování zemin. V článku je popsáno modelování tří vybraných řezů dvoukolejných železničních tunelů podcházejících řeku Limmat na trati Zürich–Dietlikon. K numerickému modelování byl použit program FREEZE vyvinutý na ETH v Zürichu.

Autoři **O. Krásný** a **O. Holý** z Technické univerzity v Brně se zabývají numerickým modelováním tunelu Vinohrady na velkém městském okruhu města Brna. Hlavní náplní článku je získání jednotlivých parametrů pro vybrané konstituční modely, které byly použité pro matematické modelování podzemního díla. Velice poučné je autory popisované alternativních řešení odebírání vzorků. Provedená analýza shrnuje jednotlivé výsledky a nastiňuje některá možná úskalí během realizace tohoto inženýrského díla.

Příspěvek autorů **Fotievové**, **Bulycheva** a **Deeva** z Tulské státní univerzity v Ruské federaci se zabývá možnostmi využití analytické výpočetní metody ke stanovení napětí a únosnosti výztuže paralelních tunelů libovolného příčného průřezu, které jsou budovány v urbanizované oblasti. Analytická výpočetní metoda vychází z teorie analytických funkcí komplexní proměnné a komplexních potenciálů. I když se jedná primárně o řešení rovinné úlohy, zavedením korekčních součinitelů metoda zohledňuje rovněž prostorový vliv zatížení jednotlivými

This section comprises 18 accepted papers, 11 of which have been prepared by Czech authors. Despite the seemingly narrow scope of this section, the range of individual contributions is quite broad – from determination of input parameters for numeric models over practical experience with FEM in underground constructions design and usage of less frequent numeric methods (Lagrangian analysis, PFC) to a stochastic solution of anchoring and development of analytic solutions. Invited guest lecturer, A. Thomas from Mott MacDonald (Hungary) presented "New Challenges in Numerical Modeling", ,which is summarized below. Following his presentation, eight other lectures were given. Their summaries are also included in this document.

A. H. Thomas from the Hungarian branch of Mott MacDonald, in his lecture "New Challenges in Numerical Modeling", briefly summarized recent developments in the area of numeric modeling of underground structures, described the role of numeric modeling in the design process including calibration of sophisticated models and outlined present trends in numeric methods development. A great benefit of this paper is its depiction of the spectrum of problems in the field of underground project design relating to numeric methods utilization, i.e., the influence of used constitution models on behavior of soils, method of water introduction into the soil environment or rock massif, stochastic processing of input parameters, overburden problems with lining modeling (both primary and final lining including non-linear materials behavior) up to the impact of spatial or planar models on understanding the phases of various tunneling methods.

The paper of authors **S. Papakonstantin**, **E. Pimenteli**, and **G. Anagnostou** from ETH Zürich, Switzerland, deals with numeric modeling of a very interesting, yet infrequently used tunneling method, based on soil freezing. The paper describes modeling of three selected cross-sections of double-track railway tunnels under the Limmat river on the Zürich–Dietlikon railway line. Numeric modeling was performed with FREEZE software developed at ETH, Zürich.

Authors **O. Krásný** and **O. Holý** from Brno Technical University deal with numeric modeling of the Vinohrady tunnel, which forms part of the Large City Circle Road in Brno. The main part of the paper deals with obtaining individual parameters for selected constitutional models which were used for mathematical modeling of an underground project. The alternative sampling solution as described by the authors is very interesting. The analysis which was performed summarizes individual results and outlines certain possible problems during the execution of this engineering project.

A lecture by authors **Fotievova**, **Bulychev**, and **Deev** from Tula State University (Russian Federation) summarizes the possibilities for use of an analytic calculation method for determination of load bearing capacity of reinforcements in parallel tunnels of arbitrary cross-section constructed in urban areas. An analytic calculation method is based on the theory of analytic functions of complex variable and complex potentials. Although this is primarily a planar calculation, the introduction of correction factors

povrchovými objekty, dále vliv čelby i vlivy sekvenčního budování tunelů. Výpočetní metodika umožňuje kromě samotné výztuže tunelu zahrnout i vliv zpevněné injektované zóny za touto výztuží. Na základě prezentované výpočetní metody byl sestaven software, jehož výstupy jsou v příspěvku prezentovány a ilustrují tak možnosti využití této metodiky při řešení praktických úloh. Prezentovaná analytická výpočetní metoda je určitou alternativou k numerickým výpočetním metodám, umožňuje při splnění jistých předpokladů úlohy (např. homogenní, izotropní horninové prostředí) provádět výpočet napěťového stavu ve výztuži efektivně s malými časovými nároky na výpočet i nároky na hardware.

Autoři příspěvku **Jiřičný**, **Marcher** a **Šabata** z firmy ILF Consulting Engineers z Rakouska se zabývají aktuální problematikou volby vhodných konstitutivních modelů s cílem dosažení objektivní vypovídací schopnosti výsledků modelování vlivů mělkého tunelování na povrch. Uvádějí a dokumentují na výsledcích laboratorních zkoušek a výsledcích modelování základní omezení aplikace dosud nejčastěji využívaného Mohr-Coulombova konstitutivního modelu, která mohou vést zejména v případech, kdy jsou prioritními výsledky modelování hodnoty posunů, k ne zcela objektivním a mnohdy i k zavádějícím výsledkům. Z tohoto hlediska autoři příspěvku uvádějí principy a základní vstupní charakteristiky dvou tzv. pokročilých konstitutivních modelů (Hardening-Soil model /HS/ a Hardering Soil Small Strain Stiffness model /HS-small/) a rovněž určité možnosti modifikace numerického modelu tak, aby i při aplikaci klasického Mohr-Coulombova konstitutivního modelu bylo dosaženo realističtějších výsledků při modelování poklesových jevů na povrchu. Součástí příspěvku je ilustrace výsledků modelových výpočtů pro stanovení poklesové kotliny tunelu v Bratislavě při aplikaci klasického MC konstitutivního modelu a modelu HS-small. Srovnání výsledků modelování v tomto případě dokumentuje dobrou shodu z hlediska kvantifikace maximálního poklesu, avšak stanovená poklesová kotlina je při aplikaci modelu MC širší a vykazuje tedy menší sklon. Na příkladu tunelu raženého v londýnských jílech pak autoři mimo jiné dokumentují postup umožňující zjednodušeným způsobem simulovat v numerickém modelu tuhost zemin v závislosti na napětí a přetvoření i při využití standardního MC konstitutivního modelu.

Příspěvek italského autora **A. Focaracciho** z firmy Prometeoengineering se zabývá modelovou analýzou pravděpodobných příčin vzniku trhlin ve výztuži tunelu, raženého s využitím TBM. Analýza metodou konečných prvků byla provedena pro segmentovou armovanou betonovou výztuž s rozptýlenými vlákny (ocelovými, polypropylenovými) a zohledňuje různé typy zatěžování včetně zatížení výztužních segmentů vysokou teplotou při požárech v tunelu. Na základě publikovaných výsledků numerické analýzy a poznatků získaných z požárních experimentů autor formuluje určitá doporučení pro zvýšení únosnosti tohoto typu výztuže a srovnává výsledky při použití ocelových a polypropylenových vláken. Výsledky numerických modelů a realizovaných experimentů umožňují stanovit ve výztužním segmentu oblasti s velkými koncentracemi napětí a na základě analýzy těchto oblastí pak autor příspěvku prezentuje návrh určitého optimálního rozložení konvenčního typu vyztužení a rozptýlené vláknové výztuže v segmentu ostění.

Příspěvek **C. Leberta** a **W. Schuberta** z TU v Grazu v Rakousku shrnuje současnou praxi v popisu horninového masivu. Po přehledu klíčových parametrů obecně používaných klasifikačních systémů (RMR, RMI a GSI) jsou popsány problémy s měřením in-situ (určování RQD a charakteru horninového masivu pro GSI). Stěžejní část článku pojednává o numerickém modelování pěti referenčních úloh diskontinuitního masivu pomocí výše jmenovaných klasifikačních systémů za pomoci MKP (program Phase2) a DEM (program UDEC) a jeho vyhodnocení.

P. Janas, **M. Krejsa**, **R. Šňupárek** a **V. Krejsa** z Ostravy ve svém článku předkládají čtenáři postup umožňující pravděpodobnostně navrhovat a posuzovat spolehlivost kotevní výztuže dlouhých důlních a podzemních děl. Předpokladem použití tohoto přístupu k navrhování je ovšem dostatečná datová základna vstupních veličin včetně poznatků z praktické aplikace, neboť řadu vstupních údajů nelze opírat pouze o modelování a měření v laboratoři. Pravděpodobnostní přístup, který je v článku dokumentován na příkladu z hornictví a zpracované databáze, lze aplikovat i pro jiné konstrukce a metodiky výpočtu podzemních staveb.

V příspěvku **A. Chinkulkijniwata** z Suranaree Univerzity of Technology v Thajsku je prezentována problematika numerické simulace deformace povrchu nad tunelem, který je ražen pod hladinou podzemní vody v propustném horninovém prostředí s využitím stlačeného

incorporates the spatial effect of loading by individual surface structures, the effect of face, and the effects of sequential tunnel construction into the method. Except for tunnel reinforcement, the calculation methodology also enables inclusion of the impact of a consolidated grouted zone behind the reinforcement. The presented calculation method was used to compile a software program, outputs of which are presented in the lecture and illustrate the possibilities of using this methodology in practical tasks. The analytic calculation method presented represents a certain alternative to numeric calculation methods, and enables effective calculation of stress conditions in reinforcements with low time and hardware demands, provided that certain initial assumptions are met (for example homogeneous isotropic rock environments)

Authors **Jiřičný**, **Marcher**, and **Šabata** from ILF Consulting Engineers, Austria, deal with the timely issue of choosing suitable constitutional models with the aim of achieving objective informative value from results obtained while modeling the impact of shallow tunneling on the surface. Using the laboratory test and modeling results, they indicate and document the limitations of the application which is currently most commonly used--Mohr-Coulomb's constitutive model--which can provide not quite objective (and sometimes even misleading) results, particularly in situations when shift values represent the primary results of the modeling. From this perspective, the authors of the paper indicate the principles and basic input characteristics of two so-called advanced constitutive models (Hardening-Soil model /HS/ and Hardening Soil Small Strain Stiffness model /HS-small/) plus certain possibilities of numeric model modification so that more realistic results can be achieved even when modeling the surface settlement with the traditional Mohr-Coulomb's model. The paper also illustrates results of model calculations for determination of the subsidence trough of a tunnel in Bratislava when both the MC constitutive model and the HS-small model are applied. Comparison of modeling results, in this case, documents good accordance from the perspective of maximum settlement quantification. However, the determined subsidence trough is wider with the MC model and is thus characterized by a lower inclination. Using the example of a tunnel driven in London clays, the authors, among others, document the procedure enabling simplified numerical simulation of soil stiffness depending on stress and strain also with the standard MC constitutive model.

The lecture of Italian author **A. Focaracci** from Prometeoengineering Company deals with model analysis of probable causes of crack formation in tunnel reinforcements driven with TBM. An analysis based on the finite element method has been performed for the reinforced concrete segment lining with dispersed fibres (steel, polypropylene) and gives information about various types of loading including loading of reinforcing segments under high temperature in the event of fire in the tunnel. Based on the published results of numerical analysis and information obtained during fire experiments, the author formulates certain recommendations for increasing the load bearing capacity of this reinforcement type and compares results obtained for steel and polypropylene fibres. Results of numeric models and executed experiments enable determination of areas with significant stress concentrations in the segments and, based on the analysis of these areas, the author of the contribution proposes certain optimal distribution of conventional reinforcement and dispersed fibre reinforcement in the lining segment.

A paper of **C. Lebert** and **W. Schuber**t from TU Graz, Austria, summarizes the present practice in the area of rock massif description. After an overview of key parameters of a commonly used classification systems (RMR, RMI, and GSI), problems with in-situ measurements are described (determination of RQD and rock massif character for GSI). A key part of the paper deals with numerical modeling of five reference tasks relating to massif with discontinuities using the above-mentioned classification systems using FEM (Phase2 software) and DEM (UDEC software) and their evaluation.

P. Janas, **M. Krejsa**, **R. Šňupárek**, and **V. Krejsa** from Ostrava presented a paper describing a procedure which enables probability design and assessment of anchoring reinforcement reliability in long mine and underground works. A prerequisite for usage of this design approach is the sufficient base of input parameters including knowledge from practical application as a lot of input data cannot be based on laboratory measurements and modeling only. A probability approach, which is documented in the article by an example from the mining industry and an available database, can also be applied to other construction and calculation methodologies in underground engineering.

The paper of **A. Chinkulkijniwata** from Suranaree University of Technology, Thailand, presents numeric simulation of surface deformation

vzduchu, který eliminuje přítoky vody do oblasti ražby tunelu. Při aplikaci této technologie však stlačený vzduch proniká do okolního zvodnělého horninového prostředí a způsobuje zvedání zeminy před čelbou. V konečném důsledku tedy tato technologie stlačeného vzduchu přispívá mimo jiné k redukci celkových poklesů na povrchu, které vyplývají z mechanických projevů samotné ražby. Autor příspěvku modeluje tuto sdruženou úlohu s využitím propojení dvou modelů, sestavených s využitím dvou softwarových systémů TOUGH2 a FLAC3D. Software TOUGH2 zohledňuje pouze vliv stlačeného vzduchu, získané výsledky jsou pak dále využity ke stanovení počátečního napěťového stavu v adekvátním modelu sestaveném v prostředí softwaru FLAC a simulujícím vliv samotné ražby tunelu.

DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D., eva.hrubesova@vsb.cz, VŠB-TU OSTRAVA,
DOC. DR. ING. JAN PRUŠKA, pruska@fsv.cvut.cz, Fakulta stavební ČVUT PRAHA

above a tunnel which is driven beneath the underground water table in a permeable rock environment using compressed air to eliminate water ingress into the tunnel. When this technology is applied, the compressed air penetrates into the surrounding waterlogged rock environment and causes soil lifting in front of the face. In the final result, the compressed air technology among others contributes to reduction of overall surface settlements due to the mechanical effects of the driving. The author of the paper models this combined task using an interconnection of two models assembled from two software systems TOUGH2 and FLAC3D. TOUGH2 software considers the influence of compressed air only; those results are then used to determine the initial stress condition in the corresponding model assembled in FLAC software and for simulating the impact of tunnel driving.

DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D., eva.hrubesova@vsb.cz, VŠB-TU OSTRAVA,
DOC. DR. ING. JAN PRUŠKA, pruska@fsv.cvut.cz, Fakulta stavební ČVUT PRAHA

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010 — UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010

SEKCE 5: VYBAVENÍ, BEZPEČNOST A ÚDRŽBA PODZEMNÍCH STAVEB
SECTION 5: EQUIPMENT, SAFETY AND MAINTENANCE OF UNDERGROUND STRUCTURES

Sekce č. 5 se na rozdíl od ostatních, více stavařsky zaměřených sekcí soustřeďuje spíše na otázky týkající se provozu podzemních staveb. Do sekce bylo zasláno 24 příspěvků, což představuje cca 15 % z celkového počtu příspěvků na konferenci. Většina z příspěvků pochází z České republiky (13), zbylé pak z okolních a dalších zemí Evropy (po dvou příspěvcích ze Slovenska, Rakouska a Itálie, po jednom z Francie, Nizozemska, Španělska, Švýcarska a Spojeného království). Větší část příspěvků se tematicky zabývá tunely pozemních komunikací, samozřejmostí je několik příspěvků s železniční tematikou a v neposlední řadě se příspěvky věnují i dalším důležitým liniovým podzemním stavbám – kabelovým tunelům a kolektorům inženýrských sítí. Jelikož hlavní zaměření sekce bylo pojato vcelku široce ze tří témat, liší se stejně široce i jednotlivá témata příspěvků.

Řada příspěvků se týká oblasti technologických zařízení, údržby provozu a rekonstrukcí stávajícího vybavení. Značná část příspěvků se věnuje otázkám týkajícím se bezpečnostního managementu tunelových staveb. Obecně je v posledních letech citelný posun stavu v této problematice směrem k zavádění a důslednému uplatňování komplexních postupů hodnocení bezpečnosti. Vznikají různé metodiky hodnocení bezpečnostních rizik v tunelech, které využívají rozličných metod analýzy rizik a jejichž hlavním principem je pravidelné opakované šetření bezpečnosti tunelových staveb. V příspěvcích se věnuje prostor také způsobům školení operátorů, jejichž funkce je nezastupitelná při zajišťování provozu tunelu, zvláště v případě výskytu mimořádné události v tunelu. Nově se nabízející možnosti otestovat si řízení provozu na simulátorech obsluhy jsou jistě velkým příslibem pro zvýšení provozní bezpečnosti do budoucna. Bohužel žádný z příspěvků se hlouběji nevěnuje problematice vzdělávání vlastních uživatelů tunelů. Přitom právě aktivní přístup v podobě preventivního vzdělávání uživatelů je cestou k odstranění příčin řady nehod a k minimalizaci ztrát na životech. Investice do preventivního vzdělávání jsou z hlediska v současné době ostře sledovaných výdajů států určitě méně „bolestivější“ než následné výdaje na odstraňování následků nehod nebo socio-ekonomické ztráty (ztráty z ušlé produkce v důsledku ztráty života).

Zkušenosti z oblasti bezpečnosti a provozu tunelů ve Francii z pohledu bezpečnostního technika, jehož činnost je u každého tunelu pozemních komunikací na transevropské silniční síti a delších než 500 m vyžadována evropskou směrnicí č. 54/2004/ES, jsou uvedeny v příspěvku Safety and maintenance of tunnels od autora **J. G. Arnaudeta**. Kromě faktů týkajících se infrastruktury, bezpečnostního managementu, životního cyklu technologických vybavení a rizikových analýz autor uvádí cenné poznatky ze studií chování uživatelů v tunelu v případě nehody nebo požáru v tunelu.

Unlike the remaining sections, which focus mainly on construction issues, Section No. 5 concentrates on the issues relating to the operation of underground constructions. The section has received 24 papers, which represent approximately 15 % of the total number of all papers for the conference. Most of these papers are from Czech authors (13), while the remaining have been submitted by authors from neighboring and other European countries (two from Slovakia, Austria and Italy, one from France, the Netherlands, Spain, Switzerland, and the United Kingdom). Most of the papers deal with road tunnels, although some focus on railways, and others regard important underground line constructions such as cable tunnels and utility collectors. The breadth of submissions appropriately reflects the breadth of the topics which comprise this section.

Many papers relate to the area of technological equipment, maintenance, operation, and reconstruction of existing equipment. Several deal with issues relating to safety management of tunnel projects, an area which has recently moved towards implementation and consistent application of complex safety assessment procedures. Various methodologies for tunnel safety risks assessment are being prepared. While they utilize differing risk analysis methods their main principle consists of regular repeated investigation of tunnel safety. The papers also deal with methods of training operators, as their function is irreplaceable when it comes to tunnel operation assurance, especially if an extraordinary event occurs in the tunnel. New opportunities to practice operation management on operator simulators certainly represent a great promise for improvement of operation safety in the future. Unfortunately, none of the papers deals with the issue of education of tunnel users in much detail. An active approach in form of preventive education of users, could help eliminate a number of the causes of accidents, and minimize the loss of lives. Investments in preventive education are clearly less “painful” than the subsequent expenses relating to elimination of consequences or socio-economic losses (lost production due to loss of lives).

Experience in the field of tunnel safety and operation in France from the perspective of a safety technician, a position which is required by European Directive No. 54/2004/EC for each road tunnel longer than 500 meters located on Trans-European road network, is indicated in a paper entitled Safety and Maintenance of Tunnels by **J. G. Arnaudet**. In addition to facts relating to infrastructure, safety management, technological equipment lifecycle, and risk analyses, the author relays valuable knowledge from studies of users' behavior in tunnels in the event of accident or fire.

An integral approach to the process of operational safety assurance in road tunnels is described in Tunnel Safety Management in the Netherlands (authors: **S. A. Lezwijn**, **T. Reitsma**, **P. de Kok**). A philosophy of tunnel safety management in the Netherlands is stipulated by the state legislation in detail. Safety management is based on systematic risk identification and on

Ucelený přístup k procesu zajišťování provozní bezpečnosti v tunelech pozemních komunikací je popsán v příspěvku Tunnel safety management in the Netherlands (autoři **S. A. Lezwijn**, **T. Reitsma**, **P. de Kok**). Nizozemská filozofie managementu bezpečnosti tunelů je detailně stanovena ve státní legislativě. Management bezpečnosti je založen na systematické identifikaci rizik a vyhodnocování účinnosti navržených bezpečnostních opatření (používá tzv. Motýlkový model), uceleném přístupu k provozní bezpečnosti během celého životního cyklu tunelu (otázka bezpečnosti je řešena již v prvotních fázích projektu budoucího tunelu) a na existenci plánu bezpečnostního managementu (včetně popisu stanovené úrovně bezpečnosti a systému vlastního vyhodnocování bezpečnosti). Pro vyhodnocování bezpečnosti tunelů se v Nizozemsku využívá jak metod kvalitativní (analýza scénáře řešená širším týmem), tak kvantitativní rizikové analýzy (software RWS QRA). Obě metody se v nizozemském pojetí vzájemně doplňují a splňují tak požadavky všech stran zúčastněných v procesu plánování bezpečnosti v tunelech. V příspěvku jsou popsány dva rozdílné příklady použití uvedených přístupů pro již provozovaný a pro nově projektovaný tunel. Velký důraz je v Nizozemsku kladen na sledování chování uživatelů tunelu.

Jak bylo naznačeno výše, v procesu bezpečnostního managementu tunelů se v evropských zemích čím dál častěji využívá postupů založených na systematickém vyhodnocování rizik. Příspěvek Risk Assessment of Road Tunnel – New Developments (autoři **B. Kohl**, **Ch. Zulauf**) uvádí základní principy procesů vyhodnocování rizik, rozdílné strategie vyhodnocování rizik a předvádí praktický příklad – metodiku vyhodnocení rizik přepravy nebezpečných nákladů, která je nově používána v Rakousku. Celý příspěvek vychází ze zkušeností autorů z činnosti v pracovní skupině C.4.2 Manage and improve tunnel safety Světové silniční asociace WRA/PIARC. Autoři trefně vysvětlují základní filozofii vyhodnocování rizik: provoz kteréhokoli technického systému s sebou vždy nese jisté riziko výskytu závad či selhání, proto se tato rizika snažíme obecně redukovat. Této redukce může být dosaženo dvěma rozdílnými přístupy, a to praktickou zkušeností (kdy se opatření pro snížení rizika přijímají až na základě řešení následků nějaké mimořádné události), nebo právě autory uváděným systematickým proaktivním vyšetřováním možných nebezpečí tak, aby se mohlo nebezpečí preventivně předcházet. První přístup, založený na zkušenostech z minulých událostí, byl dříve využíván v mnoha zemích a v České republice je tomu tak víceméně i nadále. Tento přístup má však některé nevýhody blíže popsané v příspěvku. Vzhledem k těmto nevýhodám se tak stále více v Evropě užívá druhého přístupu, tzn. systematického vyšetřování možných nebezpečí za použití metod rizikové analýzy. Tento způsob umožňuje následné vyhodnocení účinnosti navržených opatření a umožňuje analyzovat efektivitu prostředků vynaložených na tato opatření.

Zkušenosti s uváděním již provozovaných tunelů do souladu s požadavky novodobých standardů v Itálii, zemi, ve které se nachází více než polovina všech tunelů transevropské silniční sítě, uvádí **A. Focaracci** ve svém příspěvku Safety in tunnels: innovation and tradition. Program renovace jednotlivých tunelů je v Itálii stanovován v závislosti na výsledcích systematického procesu kvantitativního a kvalitativního vyhodnocování rizik (jeho hlavní principy jsou uvedeny v dalším příspěvku stejného autora Italian Risk Analysis Method). Vzhledem k použití systematického přístupu k šetření úrovně bezpečnosti jsou pak nově přijímaná bezpečnostní opatření v tunelech prováděna pouze v takovém rozsahu, jaký postačuje k docílení všeobecně přijatelné úrovně bezpečnosti při vynaložení přiměřených finančních prostředků. Právě systematickým vyšetřováním rizik se v procesu renovace eliminují často přehnané požadavky „expertů“, kteří pod vlivem prvotních dojmů z katastrofických požárů – ve svém důsledku velice výjimečných událostí, při kterých došlo k vysokým ztrátám na životech pouze vlivem souhry nešťastných náhod, selháním organizačních složek nebo neznalostí uživatelů tunelů – vyžadují aplikaci nepřiměřených a nákladných stavebních i technologických opatření. Příspěvek konkrétně ukazuje inovativní řešení ve stávajících tunelech v oblasti záchranných cest, únikového osvětlení, vzduchotechniky a zásobování vodou. Autor například představuje možnost vedení nových záchranných cest v prostoru pod stropem tunelu a uvádí řadu výhod tohoto způsobu vedení cest (nízké investiční náklady, rychlost instalace a jiné). Takto navržené záchranné cesty byly předmětem série několika požárních testů, při kterých bez potíží obstály. Další typy záchranných cest, prefabrikované moduly, jsou určené k instalaci do „propojek“ dvoutubusových tunelů. Poutavým řešením je využití LED svítidel nejen pro účely nouzového únikového osvětlení, ale i pro aktivní navigaci a směrování osob v tunelu k nejbližší záchranné cestě v případě výskytu mimořádné události. Účinně používat světelnou signalizaci ve smyslu univerzálního a mezinárodně srozumitelného komunikačního jazyka zvládáme jistě všichni – stačí si jen vzpomenout např. na jednoduchá tříbarevná signalizační zařízení používaná k řízení dopravy na křižovatkách pozemních

evaluation of the efficiency of proposed safety measures (using the so-called Butterfly Model), a complex approach to operating safety during the entire lifecycle of the tunnel (the issue of safety is dealt with already in the primary phase of future tunnel projects) and on the existence of a safety management plan (including description of defined level of safety and system of safety evaluation). The safety of tunnels in the Netherlands is evaluated using both qualitative (scenario analysis by a broader team) and quantitative (RWS QRA software) risk analysis methods. Both methods are complementary in this approach and thus satisfy the requirements of all parties involved in the process of tunnel safety planning. The paper describes two different examples of the above-mentioned approach application, one for an existing and one for a newly designed tunnel. A great deal of attention is paid to monitoring tunnel users' behavior in the Netherlands.

As indicated above, the process of tunnel safety management in European countries more and more uses procedures based on systematic evaluation of risks. The paper Risk Assessment of Road Tunnels – New Developments (by **B. Kohl**, **Ch. Zulauf**) delineates basic principles of risk evaluation processes and different strategies of risks evaluation. It also presents a practical example of risk evaluation methodology for hazardous cargo transport that is being newly implemented in Austria. The entire paper is based on the practical experience of the authors in workgroup C.4.2 Manage and Improve Tunnel Safety of the World Road Association WRA/PIARC. The authors posit a basic philosophy of risk evaluation: Operation of any technical system always brings an inherent risk of defects or failures. We therefore try to reduce these risks as much as possible. Such reduction can be achieved by two different approaches: practical experience (when the risk reduction measures are adopted only on the groundwork of an extraordinary event consequences elimination) or use of the systematic proactive investigation of possible hazards in order to prevent the hazard actively, which is suggested by the authors. The first approach, based on lessons learned from past events, was used in many countries in the past and is still the one most commonly used in the Czech Republic. This approach has certain disadvantages that are described in the paper in more detail. With regard to these disadvantages, the second approach is becoming more popular in Europe – so called systematic investigation of possible hazards using risk analysis methods. This method enables subsequent evaluation of the efficiency of proposed measures and analysis of the efficiency of funds spent for these measures.

Experience with bringing existing tunnels into accordance with the requirements of up-to-date standards in Italy (the country where more than half of all tunnels on the trans-European road network are located) is presented by **A. Focaracci** in his presentation Safety in Tunnels: Innovation and Tradition. The program of Italian tunnels' renovation is governed by the results of a systematic process of both quantitative and qualitative risk evaluation (its main principles are mentioned in another paper of the same author named Italian Risk Analysis Method). Due to this systematic approach to safety level investigation, the new safety measures in individual tunnels are adopted only to the extent, which is sufficient for achieving the generally acceptable level of safety with regard to reasonable financial costs. It is the systematic investigation of risks which frees the process of renovation from the often extreme requirements of "experts" who, often under pressure from catastrophic fires (which are in fact extremely exceptional and high numbers of fatalities are caused only by a combination of unfortunate coincidence, failure of organizational units, or lack of knowledge among the tunnel users) require application of unreasonable and expensive construction and technological measures. The paper describes innovative types of emergency routes, emergency lighting, ventilation, and water supply that can be applied in existing tunnels. For example, the author presents the possibility of establishing new escape routes in the area under the tunnel ceiling and describes a number of benefits of this solution (low investment costs, speed of installation, etc.). Such escape routes were subject to a series of fire tests with satisfactory results. Other types of escape routes, prefabricated modules, are intended for installation into cross-passages of double-tube tunnels. An interesting solution is to use LED light fixtures not only for emergency lighting of the escape routes but also for active navigation and for directing the persons in the tunnel to the nearest escape route should an emergency situation occur. Effective usage of light signaling as a universal and internationally comprehensible communication language is simple for all of us – it is enough to remember simple three-color equipment used for traffic control on underground road intersections. Use of colors for navigation to an escape route in the tunnel tube during an extraordinary event can be more useful than, for example, traditional evacuation broadcasting, which can be incomprehensible in the tunnel either due to specific tunnel acoustics during the fire (although the properties of broadcasting systems have improved in this respect) or due to insufficient number of languages in which the announcements are broadcast; not to mention the discrimination of deaf persons. As regards the ventilation equipment, the

komunikací. Proto použití barev pro zdůraznění směru úniku v tunelové troubě při mimořádné události může být užitečné více než např. hlášení evakuačního rozhlasu, které může být v prostředí tunelu nesrozumitelné, ať už kvůli specifické akustice v prostředí v tunelu při požáru (i když v tomto ohledu se vlastnosti rozhlasových systémů stále zlepšují), nebo kvůli nedostatečnému počtu jazyků, ve kterých jsou hlášení provedena, o diskriminaci neslyšících nemluvě. Co se týká vzduchotechnických zařízení, jsou v příspěvku zmíněny inovace ventilátorů a jejich částí (nová geometrie lopatek rotoru za účelem zvýšení účinnosti, inovace elektroniky, nový způsob spouštění a dynamické změny tahu ventilátoru). Zajímavá je rovněž možnost použití dálkově řízených hasicích zařízení, která umožňují zasáhnout v počáteční fázi vývoje požáru a zabránit tak plnému rozvinutí. Tato zařízení se instalují místo klasických hydrantů.

Pokud pomineme úlohu vlastních uživatelů tunelů jako prvního a nejdůležitějšího článku při řešení mimořádné události v tunelu, jsou nejdůležitějším článkem operátoři tunelu. Problematice vzdělávání a tréninku obsluh tunelu se věnují hned dva příspěvky, a to Trénink obsluh tunelů – stav v České republice (autor **P. Přibyl)** a Riadenie prevádzky tunelov a vzdelávanie (autoři **F. Schlosse**r a **Š. Šedivý**). Příspěvek z ČR popisuje podrobnou metodiku školení obsluh (operátorů technologie a dopravy a vybraných pracovníků údržby), která zohledňuje i doporučení WRA/PIARC a je založena na systematickém školení obsluh tunelů (s využitím např. distančního vzdělávání formou eLearningu). Oba dva příspěvky dále popisují možnosti využití simulátorů tunelového dispečinku pro školení obsluh v Česku a na Slovensku. Takovéto trenažéry jsou pro školení velice užitečné, protože na rozdíl od pouze teoretického školení umožňují obsluze prakticky si vyzkoušet, prověřit a hlavně zažít si postupy činností při řešení mimořádné události. Navíc, jak autoři příspěvků poznamenávají, trenažéry mohou sloužit i pro další výzkum v oblasti bezpečnosti tunelů. Například prostřednictvím sledování chování řidičů v různých situacích simulovaných v prostředí tunelu se může dojít k novým poznatkům, které se mohou následně využít pro optimalizaci vybavení a konstrukce tunelu. Ovšem hlavní výhoda trenažéru spočívá především ve schopnosti navodit velmi detailně vjem krizové situace, a to jak ze strany uživatele tunelu, tak ze strany operátora tunelu.

Zajímavý a konkrétní popis každodenních činností v rámci servisní údržby dálničních tunelů přináší příspěvek Údržba provozovaných tunelů pro Ředitelství silnic a dálnic ČR (autoři **R. Zelenka**, **B. Goldberger** a **A. Lebl**). Příspěvek přehledně uvádí popis a postupy jednotlivých servisních činností v českých dálničních tunelech od preventivních prohlídek až po mimořádné servisní činnosti a uvádí názorné příklady konkrétních řešení. Jako zvláště účinný autoři představují dálkový dohled, při kterém jsou problémové stavy technologie tunelu řídicím systémem přesně identifikovány a informace o stavu jsou prostřednictvím chráněné sítě předávány přímo servisním organizacím. To umožňuje vyřešit většinu problémů bez nutnosti výjezdu servisních techniků na místo. Ukazuje se tak, jak je poskytovatelem servisu kladen důraz na efektivitu prostředků vynaložených na údržbu a na alokaci pracovních sil servisních firem příslušných pro jednotlivé technologie. Příspěvek se dále zabývá četností jednotlivých úkonů v rámci pravidelných prohlídek a porovnává termíny prohlídek odvozené z praxe s termíny požadovanými legislativou. Z uvedeného přehledu termínů prohlídek prováděných v praxi vyplývá rozdílná periodicita prohlídek v závislosti na konkrétním prostředí jednotlivých tunelů. Tím je jen podpořena myšlenka, že ke každému tunelu, ne-li tunelové troubě, je nutné přistupovat se zvláštními ohledy na jedinečné specifické prostředí, ve kterém se tunel nachází, a není správné jen slepě požadovat uplatňování konzervativního normativního řešení pro každý tunel bez rozdílu.

Otázka socio-ekonomické efektivity vynaložených investičních prostředků je v souvislosti s vývojem názorů na jeden ze základních návrhových parametrů tunelu – šířkové uspořádání – probírána v příspěvku Šírkové usporadanie diaľničných tunelov na Slovensku, plusy a mínusy vývoja v predešlom období od **M. Frankovského**. Autor rekapituluje historický vývoj tohoto parametru v novodobých slovenských tunelářských normách, srovnává ho s požadavky současných národních předpisů a také se stavem v dalších státech Evropy. Prostor je věnován především porovnání vlivu šířkového uspořádání z hlediska bezpečnosti a z hlediska investičních nákladů. Autor zdůrazňuje, že při současném stupni vědění je obtížné stanovit, jakým způsobem a zda vůbec se zvýší bezpečnost provozu při zvětšení šířky vozovky. Naopak – je jednoduché stanovit, o kolik procent se vlivem zvětšení šířky vozovky zvýší investiční náklady. Případné uspořené investiční prostředky mohou být investovány z hlediska bezpečnosti účinněji např. do vzdělávání uživatelů tunelu. S takovýmto přístupem nelze nesouhlasit a měl by být při výstavbě a provozu tunelů uplatňován i u jiných parametrů, nejen u zde uvedené šířky vozovky.

paper mentions innovations in fans and their parts (new geometries of fan blades allow an increase of efficiency, innovation in electronics, new and more efficient methods of starting, and dynamic changes in fan draught). Also interesting is the possibility of using remote controlled fire extinguishing equipment which can fight the fire in the initial stage of its development thus preventing its spread. Such equipment is installed instead of the classic hydrants.

If we omit the role of tunnel users as the most important element for coping with an extraordinary event in the tunnel, tunnel operators are the most important element in the event chain. The issue of tunnel operator training is dealt with in two papers – Training of Tunnel Operators – Situation in the Czech Republic (by **P. Přibyl**) and Tunnel Operating Control and Education (by **F. Schlosser** and **Š. Šedivý**). The paper of the Czech author provides detailed operator training methodology (technology and traffic operators and selected maintenance personnel) which is based on systematic training of tunnel operators (for example using eLearning) and also considers the recommendations of WRA/PIARC. Both papers also describe the opportunities for the use of tunnel dispatching simulators for training of both Czech and Slovak operators. Such training equipment is very useful for training purposes because, unlike theoretical training, it enables the operator to try, verify, and experience the sequence of actions during an extraordinary event. Moreover, as the authors of the papers mention, the simulators can also be used for further research in the area of tunnel safety. For example, monitoring drivers' behavior in different simulated situations in the tunnel environment can provide new information that can be utilized for tunnel equipment and design optimization. However, the main advantage of the simulator exists in the possibility of creating an accurate perception of a critical situation for both the tunnel users and the operators.

An interesting and highly specific description of everyday activities within the framework of a motorway tunnel servicing is provided in the paper Maintenance of Tunnels Operated by the Road and Motorway Directorate of the Czech Republic (by **R. Zelenka**, **B. Goldberger**, and **A. Lebl**). The paper provides a clear description and procedures of individual service actions performed in Czech motorway tunnels from preventive inspections to extraordinary service activities, and provides clear examples of specific solutions. As a particularly efficient tool, the authors mention remote supervision which enables accurate identification of any problem with tunnel technology by its control system and transmission of information about tunnel status directly to relevant service organizations over a protected network. This enables resolution of most problems without the need for technicians to be dispatched to the tunnel site. This confirms that the service organizations pay a great deal of attention to the efficiency of funds spent for maintenance and on allocation of servicing personnel to individual technologies. The paper also deals with the frequency of individual actions within the framework of regular inspections and compares the terms of inspections identified in practice with those required by applicable legislation. This overview of the practical inspection intervals indicates different needs for inspection frequencies depending on the specific environment in individual tunnels. This supports the idea that each tunnel or even each tunnel tube should be considered with regard to its unique specific environment; it is not correct to blindly require application of a conservative normative solution for each tunnel.

The question of socio-economic efficiency of invested funds with regard to the development of one of the most essential tunnel design parameters – tunnel width – is discussed in the paper named Width Arrangement of the Highway Tunnels in Slovakia: Pluses and Minuses of the Development in Previous Periods by **M. Frankovský**. The author summarizes the historical development of this parameter in modern Slovak tunneling standards and compares it with the requirements of current national regulations and also with the situation in other European countries. Sufficient space is dedicated to analyzing the width arrangement from the perspective of safety and investment costs. The author emphasizes that with the current state of knowledge it is difficult to determine how, and whether at all, traffic safety will increase if the road gets wider. However, it is very easy to determine how much investment costs will increase due to greater road width. Saved investment funds can be invested, for example, into tunnel user education with higher efficiency from the perspective of resulting safety. It is not possible to disagree with such an approach and it should be therefore be applied to parameters other than the just road width during both design and operation of the tunnels.

The issue of equipment refurbishment in an existing tunnel is discussed in the paper of **P. Pospisil** titled Refurbishment of the Ventilation System of the Elbe Tunnel in Hamburg. The urban tunnel, which was commissioned in 1975, did not satisfy the requirements of modern technical norms and standards. In particular the original system of ventilation, which represents the fundamental element for users safety assurance in the event of fire, was not

Problematika renovace vybavení již provozovaného tunelu je řešena v příspěvku P. Pospisila Refurbishment of the ventilation system of the Elbe tunnel in Hamburg. Městský tunel, který byl uveden do provozu v roce 1975, nesplňoval požadavky novodobých technických standardů a norem. Především původní systém ventilace, která je zásadním prvkem pro zajištění bezpečnosti uživatelů v případě požáru, nebyl schopen účinně odvádět kouř z tunelových trub (hlavně z prostředních částí situovaných pod řekou). Autor v příspěvku ukazuje, jakým způsobem lze u staršího a provozně velmi vytíženého tunelového komplexu (160 000 voz./den, 20 % TNV) dosáhnout účinného a ekonomicky efektivního řešení problému. Hlavním rysem renovace ventilačního systému bylo sjednocení kouřovodů tří oddělených trub do jednoho provozního celku tak, aby ventilační systém byl schopen bezpečně reagovat na až 100MW požár těžkého nákladního vozidla v kterékoli ze tří tunelových trub. Během rekonstrukce tunelového komplexu, plánované od roku 2002 a s předpokládaným dokončením v roce 2011, je vždy pro provoz uzavřena pouze jedna ze tří tunelových trub (na 8–10 měsíců). Ve zbylých dvou troubách je provoz zachován. Tento postup umožňuje minimalizaci ekonomických ztrát z důvodu uzavření tunelu a zároveň zvyšuje úroveň bezpečnosti celého tunelu.

Popis úloh spojených s navýšením propustnosti pozemní komunikace výstavbou třetí tunelové trouby, která může fungovat střídavě pro zvolený směr dopravy v závislosti na aktuálních potřebách (kongesce nebo nehoda v prvních dvou troubách), uvádí příspěvek ze Španělska Traffic management and safety in a road three-tunnel system (autoři **R. Peréz Arenas** a **S. Rodón Ortiz**). V článku je prezentován způsob zabezpečení provozu třetí tunelové trouby a je názorně předveden detailní postup podle havarijního plánu při skutečné mimořádné události, ke které v tunelu došlo.

Příspěvek Využití matematického modelu při řešení požární bezpečnosti tunelu Komořany (autoři: **I. Bradáčová**, **A. Dudáček**, **P. Kučera**) prezentuje využití matematického modelování vývoje teplotního pole ve vzduchotechnických cestách pro podporu atypického řešení (s použitím dostupnějšího a ekonomicky výhodnějšího typu kouřových klapek) oproti konzervativnímu noremnímu řešení v konkrétních podmínkách návrhu tunelu. Pro modelování byly použity programy Fire Dynamics Simulator 5.4.3, Smokeview a byla použita řada výpočtových metod. Přínosem těchto a podobných programů je možnost simulace a vizuálního znázornění vývoje kouře při požáru v tunelu v průběhu času, které tak umožňují získat lepší představu o časových rezervách pro jednotlivé evakuační akce (samozáchrana, zásah jednotek IZS).

Do oblasti technologického vybavení železničních tunelů nás zavádí příspěvek z Rakouska Application of linear heat sensor for fire detection in railway tunnels (autoři **A. Schöbel**, **T. Maly**, **J. Grübl** a **G. Zapf**). Jak je již z názvu patrné, příspěvek se konkrétně věnuje problematice detekce požáru prostřednictvím lineárního požárního hlásiče FibroLaser v železničním tunelu. V příspěvku je zajímavě popsána funkce hlásičů a jejich účinnost je dokladována řadou provedených testů.

Aspektu důležitému při řešení mimořádné události nejen v tunelech, ale i v jiných podzemních stavbách – způsobu komunikace záchranných složek – se věnuje příspěvek Post-disaster, underground communication (autoři **S. J. Ward** a **W. Farjow**) ze Spojeného království. Autoři v něm rozebírají nevýhody konvenčních způsobů komunikace v podzemí a nabízejí možné řešení, které řeší právě nevýhody konvenčních systémů. Toto nové řešení spočívá ve využití principu nízkofrekvenční magnetické indukce k přenosu signálu. Příspěvek obsahuje nejen popis vlastního principu technologie, ale předvádí i konkrétní provozní zařízení.

Zajímavým zpestřením jsou příspěvky Energetické zásobování centrální oblasti hlavního města Prahy (autor **O. Čapek**) a Zhodnocení funkce kabelových tunelů společnosti PREdistribuce, a. s. po prvním roce provozu (autoři **P. Fatka** a **P. Sláma**), popisující stav výstavby a provozu kabelových tunelů a kolektorů inženýrských sítí na území Prahy. I když z hlediska v poslední dekádě atraktivního úhlu pohledu – z pohledu bezpečnosti osob – se obecně těmto stavbám nevěnuje větší pozornost, je jejich bezproblémový provoz bezesporu důležitým atributem pro fungování městských inženýrských sítí, tedy pro životaschopnost celého města. Právě schopnost správy kolektorů rychle se vypořádat s výpadky inženýrských sítí dokáže eliminovat celospolečenské ekonomické ztráty na minimum.

Jak již bylo naznačeno v úvodu, příspěvky do sekce č. 5 poskytly opravdu pestrý přehled pro daná témata sekce. Každý z příspěvků by si zde určitě zasloužil podrobnější komentář, ovšem vzhledem k danému prostoru nezbývá než doporučit k přečtení jejich podrobné znění ve sborníku konference.

ING. LUDVÍK ŠAJTAR, ludvik.sajtar@satra.cz,
ING. LUKÁŠ RÁKOSNÍK, lukas.rakosnik@satra.cz, SATRA, s. r. o.
PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc., pribylp@eltodo.cz, ELTODO EG a. s.

capable of efficient smoke removal from the tunnel tubes (mainly from the central section of the tunnel situated under the river). The author shows how an efficient and economical solution of the problem can be found for an older and extremely busy tunnel complex (160,000 cars/day, 20 % TNV). The main feature of the ventilation system renovation was to consolidate the smoke ducts from three separate tubes into a single operating unit so that the ventilation system would be able to safely cope with up to 100 MW fire of a heavy truck in any of the tunnel tubes. Only one of three tunnel tubes will be closed for traffic (for 8 – 10 months) during the tunnel complex reconstruction, which has been planned since 2002 with expected completion in 2011. Traffic is fully preserved in the two remaining tunnel tubes. This procedure minimizes economic losses due to tunnel closing and increases the safety level of the entire tunnel complex.

A description of the works relating to increasing underground road throughput by construction of a third tunnel tube that can be used alternatively for any transport direction depending on current conditions (congestion or accident in the first two tunnel tubes) is presented in the Spanish paper Traffic Management and Safety in a Three-Tunnel Road System (by **R. Peréz Arenas** and **S. Rodón Ortiz**). The paper presents the method of securing traffic in the third tunnel tube and details the procedure according to the emergency plan during a real extraordinary event that happened in the tunnel.

The paper Mathematic Model Utilization for Fire Safety Design in Komořany Tunnel (by **I. Bradáčová**, **A. Dudáček**, **P. Kučera**) presents the comparison of an application of mathematical modeling of the temperature field development in ventilation ducts, which was prepared to support a non-standard solution (using a more available and cheaper type of smoke damper), to a more conservative standardized solution in specific tunnel design conditions. Modeling was performed using Fire Dynamics Simulator 5.4.3 and Smokeview software and a number of calculation methods were used. The benefits of these and similar software programs are the possibility of simulation and visualization of smoke development during fire in the tunnel in time which provides a better idea about the time available for individual evacuation actions (self-rescue, external rescue action).

Technological equipment of railway tunnels is described in a paper called Application of Linear Heat Sensor for Fire Detection in Railway Tunnels (by Austrian authors **A. Schöbel**, **T. Maly**, **J. Grübl**, and **G. Zapf**). As obvious from the name, the paper deals with the issue of fire detection using FibroLaser linear fire detectors in a railway tunnel. The function of detectors is described in the paper and their efficiency is documented by a number of performed tests.

Aspect, the method of communication among rescue workers, which is important during any extraordinary event, not only in tunnels but also in other underground constructions, is discussed in the paper named Post-Disaster, Underground Communication (by **S. J. Ward** and **W. Farjow**) from the United Kingdom. The authors discuss the disadvantages of conventional methods of communication in the underground and suggest possible solutions eliminating the disadvantages of the conventional systems. This new solution consists of the utilization of the low-frequency magnetic induction principle for signal transmission. The paper provides a detailed description of the technology principle and also describes the operation of specific operational equipment.

Papers entitled Power Supply to Central Area of the Capital City of Prague (by **O. Čapek**) and Cable Tunnels of PREdistribuce, a.s. Assessment of Functioning after First Year of Operation (by **P. Fatka** and **P. Sláma**), which describe situations in the area of construction and operations of cable tunnels and utility collectors in Prague, provide a refreshing addition to the Section. Although these structures are not given much attention from the recently attractive perspective of personal safety, their problem-free operation certainly represents an important attribute for urban utility networks functionality and thus for the life of the entire city. The ability of utility collectors administrators to quickly cope with any outages can eliminate or lessen economic losses of the society.

As mentioned above, papers included in Section No. 5 provide a broad overview of various topics. Each paper would certainly deserve more detailed comments, however, due to the limited space, it is only possible to recommend reading them in the conference proceedings.

ING. LUDVÍK ŠAJTAR, ludvik.sajtar@satra.cz,
ING. LUKÁŠ RÁKOSNÍK, lukas.rakosnik@satra.cz, SATRA, s. r. o.
PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc., pribylp@eltodo.cz, ELTODO EG a. s.

PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010

UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010

SEKCE 6: SMLUVNÍ VZTAHY, FINANCOVÁNÍ A POJIŠTĚNÍ PODZEMNÍCH STAVEB

SECTION 6: CONTRACTUAL RELATIONSHIPS, FUNDING AND INSURANCE FOR UNDERGROUND STRUCTURES

Situace, pokud jde o zájem o sekci zabývající se smluvními vztahy, financováním a pojištěním podzemních staveb, se bohužel příliš neliší od „standardně“ malého zájmu při podobných akcích, jako je mezinárodní konference Dopravní a městské tunely, konaná v červnu 2010 v Praze. Je to na jednu stranu pochopitelné, protože se nejedná o prezentaci nových atraktivních technických řešení nebo prezentaci zajímavých projektů jak ve výstavbě, tak i dokončených. Je však potřebné si uvědomit, že právě získání financovaní nebo správné nastavení smluvních vztahů a uzavření výhodného pojištění umožňuje realizaci podzemních staveb, používání nových technických řešení, a proto je opomíjení dané problematiky chybou. Zejména investorská sféra by v tomto ohledu měla být mnohem aktivnější, v přijatých příspěvcích je její zastoupení minimální.

Určitou omluvou může být skutečnost, že daná problematika je často velmi citlivá a některé projekty proto není možné prezentovat, protože se stále nacházejí ve stadiu projednávání či neuzavřených sporů. Tak to bylo i v případě Sekce 6, kdy několik z přihlášených a připravených příspěvků nemohlo být nakonec zařazeno do sborníku konference a prezentováno.

Ekonomická situace ve světě v roce 2009 a také v začátku 2010, kdy krize nedovoluje jak státnímu, tak i privátnímu sektoru financování projektů, vyžaduje nový přístup z hlediska financování. Tomuto tématu se částečně věnuje jediný příspěvek od zahraničních autorů, což je ke škodě věci, např. více informací o PPP financování by jistě bylo podnětné a mohlo pomoci k nastartování některých projektů, mezi nimi i podzemních staveb.

Krátký přehled příspěvků však ukazuje na význam smluvních vztahů a financování podzemních staveb a jejich pozitivní i negativní dopady na celý proces výstavby.

Je jisté, že způsob financování podzemních staveb je, a zejména v budoucnosti se stane prioritou a lze doufat, že vše se projeví na příštím kongresu v Praze, který bude v roce 2013, kde si snad již budeme moci vzájemně potvrdit, že nedílnou součástí naší tunelářské profese se stane i obsah tématu sekce č. 6 kongresu PS Praha 2010.

Profesní oblasti tvořící náplň sekce je možné shrnout do několika bodů následovně:

Problematika PPP (Public Private Partnership) projektů

Již zmiňovaný jediný zahraniční příspěvek je od pracovníků firmy, která je v oblasti koncesionářských projektů jednou z vedoucích a uznávaných autorit, jedná se o Vinci Construction Grand Project. Pánové **B. Welburn** a **P. Villard** se ve svém příspěvku také ptají, a to „Money isn't everything , or is it?“ Pointa jejich příspěvku je v jakémsi obrácení přísloví „čas jsou peníze“, říkají, že čas je důležitější nežli peníze. To vše míněno ve vztahu k přípravě (procurement) projektů.

Autoři popisují stav v posledních 40 letech a vyjmenovávají řadu opatření, která vláda v Británii udělala ve stavebnictví s cílem zvrátit nepříznivý vývoj v zadávaní a realizaci projektů. Autoři se zaměřují na problematiku koncesionářských projektů pro velké infrastrukturní projekty. Jedním z velmi důležitých prvků je co nedřívější zapojení dodavatelské sféry, a proto byly vytvořeny určité pobídkové metody pro motivaci dodavatelů, které autoři popisují na příkladech projektů v UK a Řecku.

V případě Řecka se jedná o výstavbu velkého mostu, který umožňuje železniční spojení Peloponésu se severozápadním Řeckem. Firma Vinci se zpočátku podílela na přípravě projektu, když však bylo jisté, že projekt nebude možné financovat státem, navrhla projekt jako koncesionářský. Nakonec byl projekt realizován za 7 let jako „design-build“, což by v případě klasického postupu „design-bid-build“ nebylo nikdy možné. Není možné opomenout, co vše musel technický návrh splnit:

– Přečkat zemětřesení škály 7 stupňů Richterovy stupnice
– Vydržet vertikální posun až 2 m v případě tektonických posunů

As regards the interest in the section dealing with contractual relationships, funding, and insurance of underground constructions, the situation unfortunately does not much differ from the "standard" low interest common for similar events as the international conference "Transport and Urban Tunnels 2010" which takes place in Prague. This is on one hand understandable as there are no new attractive technical solutions or interesting projects to present. However, it is necessary to realize that the acquisition of financing or correct setup of contractual relations and execution of an advantageous insurance policy enable implementation of underground projects, usage of new technical solutions and from this perspective, omitting this area seems to be a mistake. In particular the investors should be much more active in this respect - considering the number of papers received, their representation is minimal.

As a certain excuse it is possible to say that this area is often highly sensitive and some projects thus can not be presented because they are still in the phase of negotiations or unsettled disputes. This was the case of Section 6 when several registered and prepared contributions could not be included in the conference proceedings and presented .

The economic situation in the world during 2009 and also at the beginning of 2010, when the crisis prevented both state and private sectors from project financing, requires a new approach in the area of financing. This topic is partially dealt with by the only contribution from foreign authors, which is a pity. For example more details about PPP financing would be certainly useful and could help with starting some projects including underground constructions.

The brief overview of papers shows the importance of contractual relations and financing of underground projects and both positive and negative impact on the entire construction process.

It is certain that the method of underground project financing is and in particular will become the priority and we can hope that this will be seen during the next congress in Prague planned for 2013. At that time, we will hopefully be able to confirm that the contents of Section 6 of the 2010 congress will become an integral part of our tunneling work.

Professional areas that constitute this section can be divided as follows:

Issues relating to PPP (Public Private Partnership) projects

The above-mentioned sole foreign contribution has been received from the company which represents one of the leading and accepted authorities in the area of concessionary projects - Vinci Construction Grand Project. Messrs **B. Welburn** and **P. Villard** ask a question in their paper: "Money isn't everything , or is it?" The point of their paper lies in the inversion of the saying "Time is money" – they say that time is more important than the money. All this is meant in relation to projects preparation (procurement).

The authors describe the situation during the past 40 years and mention a number of measures that the British government did in the civil industry with the aim of diverting the unfavorable development in project procurement and execution. The authors focus on the issue of concessionary projects for large infrastructure projects. One of the very important elements was to involve contractors as early as possible. For that reason, certain incentive methods were adopted to motivate the contractors as described by the authors on sample projects from the UK and Greece.

In the case of Greece, the project mentioned was a large bridge construction project to provide a railway link between Peloponnese and the northwest of Greece. Vinci initially participated in project preparation. When it became apparent that the project could not be financed by the state, it proposed the project as concessionary. In the end the project was executed in 7 years as the "design-build" which would never be possible if the classic "design-bid-build" procedure would have been used. It is necessary to remember all the aspects that the technical design had to comply with:

– Withstand an earthquake corresponding to the 7th degree of Richter's scale
– Withstand a vertical shift of up to 2 meters in the event of tectonic displacements

– Odolat rázovému zatížení od nárazu lodě velikosti 180 000 tun výtlaku při rychlosti 16 uzlů
– Odolat větru rychlosti 250 km/hod.

Další příklady, které autoři uvádějí, jsou z UK. Jedná se o projekt tunelu na letišti Heathrow a rozšíření nejstarší dálnice M1 v UK. Na projektu tunelu klient BAA (British Airport Autority) převzal na sebe veškerá rizika, a tím umožnil dodavatelům, aby se koncentrovali na včasné dokončení projektu v odpovídající kvalitě a v rámci rozpočtu.

Příprava citovaných projektů s využitím popsaných alternativních metod umožnila dokončení projektů v požadovaném čase, k plné spokojenosti investorů, z nichž dva byli z privátní sféry.

Právní rizika při realizaci podzemních staveb

Příspěvek od **D. Hrušky** z Metrostavu Právní rizika podzemních staveb dává výborný přehled celé problematiky rizik z pohledu domácího stavebního trhu s přihlédnutím na uspořádání smluvních vztahů mezi jednotlivými účastníky výstavby.

Porovnány jsou základní formy výstavby se zaměřením na určení celkové ceny díla včetně její změny formou „claims“. U Metrostavu a. s. jsou v poslední době značné zkušenosti s tzv. „claimováním“, a to v souvislosti se zahraničními aktivitami firmy (Chorvatsko, Island), na kterých se autor podílel.

V příspěvku je přehled a popis tradičních smluv a také novějších přístupů a jsou popsány rozdíly mezi těmito přístupy. Jsou uvedeny projekty, u kterých byla nebo je snaha použít formu PPP doma a na Slovensku. Podrobně jsou popsány základní druhy rizik u tradiční formy výstavby DBB (Design-Bid-Build). Uvedeny jsou základní druhy rizik a jejich rozdělení mezi účastníky výstavby.

Autor rovněž podrobně popisuje rizika a zodpovědnosti objednatele, s podrobným vyjmenováním možných rizik. Popsány jsou možné zdroje nebezpečí u projektů podzemních staveb a jsou identifikovány možné způsoby jejich zvládnutí.

V závěru příspěvku je popsáno rozdělení rizik z hlediska jejich pojistitelnosti, jsou uvedeny základní druhy pojištění a také možnosti zajištění nepojistitelných rizik jinými formami, jako jsou bankovní záruky apod.

Do stejného okruhu právních rizik při realizaci podzemních staveb je možné zařadit příspěvek **V. Kacálka** z advokátní kanceláře Dáňa, Pergl a partneři, ve kterém autor rozebírá právní aspekty realizace podzemních staveb z pohledu jejich střetu s ochranou vlastnického práva vlastníků pozemků a staveb situovaných nad podzemími stavbami. Je podrobně popsána situace, která vznikla přijetím nového stavebního zákona č. 183/2006 Sb., s platností od ledna 2007, ve kterém, ať úmyslně nebo nedopatřením, nedošlo k převzetí ustanovení starého zákona č. 50/1976 Sb. ohledně povinnosti žadatele o stavební povolení prokazovat vlastnické právo k pozemku nad podzemní stavbou.

Tato skutečnost měla obrovský dopad na stavebníky zejména dlouhých podzemních liniových staveb. Autor uvádí konkrétní čísla, kdy např. u tunelu u Plzně se jednalo o povinnost vykoupit, nebo zřídit věcné břemeno u 132 pozemků (se 178 vlastníky), v případě tunelu Praha–Beroun už se mohlo jednat o 4000 takových případů.

Naštěstí, a také díky velkému úsilí některých našich spolupracovníků, došlo k doplnění nového stavebního zákona, a to ve smyslu výjimky obsažené ve starém zákoně. S účinností od 2. ledna 2010 nový zákon nově obsahuje ustanovení § 110 odst. 6, podle kterého stavebník není povinen prokazovat vlastnické právo, jde-li o veřejně prospěšné stavby, které funkčně ani svou konstrukcí nesouvisejí se stavbami na pozemku ani s provozem na něm a které ani jinak nemohou mít vliv na využití pozemku k účelu, pro který je určen. Přijetí novely stavebního zákona tak znamená pro stavebníky podzemních staveb možnost významného urychlení procesu přípravy staveb a současně také omezení nebezpečí nemožnosti čerpání finančních prostředků z fondů Evropské unie.

Smluvní vztahy a financování, příklad realizace v ČR

Autoři **J. Heřt** (Metrostav a. s. Praha) a **M. Majer** (SŽDC s. o.) popisují ve svém příspěvku velmi neobvyklé uspořádání smluvních vztahů na projektu tunelu Březno, který je součástí stavby Přeložka železniční tratě Březno u Chomutova–Chomutov.

Autoři podrobně popisují technické parametry a také historii výstavby tunelu, která byla realizována v obtížných geologických podmínkách, které zapříčinily velký zával tunelu. Proto byl tunel nakonec realizován dvěma zcela odlišnými metodami výstavby, a to nejdříve metodou obvodového vrubu a následně po havárii dokončen sekvenční metodou s využitím stříkaného betonu.

– Withstand the impact load caused by a 180,000 ton vessel at the speed of 16 knots
– Resist wind speeds up to 250 km/hour.

Other examples mentioned by the authors are from the UK. They are mention a project at Heathrow airport and an extension of the oldest British motorway M1. In the first project, the client (BAA - British Airport Authority) assumed all risks and thus enabled the contractors to focus on timely project completion with corresponding quality and within the framework of the agreed budget.

Preparation of quoted projects while using the described alternative methods enabled project completion in required time and to full satisfaction of the investors two of which were from the private sector.

Legal risks during underground constructions execution

The paper by **D. Hruška** from Metrostav named “Legal Risks of Underground Constructions” provides an excellent overview of the entire risk issue from the perspective of the local construction market while considering the contractual arrangements among individual parties involved in the construction.

The paper compares basic forms of construction with focus on determination of total price of the work including its change due to claims. Metrostav a.s. has recently had a considerable experience with claiming within the framework of its foreign activities in Croatia and Iceland in which the author was involved.

The paper provides a description of traditional contracts and also the newer approaches including specification of differences between both. Czech and Slovak projects, in which PPP involvement has been attempted, are also described. Detailed description is provided for basic risk types for traditional construction form DBB (Design-Bid-Build). Basic types of risks are specified, including their division among individual parties to the construction.

The author also provides detailed descriptions of the risks and responsibilities of the client including a detailed list of possible risks. Possible sources of hazards relating to underground construction projects are described and possible methods of their management are identified.

At the end, the paper describes division of the risks from the perspective of their insurability, it mentions basic insurance types and also the possibilities of uninsurable risks secured by other forms including bank guarantees, etc.

The same group of legal risks relating to underground construction execution is described in the paper of **V. Kacálka** from Váňa, Pergl and partners law office, in which the author discusses the legal aspects of underground project execution from the perspective of their conflict with protection of the ownership rights of owners of plots situated above the underground constructions. The paper provides detailed description of the situation that occurred after adoption of the new Building Act No. 183/2006 Coll., effective since January 2007, which - regardless whether intentionally or by omission – did not take over the provision of the old Act No. 50/1976 Coll. regarding obligations of the applicant for a building permit to prove ownership title to the land above the underground construction.

This fact greatly influenced the builders of long underground line construction projects. The author mentions specific numbers – for example, in case of a tunnel near Pilsen, the builder would have to acquire or establish easement for 132 plots with 178 owners; in the case of Prague – Beroun tunnel, this number could be as high as 4,000.

Luckily, also due to a great effort of some of our colleagues, the new Building Act has been amended and the exception originally contained in the old law has been added again. Effective since January 2, 2010, the new act newly comprises Section 110 (6), according to which the builder is not obliged to prove the ownership title for publicly beneficial constructions which functionally or by their con do not relate to the constructions on the plot or with activities on such plot, and which can not have any other impact on utilization of the plot for the intended purpose. Adoption of the amendment to the Building Act thus considerably speeds up the projects preparation process for the builders and reduces the risk of impossibility of funding by the European Union.

Contractual relationships and financing – example from the Czech Republic

Authors **J. Heřt** (Metrostav a. s. Praha) and **M. Majer** (SŽDC s.o.) describe a highly unusual contractual relationship entered into on the Březno tunnel project, in “Relocation of Březno u Chomutova–Chomutov Railway”.

The authors describe technical parameters and history of the construction in detail. The project was executed in difficult geological conditions which caused a large tunnel collapse. For that reason, the tunnel was in the end executed using two entirely different construction methods – firstly using the mechanical precutting method and subsequently (after the accident) completed with sequential method with shotcrete application.

Již zmíněné neobvyklé uspořádání smluvních vztahů spočívalo v tom, že financující organizace Severočeské doly a. s. (mandant) uzavřela smlouvu s firmou Správa železničních a dopravních cest (SŽDC s. o.) o zajištění výstavby uvedené přeložky. SŽDC jako pověřený investor (mandatář) vypsal veřejnou soutěž a po jejím vyhodnocení uzavřel smlouvu s vítězným sdružením firem, kde vedoucím účastníkem byla společnost Metrostav a. s.

Problém byl ve formě smlouvy, uzavřené mezi mandantem a mandatářem, která v průběhu výstavby a i po jejím ukončení dostávala mandatáře SŽDC do velmi obtížné situace, kdy nesl plně odpovědnost za realizaci stavby (bezpečnost, kvalitu i termín), ale přitom neměl právo rozhodovat o použití finančních prostředků. Toto právo bylo dle smluvního stavu plně pod kontrolou mandanta SD a tak se SŽDC, stavební správa Plzeň dostala do pozice investora bez vlastních finančních prostředků. Tento neobvyklý smluvní vztah, který je značně nestandardní jak v ČR, tak i v zahraničí, se stal zdrojem velkých problémů a komplikací pro všechny fáze realizace projektu.

Uvedené skutečnosti ukazují, že nelze nechat na investorovi právní odpovědnost za provedení díla a zároveň ponechat možnost třetí straně negativně zasahovat do rozhodovacích procesů tím, že na její straně jsou finanční prostředky a současně žádná zodpovědnost.

Smluvní vztahy a financování, příklad realizace v zahraničí

Příspěvek, který popisuje zkušenosti firmy Metrostav a. s. z výstavby silničních tunelů na Islandu napsal **E. Stehlík**. Poměrně podrobně je popsán postup výstavby a zejména problémy, které se během realizace vyskytly. Již méně podrobně jsou zmíněny problémy týkající se smluvních problémů a jejich řešení. Důvodem je, že projekt je stále ve fázi realizace a zejména v době psaní příspěvku nebylo možné uvádět žádné podrobnosti.

Na projektu Hédinsfjardargong, který v sobě zahrnuje dva silniční tunely o délkách 3,6 km a 6,9 km, se Metrostav setkal a musel vypořádat se zcela odlišnými problémy, pokud jde o smluvní vztahy a rizika.

Prvním problémem bylo zastižení neočekávaných podmínek při výstavbě tunelu Olafsfjördur, kdy na úseku cca 3 km se dodavatel potýkal s neočekávanými geologickými, respektive hydrologickými podmínkami. Ve smluvní dokumentaci byla sice problematika přítoků vody do tunelu během stavby řešena tzv. „pre-grouting“ (injektáž před čelbu tunelu), ale nikdo neočekával takové masivní množství a tak vysoký tlak zastižené podzemní vody. V době největších přítoků vytékalo u portálu přibližně 600 l/sec, tlak dosahoval až 30 barů. Možná ještě větším překvapením byla teplota vody ve zmiňovaném úseku, která byla pouze 2–4 °C. Tato nízká teplota zabránila použití cementových injektáží, se kterou dokumentace počítala a na níž byli všichni připravení, a bylo nutné použít chemické injektáže polyuretanové hmoty (PU). Ve výkazu výměr, který sloužil pro zpracování nabídky, bylo uvedeno 400 kg hmot, nakonec se jich spotřebovalo 630 tun, což ukazuje na neočekávané podmínky. Dodavatel na základě neočekávaných podmínek podal řadu „claimů“ a po delším jednání byly klientem, kterým je Islandská silniční správa Vegagerdin některé claimy zaplaceny a byl rovněž posunut termín dokončení projektu.

Projednání claimů šlo zcela mimo „Dispute Adjudication Board“ (DAB), ačkoli právě pro podobné záležitosti byla tato smírčí komise zřízena podle zadávacích podmínek. Zde se ale objevil problém ve znění příslušných ustanovení, protože původní znění, které v podstatě sledovalo FIDIC, bylo upraveno tak, že s předložením sporu k DAB musí souhlasit obě strany, čehož nikdy nebylo dosaženo, investor chtěl a nakonec vyřešil spory jednáním mezi dvěma stranami.

Výše zmíněný problém byl výrazně poznamenán finanční krizí, která zejména na Island a jeho bankovní sektor dolehla velmi tvrdě a v roce 2008 výrazně snížila kurz islandské měny. Protože veškeré platby byly v islandské měně, toto výrazně postihlo dodavatele a ekonomickou stránku projektu. Investor přes velmi obtížné podmínky, komplikované volbami a výměnou vlády, dokázal zajistit vyplacení určité kompenzace i za kurzovní změny, i když ve smlouvě toto ošetřeno nebylo.

Výrazné znehodnocení měny bylo a stále je velkým problémem, a i když Vegagerdin zaplatil proti nabídkové ceně o hodně více, všechny tyto platby proběhly již v kurzu pro dodavatele nevýhodném, a to i včetně uznaného a dohodnutého výnosu z claimů.

ING. BORIS ŠEBESTA, boris.sebesta@metrostav.cz,
ING. ERMÍN STEHLÍK, ermin.stehlik@metrostav.cz,
METROSTAV a. s.
ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s.

The above-mentioned unusual arrangement of contractual relations consisted in the fact that the financing organization Severočeské doly a.s. (mandator) executed an agreement with the Správa železničních a dopravních cest (SŽDC s.o.) company on assurance of construction of the above-mentioned relocation. SŽDC as the authorized investor (mandatory) organized a public tender and, after its evaluation, executed an agreement with a selected consortium of companies led by Metrostav a.s.

The problem consisted in form of the agreement executed between the mandator and the mandatory which placed the mandatory (SŽDC) into a very difficult situation both during and after the construction as the later had full responsibility for the construction execution (safety, quality, as well as the deadline) without having the right to make decisions about allocation of money. This right was entirely in the hands of the mandator (SD) and SŽDC, Construction Administration Plzeň got into the position of investor without their own financial resources. This unusual contractual relationship, which was non-standard both in the Czech Republic and abroad, became a source of significant problems and complications for all phases of project execution.

This confirms that it is not possible to leave the legal responsibility for work execution with the investor and, at the same time, let a third party negatively interact in the decision making processes by holding the funds but bearing no responsibility.

Contractual relationships and financing – example from abroad

The paper describing the experiences of the Metrostav a.s. company with road tunnel construction in Iceland has been written by **E. Stehlík**. It describes the construction process in detail including the problems that occurred during work execution. Fewer details are mentioned as regards the contractual problems and their resolution. The reason is that the project is still running and it was not possible to indicate any details at the time of paper preparation.

During the Hédinsfjardargong project, which comprised two road tunnels with lengths of 3.6 and 6.9 km, Metrostav had to face and cope with many different problems in the areas of contractual relations and risks.

The first problem was during the Olafsfjördur tunnel construction when the contractor had to face unexpected geological and mainly hydrological conditions over the length of approximately 3 kilometers. In tender documentation, the issue of water ingress into the tunnel during the construction was solved with so called “pre-grouting”, however, no one expected to encounter such massive quantities and such high underground water pressure. At its most difficult times, the water volume at the portal reached approximately 600 liters per second and the water pressure reached up to 30 bar. Maybe an even greater surprise was the water temperature in this section, which was as low as 2–4°C. Such low temperatures did not allow usage of cement grouting which was envisaged in the documentation and for which everyone was prepared. It was necessary to use chemical grouting and polyurethane materials (PU). The bill of quantities, which was used as the groundwork for offer preparation, indicated 400 kg of materials. In the end, the company used 630 tons, which clearly confirms the unexpected conditions. Due to the unexpected conditions, the contractor filed a number of claims, some of which were paid by the client (Iceland Road Administration Vegagerdin) after longer negotiations and the term of project completion was also postponed.

Negotiations about claims was completely out of the “Dispute Adjudication Board“ (DAB) although this conciliation committee was established according to the tender conditions particularly for similar purposes. There was an issue with the wording of relevant provisions in the original wording, which was in principle in line with FIDIC, stated that both parties had to agree with dispute presentation to DAB and this was never reached. The investor wanted to solve the disputes by bilateral negotiation, which was in the end the case.

The above-mentioned problem was significantly influenced by the financial crisis which heavily struck Iceland and in particular its banking sector, resulting in a significant decrease of Iceland's currency exchange rate during 2008. As all payments were agreed to in Iceland's currency, this issue considerably affected the construction and the economic side of the project. Despite these highly difficult conditions complicated by election and government replacement, the investor was able to arrange for certain financial compensation for the exchange rate difference although this was not dealt with in the agreement.

Significant devaluation of the currency was and still remains a great problem. Although Vegagerdin has paid a lot more compared to the bid price, all these payments took place at the time when the exchange rate was disadvantageous for the contractor - including accepted and agreed revenues from claims.

ING. BORIS ŠEBESTA, boris.sebesta@metrostav.cz,
ING. ERMÍN STEHLÍK, ermin.stehlik@metrostav.cz,
METROSTAV a. s.
ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s.

FOTOREPORTÁŽ Z TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA
PICTURE REPORT ON CONSTRUCTION BLANKA COMPLEX OF TUNNELS

Obr. 1 Staveniště Malovanka, portál tunelu Blanka uvnitř křižovatky
Fig. 1 Malovanka construction site; the Blanka tunnel portal inside the intersection

Obr. 2 Ražený tunel Brusnice, práce v kalotě jižního tunelu
Fig. 2 Brusnice mined tunnel; work in the northern tunnel tube top heading

Obr. 3 Staveniště Prašný most, portálová stěna ražených tunelů
Fig. 3 Prašný Most construction site; portal wall of the mined tunnels

Obr. 4 Staveniště Hradčanská, odtěžování pod stropem dilatačního dílu A
Fig. 4 Hradčanská construction site; excavation under the roof deck of expansion block A

Obr. 5 Staveniště Hradčanská, výstupy z dostavovaného podchodu metra na stropě tunelu
Fig. 5 Hradčanská construction site; exits from the metro concourse on the Blanka tunnel roof deck

Obr. 6 Staveniště Letná, postup výstavby dilatací D1 a D2 stropní desky
Fig. 6 Letná construction site; sequence of operations on expansion blocks D1 and D2

Obr. 7 Ražený objekt technologického centra TGC4 pod Letnou
Fig. 7 Mined tunnel for TGC4 service centre under Letná

Obr. 9 Pohled z TGC4 skrz severní tunel a propojku TP13 až do jižního tunelu
Fig. 9 The STT viewed from TGC4, across the NTT, through TP13 cross passage

Obr. 11 Ražený tunel Královská obora, bednění klenby odstaveného zálivu
Fig. 11 Královská Obora mined tunnel; upper vault formwork in the emergency parking bay

Obr. 8 Ražený přívodní vzduchotechnický kanál pod Letnou
Fig. 8 The mined ventilation intake duct under Letná

Obr. 10 Ražený tunel Královská obora, přechod třípruhového a dvoupruhového tunelu
Fig. 10 Královská Obora mined tunnel; transition between triple-lane and double-lane tunnel sections

Obr. 12 Staveniště Trója, jižní klenbový tunel a přechod do objektu TGC
Fig. 12 Troja construction site; southern vaulted cut-and-cover tunnel with the transition to the TGC service centre structure

Pozemní stavby

Surface Construction

Železniční stavby

Railways

Podzemní stavby

Underground Construction

Tunel Dobrovského, Brno

Dobrovského Tunnel, Brno

Olbramovický tunel na trati Votice-Benešov

Olbramovický Tunnel on the Railtrack Votice-Benešov

Kolektor Václavské náměstí - trasa B, Praha

Urban Collectors Wenceslas Square - Path B, Prague

Jsme spolehlivý partner v podzemí, na železnici i na povrchu, působíme v České republice i v zahraničí.

Underground, surface or rail - a partner you can rely on in the Czech Republic and abroad

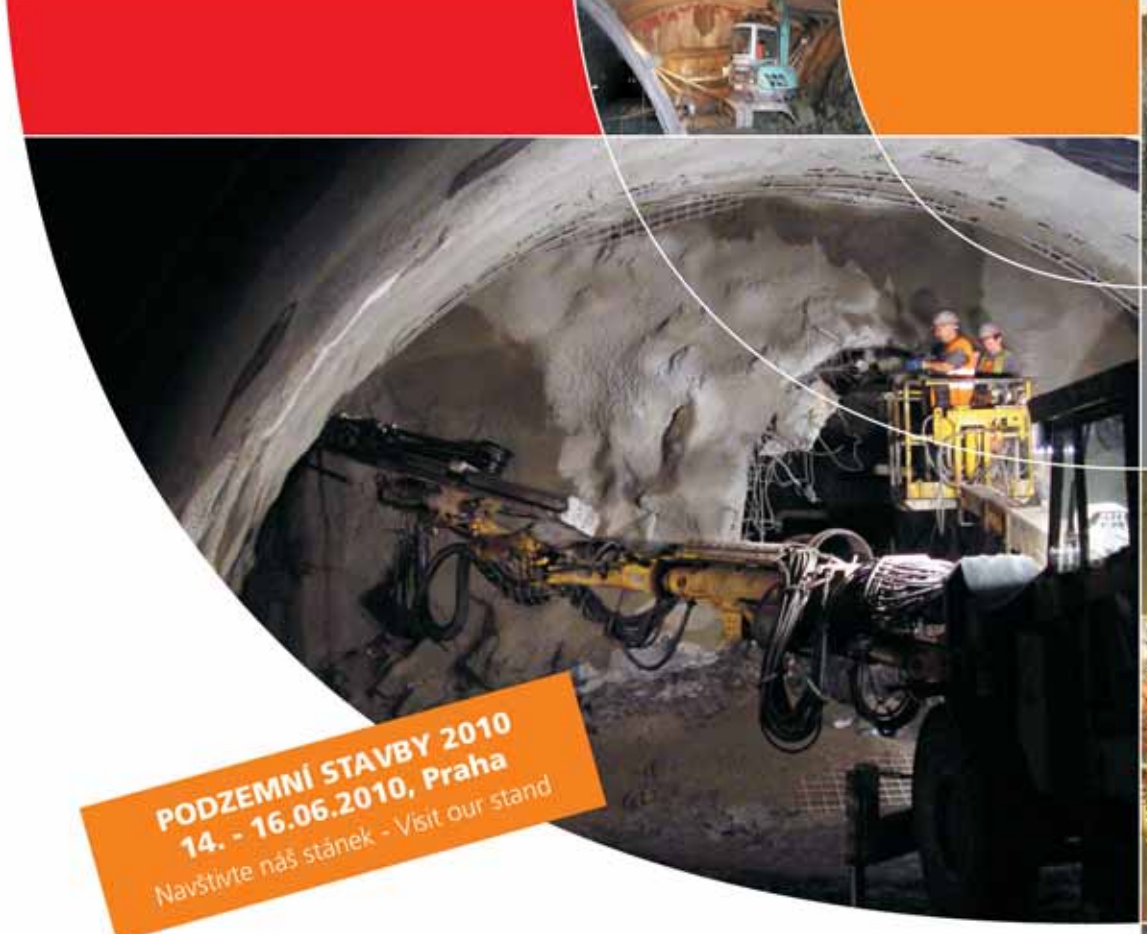
SUBTERRA

www.subterra.cz

Nedržíme se při zemi

The more we dig down,
the more the future looks up

Subterra a.s.
Bezová 1658
147 14 Praha 4-Braník
Czech Republic



Otevíráme nové cesty

Carving out new routes

Lidé v Minova Bohemia působí již více než 15 let v hornictví, tunelových stavbách, geotechnice, podzemním a pozemním stavitelství. Díky bohatým zkušenostem a znalostem patří v těchto oborech ke špičce v poskytování nejlepších řešení.

Jsou schopni účinně vyřešit Vaše problémy spojené s kotvením, stabilizací zemin, těsněním přítoků vody a prostupu plynů, vyplňováním volných prostor v horninách a zeminách pomocí injekčních pryskyřic, minerálních směsí a kotevních systémů.

The people at Minova Bohemia work for more than 15 years in mining, tunnelling, geotechnics, underground and civil engineering. Able to draw on their rich experience and knowledge they are leaders in providing the best solutions in these fields.

They are able to effectively solve your technical problems in bolting, ground consolidation, water proofing, gas tightening and cavity filling in rock and soil with injection resins, grouts and bolting systems.

Minova Bohemia s.r.o.
organizačná zložka
Dlhá 923/88B
010 01 Žilina
Slovenská republika
Tel.: +421 415 001
minova.sk@minovaint.com
www.minova.cz

Minova Romania S.R.L.
Str. Linia de Centura 2
Com.Stefanestii de Jos
077 175, Jud. Ilfov
Romania
Tel.: +40 732 001 999
minova.ro@minovaint.com
www.minova.ro

MINOVA

Minova Bohemia s.r.o.
Lihovarská 10
716 03 Ostrava-Radvanice
Česká republika

Tel.:+420 596 232 801
minova.cz@minovaint.com
www.minova.cz

ORICA
A member of the Orica Group

Solutions from Materials Technology

www.ohlzs.cz

OHL ŽS, a.s. realizuje:

- Silniční a železniční tunely a podzemní stavby profilu nad 16 m²
- Štoly a kolektory profilu do 16 m² (NRTM, mechanizované štíty)
- Hloubení stavebních jam a šachet
- Protlaky kopané a vrtané profilu DN 300–2 400 mm
- Horizontální řízené vrtání profilu DN 63–800 mm
- Technologie stříkaných betonů, injektáže, trhací práce

OHL ŽS, a.s. provides:

- Road and railway tunnels and underground structures over DN 16 m²
- Galleries and utility tunnels to DN 16 m² (NATM, mechanized driving shields)
- Excavating of foundation pits and shafts
- Dig and drill throughpasses DN 300–2400 mm
- Horizontal laser-controlled drilling DN 63–800 mm
- Air-placed concrete technology, grouting, blasting operation

OHL ŽS, a.s.
Burešova 938/17
CZ - 660 02 Brno - střed
tel.: +420 541 571 111
fax: +420 541 212 166
e-mail: ohlzs@ohlzs.cz
www.ohlzs.cz

OHL ŽS

JAGA

INFORMACE **PRO PROFESIONÁLY**

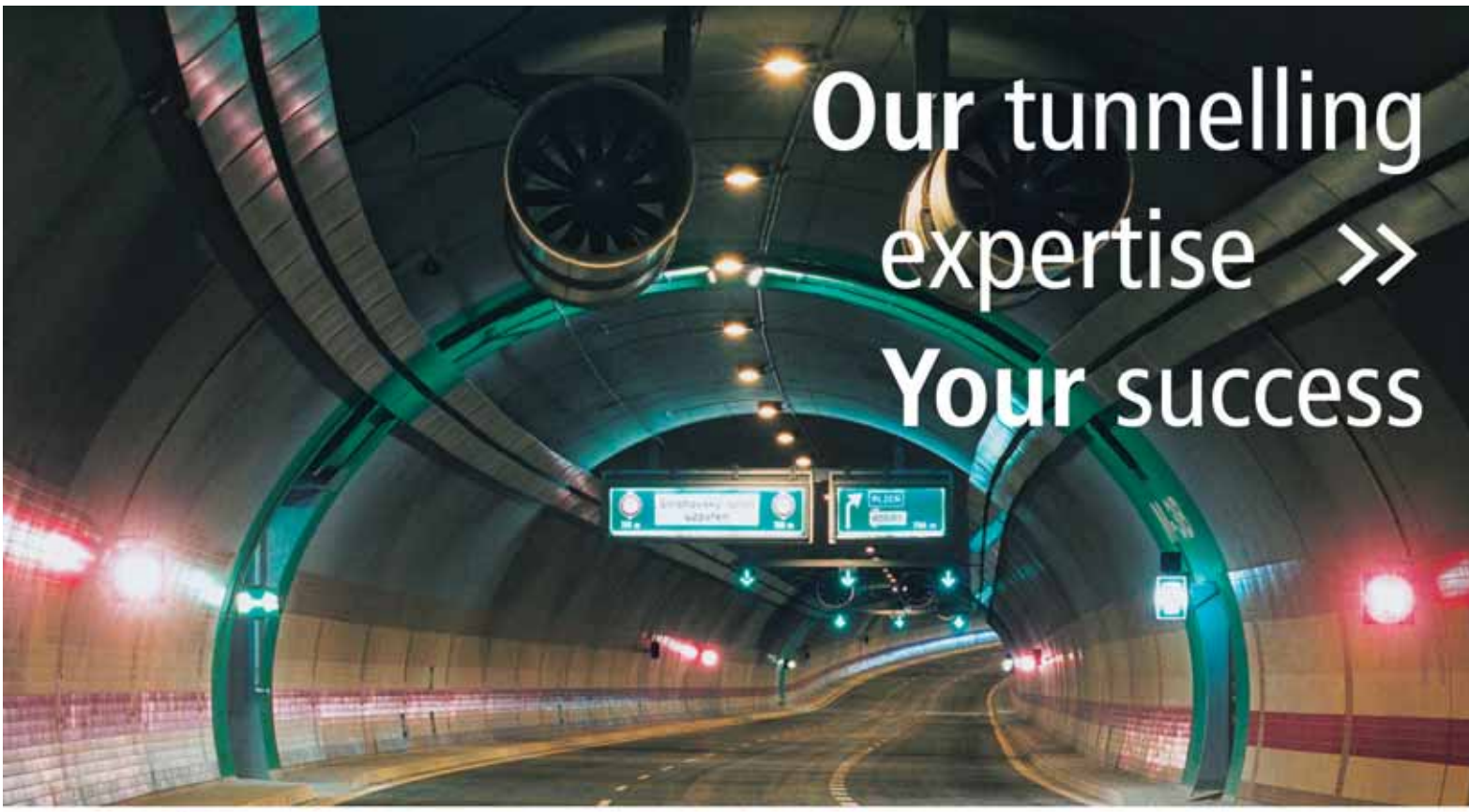
iS Inžinierske stavby
Inženýrské stavby

Zaměření: inženýrské stavby, geotechnika
Periodicita: 6× ročně

Časopis Inženýrské stavby už 58 let přináší odborné veřejnosti informace z oblasti dopravních, vodohospodářských, ekologických a liniových staveb a také geotechniky. Titul je federálním periodikem, tedy časopisem určeným českým i slovenským odborníkům, kteří se zároveň podílejí na jeho tvorbě.

Předplatné:
A.L.L. production, s. r. o.
P. O. Box 732, 111 21 Praha 1
tel.: 840 30 60 90, fax: 234 092 813, e-mail: predplatne@predplatne.cz

www.casopisis.cz



www.arcadisgt.cz

Imagine the result

ARCADIS GEOTECHNIKA

Energie – stavební a báňská

is construction and mining joint-stock company with shareholders' capital of CZK 235 million, seven hundred permanent employees and current external turnover of CZK 2.463 milliard.

energie
STAVEBNÍ A BÁŇSKÁ

Plzeňská 276, 151 23 Prague 5
Czech Republic
Telephone: +420 257 282 111
E-mail: energie@enas.cz
www.energie-as.cz

POHL

POHL cz, a.s.,
Nádražní 25,
252 63 Roztoky
e-mail: pohl@pohl.cz

tel.: 220 911 094-6
fax: 220 912 299
http: www.pohl.cz

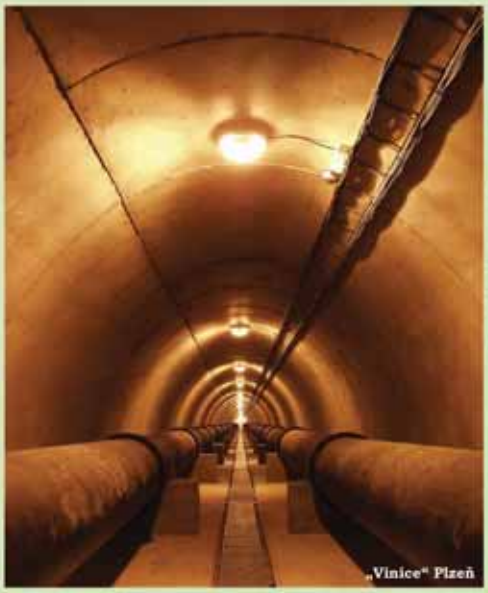
POHL cz, a.s. je česká firma podnikající v oblasti realizace stavebních celků. Základy společnosti POHL byly položeny roku 1990.

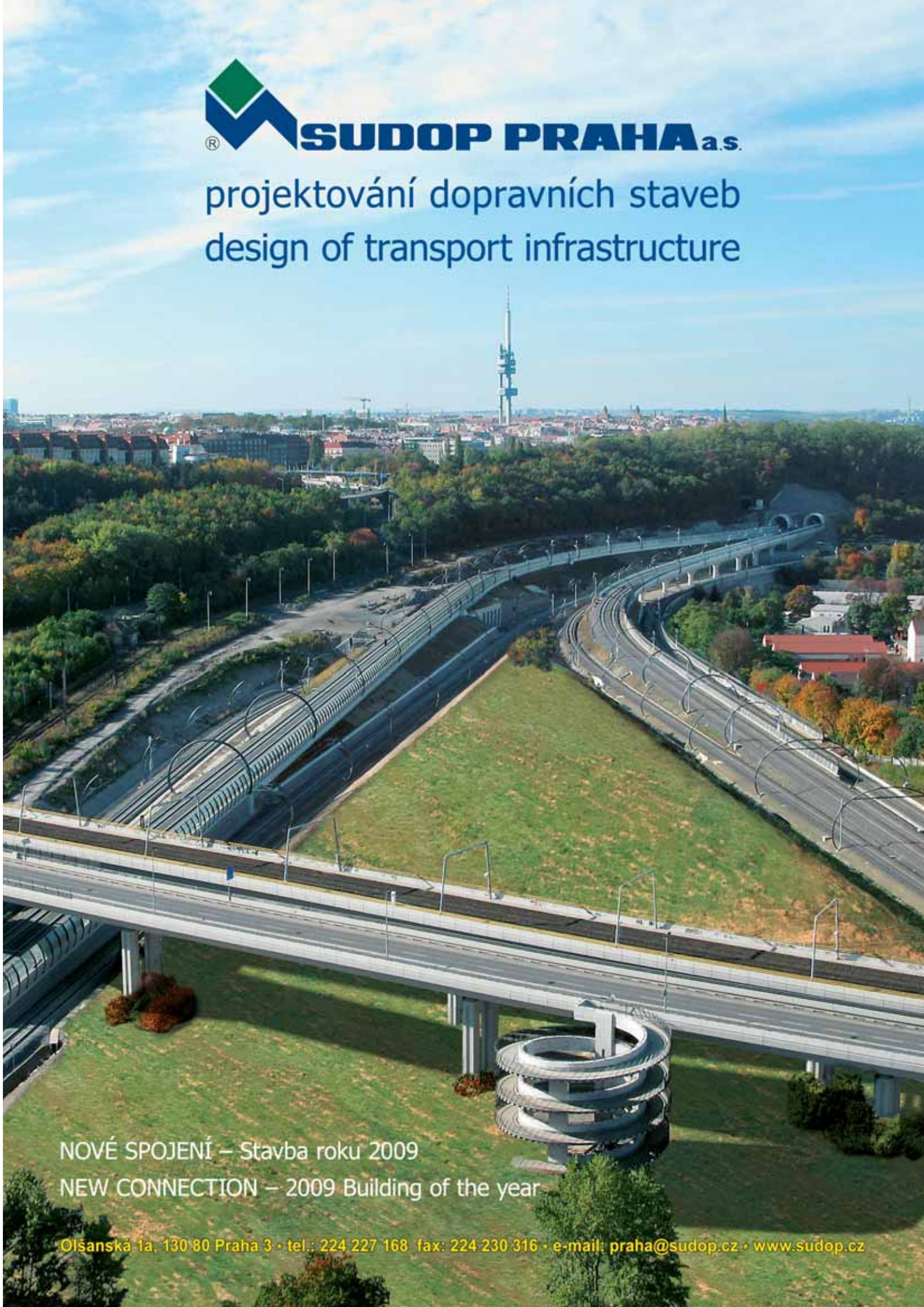
1990 - 2010

20 let společnosti POHL cz, a.s.

20 let v podzemních stavbách

Děkujeme za spolupráci všem partnerům.




SUDOP PRAHA a.s.
projektování dopravních staveb
design of transport infrastructure
NOVÉ SPOJENÍ – Stavba roku 2009
NEW CONNECTION – 2009 Building of the year
Olšanská 1a, 130 80 Praha 3 • tel.: 224 227 168 fax: 224 230 316 • e-mail: praha@sudop.cz • www.sudop.cz

Společně stavíme budoucnost

HOCHTIEF CZ a. s. pro vás realizuje:

- pozemní stavby
- developerské projekty
- projekty dopravní infrastruktury

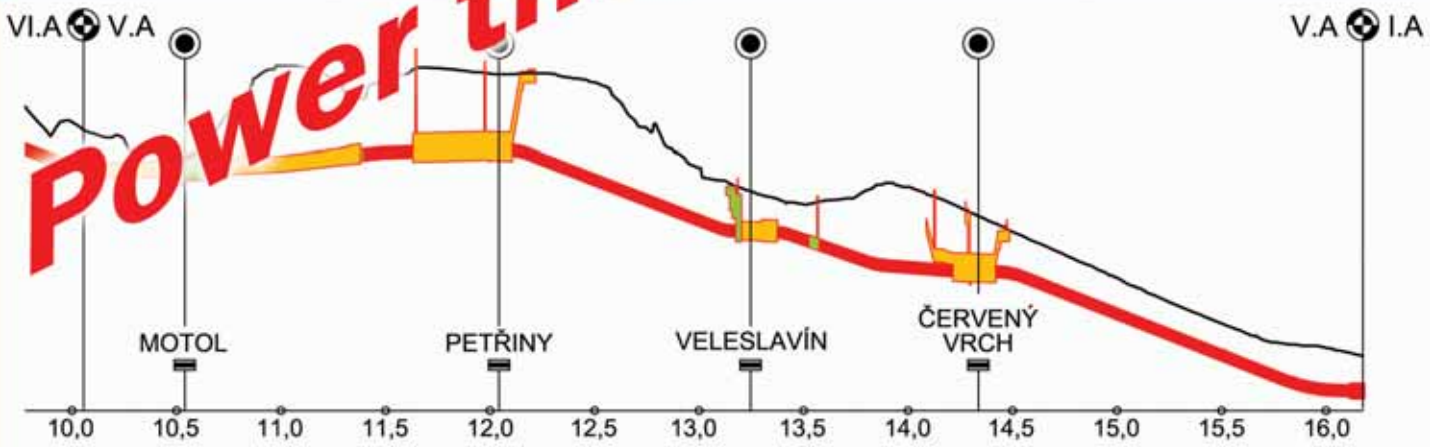
HOCHTIEF

www.hochtief.cz

HOCHTIEF CZ a. s., Plzeňská 16/3217, 150 00 Praha 5
T.: +420 257 406 000, info@hochtief.cz

PROGRESSIVE TUNNELING TECHNOLOGY FOR PRAGUE METRO

Power through design



Other railway tunnels, proposed to be driven by TBM technology, are under design progress by METROPROJEKT Praha

- **Praha - Beroun railway tunnel**
- **Ústí nad Orlicí - Choceň railway tunnel**
- **TEN-T project of the railway tunnel under the river Danube in Bratislava**
- **New Railway Connection - railway tunnel route under the Prague city center**

METROPROJEKT

METROPROJEKT Praha a.s.

Quality Gold Certificate Holder

Nám. I. P. Pavlova 2/1786, 120 00 Praha 2
The Czech Republic

Phone: + 420 296 3235 152, Fax : + 420 296 325 153.
E-mail: metroprojekt@metroprojekt.cz URL: www.metroprojekt.cz

PUDIS
akciová společnost

Nad Vodovodem 2/3258
100 31 Praha 10
tel.: +420 274 776 645
obchod@pudis.cz
www.pudis.cz

Projektové práce
silniční a dopravní stavby
vodohospodářské stavby
mosty a inženýrské konstrukce
inženýrské sítě
podzemní stavby
inženýrská a mandatářská činnost

Průzkumné práce
inženýrská geologie a geotechnika
monitoring podzemních staveb
kompletní průzkumy životního prostředí a EIA
hluková měření
stavebně technické průzkumy
geoelektrická měření

Přes čtyřicet let tradice v projektové, průzkumné a konzultační činnosti

1966 > 2010

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

SEMINÁŘ O TUNELECH A INTELIGENTNÍCH DOPRAVNÍCH SYSTÉMECH (ITS) V BUENOS AIRES
SEMINAR ON TUNNELS AND INTELLIGENT TRANSPORTATION SYSTEMS (ITS), BUENOS AIRES

At the end of March, the city of Buenos Aires hosted a session of a technical committee for tunnels of the international road association PIARC (the exact name is TC 4 Road Tunnel Operation), which was followed by a conference dedicated to tunnels and their development in Southern America. There is a specific feature of the activity of the committee that one of two sessions held during a year takes place in a country with the so-called transition economy.

The contribution in the survey informs about the development of works in TC 4 committee and gives a report on the seminar. The technical committee session was attended by foremost world's experts. Owing to this fact, professionals from the organising country showed great interest also in the accompanying seminar. In this particular case, delegations from as distant countries as Peru or Equador were present.

Buenos Aires hostilo koncem března zasedání technického výboru pro tunely mezinárodní silniční asociace PIARC (přesné označení je výbor TC.4 Road Tunnel Operation), na které navazovala konference věnovaná tunelům a jejich rozvoji v Jižní Americe. Specifikum činnosti výboru je, že jedno ze dvou zasedání v roce se koná v zemi s tzv. přechodovou ekonomikou, kdy přední světoví odborníci, členové výboru, přednášejí na navazující konferenci pořádané zemí, která pozvala výbor na jeho zasedání. Vzniká tak velmi efektivní přenášení názorů.

Název výboru ukazuje, že se výbor nezabývá jen návrhem tunelů, jak tomu bylo v minulosti, kdy byl název Road Tunnels, ale sleduje celý řetězec života tunelu, a to od jeho návrhu přes provoz až po případnou renovaci. Významnou roli hrají i organizační vazby zajišťující provoz a řešení mimořádných událostí a dále jsou středem zájmu i uživatelé tunelu, tedy řidiči. Všechny aktivity mají společného jmenovatele, kde jsou tři slova: bezpečnost, efektivita a ekologie.

Dohoda mezi mezinárodní tunelovou asociací ITA a PIARC stanovuje, že se činnosti a zájmy obou organizací nepřekrývají, ale naopak se vhodně doplňují. Rámcově řečeno se ITA zabývá vším, co souvisí s výstavbou tunelu a pak „předává štafetu" PIARC, aby tunel vybavil a provozoval.

Zkratka PIARC vyjadřuje v angličtině „**P**ermanent **I**nternational **A**ssociation of **R**oad **C**ongresses", ve francouzštině „**A**ssociation **I**nternationale **P**ermanente des **C**ongrès de la **R**oute". Největší silniční organizace čítající 118 zemí z Asie, Ameriky, Austrálie, Afriky a Evropy slavila loni sté výročí.

Výbor pro tunely byl založen již v roce 1956 a ihned se začal zabývat optimalizací geometrie tunelů, ventilací apod. Podnětem byla kniha, která vyšla v roce 1995 péčí hlavního výboru, První silniční tunel (The First Road Tunnel), kterou napsal Sir. A. M. Wood. Za dalších patnáct let vyšlo 24 titulů, které zásadním způsobem měnily nebo spíš sjednocovaly názor na určitou problematiku. Úspěšnost titulů řešících ventilaci, závislosti emisí vozidel na vnějších podmínkách, problematiku oboustranných tunelů, způsoby identifikace nehod atd. je dána tím, že se na tvorbě dokumentů podílí řada nejvýznamnějších odborníků z různých zemí, kteří spolupracují a využívají dobré příklady (best practises) ze svých zemí.

Zasedání výboru C4 Road Tunnel Operation

Výbor C4 má 51 členů z 32 zemí a kromě toho ještě 19 korespondenčních členů. Celkově pracuje na problematice tunelů 144 expertů ze 38 zemí.

Ve dnech 26.–30. září 2011 se bude v Mexiku konat celosvětový kongres završující současné čtyřleté údobí. K tomuto cíli směřuje veškeré úsilí výboru C4. Na zasedání v Buenos Aires předložili všichni vedoucí skupin první, ale již kompletní návrhy dokumentů, které mají v gesci. Na celodenních jednáních se četly redakční posudky a zaujímala se k nim stanoviska buď osobní, nebo za zemi, kterou člen reprezentuje. V následující tabulce jsou uvedeny názvy připravovaných dokumentů.

Road Tunnel Manual

V posledních desetiletích se setkáváme se zajímavým paradoxem – informací k dané problematice je mnoho, dokonce velmi mnoho. Stačí si zadat do vyhledávače nějaké heslo a obvykle se objeví desítky, někdy až stovky odkazů, takže si prohlédneme pár z nich a pokud nenajdeme to pravé, obvykle nehodláme ztrácet drahocenný čas prohlížením všech dalších.

Tento stav je znám a je popsán i teoreticky – společnost, jejímž základem jsou dnes (nepřeberné) informace, se bude v dalším desetiletí transformovat na společnost znalostní. Znalost vzniká logickým či sémantickým zřetězením informací. V budoucnosti nám budou chytré roboty předkládat právě tu znalost, kterou potřebujeme znát a nebudeme zatěžováni nevýznamnými informacemi.

Skupina	Název připravovaného dokumentu
WG1	RECOMMENDATIONS FOR STRATEGIC TUNNEL SAFETY MANAGEMENT
	GOOD PRACTICE FOR ROAD TUNNEL EMERGENCY EXERCISES
	RECOMMENDATIONS ON MANAGEMENT OF MAINTENANCE AND TECHNICAL INSPECTION OF ROAD TUNNELS
	LIFE CYCLE ASPECTS OF TUNNEL EQUIPMENTS
WG2	CURRENT PRACTICE FOR RISK EVALUATION IN ROAD TUNNELS
WG3	RECOMMENDATIONS REGARDING ROAD TUNNEL DRIVERS' TRAINING AND INFORMATION
WG4	ROAD TUNNELS: VEHICLE EMISSIONS AND AIR DEMAND FOR VENTILATION
	DESIGN FIRE CHARACTERISTICS FOR ROAD TUNNELS
	GUIDELINES ON THE APPLICABILITY, COST-EFFECTIVENESS AND OPERATION OF FIXED FIRE FIGHTING SYSTEMS
WG5	ROAD TUNNEL MANUAL
	PIARC ROAD TUNNEL DICTIONARY

Ve velmi podobné míře to platí i o znalostech z oblasti tunelů. Jenom PIARC vydal 24 titulů, k tomu jsou desítky národních standardů, řada publikací, časopiseckých článků. Proto se v tomto cyklu připravuje web orientovaný manuál, kde budou po jednotlivých kapitolách soustředěny veškeré, dosud publikované znalosti z oblasti tunelů. Výhodou internetového přístupu je jeho dostupnost, možnost jednoduchých úprav a to, že důležité pojmy budou propojeny s fotografiemi, video prezentacemi atp.

Základní verze bude v angličtině, francouzštině a španělštině. S prezidentem Pierre Schmitz je dohodnuto, že je ochoten nás zaškolit a stránky si budeme moci přeložit do češtiny.

Seminář o tunelech a ITS aplikacích

Již název semináře je zajímavý a velmi progresivní – spojuje totiž tunelové systémy s aplikacemi dopravní telematiky, resp. inteligentními dopravními systémy (ITS). Myšlenka, že tunelový systém je vlastně dopravně-telematický systém, byla zavedena již koncem 90. let v našich technických podmínkách TP98 Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací, jako první úvaha tohoto druhu v Evropě, viz. lit. Od té doby se tato myšlenka dále příliš nerozvíjela, až se objevila nyní v Jižní Americe.

Na třídenní seminář konaný v hotelu Sheraton Retiro se registrovalo přes 300 účastníků ze zemí Jižní Ameriky. Nejpočetnější delegaci mělo Chile, neboť je tato zem propojena právě přes Argentinu s Atlantským oceánem. V cestě však stojí velehory Andy, a to je důvodem pro přípravu několika velkolepých tunelů. Spolu se zástupci PIARC bylo na konferenci zastoupeno 29 zemí.

Na třídenním zasedání evropští experti z Rakouska a Německa představili stav managementu bezpečnosti v Evropě, a to včetně názoru na zkoušky tzv. reálným energetickým zdrojem (simulace požáru). Obě vyspělé země převzaly stejnou filozofii. V tunelech vybavených mechanickou ventilací nechají hořet 20 l nafty a 5 l benzinu. Nezničí se tím tunel, ale vyzkouší se funkčnost celého ventilačního řetězce a navíc zkoušky jsou vlastně „unifikované", a tím i porovnatelné. Zajímavá byla také přednáška o délce života a nárocích na výměnu tunelových zařízení – počínaje počítačovým systémem až po ventilaci. Požadavky na výměnu, kdy se porovnává cena vlastní náhrady s nároky na zvýšenou údržbu starších systémů, jsou i výstupem jedné pracovní skupiny PIARC.

Zástupce ITA prof. Assis měl velmi obsažnou přednášku, ve které porovnával konvenční a mechanizované metody. Součástí porovnání byl i stromkový diagram klasifikující vhodnost metod podle tříd horniny. Mimo jiné popisoval zajímavý profil tunelu v Seattlu, viz obrázek.

Několik přednášek bylo věnováno konkrétnímu tunelu Aqua Negra, který by měl podejít Andy v délce cca 14 km a spojit Argentinu s Chile, a to vše ve výšce okolo 4000 m n. m. V současné době probíhají geologické průzkumy. Tunel v této výšce má ale řadu specifik daných řidším vzduchem (hustota 0,74 místo 1,22 kg/m^3), což znamená, že v této výšce budou nejenom jiné výkony motorů a odlišné exhalace vozidel, ale i snížené vzduchové výkony ventilátorů, až po možné jiné (pomalejší) reakce a jízdní vlastnosti řidičů. Kromě tohoto tunelu byly představeny i další projekty v Peru, Chile, Ekvádoru a Argentině.

V Evropě se věnuje stále větší pozornost chování uživatelů tunelů. Většina výzkumů ukazuje, že řidiči nerespektují řadu pravidel, mezi nejzávažnější lze řadit nedodržování bezpečné vzdálenosti. Zhruba 20 % řidičů pociťuje stres při jízdě v tunelu a 57 % dotázaných v tunelu Frejus vůbec nevědělo, kam mohou vést únikové východy.

Mezi neobvyklé technologie lze počítat ideu, která je připravena pro sedmnácti kilometrový „Stockholm Bypass Tunnel", jehož výstavba začíná v roce 2012. Kvůli pneumatikám s hřeby se v jarním údobí ve švédských tunelech projevuje zvýšené množství prachových částic. K jejich odlučování hodlají použít velmi jemnou vodní mlhu šířenou tryskami pod stropem (MoJet technology) a kondenzovanou znečištěnou vodu budou filtrovat.

Závěr

Článek v přehledu seznamuje s vývojem prací v technickém výboru C.4 a dále referuje o semináři věnovaném tunelům v jihoamerických zemích. Přestože se zasedání konalo v nepříliš přívětivém mega městě Buenos Aires, je politika PIARC pořádat zasedání v zemích s menší „tunelovou" tradicí velmi účinná. Zasedání technického výboru se totiž účastní přední světoví odborníci, a tím je dáno i to, že ze strany odborníků pořádající země je o doprovodný seminář vždy velký zájem. V tomto případě se účastnily delegace i ze vzdáleného Peru či Ekvádoru.

Jedenáct dokumentů, které jsou zatím v první verzi, bude připraveno do definitivní podoby do podzimu tohoto roku. Velkou předností pro naši odbornou veřejnost je, že již dnes máme k dispozici rozpracované verze, a tak můžeme sledovat trendy vývoje myšlení v tomto oboru. Pro případné zájemce o přehled rozvoje tunelových systémů v Jižní Americe jsou přednášky k dispozici na CD u autora příspěvku.

PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc., pribylp@eltodo.cz,
ELTODO EG, a. s., FAKULTA DOPRAVNÍ ČVUT

Literatura:

TP98 *Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací*, Eltodo EG, Praha, 1998

ODBORNÝ SEMINÁŘ: VYUŽITÍ VLÁKNOBETONU PRO PODZEMNÍ STAVBY

TECHNICAL SEMINAR: APPLICATION OF FIBRE-REINFORCED CONCRETE IN UNDERGROUND CONSTRUCTION

Ve středu 3. 2. 2010 se v budově Masarykovy koleje ČVUT v Praze uskutečnil odborný seminář, který byl organizován Českou tunelářskou asociací ITA-AITES společně s firmou Bekaert. Hlavním řečníkem byl pan Benoit de Rivaz (francouzský odborník firmy Bekaert na problematiku vláknobetonu), překlad z angličtiny zajistil Ing. Juraj Dojčák, Ph.D. (zástupce slovenské pobočky firmy Bekaert).

Seminář byl rozdělen do následujících sekcí:

1. Ocelové a polymerové produkty, vhodnost vláken pro různé aplikace
2. Stříkaný vláknobeton
3. Prefabrikovaná segmentová ostění z vláknobetonu

V rámci semináře byly kromě základních teoretických informací uvedeny i zkušenosti s aplikacemi na různých zahraničních projektech. Semináře se zúčastnilo přes 60 zájemců převážně z řad členů CzTA včetně nové děkanky FSv ČVUT Prof. Ing. Aleny Kohoutkové, CSc., z katedry betonových a zděných konstrukcí. Dotazy v rámci diskuse směřovaly především na finanční výhodnost využití vláknobetonu a na praktické zkušenosti s používáním uvedeného materálu.

DOC. ING. MATOUŠ HILAR, Ph.D., hilar@d2-consult.cz,
D2 CONSULT PRAGUE, s. r. o.

A technical seminar, organised jointly by the ITA-AITES Czech Tunnelling Association and Bekaert, was held in the Masaryk College building of the Czech Technical University in Prague on 3rd February 2010. The main speaker was Mr. Benoit de Rivaz (a French expert of Bekaert in problems of fibre-reinforced concrete), with Ing. Juraj Dojčák, Ph.D. (a representative of Bekaert's Slovakia-based branch) providing translation from English.

The seminar was divided into the following sections:

1. Steel and polymer products, suitability of fibres for various applications
2. Fibre-reinforced shotcrete
3. Prefabricated fibre-reinforced segmental linings

Apart from basic theoretical information, the seminar also informed about the experience in applications on various foreign projects. The seminar was attended by over 60 interested persons, mainly members of the CzTA, including Prof. Ing. Alena Kohoutková, CSc., the new dean of the Faculty of Civil Engineering from the Department of Concrete and Masonry Structures. Enquiries made in the framework of the discussion were focused first of all on financial benefits of using fibre-reinforced concrete and practical experience in using this material.

DOC. ING. MATOUŠ HILAR, Ph.D., hilar@d2-consult.cz,
D2 CONSULT PRAGUE, s. r. o.

VÝROČÍ / ANNIVERSARIES

ING. JINDŘICH HESS Ph.D. SEDMDESÁTNÍKEM
ING. JINDŘICH HESS Ph.D. SEPTUAGENARIAN

Těch deset let uteklo jako voda. Těch deset let od chvíle, kdy jsem v této rubrice uveřejnil článek s názvem Dvojí gratulace k šedesátinám. A proč dvojí gratulace? Protože právě tehdy pražské metro získalo prestižní titul Stavba století v kategorii dopravních staveb.

Stavba pražského metra, která je s životní dráhou našeho oslavence nerozlučně spjata a jíž zasvětil téměř celou svou profesní kariéru. Stavba, na níž se podílely desítky firem v čele s Metrostavem a tisíce lidí. Každý z nich na ní zanechal svou větší nebo menší stopu. Ing. Jindřich Hess se do její historie zapsal nesmazatelně. Byl vždy tam, kde se ve významných okamžicích výstavby rozhodovalo.

Svou stavařskou dráhu začal u Vodních staveb, které po rozhodnutí o stavbě podzemní dráhy v Praze se staly jejím generálním dodavatelem. Ing. Hess se tím dostal na stavbu, jíž zůstal věren již před vznikem Metrostavu. Jako stavbyvedoucí stál už v šedesátých letech u montáže prvního nemechanizovaného razicího štítu na traťovém tunelu pod Štětkovou ulicí mezi dnešními stanicemi Vyšehrad a Pražského povstání. V sedmdesátých letech zahájil ražbu tunelů pod Vltavou a Starým Městem prvním mechanizovaným štítem. Jako technický náměstek ředitele řídil od roku 1977 technický rozvoj a zavádění moderních tunelářských technologií u podniku, jakou byla ražba pomocí štítu s frézovací hlavou nebo Nová rakouská tunelovací metoda. V době vrcholících dokončovacích prací na třetí trase metra, na trase B, rok před jejím uvedení do provozu, byl v roce 1984 jmenován výrobním náměstkem ředitele.

V roce 1988 byl zvolen ředitelem státního podniku Metrostav a po jeho transformaci na akciovou společnost se stal od roku 1991 jejím prvním generálním ředitelem a předsedou představenstva.

Znovu nastaly okamžiky zásadního rozhodování: jak zachovat v procesu privatizace akciovou společnost v její velikosti a výkonnosti, zaručit úroveň kvality prací a udržet dobrou pozici na trhu stavebních prací. A v dalším období po roce 1993 zajistit přechod specializované stavební firmy v souladu s poptávkou na univerzální stavební společnost, zajistit její rozvoj ve spolupráci s vhodnými stavebními firmami a skupinami a udržet tak schopnost úspěšné konkurence při získávání významných zakázek.

Angažovanost našeho jubilanta v podzemním stavitelství však pokračovala dál. Od samého začátku založení Českého (dříve Československého) tunelářského komitétu v roce 1982 byl členem odborné pracovní skupiny ITA-AITES. Jeho aktivita v této mezinárodní tunelářské asociaci byla oceněna zvolením do jejího předsednictva a zejména pak v roce 1998, kdy byl zvolen do funkce viceprezidenta. Právě jeho pozice a aktivita ve vrcholné světové tunelářské organizaci přispěly k tomu, že nám bylo svěřeno pořádání Světového tunelářského kongresu ITA-AITES v roce 2007. Česká tunelářská asociace ocenila v roce 2004 zásluhy Ing. Hesse o upevnění postavení a prestiže naší tunelářské organizace nejen v ČR, ale i na mezinárodní úrovni udělením prvního titulu Čestný člen Českého tunelářského komitétu ITA-AITES.

Ing. Hess zastával i řadu dalších významných funkcí. Byl místopředsedou Hospodářské komory hl. m. Prahy a členem vědecké rady Stavební fakulty ČVUT a je členem Správní rady ČVUT, vědecké rady Podnikohospodářské fakulty VŠE v Praze a dále rozvíjí kontakty se zástupci řady dalších vysokých škol v Čechách a na Moravě.

Jeho osobní život je spjat především s hudbou, pro niž má v rodině díky své ženě a dceři plodné zázemí. Z jeho iniciativy se pak klasická hudba dostávala k pracovníkům akciové společnosti Metrostav i jejím hostům při tradičních předvánočních koncertech.

Je mi potěšením, že mohu jménem vás, čtenářů časopisu Tunel, popřát našemu oslavenci hodně energie a sil do dalších let – u příležitosti životního jubilea, kterého se v plné svěžesti a pracovní aktivitě dožil 13. května.

ING. KAREL MATZNER

The ten years have passed so quickly. The ten years from the moment when I published the article titled Double Congratulation to Ing. Jindřich Hess's Sixtieth Birthday in this column. Why a double congratulation? Because of the fact that at the same moment the Prague metro was awarded the prestigious title Construction Project of the Century in the category of transport construction projects.

The Prague metro is the construction which is inseparably adherent to Mr. Hess life and to which he dedicated nearly all his professional career. Tens of companies led by Metrostav and thousands of people participated in the construction works. Each of them left either smaller or more significant traces in it. Ing. Jindřich Hess is indelibly recorded in its history. He has always been there where critical decisions on the construction were being made.

He started his career of a civil engineer in Vodní Stavby company, which became the general contractor for the underground railway in Prague when the decision to develop it had been made. This is how Ing. Hess got to the construction project, to which he remained devoted till now, even before the origination of Metrostav. As a site agent, he was present at the assembly of the first non-mechanised shield driving the running tunnel under Štětkova Street between today's stations Vyšehrad and Pražského Povstání. In the 1970s, he started the excavation of tunnels under the Vltava River and the Old Town by the first mechanised shield. As a deputy director for technology he was in charge of technological development and introduction of modern tunnelling techniques in the company, such as driving tunnels by a shield with a roadheader or the New Austrian Tunnelling Method. When the finishing work on the third operational section of the metro line B was culminating, in 1984, one year before the metro line commissioning, he was appointed the deputy director of Metrostav for operations.

In 1988 he was elected the director of the state-owned company Metrostav, to become in 1991 the first chief executive officer and chairman of the board of directors of Metrostav after its transformation into a joint-stock company.

Again, critical decision making moments came about, this time regarding the effort to maintain the size and performance of the joint-stock company during the privatisation process, to guarantee its work quality level and preserve the good position on the construction market. To secure the transition of the specialised construction company in the period which followed after 1993 so that it complied with requirements for a universal construction company, to ensure its development in collaboration with proper construction companies and groups, thus to maintain the ability to successfully win significant contracts.

But the involvement of our friend in the underground construction industry continued further. He was a member of an ITA-AITES working group from the very beginning of the foundation of the Czech (originally Czechoslovak) Tunnelling Committee in 1982. His activity in the International Tunnelling Association was appreciated by his election to the ITA-AITES Board and, most of all in 1998, when he was elected as a vice-president of the association. It was owing to his position and activity in the top worldwide tunnelling organisation that the Czech Republic was entrusted with the task of organising the ITA-AITES World Tunnel Congress in 2007. The Czech Tunnelling Association appreciated Ing. Hess's credit of strengthening the position and prestige of our tunnelling organisation not only in the Czech Republic but also at the international level by awarding him the first title of "The Honorary Member of the ITA-AITES Czech Tunnelling Committee".

Ing. Hess fulfilled an array of other significant functions. He was a vice-chairman of the Chamber of Commerce of the City of Prague and a member of the Scientific Council of the Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University; he is a member of the managing board of the Czech Technical University in Prague, the Scientific Council of the Faculty of Business Administration of the VŠE University of Economics in Prague and continues to maintain contacts with representatives of many other universities in Bohemia and Moravia.

His personal life is first of all connected with music, for which he has got, owing to his wife and his daughter, a very fruitful background. As a result of his initiatives, classical music got to employees of Metrostav joint-stock company and its guests on the occasions of traditional Pre-Christmas concerts.

I am delighted to be allowed to wish our friend on behalf of yourselves, readers of TUNEL journal, lots of energy and strength for the years to come on the occasion of his birthday, which he will celebrate in full freshness and working activity on 13th May.

ING. KAREL MATZNER

ŽIVOTNÍ JUBILEUM ING. JIŘÍHO POKORNÉHO
ING. JIŘÍ POKORNÝ BIRTHDAY CELEBRATION

Profesní dráha absolventa Stavební fakulty Českého vysokého učení technického, obor konstrukce a doprava, začíná ve firmě Stavby silnic a železnic, kam nastupuje v roce 1966. Na kolejových dopravních stavbách zahajuje svoji profesní dráhu a tomuto stavebnímu oboru zůstává věrný dodnes. Problematiku začíná nejprve poznávat z pozice stavební firmy. Po šesti letech působení u firmy Stavby silnic a železnic ji opouští a přechází do investorské složky Českých drah Správa přestavby železničního uzlu Praha, kde úspěšně

The professional career of the graduate from the Czech Technical University with a degree in civil engineering from the Department of Civil Engineering and Traffic Structures started in Stavby Silnic a Železnic, a company constructing roads and railways, which he entered in 1966. He started his professional career on railway construction sites and has remained faithful to them till now. He began to familiarise himself with the problems first of all from the position of a construction company. After six years of working with Stavby Silnic a Železnic, he left this company and entered the capital investment department of Správa Přestavby Železničního Uzlu

řídí výstavbu nového železničního tunelu pod Bílou skálou v Praze. Nabyté zkušenosti z pozice realizátora kolejových staveb tak doplňuje i o poznatky ze sféry investora.

V roce 1979 nastupuje k projektové organizaci DP Metroprojekt do funkce hlavního inženýra projektu stavby metra, trasy B. V této nové funkci uplatňuje dřívější zkušenosti a úspěšně koordinuje a řídí práce týmu projektantů. Revoluční chaotické období 1989 ho zastihuje ve fázi, kdy vrcholí práce na stavbě metra IIB. Díky svým předchozím zkušenostem úspěšně řídí závěrečné práce vyplývající z funkce autorského dozoru projektanta. Koncem roku 1990 je stavba zkolaudována a otevřena pro provoz s cestujícími.

Rok 1989 a zejména následující období privatizace přinášejí do společnosti vlastnické i organizační změny. Metroprojekt vystupuje z organizační struktury Dopravního podniku hl. města Prahy a krátkou dobu je státním podnikem.

Přichází období privatizace a majitelem Metroprojektu se stává soukromá firma Cimex se sídlem v Karlových Varech. Soukromý majitel si vysoce cení odborných a organizačních zkušeností Ing. Jiřího Pokorného a ustavuje ho do funkce technického náměstka ředitele. Ale ani v této funkci nepůsobí Ing. Jiří Pokorný dlouho. Metroprojekt získává nový majitel – SUDOP PRAHA, a. s., a jeho ředitelem se stává Ing. Jiří Pokorný. Od roku 1992 se Metroprojekt transformuje na společnost METROPROJEKT Praha, a. s., kde ve funkci generálního ředitele a předsedy představenstva působí Ing. Jiří Pokorný od roku 1996.

Za jeho působení se akciová společnost dostává do vedoucího postavení projektanta městské hromadné přepravy osob. Pod jeho vedením se METROPROJEKT Praha, a. s., úspěšně orientuje v nových ekonomických podmínkách. Rozšiřuje spektrum své činnosti i mimo kolejové investice, uplatňuje se v projektech soukromých investorů. Vytváří novou image společnosti, zavádí ve společnosti systém kvality. Důsledné naplňování jeho vize „spokojený zákazník“ a jím vytvořeného hesla „Síla v projektu“ je v pozadí všech dosavadních úspěchů jím řízené společnosti.

Ohlédněme se zpět na jeho více než čtyřicetileté působení v oblasti projektové přípravy staveb. Vedle projektů všech dosavadních i v poslední době připravovaných úseků pražského metra, rekonstrukce úseků evropských železničních koridorů, úseků modernizace tramvajových tratí, uveďme i projekty řady staveb pozemních, které společnost díky jeho iniciativám získala – Aquapark v Čestlicích, rekonstrukce Národní knihovny v Klementinu, rekonstrukce budovy Českého rozhlasu a budovy železniční stanice Praha hlavní nádraží. Z řady veřejných ocenění vyzdvihněme to nejcennější, které jeho zásluhou společnost v roce 2000 získala – Pražské metro – stavba 20. století.

Významné životní jubileum zastihuje Ing. Jiří Pokorného v plné tvůrčí síle. Všichni mu přejeme, aby se ještě po řadu dalších let úspěšně podílel na práci společnosti a významně pomáhal v naplňování jejího hesla „Síla v projektu“.

ING. VÁCLAV VALEŠ

Praha (a company developing the Prague Railway Junction), where he successfully managed the construction of a new rail tunnel under Bílá Skála rock in Prague. Thus he added knowledge from the capital investment sphere to his experience gained in the position of a constructor of railway structures.

In 1979, he entered DP Metroprojekt, a designing organisation, in the position of the chief design engineer responsible for the Metro Line B. In this new position he used the previous experience and successfully coordinated and managed the work of a team of designers. The chaotic revolution period 1989 caught him in the phase during which the work on the Metro Line IIB was reaching a peak. Owing to the previous experience, he successfully managed the final work tasks following from the function of consulting engineer's supervision. At the end of 1990 the construction passed the substantial inspection and went into passenger service.

The year 1989 and, first of all, the subsequent period of privatisation brought changes to the company in terms of the ownership and organisation. Metroprojekt abandoned the organisation structure of the Prague Public Transit Company and became, for a short time, a state-owned company.

Then the privatisation period came about and Cimex, a Karlovy Vary-based private firm, became the owner. The private owner highly valued the technical and organisational experience of Ing. Jiří Pokorný. He appointed him as a deputy technical director. But his work in this position did not last long. Metroprojekt was acquired by a new owner, SUDOP PRAHA a.s. and Ing. Jiří Pokorný became the new director. In 1992, Metroprojekt was transformed into METROPROJEKT Praha a.s., a joint-stock company, with Ing. Jiří Pokorný in the position of the general manager and chairman of the Board since 1996.

During his work in this function, the joint-stock company won the position of a leading designer for the urban mass transit system. Under his leadership, METROPROJEKT Praha a.s. successfully operated in the new economic conditions. He expanded the scope of the company work even beyond rail-bound investment projects. The company started to be used as a designer by private investors. Ing. Jiří Pokorný created a new company image and introduced the quality management system in the company. All success achieved by the company under his leadership has been reached owing to the consistent implementation of his "Content Customer Care" vision and the "Our Strength in Our Design" motto proposed by himself.

Let us have a look back at his over forty-year work in the field of design preparation. Apart from designs for all completed and under-preparation sections of the Prague metro, reconstruction of sections of trans-European railway corridors or sections of tram tracks to be modernised, let me also mention designs for the numerous buildings the contracts for which were won owing to his initiatives, namely the Čestlice Aquapark, reconstruction of the National Library in Klementinum, reconstruction of the Czech Broadcasting Corporation building and the Praha Hlavní Nádraží railway station building. Of the numerous public awards, let me emphasise the most precious one, the title of "Prague Metro – construction of the 20th century", the company won thanks to his activities.

The important date in his life caught Ing. Jiří Pokorný in a full creative strength. We all wish him to successfully participate on the company work and significantly help it to fulfil its motto "Our Strength in Our Design".

ING. VÁCLAV VALEŠ

SEDMDESÁTINY ZASTIHLY ING. MILOSLAVA NOVOTNÉHO V PLNÉM PRACOVNÍM NASAZENÍ PRO CZTA ITA-AITES

SEVENTIETH BIRTHDAY COUGHT UP ING. MILOSLAV NOVOTNÝ EAGERLY ENGAGED IN WORKING FOR ITA-AITES CZTA

Můj přítel Míla Novotný se narodil v Praze 5. 6. 1940. Jeho významné životní jubileum se naplní téměř „v předvečer“ mezinárodní konference Podzemní stavby Praha 2010, na jejíž přípravě se jubilant, a v kontextu jeho činorodé aktivity to ani nemohlo být jinak, výrazným způsobem podílí.

Jeho stavbařská životní dráha začala v prosinci roku 1962, kdy absolvoval Fakultu inženýrského stavitelství ČVUT v Praze, vodohospodářský směr se zaměřením na zdravotněinženýrské stavby (tzv. malá voda). Z doby studií pochází začátek jeho trvalého zaujetí pro inženýrskou geologii, kterou tehdy na fakultě přednášel profesor Quido Záruba, což Mílu později přivedlo i k zájmu o příbuzné geotechnické disciplíny, především podzemní stavitelství.

Po absolvování vysoké školy nastoupil čerstvě promovaný Ing. Novotný v lednu 1963 do stavební správy 05 národního podniku Vodní stavby. Zde pracoval do roku 1971 jako stavbyvedoucí na vodohospodářských stavbách v oblasti Kladna. Jeho další působení ve Vodních stavbách, kde prožil většinu svého profesního života, bylo zaměřeno na technickou problematiku a přípravu staveb. Zastával nejprve pozici technického vedoucího stavební správy 05, pak závodu 05 a posléze technického náměstka divize 05 akciové společnosti Vodní stavby.

Zodpovídal za řízení, průběh a kvalitu přípravy řady zajímavých staveb, mezi které patřily Vodní dílo Kořensko, nová přečerpávací elektrárna Štěchovice nebo depo pražského metra v Praze-Hostivaři. Protože závod, resp. divize 05 Vodních staveb byla zaměřena i na podzemní stavby menších profilů charakteru štol, podílel se na realizaci mnoha ražených kanalizačních sběračů v Praze a v celých Čechách. Participoval na zavedení technologie stříkaného betonu a ražeb podle

My friend Miloslav (Míla) Novotný was born in Prague 5 on 5th June 1940. The important occasion of his birthday celebration will take place nearly "on the eve" of the international conference Underground Constructions Prague 2010, the preparation of which was an opportunity for this greatly active man to significantly participate.

His career of a civil engineer started in December 1962, when he graduated from the Czech Technical University in Prague with a degree in civil engineering from the Department of Irigation, Drainage and Landscape Engineering. His interest in engineering geology has its roots in the time of his studies, when he was attending lectures delivered at that time by Mr. Quido Záruba, a renowned professor of that time. Owing to this interest he got later also to related geotechnical disciplines, associated first of all with the underground construction industry.

As a fresh graduate, Ing. Novotný entered the civil engineering department 05 of Vodní Stavby, national enterprise. He worked with this company as a site agent on hydraulic construction sites in the area of Kladno till 1971. At that time, his work with Vodní Stavby, where he spent most of his professional life, was focused on technical problems and construction planning. First he was in the position of the chief technology engineer in construction plant 05 of Vodní Stavby and then the deputy chief technology officer in division 5 of Vodní Stavby, joint stock company.

He was responsible for the management, performance and quality of planning for many projects, including the Kořensko waterworks, the new Štěchovice pumped storage scheme or the Prague metro depot in Hostivař. Because the plant 05 or the division 05 of Vodní Stavby were focused, above other activities, on smaller-profile underground structures with the character of galleries, he was involved in the construction of many mined sewers in Prague and throughout Bohemia. He was involved in the introduction of shotcreting technique and the NATM excavation principles. The first construction this technique was used

zásad NRTM, což bylo uplatněno již na začátku 90. let na první stavbě Nové čistírny odpadních vod pro hl. m. Prahu. V rámci této stavby vyrazila divize 05 (vedle důležité kanalizační stoky „F“) v prostoru pražské zoologické zahrady, za tehdejším pavilonem šelem, počáteční úsek tunelu o profilu 5 m, kterým měly být v budoucnosti odváděny odpadní vody z Prahy na novou čistírnu.

Protože a. s. Vodní stavby spěly postupně k zániku, nastoupil počátkem roku 2000 do technického úseku divize 5 Metrostavu a. s. Zde se podílel např. na přípravě tunelů Panenská na dálnici D8 nebo stavby Nové spojení, jejíž součástí jsou tunely pod vrchem Vítkov v Praze.

Zájem o podzemní stavby vyústil do jeho aktivního působení v někdejším Českém tunelářském komitétu ITA-AITES. Za Vodní stavby, a. s., byl členem předsednictva komitétu, působil jako člen přípravných výborů konferencí Podzemní stavby Praha a podílel se také na přípravě prvního pražského světového tunelářského kongresu WTC 1985 a samozřejmě i velmi významně na přípravě a průběhu druhého pražského kongresu WTC 2007.

Byl dlouholetým členem redakční rady časopisu Tunel a od roku 2005 je jeho vedoucím redaktorem. S nástupem Míly Novotného na pozici vedoucího redaktora došlo nejen k připravované změně „tváře“ časopisu TUNEL, ale díky jeho důslednosti v působení na autory a pečlivosti v přípravě každého čísla se kvalita našeho časopisu neustále zlepšuje. Zařazení TUNELU mezi recenzované časopisy a velmi příznivé zahraniční reference jsou toho jednoznačným dokladem. Stejně jako stále stoupající zájem autorů o uveřejnění jejich článků v časopise. Zásadní podíl Míly Novotného jako vedoucího redaktora na tomto stavu je evidentní a nelze jej u příležitosti jeho jubilea opominout.

Ing. Miloslav Novotný je od roku 2005 sekretářem České tunelářské asociace ITA-AITES. Připravuje jednání předsednictva, pracovní i valná shromáždění a vyřizuje jednak agendu související s domácí činností CzTA, která sdružuje v ČR 50 profesních organizací, jednak zahraniční agendu pramenící z naší příslušnosti k mezinárodní ITA-AITES. Zodpovědnost a pečlivost v plnění úkolů je i v této oblasti pro jeho činnost typická.

Jsem hluboce přesvědčen, že si Míla Novotný získal během svého působení v tunelářské komunitě všeobecné a zasloužené uznání, a proto si dovoluji jménem všech členů CzTA, redakční rady TUNELU, přátel a kamarádů, které v této branži našel díky svým lidským i odborným kvalitám, popřát mu do dalších let především stálé zdraví a trvalou životní pohodu. A trošku ze zištných důvodů mu do budoucna též přeji neutuchající chuť do práce, neboť její výsledky jsou pro všechny aktivity naší tunelářské society mimořádně přínosné. Mílo, děkujeme a na zdraví!

PROF. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.,
předseda redakční rady časopisu TUNEL,
místopředseda CzTA ITA-AITES

on was the new sewage treatment plant for the City of Prague at the beginning of the 1990s. Within the framework of this project, Division 05 excavated (apart from important Sewer F) an initial section of a 5m-diameter tunnel in the area of the Prague ZOO, behind the wild beast pavilion of that time, through which sewage was to be diverted from Prague to the new treatment plant.

Because Vodní Stavby, joint stock company was heading for the end, he entered, at the beginning of 2000, the technical department of Division 5 of Metrostav a.s. He participated in the planning for the Panenská tunnels on the D8 motorway or the New Connection project a part of which were railway tunnels under Vítkov Hill in Prague.

The interest in underground structures resulted in his activities in the former Czech Tunnelling Committee ITA-AITES. He was a member of the Committee Board on behalf of Vodní Stavby a. s., was a member of committees preparing the conferences Underground Constructions Prague and participated in the preparation of the first World Tunnel Congress in Prague, the WTC 1985. Of course, his share in the preparation and the course of the second Prague congress, the WTC 2007, was also very important.

He has been a long-standing member of the TUNEL journal Editorial Board. He has been the chief editor of the journal since 2005. When he assumed the role of the chief editor, the new "face" of the journal, which had been prepared before, was implemented. Owing to his exacting character in influencing authors and his thoroughness when preparing each new issue, the quality of our journal has been continuously improved. The incorporation of TUNEL among peer-reviewed journals and very favourable references from abroad are an unambiguous proof of this statement. The permanently growing interest of authors in publishing their papers in the journal is another proof. The fundamental contribution of Míla Novotný as the chief editor to this state is evident and cannot be neglected on this occasion.

Ing. Miloslav Novotný has been the secretary of the ITA-AITES Czech Tunnelling Association since 2005. He has been preparing meetings of the Board, working meetings and general assemblies and doing the paperwork associated with domestic activities of the CzTA, which gathers 50 professional companies in the Czech Republic, as well as foreign paperwork required because of our membership in the international ITA-AITES. Responsibility and thoroughness in fulfilling his tasks in this area are typical of his activities.

I am deeply convinced that Míla Novotný has earned general and well-deserved appreciation during his work in the tunnelling community. For that reason I dare to wish him, on behalf of all CzTA members, the TUNEL editorial board and friends he has found in this line of work owing to his human and professional qualities, great health and continuing contentment in the years to come. In addition, a little bit for self-seeking reasons, I wish him unrelenting desire for working because its results are extremely beneficial for all activities of our tunnelling society. Mílo, thank you and here's to you!

PROF. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.,
Chairman of the TUNEL Editorial Board,
CzTA ITA-AITES Vice President

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 (Královská obora)

Dne 16. 2. 2010 byla slavnostně proražena kalota JTT a v dubnu, resp. v květnu byla dokončena ražba obou opěří STT a JTT. Připravuje se ražba zesíleného dna v místě křížení s propojovacím kanálem vzduchotechniky SO 04 a je již vyražena i propojka B13.

V současné době pokračují práce na ražbách vzduchotechnických objektů. Byla dokončena ražba propojovacího větracího kanálu SO 03 a nyní probíhají přípravné práce pro zahájení betonáže spodní klenby definitivních obezdívek. Byla dokončena ražba kaloty a opěří TGC 4 (SO 06). Vzhledem k rostoucím deformacím při ražbě opěří TGC 4 v blízkosti průniku TGC4 se strojovnou VZD muselo být provedeno dokotvení radiálními svorníky HUS dl. 8 m a uzavřeno dno v délce cca 21 m. Při přechodu z TGC4 do strojovny VZD se procházelo tektonickou poruchou, kde se střídaly deskovitě odlučné vrstvy křemenců s polohami písčitoprachvitých a jílovitoprachovitých břidlic, drobami a pískovci. Ražba kaloty strojovny VZD (SO 05) probíhá pod ochrannými deštníky z IBO kotev dl. 9 m. Je vyraženo 93 m kaloty z celkové délky 123,392 m s plochou výrubu 110 m^2 a cca 10 m opěří. V místech rozražení strojovny VZD do vzduchotechnických kanálů SO 07 a 08 jsou provedeny skryté průvlaky.

V souběhu s ražbami je prováděno definitivní ostění. K dnešnímu dni je zabetonováno 1354 m spodní klenby (114 sekcí) a 1095 m horní klenby (92 sekcí) dvoupruhového tunelu JTT a 467 m spodní klenby (40 sekcí) dvoupruhového tunelu STT. Začátkem dubna se začalo s pracemi na definitivním ostění třípruhového tunelu JTT z Letné a k dnešnímu dni je vyprofilováno 6 sekcí, položena hydroizolace ve čtyřech sekcích a vyarmováno a zabetonováno dno dvou sekcí.

THE CZECH REPUBLIC

MYSLBEKOVA–PELC-TYROLKA SECTION OF THE CITY CIRCLE ROAD

THE ŠPEJCHAR–PELC-TYROLKA TUNNEL (Královská Obora)

The STT top heading breakthrough celebration was held on 16/02/2010; the bench excavation was completed in both the NTT and STT in April and May respectively. The excavation of the increased-thickness invert is being prepared at the crossing with the SO 04 interconnecting ventilation duct; B 13 cross-passage excavation has been completed.

At the moment, the excavation for ventilation structures is underway. The SO 03 interconnecting ventilation duct excavation has been finished and the work enabling the casting of the final concrete invert to start is in progress. The excavation of the top heading and bench of TGC 4 (SO 06 – Service Facility Structure No. 4) has been completed. Additional 8m long HUS radial rock bolts had to be installed and the invert had to be closed along an about 21m long section because of growing deformations identified during the excavation of the TGC4 bench in the vicinity of the intersection between TGC4 and the ventilation plant cavern. A tectonic fault with quartzite layers alternating with sandy-silty and clayey shales, greywacke and sandstone was passed through at the transition from TGC4 to the ventilation plant cavern. The ventilation plant cavern (SO 05) top heading is being excavated under the protection of canopy pre-support formed by 9m long IBO anchors. About 93m of the top heading excavation has been completed of the total length of 123.392m (the excavated cross-sectional area of 110m^2), as well as about 10m of the bench excavation. Hidden head-pieces have been installed in the locations of points of attack leading from the ventilation plant cavern to ventilation ducts SO 07 and SO 08.

The final lining is being cast simultaneously with the excavation. Till now, 1,354m of the invert (114 casting blocks) and 1,095m of the upper vault (92 casting blocks) have been completed in the STT double-lane tunnel, whilst 467m (40 casting blocks) of the invert have been finished in the NTT double-lane tunnel. The work on the final lining of the triple-lane STT tunnel from Letná started at the beginning of April. As of today, profiling for 6 casting blocks has been finis-

TUNEL MYSLBEKOVA–PRAŠNÝ MOST (BRUSNICE)

Ražby třípruhových tunelů JTT i STT ze stavební jámy Myslbekova v tomto roce výrazně pokročily. Bylo to umožněno relativně příznivými geologickými podmínkami a vyhodnocovanými výsledky měření geotechnického monitoringu. Práce v tunelech tak byly až dosud prováděny s použitím trhacích prací při horizontálním členění výrubu tunelu. V STT zbývá v technologické třídě 5 do prorážky ve stavební jámě na Prašném mostě cca 140 bm. Vzhledem ke snižujícímu se nadloží a předpokládanému vystřídání poloskalních hornin prostředím sedimentů a spraší bude nutné v nejbližší době ražební postupy aplikované NRTM zajistit s využíváním vertikálního členění výrubu na čelbě. Ražba JTT postoupila v kalotě na vzdálenost 180 m. V době zpracování informace probíhá výrub v technologické třídě 4 pod ulicí Jelení při výšce nadloží cca 20 m. Souběžně s ražbou kalot jsou v obou tunelových troubách v technologických odstupech prováděny ražby levého i pravého opěří a dna. Uzavřením průřezu tunelů primárním ostěním jsou zcela eliminovány počáteční konvergence měřených bodů v tunelu i deformace nadloží.

PRODLOUŽENÍ TRASY METRO VA

V prosinci roku 2009 byla podepsána smlouva mezi objednatelem Dopravním podnikem hl. m. Prahy, a. s. a zhotovitelem Sdružení metro VA (Dejvická–Motol) složeným z firem Metrostav a. s., a Hochtief CZ, a. s., pro zhotovení prodloužení trasy metra VA v úseku mezi stanicemi Dejvická (mimo) a Motol (včetně).

Projekt na prodloužení metra A v Praze počítal s protažením linky až na letiště Ruzyně, jako logické propojení letecké a městské hromadné dopravy. Nakonec byl celý úsek mezi Dejvicemi a letištěm Ruzyně rozdělen do několika částí, přičemž v úseku našeho předmětu díla se nacházejí tři ražené stanice (Petřiny, Veleslavín a Červený Vrch) a jedna hloubená stanice (Motol). Z pohledu technologie ražeb se nová trasa rozdělila na úsek Dejvice–Petřiny, kde budou nasazeny dva stroje TBM, a úsek Petřiny–Motol s ražbou pomocí NRTM.

Pro výrobu tunelovacích strojů byla vybrána německá firma Herrenknecht. Oba navržené stroje mají průměr 6 metrů, délku vlastního štítu 8 metrů a délku závěsu cca 80 metrů.

Dne 14. 5. 2010 se uskutečnil slavnostní poklep základního kamene za přítomnosti pražského primátora, v červnu letošního roku budou zahájeny ražby přístupových štol a na jaře roku příštího ražby TBM.

Využití nové generace technologie ražby TBM je pro společnost Metrostav a. s. výzvou, která dává možnost provést první ražby s využitím TBM EPBs v České republice.

TUNELY STAVEB 513 A 514 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY

Obě části expresního silničního okruhu kolem Prahy nezadržitelně směřují ke svému dokončení. Pro naplnění dlouho očekávané skutečnosti probíhají v tuto chvíli přejímací řízení a poslední dokončovací práce tak, aby ještě v letošním roce mohlo být toto dílo předáno do užívání.

Připomeňme si, že dodavatelem stavby 514 je firma Hochtief a hlavním zhotovitelem stavby 513 je společnost Skanska, a. s., a podzhotovitelem tunelářských prací společnost Subterra, a. s.

ŽELEZNIČNÍ TUNEL JABLUNKOV Č. 2

Od data havárie v listopadu loňského roku spojené s rekonstrukcí stávajícího železničního tunelu čeká tento projekt stále na rozhodnutí investora o dalším postupu výstavby. Věříme, že tak bude stanoveno co nejdříve, a že se tak zase bude moci tato část trati provozně plnohodnotně zapojit do naší železniční sítě.

DÁLNICE D8–805 LOVOSICE–ŘEHLOVICE

Přes veškeré problémy v oblasti dílčích schvalovacích procesů a napadání ze strany „aktivistů“ se práce na obou tunelových troubách tunelu Radejčín daří. Při ražbě JTT a STT je nasazena jedna osádka s jednou strojní sestavou. Je to velmi náročné na koordinaci jednotlivých pracovních operací razicích cyklů na čelbách tunelů, přesto jsou díky zkušenostem pracovníků divize 5 z projektového týmu Ing. Davida Cyroně dosahovány velmi dobré výkony. Nutno dodat, že horninový masiv v trase tunelových trub poskytuje příznivé geotechnické podmínky pro ražbu dokonce bez výskytu podzemní či průsakové vody. V době sepsání aktuality je na JTT vyraženo v kalotě 420,7 m. Do konce raženého úseku tunelu tak chybí 25,3 m. Na STT je vyraženo v kalotě 293,7 m, kdy do konce ražené části chybí 152,3 m. Ražba JTT je vedena v technologické třídě výrubu 5a a STT v TTV 4. Ražby probíhají

hed, the waterproofing has been installed in four sections and two sections of the invert have been provided with reinforcement and cast.

MYSLBEKOVA–PRAŠNÝ MOST (BRUSNICE) TUNNEL

The excavation of the STT and NTT triple-lane tunnels from the Myslbekova construction trench have made significant advance this year. It was possible owing to relatively favourable geological conditions and thanks to assessments of measurements conducted by the geotechnical monitoring. Till now, the tunnel excavation has been carried out using the drill-and-blast technique, with a top heading, bench and invert sequence (the so-called horizontal sequence). About 140m of the excavation passing through excavation support class 5 remain to be carried out before the NTT breakthrough into the Prašný Most construction trench. Taking into consideration the fact that the overburden height is diminishing and the semi-rock environment is expected to be replaced by sediments and loess, the NATM procedures being used will have to be secured shortly by applying a vertical excavation sequence at the tunnel face. The STT top heading excavation advanced 180m into the tunnel. While this information is under preparation, the excavation is passing under Jelení Street, through the NATM support class 4, under about 20m high overburden. The left-hand and right-hand sidewall drifts and the invert are being excavated simultaneously with the top heading excavation in both tunnel tubes, maintaining required lagging between them. The initial convergences of measuring points in the tunnel and deformations of the overburden have been completely eliminated by closing the primary lining.

METRO LINE A EXTENSION

The contract for the construction of the VA extension of the Line A in the section between Dejvická station (excluding this station) and Motol station (including this station) was signed by the client, Dopravní Podnik hl. m. Prahy (the Prague Public Transit Company Inc.) and the contractor, Sdružení metro V.A (Dejvická-Motol) consortium consisting of Metrostav a.s. and Hochtief CZ a.s.

The Prague Metro Line A extension design expected that the line would be extended up to the Ruzyně Airport, to provide a logical link between air passenger traffic and urban mass transit systems. Finally the entire section between Dejvice and the Ruzyně Airport was divided into several parts, with three mined stations (Petřiny, Veleslavín and Červený Vrch) and one cut-and cover station (Motol) found on the line section in question. As far as the excavation technique is concerned, the new line was divided into the Dejvice-Petřiny section to be driven by two TBMs and the Petřiny-Motol section, where the NATM will be used.

Germany-based manufacturer Herrenknecht was chosen to supply the tunnelling machines. Both machines proposed for the drives are 6 metres in diameter, with the shield and the back-up 8 metres and 80 metres long, respectively.

The foundation stone laying ceremony took place on 14/05/2010, in the presence of Prague's Lord Mayor; the excavation of access adits and the TBM driving will start in June 2010 and in the spring of 2011 respectively.

The application of the new generation TBM driving technology poses a challenge to the contractor, Metrostav a.s. and gives it an opportunity to perform first EPB TBM drives in the Czech Republic.

THE TUNNELS IN CONSTRUCTION LOTS 513 AND 514 ON THE PRAGUE CITY RING ROAD

Both parts of the expressway around Prague are heading toward completion. Acceptance procedures and last finishing operations are underway so that the works can be commissioned this year.

Let us note that the contractor for construction lot 514 is Hochtief and the main contractor for construction lot 513 is Skanska, a.s., with Subterra a.s. being the tunnelling sub-contractor.

JABLUNKOV NO. 2 RAILWAY TUNNEL

The project has been awaiting the client's decision on the continuation of the construction since the collapse in November 2009, which happened during the reconstruction of the existing railway tunnel. We believe that the decision will be made shortly so that traffic on this part of the rail line can be fully reinstated.

D8 MOTORWAY – CONSTRUCTION LOT 805: LOVOSICE–ŘEHLOVICE

Despite all problems existing in the area of obtaining partial approvals and caused by attacks by environmental groups, the work on both tunnel tubes of the Radejčín tunnel has successfully proceeded. A single crew with a single equipment set has been used for the STT and NTT excavation. Even though this system is very demanding as far as the coordination of individual work operations of the excavation cycles at the tunnel faces is concerned, very good results have been achieved owing to the experienced team of Metrostav Division 5 headed by project manager Ing. David Cyroň. It must be noted that the ground mass along the tunnel route provides good geotechnical conditions for excavation, even without encountering ground water or seeping water. In the STT, 420.7m of top heading excavation were completed as the current news was being prepared. This means that 25.3m remain to be excavated to reach the end of the mined tunnel section. In the NTT, 293.7m of the top heading excavation has been completed, with 152.3m missing to the end of the mined tunnel section. The STT and NTT excavation passes through support classes 5a and 4, respectively. The tunnel tubes

v tufech různého stupně navětrání a také v bazaltech, které jsou charakteristické v řadě modifikací pro celé České středohoří. Po doražení obou tunelových trub bude následovat výrub výklenků, vyčištění a profilace, aby tunel mohl být předán k vybetonování definitivního ostění.

TUNELY VMO DOBROVSKÉHO

Ražby na obou tunelových rourách byly dokončeny a slavnostní prorážka se uskutečnila dne 25. 3. 2010. V současné době se již pouze dočistŭje počva, pokračuje definitivní betonáž protiklenby a také betonáž definitivního ostění. Finišují přípravy na betonáž mezistropu, která by se měla rozběhnout od května 2010. Vývoj poklesové kotliny na obou rourách je zatím v souladu s očekáváním projektu, ale vzhledem k existenci mnoha citlivých povrchových objektů se samozřejmě neustále schází rada monitoringu a průběžně vyhodnocuje všechny výsledky měření.

TUNELY NA ŽELEZNIČNÍ TRATI PRAHA–ČESKÉ BUDĚJOVICE, ÚSEK: VOTICE–BENEŠOV U PRAHY

Z pěti tunelů, které obsahuje tento úsek IV. železničního koridoru, jsou od prosince 2009 zahájeny ražby na dvou z nich. V době uzávěrky tohoto čísla bylo vyraženo na Zahradnickém tunelu cca 400 m v kalotě a 120 m v opěří. Postupuje se klasicky pomocí NRTM s použitím trhací práce a záběry v kalotě dlouhými dva metry. Olbramovický tunel má ke stejnému datu vyraženo cca 290 m v kalotě a 140 m v opěří. Práce na obou tunelech provádí společnost Subterra, a. s., vlastními kapacitami.

Práce na zbývajících třech tunelech (včetně jednoho hloubeného) dosud nebyly zahájeny. Naproti tomu hloubení únikové šachtice Zahradnického tunelu bylo dokončeno při celkové hloubce 26 m a průměru 8 m. Nyní se provádí definitivní betonáž obezdívky této části díla.

ZPŘÍSTUPNĚNÍ BRNĚNSKÉHO PODZEMÍ

Velmi zajímavá, i když nevelká stavba v centru Brna, jejíž součástí byly i ručně ražené propojovací štoly některých atraktivních částí brněnského podzemí. Stavbu prováděla společnost Subterra, a. s., a byla dokončena v dubnu 2010.

NOVÉ SPOJENÍ – PĚŠÍ A CYKLISTICKÁ STEZKA

Po zprovoznění nového pražského železničního uzlu Nové spojení došlo i na realizaci odložené části díla spojené s využitím původně provozované železniční tunelové trouby. Jedná se o rekonstrukci Žižkovského tunelu, jehož úpravou vznikne atraktivní součást sítě pražských cyklostezek v našem případě dlouhá asi 300 m. Práce proběhnou v období únor až květen 2010 a provádí je společnost Subterra, a. s.

ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,
METROSTAV, a. s.,
ING. KAREL FRANCZYK, Ph.D., k.franczyk@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

REKONŠTRUKCIA TUNELA POD HRADOM V BRATISLAVE

Stavebné práce v Tuneli pod hradom boli v apríli 2010 prakticky ukončené. K dokončeniu tunela ešte zostávajú práce na technologickom vybavení, injektáže priesakov v časti klenieb a najmä predportálové úseky, kde výstavba pokračuje predĺžením železobetónového kanálu pre vodovod DN 800 a rekonštrukciou koľajovej trate. Práce v tuneli a pred ním by mali byť kompletne ukončené koncom mája 2010, pričom sa predpokladá jeho uvedenie do prevádzky v priebehu júna, prípadne júla. Tunel dĺžky 792 m bol vybudovaný počas druhej svetovej vojny ako cestný, ale od prvej komplexnej rekonštrukcie v roku 1983 slúži električkovej doprave. Investorom rekonštrukcie je Dopravný podnik Bratislava, a. s., zhotoviteľom je Združenie pre električku pod hradom tvorené firmami OHL ŽS, a. s., Skanska BS, a. s., a Trnavská stavebná spoločnosť, a. s.

TUNEL TURECKÝ VRCH

V priebehu jarných mesiacov 2010 pokračovali práce na výstavbe prvého moderného železničného tunela Turecký vrch dĺžky 1775 m. Od južného portálu bolo ku koncu marca vyrazených 53,5 m kaloty a práce pokračovali aj razením stupňa a spodnej klenby. Od severného

have been driven through various weathering degree tuffs and also through basalts, which are distinctive in many modifications of the České Středohoří Highlands. When the excavation of both tunnel tubes is finished, the work will continue by excavating niches, clearing and profiling of the tunnel so that it can be handed over to crews casting the final concrete lining.

DOBROVSKÉHO TUNNELS ON THE LARGE CITY CIRCLE ROAD IN BRNO

The excavation of both tunnel tubes has been finished. The breakthrough celebration took place on 25/03/2010. At the moment the only excavation work is scaling of the bottom. The final invert and final lining casting continues. The preparation for casting of the intermediate deck, which should commence in May 2010, is finishing. The development of the settlement troughs above both tubes has still complied with the design assumptions. Nevertheless, the Monitoring Board meetings assessing all measurement results continue, taking into consideration the existence of numerous sensitive surface structures.

TUNNELS ON VOTICE–BENEŠOV U PRAHY SECTION OF PRAGUE–ČESKÉ BUDĚJOVICE RAILWAY LINE

The excavation of two tunnels of the five tunnels contained in this section of Railway Corridor IV started in December 2009. About 400m of the top heading and 120m of the bench excavation of the Zahradnice tunnel had been completed as this journal issue went to press. The classical NATM has been used, combined with the drill and blast technique. The top heading excavation rounds are two metres long. About 290m of the top heading and 140m of the bench excavation has been finished in the Olbramovice tunnel. The work on both tunnels has been performed by Subterra a.s., using its own capacities.

The work on the remaining three tunnels (including one cut-and-cover tunnel) has not been started yet. By contrast, sinking of an escape shaft for the Zahradnice tunnel (total length of 26m, diameter of 8m) has been completed. Casting of the final lining is currently underway in this part of the tunnel.

OPENING OF BRNO UNDERGROUND SPACES FOR PUBLIC

This very interesting, even though not large project in the Brno downtown, the part of which were also hand-driven connecting galleries between some attractive parts of the Brno underground system, was implemented by Subterra a.s. It was completed in April 2010.

NEW CONNECTION PROJECT – CYCLE AND PEDESTRIAN TRACK

When the new railway junction New Connection had been brought into service, it started to be possible to carry out the last postponed part of the works associated with the task to use the formerly operating railway tunnel tube. The Žižkov tunnel will be reconstructed to give rise to an attractive, about 300m long part of the network of Prague cycle ways. The work will be carried out by Subterra a.s. in February through May 2010.

ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,
METROSTAV, a. s.,
ING. KAREL FRANCZYK, Ph.D., k.franczyk@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.

THE SLOVAK REPUBLIC

RECONSTRUCTION OF THE TUNNEL UNDER THE BRATISLAVA CASTLE

Construction work on the Tunnel under the Bratislava Castle was nearly completed in April 2010. The installation of the tunnel equipment, injecting grout to seal leaks in a part of the upper vaults and the work on the pre-portal sections, where the construction works continue by extending a reinforced concrete duct for a DN 800mm water main and reconstructing the rail track, remain to be carried out. The work inside and in front of the tunnel should be completely finished at the end of May 2010. The opening of the tunnel to traffic is expected to take place in June or July. The 792m long tunnel was built during the World War II as a road tunnel, but it has served to tram traffic since the first comprehensive reconstruction in 1983. The owner of the project is Dopravný podnik Bratislava a.s. (a public transport company), the contractor is the Consortium for Tram under the Castle, consisting of OHL ŽS, a.s., Skanska BS a.s. and Trnavská stavebná spoločnosť a.s.

THE TURECKÝ HILL TUNNEL

The work on the first modern railway tunnel in Slovakia, the 1775m long Turecký Hill tunnel, continued during the spring months of 2010. As of the end of March, 53.5m of the top heading were excavated from the southern portal; the excavation also continued in the bench and invert. From the western portal, the work proceeded by driving sidewall drifts, completing 61.5m in the left-hand drift and 42.5m in the right-hand drift. In addition to

portálu práce pokračovali razením bočných štôlní, pričom bolo vyrazených 61,5 m ľavej štôlne a 42,5 m pravej štôlne. Okrem razenia tunela od oboch portálov sa začala aj výstavba bočnej únikovej štôlne, z ktorej budú následne otvorené ďalšie pracoviská na razenie hlavnej tunelovej rúry. Tunel Turecký vrch je súčasťou železničného úseku Nové Mesto nad Váhom–Zlatovce na trati Bratislava–Žilina. Zhotoviteľom stavby je združenie vedené spoločnosťou OHL ŽS, a. s., a členmi združenia sú Skanska BS, a. s., Váhostav–SK, a. s., Doprastav, a. s., a Eltra, spol. s r. o.

PPP PROJEKTY NA VÝSTAVBU DIAĽNIC

Na prvom balíku projektov verejnosúkromného partnerstva na výstavbu a prevádzku diaľnic a rýchlostných ciest PPP D1 Dubná Skala–Turany, Turany–Hubová, Hubová–Ivachnová, Jánovce–Jablonov a Fričovce–Svinia s tunelmi Rojkov (1,8 km), Havran (2,8 km), Čebrať (2,0 km) a Šibenik (0,6 km) sa od októbra minulého roka rozbehli práce v rozsahu I. a II. fázy predčasných prác. V rámci nich sa zrealizovalo najmä odlesnenie územia, výstavba prístupových komunikácií, prekládky prvých inžinierskych sietí a naplno sa rozbehla projektová príprava objektov na kritickej ceste. Už dnes je z cesty I/18 zo Žiliny do Prešova možné vidieť odlesnené územia portálov tunelov Rojkov, Havran a Šibenik. Konzorcium firiem Bouygues, Doprastav a Váhostav–SK, Colas, Intertoll a Mota Engil založilo na realizáciu stavebných prác spoločnosť D1 Motorway Construction EZHZ. Podpísanie dodatku koncesnej zmluvy o finančnom krytí celého projektu je plánované do 15. 5. 2010. Po tomto dátume sa predpokladá plný rozbeh stavebných prác na celom 75km úseku pripravovanej diaľnice. Dokončenie diaľnice a jej uvedenie do prevádzky sa predpokladá v roku 2013.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk, TERRAPROJEKT, a. s.,
ING. VIKTÓRIA CHOMOVÁ, chomová@dopravoprojekt.sk, DOPRAVOPROJEKT, a. s.

excavating the tunnel from both portals, the escape gallery excavation started alongside the tunnel. Additional points of attack will be subsequently established in the main tunnel tube, accessible through the gallery. The Turecký Hill tunnel is part of the Nové Mesto nad Váhom – Zlatovce section of the Bratislava – Žilina rail line. The contractor is an OHL ŽS, a.s.-led consortium, further consisting of Skanska BS, a.s., Váhostav - Sk, a.s., Doprastav, a.s. and Eltra, spol. s r.o.

PPP PROJECTS FOR THE DEVELOPMENT OF MOTORWAYS

The work on Package 1 of the Public Private Partnership project for the construction and operation of motorways and expressways, consisting of the D1 Dubná Skala - Turany, Turany - Hubová, Hubová - Ivachnová, Jánovce - Jablonov and Fričovce - Svinia sections, containing the Rojkov (1.8 km), Havran (2.8 km), Čebrať (2.0 km) and Šibenik (0.6 km) tunnels, has been underway within the extent of phases I and II of the enabling works since October 2009. During these phases, the areas were deforested, access roads were built, first utility networks were relocated and the design preparation for structures found on the critical path got underway. It is already today possible to see from the I/18 road from Žilina to Prešov the deforested areas at the portals of the Rojkov, Havran and Šibenik tunnels. The D1 Motorway Construction EZHZ company has been founded by the consortium consisting of Bouygues, Doprastav and Váhostav–SK, Colas, Intertoll and Mota Engil for the purpose of carrying out the construction works. Signing of an amendment of the concession contract for the entire project funding is planned for 15/05/2010. It is expected that after this date the full scope of the construction works on the 75km long stretch of the motorway being prepared will get underway. The completion of the motorway and commissioning is expected to take place in 2013.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk, TERRAPROJEKT, a. s.,
ING. VIKTÓRIA CHOMOVÁ, chomová@dopravoprojekt.sk, DOPRAVOPROJEKT, a. s.

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES
CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS
www.ita-aites.cz

VALNÉ SHROMÁŽDĚNÍ CZTA ITA-AITES
GENERAL ASSEMBLY OF CZTA ITA-AITES

The regular General Assembly of the ITA-AITES Czech Tunnelling Association was held in the Břevnov Monastery on Wednesday the 26th May 2010. The General Assembly authorised the Association Chairman's report on the CzTA activities since the General Assembly 2009. Further it approved financial statements 2009 and the budget for 2010. Ing. Josef Aldorf, DrSc., Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. and Ing. Karel Matzner became new honorary members of the ITA-AITES CzTA. .

In addition, the Chairman of the Association reported on the course of the ITA-AITES Executive Council and the General Assembly, which was held during the WTC 2010 in May 2010 in Vancouver, Canada. Part of the ITA-AITES GA was the election of the new president, four vice-presidents and other members of the ITA Executive Council.The Chairman of the Czech Tunnelling Association, Mr. Ivan Hrdina, was elected one of the four ITA vice-presidents.

Pravidelné valné shromáždění České tunelářské asociace ITA-AITES se konalo v Břevnovském klášteře v Praze 6 - Dejvicích ve středu 26. května 2010.

Valné shromáždění schválilo **zprávu předsedy asociace** o její činnosti od valného shromáždění v roce 2009. Dále schválilo **hospodaření asociace v roce 2009** (plánovaná ztráta byla -295 tis. Kč, skutečná -172 tis. Kč) a **rozpočet na rok 2010**, který počítá se ztrátou 101 tis. Kč. Část této ztráty tvoří dotace na akce CzTA a na časopis Tunel, který vychází ve větším rozsahu.

Předseda asociace podal také zprávu o průběhu zasedání exekutivy a valného shromáždění ITA-AITES, které se konalo v souvislosti s pořádáním světového tunelářského kongresu WTC 2010 v květnu ve Vancouveru v Kanadě. Součástí ITA-AITES GA byly také volby nového prezidenta, vicepresidentů a dalších členů exekutivy ITA. Novým prezidentem ITA-AITES se stal prof. In-Mo Lee (Korejská republika) a jedním ze čtyř vicepresidentů ITA byl zvolen předseda České tunelářské asociace Ing. Ivan Hrdina.

Důležitými body programu byly zprávy o přípravě konference Podzemní stavby Praha 2010 a zprávy o činnosti pracovních skupin asociace.

Jedním z dalších bodů bylo udělení **pamětních medailí** České tunelářské asociace ITA-AITES. K dosavadním osmi držitelům těchto medailí přibyli další:

- Ing. Jiří Pokorný z firmy Metroprojekt Praha a. s.
- Doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc., z Ústavu geoniky AV ČR

Na valném shromáždění byli také vyhlášení noví **čestní členové** CzTA ITA-AITES. Jsou jimi:

- prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc.
- prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.,
- Ing. Karel Matzner.

Při vyhlášení výsledků soutěže o nejlepší diplomové práce obhájené v roce 2008 a 2009 převzalo ocenění šest mladých inženýrů.

V závěru oficiální části valného shromáždění přijali jeho účastníci následující usnesení:

Usnesení
z valného shromáždění CzTA, které se konalo 26. května 2010
v Břevnovském klášteře v Praze 6

1. Valné shromáždění schvaluje zprávu předsedy o činnosti komitétu a jeho předsednictva v období od minulého valného shromáždění, které se konalo 5. května 2009
2. Valné shromáždění schvaluje hospodaření komitétu za rok 2009 a návrh rozpočtu na rok 2010.
3. Valné shromáždění vyslovilo souhlas s aktualizací obchodních smluv mezi CzTA a členskými organizacemi
4. Valné shromáždění vzalo kladně na vědomí hlavní aktivity CzTA v následujícím období:
   - ediční záměry CzTA;
   - přípravu mezinárodní konference PS 2010;
   - pořádání tunelářských odpolední a tématického zájezdu do Německa

V Praze, dne 26. května 2010

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,
ita-aites@metrostav.cz, sekretář CzTA ITA-AITES

VYHODNOCENÍ STUDENTSKÉ SOUTĚŽE O NEJLEPŠÍ DIPLOMOVOU PRÁCI
EVALUATION OF STUDENT COMPETITION FOR BEST DIPLOMA THESIS

A committee consisting of the Czech Technical University in Prague, the VŠB - Technical University of Ostrava and the Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, evaluated the diploma theses from the field of underground construction which had been defended in 2008 and 2009 and had been submitted to a competition. They suggested that the ITA-AITES CzTA board recognise six of them with awards.

Komise, v níž byly zastoupeny ČVUT v Praze, VŠB-TU Ostrava a FAST VUT v Brně, zhodnotila soutěžní diplomové práce z oboru podzemního stavitelství obhájené v letech 2008 a 2009 a šest z nich navrhla předsednictvu k ocenění:

Za rok 2008:

1. Ing. Jiří Dvořák, Tramvajový tunel v Brně, vedoucí dipl. práce doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.
2. Ing. Jakub Nosek, Tunel Lochkov – zpětná analýza ražby průzkumné štoly a tunelu provedená pomocí MKP, vedoucí dipl. práce doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.
3. Ing. Lukáš Grünwald: Vzduchotechnický objekt tunelu Blanka – porovnání modelového řešení programy Plaxis a Cesar, vedoucí dipl. práce prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Za rok 2009:

1. Ing. Linda Vydrová, Statické řešení tunelového uzlu Stepney Green na Crossrail Link v Londýně, vedoucí dipl. práce prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.
2. Ing. Václav Dohnálek, Optimalizace vzdálenosti mezi výrubem kaloty a uzavřením prstence ostění v protiklenbě tunelu Dobrovského v Brně, vedoucí dipl. práce prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc.
3. Ing. Jan Zelenka, Numerické řešení ražených tunelů komplexu Blanka pod letenskou zástavbou, vedoucí dipl. práce prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

DOC. DR. ING. JAN PRUŠKA, pruska@fsv.cvut.cz,
Fakulta stavební ČVUT v PRAZE

SPRAVODAJ SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE
SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

www.sta-ita-aites.sk

VALNÉ ZHROMAŽDENIE STA ITA-AITES
GENERAL ASSEMBLY OF STA ITA-AITES

The General Assembly of the ITA-AITES Slovak Tunnelling Association (STA) took place on 7th March 2010. The meeting was held on the Žilina University premises in the town of Žilina, which could soon become a tunnel construction centre owing to the massive development of motorways and tunnels in its surroundings being under preparation. The General Assembly was attended by representatives of over 30 member organisations, individual members and also several guests.

The activity report was read by Ing. Robert Turanský, the chairman of the STA, who put stress on the following main activities the STA was involved in during the previous period:

– The technical seminar on Fire Ventilation (June 2009)
– The Month of Tunnels (15th June – 15th July 2009)
– The press discussion held in June 2009
– The technical seminar on concrete additives held in October 2009
– Support for students in the form of financing their presence in technical events.
– Preparation of a technical regulation on fire safety in tunnels.

When the official part of the General Assembly programme had been concluded, a technical programme followed. It contained three interesting lectures dedicated to the beginning of the work on the PPP design for the construction and operation of the D1 motorway, package 1. It comprises very complex structures with the Rojkov, Havran, Čebrať and Šibenik tunnels among them (the total length of 7.2km).

Dňa 7. 4. 2010 sa uskutočnilo valné zhromaždenie Slovenskej tunelárskej asociácie STA ITA-AITES. Rokovanie valného zhromaždenia sa konalo na pôde Žilinskej univerzity v meste Žilina, ktoré by sa v krátkom čase mohlo stať tunelárskym centrom vďaka pripravovanej masívnej výstavbe diaľnic a tunelov v jeho okolí. Valného zhromaždenia sa zúčastnili zástupcovia viac než 30 členských organizácií, individuálni členovia a tiež niekoľko hostí.

Na programe valného zhromaždenia boli nasledovné body:

1. Odovzdanie odmeny za najlepšiu diplomovú prácu v r. 2009
2. Finančná situácia STA
3. Zmena stanov Slovenskej tunelárskej asociácie
4. Webová stránka STA
5. Správa o činnosti STA, plánované aktivity STA v r. 2010

Člen výboru STA Ing. Miloslav Frankovský prezentoval návrh na zmenu stanov. Návrh spočíva v zmene sadzieb členského priespevku pre jednotlivé kategórie organizácií, pričom sa princíp stanovovania počtu hlasov a výšky sadzieb oproti pôvodnému zneniu stanov nemení. Nové sadzby sú nominované v EUR a predstavujú zvýšenie o 20 % oproti sadzbám určeným stanovami v roku 2004. Návrh na zmenu stanov bol schválený 100 % hlasmi zúčastnených členských organizácií.

Správu o činnosti predniesol predseda STA Ing. Robert Turanský, ktorý ako hlavné aktivity v predošlom období podčiarkol nasledovné:

– Odborný seminár Požiarne vetranie v júni 2009
– Mesiac tunelov (15. jún – 15. júl 2009)
– Tlačová beseda v júni 2009
– Odborný seminár Prísady do betónu v októbri 2009
– Podpora študentov vo forme podpory účasti na odborných podujatiach
– Príprava technického predpisu pre požiarnu bezpečnosť tunelov

Seminár Požiarne vetranie v svojom vystúpení zhodnotila členka výboru STA Ing. Viktória Chomová. Informovala tiež prítomných o súčasnom stave prípravy technického predpisu pre požiarnu bezpečnosť tunelov, ktorý si u STA objednala Národná diaľničná spoločnosť. Predpis by mal byť hotový vo verzii na pripomienkovanie v júni 2010. Predpokladaný termín vydania čistopisu predpisu je november 2010.

K plánovaným aktivitám STA vystúpil člen výboru STA Ing. Mikuláš Pákh, ktorý vyzval prítomných na aktívnu účasť na konferencii Podzemné stavby 2010 v Prahe.

Zástupca spoločnosti Bekaert Ing. Juraj Dojčák informoval o pripravovanom seminári venovanom použitiu SFRC (striekaný betón vystužený oceľovými vláknami) na tunelových stavbách, ktorý by sa mal uskutočniť na jeseň roku 2010.

Valné zhromaždenie tiež hlasovaním rozhodlo o prijatí nových členov STA. Novými členmi sa stali spoločnosti Váhostav–SK, a. s., Žilina, TuCon, a. s., Žilina a Mapei SK, s. r. o., Ivánka.

Po skončení oficiálnej časti programu valného zhromaždenia nasledoval odborný program, v ktorom odzneli tri veľmi zaujímavé prednášky, venujúce sa začiatku prác na PPP projekte výstavby a prevádzky diaľnice D1 – 1. časť, ktorá je tvorená diaľničnými úsekmi Dubná Skala–Ivachnová, Jánovce–Jablonov, Fričovce–Svinia. Ide o veľmi náročné úseky, ktorých súčasťou sú aj diaľničné tunely Rojkov, Havran, Čebrať a Šibenik v celkovej dĺžke cca 7,2 km.

O zabezpečení projektovej prípravy informoval Ing. Karol Grohman zo spoločnosti Alfa 04, a. s. Riaditeľka projektu Dr. Fruzsina Szilvia Biro zo spoločnosti Slovenské diaľnice, a. s., (koncesionár) prezentovala stav prípravy projektu vo vzťahu k Ministerstvu dopravy, pôšt a telekomunikácií SR a k financujúcim bankám. S príspevkom o skúsenostiach zo súťažnej fázy výstavby diaľnice D1 vystúpil Ing. Hrnčiar z Váhostavu–SK, a. s.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terrprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s.