

TUNEL

č. 4
2011

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





Vážení čtenáři časopisu Tunel,

právě se vám dostává do rukou nové číslo časopisu Tunel, ve kterém si jistě každý z vás najde zajímavé aktuální informace a zkušenosti z oblasti podzemního stavitelství. Nejvíce článků v tomto čísle prezentují autoři z firem METROPROJEKT, a. s., a IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o., které slaví v tomto roce významná výročí svého založení.

Firma Metroprojekt Praha, a. s., působí v oblasti projekce nejen dopravních staveb již 40 let a jistě vás zaujmou články této firmy zabývající se aktuální problematikou statického řešení segmentového ostění tunelů ražených zeminovými štíty na trase metra V.A a dále články týkající se plánované nové trasy pražského metra. Autoři se v nich věnují problematice aktuální koncepce trasy I.D pražského metra a plánované ražbě stanic na této trase, která odráží nové požadavky na plně automatizovaný systém metra.

Druhá z jubilujících firem se podílí na realizaci významných staveb v České republice i v zahraničí již 20 let. Pracovníci této firmy připravili pro toto číslo časopisu jistě zajímavé články prezentující zkušenosti z oblasti výstavby tunelů na modernizovaných tranzitních železničních koridorech v ČR.

Oběma firemním oslavencům přeji navzdory této složité době ekonomické krize za celou redakční radu hodně úspěšných stavebních zakázek.

V tomto čísle se lze samozřejmě dočíst i další zajímavé a poučné informace spojené s výstavbou v podzemí. A že se nemusí jednat jen o problematiku podzemních staveb velkých rozměrů, dokládá příspěvek kolektivu brněnských autorů zabývajících se problematikou poruch vinných sklepů na Moravě. Za pozornost jistě stojí i článek firmy Subterra týkající se aplikace moderní geoinformační technologie 3D skenování na tunelu Klimkovice. Jedná se zatím o jedinou realizaci komplexního zpracování dokumentace stavby tunelu ve 3D v České republice. Dokončením ražeb na tunelu Brusnice se zabývá práce zpracovaná firmou Metrostav, a. s.

Při výuce studentů na Fakultě stavební VŠB-TU Ostrava mám možnost hovořit se studenty o tom, proč je o studium geotechnických oborů ve srovnání s jinými studijními obory relativně malý zájem. Častou odpovědí studentů je, že se jedná o obor „špinavý“ a náročný. Ano, práce v oblasti geotechnického stavitelství často předpokládá řešení daného problému přímo v terénu, náročná technická a ekonomická rozhodnutí často nelze kvalifikovaně provádět pouze z pohodlí kanceláře. Avšak ti, kteří se ve své profesi rozhodli věnovat tomuto perspektivnímu, zajímavému multidisciplinárnímu stavebnímu oboru, mohou zažít pocit uspokojení z toho, že dokázali spojit své znalosti, schopnosti a dovednosti a i přes všechna úskalí práce v podzemí přispět k realizaci krásného inženýrského díla, které bude spolehlivě sloužit svému účelu. Věřím, že i příspěvky publikované v tomto časopise zaujmou mladé nadějně adepty pro práci v oblasti podzemního stavitelství, ukáží jim široké možnosti uplatnění absolventů oborů s geotechnickým zaměřením a přispějí tak ke zvýšení zájmu studentů o geotechnické obory.

Vzhledem k tomu, že se jedná o poslední číslo časopisu Tunel v tomto roce, přeji vám všem klidné prožití vánočních svátků a hodně zdraví a pracovních i osobních úspěchů v novém roce. Časopisu Tunel samozřejmě přeji hodně zajímavých příspěvků a mnoho spokojených čtenářů.

DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.,
členka redakční rady časopisu Tunel

Dear TUNEL journal readers,

The new TUNEL journal issue you are just getting in hand will certainly allow you to find topical information and experience from the field of underground construction engineering interesting for you. The majority of the papers published in this issue are presented by authors from METROPROJEKT a. s. and IKP CONSULTING ENGINEERS s. r. o. This year these companies have commemorated important anniversaries of their foundation.

METROPROJEKT a. s. has had its business not only in the area of transport-related designing lasting for 40 years. Papers submitted by this company, dealing with current problems of the structural solution of the segmental lining of tunnels on the Prague metro Line V.A using Earth Pressure Balance shields, as well as papers concerning the planned new line of the Prague metro will certainly capture your attention. In their contributions the authors devote themselves to the issues of the topical concept of the Prague metro Line I.D and the planned driving of underground stations on this metro line, which reflect new requirements for the fully automated metro operation system.

The second of the two companies celebrating their anniversaries has participated in the implementation of significant civil engineering construction projects both in the Czech Republic and abroad during the past 20 years. Employees of this company have prepared certainly interesting papers for this journal issue, presenting the experience gained in the field of the construction of tunnels on transit railway corridors being modernised in the Czech Republic.

I wish both celebrating companies winning lots of successful construction contracts, despite the economic crisis we are currently experiencing.

Of course, it is possible to find in this issue even other interesting and illuminating information associated with construction work in the underground. The fact that problems do not have to be always associated with large-scale underground structures is proved by the paper submitted by a team of Brno-based authors dealing with failures of wine cellars in Moravia. Also worth your attention is the paper submitted by Subterra a. s. on the application of a state-of-the-art 3D geoinformation technology – laser scanning of the Klimkovice tunnel. This has been till now the only application of the comprehensive preparation of 3D as-built documentation for a tunnel in the Czech Republic. The completion of the Brusnice tunnel excavation is the topic of an article prepared by Metrostav a. s.

During my teaching of students at the Department of Civil Engineering of the VŠB - Technical University of Ostrava, I have had the opportunity to talk with students about the reasons why the interest in studying geotechnical subjects is relatively low in comparison with other branches of study. Students have frequently replied that this branch was “dirty” and difficult. It is true, working in the area of geotechnical engineering often requires the problem solution to be sought directly in the field; complex technical and economic decisions often cannot be made in a qualified way only from the comfort provided by an office. On the other hand, people who decided to dedicate their professional life to this prospective, interesting multidisciplinary branch of civil engineering can experience the feeling of satisfaction from the fact that they succeeded in joining their knowledge, capacity and skills and, despite all difficulties attending the work in the underground, contributing to the implementation of a great civil engineering project, which will reliably serve its purpose. I believe that even the papers published in this journal issue will attract the attention of young, promising candidates for working in the area of underground construction, will show them the ample opportunities for graduates of branches focused on geotechnics to assert themselves, and will contribute to increasing the interest of students in geotechnical branches of studies.

Taking into consideration the fact that this is the last issue of TUNEL journal in 2011, I am wishing all of you very pleasant and peaceful Christmas season, and may 2011 bring you great health, happiness and success. As far as TUNEL journal is concerned, I wish it many interesting papers and lots of satisfied readers.

DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.
Member of TUNEL Editorial Board





VÁŽENÍ ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL,

velmi rád jsem přijal nabídku oslovit vás úvodníkem při příležitosti 20 let působení společnosti IKP Consulting Engineers na českém trhu. Naše společnost zahájila činnost s názvem ILF Consulting Engineers jako součást rakousko-německého inženýrského společenství Lässer Feizlmayr. Z hlediska termínu založení firmy je otázkou, zda za zahájení činnosti považovat vznik obchodního zastoupení firmy ILF v roce 1991 nebo vznik samostatné kanceláře v roce 1992. Ať tak či tak, dvě dekády práce každopádně stojí za krátké ohlédnutí.

Od počátku byla naše firma budována jako multidisciplinární konzultační kancelář navazující na evropské tradice s důrazem na kvalitu a hájení zájmů zákazníka. Svým klientům vždy nabízela úplné portfolio komplexních inženýrských služeb od definování záměru a studii proveditelnosti přes předprojektovou a projektovou přípravu až po spolupráci a dozor při realizaci stavby a jejím uvedení do provozu.

Profesní záběr se v 90. letech rozrostl do značně širší zahrnující dopravní stavby, produktovody, vodo hospodářské stavby a komerční pozemní objekty. Výkony pokrývaly procesy od územního plánování po dodávku staveb na klíč. Jsou za námi rozsáhlé projekty, jako je např. rekonstrukce ropovodu Družba nebo výstavba obchodního centra Gigasport v Průhonících. Vedle hlavní pražské kanceláře byly založeny pobočky v Brně, Plzni, Českých Budějovicích a deční společnost v Bratislavě.

V roce 2004 došlo ke změně vlastnických poměrů, česká kancelář se osamostatnila pod vedením Dipl.-Ing. Borise Klementa a název byl změněn na dnes známé IKP Consulting Engineers. Výkony se začaly výrazně soustředit na velké dopravní stavby, ve kterých se po nelehkém počátečním dobývání místa na slunci naše společnost stala uznávaným a neopominutelným subjektem.

K dopravním stavbám nedomyslitelně patří tunely a tunely neodmyslitelně patří k IKP Consulting Engineers. Tunelové inženýrství bylo, je a bude naším firemním rodinným stříbrem, naší chloubou a výkladní skříňí vysoce profesionálního technického myšlení, invence a erudice českého stavebního inženýra. Zpočátku jsme stavěli na znalostech firmy ILF Consulting Engineers, postupně jsme ale našli vlastní cestu rozvoje a spolupráce se zahraniční odbornou veřejností a v řadě realizovaných projektů získali vlastní praktické zkušenosti, odrážející mimo jiné i specificky české poměry.

Heslo naší společnosti zní: „evoluce potřebuje inovaci“. Vyjadřuje naši dlouholetou snahu přinášet do praxe postupná zlepšení, a tím posouvat celý obor stavebnictví vpřed. A právě v tunelovém stavitelství je za námi, snad to tak mluvit můžeme, účtyhodná řada inovativních prvků a know-how přineseného do praxe: první použití konstrukce tzv. želvy na dálničním tunelu Branisko na Slovensku, netradiční návrh rekonstrukce železničních Nelahozeveských tunelů, první použití NRTM v železničním tunelu Vepřek (získal za inovativní technologii cenu Dopravní stavba roku 2004), první použití nevytuženého sekundárního ostění v dálničním tunelu Libouchec či snaha o prosazení použití vodonepropustného betonu u ostění hloubených úseků železničních tunelů. I když se jeho realizace zatím příliš nedaří, určitě se jedná o cestu hodnou sledování. O Votickém tunelu a dalších „našich“ tunelech, kde bylo vodonepropustné ostění navrženo, najdete v tomto čísle několik článků.

Vedle novinek se snažíme v našich projektech navrhovat jednoduchá technická řešení vyzkoušená roky provozování převážně zahraničních tunelů, která v těžkých podmínkách podzemí usnadní zhotovitelům firmám provedení bezvadného díla a správci ušetří řadu starostí během provozu. To je předpokládám důvod, proč jsme často vybráni nejen jako zpracovatelé realizační dokumentace, ale i jako konzultanti řešící atypické složité úlohy a také sanace havárií při výstavbě podzemních děl. V minulosti jsme se zabývali konzultačně i projekčně např. haváriemi na tunelech Hřebeč, Březno, Jablůnkovo nebo na tunelovém komplexu Blanka. Vážíme si důvěry, kterou v nás naši klienti vkládají a to, že se k nám vrací, je nejlepším důkazem kvality naší práce.

Nemohu si tomto místě nepostesknout nad současným neutěšeným stavem přípravy nových staveb. V ovzduší škrtů a nejistoty investoři odkládají zadávání zakázek a pak požadují velmi krátké termíny na zpracování dokumentace. Udržet potřebnou kvalitu díla, na které si tolik zakládáme, je v takové situaci extrémně náročné. Ale pevně věřím, že jde o dočasné období a postupně bude opět nastolena rovnováha.

I když se to uprostřed dnešní permanentní krize nezdá, jsou před námi nové velké výzvy. Tou největší budou novostavby vysokorychlostních železničních tratí. Nejde o nějakou chiméru z říše snů. Evropa vsadila v dalším rozvoji na rychlou železnici a Česká republika moderní spojení především Prahy a Brna nutně potřebuje. Pro čtenáře tohoto časopisu bude jistě zajímavá informace, že v aktuálně sledované variantě je celkem téměř 40 km tunelů!

Přeji nám všem, abychom společně našli odvahu a sílu zahájit tento ambiciózní projekt a posunout tak schopnosti nejen tunelářů, ale i dalších profesí, které na podobných projektech musí úzce spolupracovat, zase o kousek dál.

ING. MICHAL BABIČ

*technický ředitel IKP Consulting Engineers, s. r. o.
Chief Technical Engineer, IKP Consulting Engineers, s. r. o.*

DEAR READERS OF TUNEL JOURNAL,

It was a pleasure for me to be given the opportunity to address you by a leading article on the occasion of the 20 years of IKP Consulting Engineers activities on the Czech market. Our company commenced its business under the name of ILF Consulting Engineers, as a part of Lässer Feizlmayr, an Austrian-German engineering firm. As far as the date of the company foundation is concerned, there is a question whether it is the origination of the sales agency of ILF in 1991 or the origination of the independent office in 1992 that can be considered to be the time of the foundation of the company. Either way, two decades of work are worth brief reminiscing.

From the very beginning, our company has been developed as a multidisciplinary consulting office adhering to European traditions, putting emphasis on quality and defending interests of clients. It has always offered its clients a complete portfolio of comprehensive engineering services, ranging from defining the concepts and feasibility studies, through pre-design and design preparation, up to the collaboration and supervision during the construction and commissioning phases.

The scope of its professional activities significantly expanded in the 1990s, covering transport-related projects, product pipelines, water resources projects and commercial underground structures. Its work covered processes starting from land-use planning up to turn-key construction projects. We have completed large contracts, such as, for example, the reconstruction of Družba crude oil pipeline or the construction of Gigasport commercial centre in Průhonice. Apart from the main office in Prague, we established branches in Brno, Plzeň, České Budějovice and a subsidiary firm in Bratislava.

In 2004, the ownership relations were changed. The Czech office became independent with Dipl.-Ing. Boris Klement becoming its head; its name was changed to the till now known IKP Consulting Engineers. The activities started to be significantly focused on large transport-related projects, where, after a not easy initial period of fighting for place in the sun, our company has become a reputable and hard-to-neglect subject.

Transport-related projects have tunnels as inseparable parts and tunnels are inseparable from IKP Consulting Engineers. Tunnel construction engineering has been and will be our company's family silver, our pride and show window of highly professional technical thinking, invention and erudition of a Czech civil engineer. At the beginning, we based our success on the know-how gained by ILF Consulting Engineers. Gradually we found our own way of developing the company and collaborating with the professional public abroad. We gathered our own experience from many completed projects, reflecting, among others, even the specifically Czech conditions.

Our company slogan is: "Evolution needs innovation". It expresses our long-standing efforts to introduce gradual improvements into the praxis, thus to shift the entire construction industry ahead. It is the tunnel construction industry where, if I may dare write so, we have a considerable amount of innovative elements and know-how brought into the praxis, namely the first application of the so-called "tortoise" construction technique to the Branisko motorway tunnel in Slovakia, a non-traditional design for the reconstruction of the Nelahozeves rail tunnels, the first use of the NATM in the Vepřek rail tunnel (awarded by the title of The Transport Construction of the Year 2004 for the innovative technology), the first use of unreinforced secondary lining in the Libouchec motorway tunnel lining or the effort to apply water retaining concrete to the lining of cut-and-cover sections of rail tunnels. Despite the fact that the success of its application has still been rather small, this technique is undoubtedly worth pursuing. You will find several papers in this journal issue dealing with the Votice tunnel and other tunnels "of ours", where the water retaining concrete lining was proposed.

Apart from innovations, in our designs we try to propose simple technical solutions proved by the years-long operation of tunnels, mostly abroad, which will make it easier for contractors to accomplish flawless works in difficult underground conditions and spare tunnel administrators many problems during the operation. This is, I suppose, the reason why we have often been chosen not only as contractors for detailed designs, but also as consultants solving atypical, complicated problems, including repairs after incidents during the construction of underground structures. In the past, we were involved as consultants and designers in collapses of tunnels, e.g. the Hřebeč, Březno, Jablůnkovo tunnels or collapses on the Blanka complex of tunnels. We appreciate the trust our clients place in us; the fact that they return to us is the best proof of the quality of our work.

In this place I cannot omit complaining about the current dismal state of the planning of new projects. In the atmosphere of budget cuts and uncertainty, clients postpone placing of orders and later they insist on very short deadlines for the work on designs. In such the situation it is extremely difficult to maintain the required quality of the work we pride ourselves on so much. Nevertheless, I firmly believe that this is a temporary period and the balance will be again gradually restored.

Despite the fact that it does not seem to be possible in the middle of the current permanent crisis, there are new great challenges ahead of us. The largest of them will be the new construction of high-speed railway tracks. This is no dreamland chimera. For the further development, Europe bet on high-speed railways and the Czech Republic badly needs modern links, first of all for Prague and Brno. It will certainly be interesting information for readers of this journal that the variant currently under consideration contains nearly 40 km of tunnels in total!

I wish all of us to jointly find courage and strength to start this ambitious project, thus to shift the capabilities not only of our tunnelling contractors but also the other professions which must closely collaborate on similar projects another short step ahead.



VÁŽENÉ KOLEGYNĚ A KOLEGOVÉ, ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL,

Jsem velice rád, že vás mohu pozdravit jménem společnosti METROPROJEKT Praha u příležitosti našeho 40. výročí a krátce připomenout naši historii z pohledu navrhování a výstavby tunelů. Vznik společnosti úzce souvisí s přijetím nové koncepce systému hromadné dopravy osob v hlavním městě tehdejšího Československa. Dne 1. května 1971 byl založen projektový ústav DP Metroprojekt, přímý předchůdce dnešního METROPROJEKTU Praha, a. s., a pověřen funkcí generálního projektanta metra s cílem co nejrychleji vypracovat projektovou dokumentaci pro zahájení realizace moderní městské podzemní rychlodráhy. Původně státní firma, která byla po určitou dobu součástí Dopravního podniku, prošla po roce 1989 úspěšně privatizací i řadou organizačních změn až do současné podoby, kdy jako samostatně působící akciová společnost tvoří součást skupiny SUDOP Group.

Kolektiv, který byl na počátku tvořen jen skupinou projektantů mostařů a tunelářů, byl postupně doplňován dalšími profesemi, aby byl schopen zpracovávat komplexní projektové dokumentace a zvládnout náročnou koordinaci investičně i profesně rozsáhlé stavby. Již tři roky po vzniku Metroprojektu se cestující veřejnosti představuje nový dopravní systém, realizovaný podle naší dokumentace. Do provozu se uvádí první provozní úsek trasy C metra Florenc – Kačerov. Byly zde uplatněny moderní tunelovací technologie, byť s omezenými razicími prostředky – technologie ražby tunelů na plný profil (prstencová metoda s použitím nemechanizovaných štítů), výstavba stanic v hlubokých stavebních jamách, zajištěných pilotovými nebo milánskými stěnami. Do tohoto období spadá i návrh a uplatnění technologie „cut and cover“ na stanici I. P. Pavlova, která byla v úzkém uličním profilu stavěna „odshora dolů“.

Další pokrok v uplatnění moderních tunelovacích metod, včetně náročných úseků tunelů pode dnem Vltavy, ražených trojlodních stanic apod., následuje na trasách A (1978) a B (1985). Podzemní stanice mají vzdušnější a uvolněnější prostorové řešení, mizí pocit stísněnosti, typický pro pobyt v podzemí. Architekti navrhuji do obkladů veřejných podzemních prostorů nové materiály. České sklo v novém technickém provedení se stává charakteristickým povrchovým materiálem veřejných prostor trasy B.

Období po roce 1989 přináší do společnosti zejména nezbytnost přizpůsobit se podmínkám prostředí tržní ekonomiky. Celá oblast veřejných investic, tedy i investiční výstavby metra, byla dočasně utlumena. Metroprojekt reaguje ztížením kolektivu a rozšířením spektra svých činností do všech sfér dopravního stavitelství a do pozemních a průmyslových staveb.

Významným klientem se stávají České dráhy, kde se společnost uplatňuje především na projektech modernizace železničních koridorů (tunely v úsecích Česká Třebová – Zábřeh a Benešov – Votice). Jsou zpracovány i projekty řady dálničních a městských tunelů a Metroprojekt se stává vyhledávaným partnerem pro navrhování čím dál složitějšího technologického vybavení těchto podzemních děl.

Dnes, i přes úspornou rozpočtovou politiku, alespoň některé investice do dopravní infrastruktury pokračují. Společnost tak projektuje prodloužení trasy metra A Dejvická – Motol. Vedle Nové rakouské metody je zde poprvé na pražském metru navržena ražba traťových tunelů zeminovým štítem (EPBS) a první zkušenosti potvrzují, že jde o technologii, která i ve složitých pražských geologických podmínkách zaručuje bezpečný průchod územím s hustou zástavbou nad tunely.

Připravujeme i další, čtvrtou trasu pražského metra, a to úsek I.D Náměstí Míru – Depo Písnice pro zásadní zlepšení dopravní obsluhy obytných čtvrtí jižního sektoru Prahy. Tato trasa bude nová zejména svým technologickým vybavením. Vlaky zde budou jezdit bez řidiče, vedeny moderním zabezpečovacím a řídicím systémem CBTC, nástupiště budou od kolejí oddělena stěnami s posuvnými dveřmi. Pokud jde o výstavbu tunelů, navrhujeme i zde jako hlavní technologii strojní ražbu TBM.

Z aktivit v zahraničí zmíním rozpracovaný projekt třetího diametru metra v Sofii.

Dnes, při bilancování čtyřicetileté činnosti v oblasti přípravy investic, je dobré si připomenout, co umožnilo a umožňuje udržovat přední místo naší společnosti mezi projektanty. Skutečnost, která ji preferuje v očích současných i nových klientů, je především zkušenost z úspěšné přípravy rozsáhlých investic. Základní zkušenosti jsme získali na metru a s obtížemi by se u nás hledala technicky náročnější a organizačně komplikovanější stavba, než je podzemní dráha ve městě s tak bohatou historií a složitou geologií, jakým je Praha.

Chci proto ujistit všechny naše obchodní partnery a partnery, že si zájmu o spolupráci vážíme a ujišťuji vás, že slogany „Náš cíl – spokojený zákazník“ a „Síla v projektu“, které doprovázely většinu našich veřejných prezentací, jsou příkazem pro naši práci i do dalších let.

ING. DAVID KRÁSA

**generální ředitel METROPROJEKT Praha, a. s.
CEO, METROPROJEKT Praha, a. s.**

DEAR COLLEAGUES & READERS OF TUNEL MAGAZINE,

I am very pleased to be able to address you on behalf of METROPROJEKT Praha on the occasion of our 40th anniversary, to remind you briefly of our history in terms of the design and construction of tunnels. The creation of the company was closely connected to the adoption of a new concept for public transport in the capital of Czechoslovakia, as it was. On 1 May 1971, DP Metroprojekt, a project institute, was founded, the direct predecessor of today's METROPROJEKT Praha, a.s., and entrusted with the job of general designer for the metro system with the objective of drawing up project documentation as soon as possible, to start implementing a modern municipal underground rapid transport system. Originally a state company which was part of the Prague Public Transport Company, after 1989 it underwent successful privatisation and several organisational changes before reaching its current format, when, as an independent joint-stock company, it became part of the SUDOP Group.

The team, which was created initially only as a group of bridge and tunnel designers, was gradually supplemented with further professions, to enable it to handle complex project documentations and manage challenging coordination of extensive construction, regarding both investment and professions. Just three years after Metroprojekt began, a new transport system was introduced to the travelling public, implemented according to our documentation. The first operating section of metro line C from Florenc to Kačerov began. Modern tunnelling technologies were applied here, albeit with limited excavation equipment – full profile tunnel driving technology (the ring method using non-mechanised shields), construction of stations in deep construction pits, secured with pile or Milan walls. The design and application of cut-and-cover technology at the I. P. Pavlova station, which was built from top to bottom in the narrow street profile, also falls into this period.

Another step in the application of modern tunnelling methods, including challenging sections of tunnel beneath the Vltava River, driven pillar three-aisle stations, etc., followed on lines A (1978) and B (1985). Underground stations were airier and more spacious, the feeling of being constricted, typical for the underground, disappeared. Architects designed new materials for the facing of public underground spaces. Czech glass in a new technical design became a characteristic surface material for the public spaces on line B.

The period after 1989 brought the particular need of society to adapt to the conditions of a market economy. The whole area of public investments, meaning metro construction as well, was temporarily reduced. Metroprojekt reacted by staff reduction and expanding the range of its activities in all areas of transport construction, as well as ground and industrial construction.

Czech Railways became a major client, with the company primarily applying itself to railway corridor modernisation projects (tunnels in the Česká Třebová – Zábřeh and Benešov – Votice sections). Projects for a range of motorway and municipal tunnels were also processed and Metroprojekt became a sought-after partner for the design of increasingly complex technological fittings for these underground works.

Today, despite an economical budget policy, at least some investments into traffic infrastructure are continuing. The company is designing the extension of metro line A, Dejvická – Motol. Along with the New Austrian method, this will introduce the driving of track tunnels with an earth pressure balanced shield (EPBS) and first experiences are confirming that the technology guarantees a safe passage through ground with dense construction above the tunnels, even with Prague's complicated geological conditions.

We are also preparing another, fourth line for the Prague metro, the ID section from Náměstí Míru to Depo Písnice, for fundamental improvements to traffic serving southern sector neighbourhoods in Prague. This line will be new, especially down to its technological equipment. Trains will be driverless, managed with CBTC, a modern security and management system, and the platforms will be separated from the tracks using walls with sliding doors. When it comes to the tunnel construction, we are also proposing tunnel boring machine (TBM) as the main technology.

From our international activities, I should mention the work which has begun on the third diameter metro project in Sofia.

Today, on balancing forty years of experience in investment planning, it is worth remembering what has allowed and allows us to retain a leading position as a design company. The truth, as preferred in the eyes of current and new clients, is mainly our experience from successful preparation of extensive investments. We gained fundamental experience with the metro, and it would be hard to find more technically demanding and organisationally complex construction than underground rail in a city with a history as rich and geology as complicated as in Prague.

I therefore wish to assure all our friends and business partners that we value your interest in working with us, and can assure you that the slogans "Our goal – a satisfied customer" and "Strength in design", which accompany the majority of our public presentations, are an order for our work in the coming years.

AKTUÁLNÍ KONCEPCE TRASY I.D PRAŽSKÉHO METRA V DOKUMENTACI PRO ÚZEMNÍ ROZHODNUTÍ

TOPICAL CONCEPT OF THE I.D LINE OF PRAGUE METRO IN THE DESIGN FOR THE ISSUANCE OF THE ZONING AND PLANNING APPROVAL

VLADIMÍR CIGÁNEK, VĚRA LANGMAIEROVÁ, JIŘÍ RŮŽIČKA

ÚVOD

Vzhledem k poměrně dlouhému období, kdy problematika dopravní obsluhy jižního sektoru města metrem nebyla projekčně řešena, je v rámci této dokumentace potvrzena a stabilizována základní představa řešení, která odpovídá zásadám uvedeným v rámci probíhajících změn Územního plánu hl. m. Prahy.

Současně je průběžně stabilizován názor na systémové pojetí nové trasy metra v Praze jako zcela nového prvku dopravní soustavy v podobě moderního, plně automatizovaného systému metra včetně odpovídajících základních návrhových parametrů a technologií (provoz bez řidiče, bezpečnostní oddělovací stěny podél nástupiště atp.).

Obecně je možné konstatovat, že vlastní vedení trasy vychází z dříve zpracovaných dokumentací a rozborů s tím, že je příslušně aktualizuje a doplňuje ve vztahu k novým vstupním požadavkům města a novým systémovým poznatkům.

INTRODUCTION

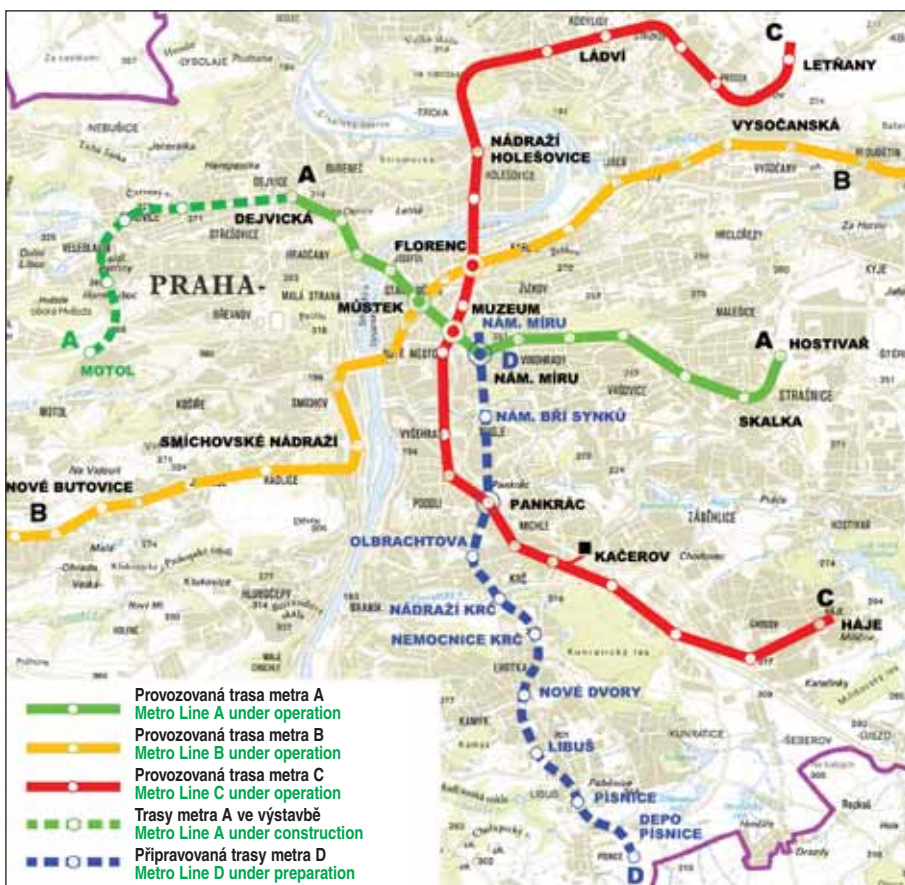
With respect to the fact that the problems of metro services for the southern sector of the city have not been solved for a relatively long period of time, it is good that this design documentation confirms and stabilises the basic concept of the solution, which is in line with principles adopted within the framework of the changes in the Prague Master Plan being in progress.

At the same time the opinion on the systematic concept of the new metro line in Prague as a totally new element in the transport network in the form of a modern, fully automated metro system, including adequate basic design parameters and equipment (driverless trains, platform-edge doors etc.) has been continually stabilised.

In general, it is possible to state that the horizontal alignment design is based on previously prepared documents and analyses, which are relevantly updated and complemented in relation to new input requirements of the City and new information about the systems.

The operational section I of the metro line D being described in this paper is part of the whole line D, which is incorporated into the overall concept of the development of the Prague metro network. The valid Prague Master Plan considers the Line D to run between the districts of Písnice and Vysočany. In the new Prague MP, the line is proposed to be developed between the Písnice Depot and Náměstí Míru Square, with a reserve area available for future extension to the city centre (a possibility of an interchange to the Line B and Náměstí Republiky station) or to the area of the district of Žižkov. The development of the Prague metro network in a medium-term outlook is presented in Fig. 1.

The process of considering two variants of the northward extension of the Line D is the reason why Hlavní Nádraží station, which had been counted with in previous studies (see the paper by the authors in TUNEL journal 1/2006), was left out from the operational section I of the Line D. The location of this station is absolutely different in the current variants of the Line D extension. For the same reasons the crossing of tracks at Náměstí Míru station is located before the station and is not considered as the "classical" solution comprising the crossing directly linking to stabling tunnels behind the station.



Obr. 1 Rozvoj sítě pražského metra ve střednědobém výhledu

Fig. 1 Development of Prague metro net in a medium-term outlook

Popisovaný I. provozní úsek trasy metra D je součástí celé trasy D, která je zahrnuta do celkové koncepce rozvoje sítě pražského metra. V rámci platného Územního plánu SÚ hl. m. Prahy je trasa D uvažována v rozsahu Písnice – Vysočany. V konceptu nového ÚP hl. m. Prahy je pak navržena v rozsahu Depo Písnice – Náměstí Míru s územní rezervou pro další rozvoj trasy do centra (možnost přestupu na trasu B ve stanici Nám. Republiky), respektive do oblasti Žižkova. Rozvoj sítě pražského metra ve střednědobém výhledu je patrný z obr. 1.

Zvažování dvou variant pokračování trasy D severním směrem je důvodem, proč z úseku I.D byla vypuštěna stanice Hlavní nádraží, která byla v předchozích studijních materiálech uvažována (viz článek autorů v časopisu Tunel 1/2006). Poloha této stanice je pro uvažované varianty prodloužení trasy D zcela odlišná. Ze stejných důvodů je u stanice Náměstí Míru křížení kolejí umístěno před stanicí a není uvažováno osvědčené „klasické“ řešení s křížením kolejí v přímé vazbě na odstavné tunely za stanicí.

I. provozní úsek trasy D zahrnuje 10 stanic a jeho celková délka je 10,6 km. Vedení trasy a lokalizace stanic plně respektuje vyčleněný prostor zakotvený v aktuálních územně-plánovacích materiálech. Je vedena koridorem začínajícím u stanice metra Náměstí Míru na trase A, pokračuje přes Nusle a Pankrác do Nových Dvůrů, Libuše a dále pak do Písnice, kde končí novým depem. Pracovními názvy stanic jsou: Náměstí Míru, Náměstí Bratří Synků, Pankrác, Olbrachtova, Nádraží Krč, Nemocnice Krč, Nové Dvory, Libuš, Písnice a Depo Písnice.

Z hlediska nových přístupů (z pohledu dříve uvažovaného řešení) je potvrzeno vedení trasy v přímém kontaktu s Thomayerovou nemocnicí (náhrada dříve uvažované stanice Zálesí) s pokračováním jižním směrem do stanice Nové Dvory. Ta je polohově korigována tak, aby umožnila nově požadované založení větve do oblastí Modřan. Dále vedení trasy odpovídá původním předpokladům a kromě vlastního depa Písnice zahrnuje novou stanici Depo Písnice.

Celá trasa je koncipována jako systémově otevřená s možností pokračování jak severním směrem za stanicí Náměstí Míru a jižním směrem za stanicí Depo Písnice (rozvoj do regionu), tak i zmíněným větvením směrem do Modřan za stanicí Nové Dvory. Situace vedení trasy doplněná o časové izochrony desetiminutové pěší dostupnosti jednotlivých stanic poskytuje názornou informaci o plošném pokrytí celého území tohoto sektoru Prahy (obr. 2).

Výškové vedení trasy je přehledně patrné z podélného profilu (obr. 3). Celá trasa až na malé úseky je podzemní, hloubka stanic (úroveň nástupiště) je výrazně ovlivněna poměrně složitým vertikálním členěním území, neboť trasa příčně prochází dvě údolí – Botičské (Nuselské údolí) a Kunratického potoka (Krčské údolí).

Realizací této stavby bude dosaženo významných přínosů v dopravní obsluze dnes již objemných sídlištních celků Krč, Libuš a Lhotka, které jsou ve směru do centra dosud odkázány pouze na návoz autobusy na stanice trasy C metra.

Z hlediska etapizace výstavby je v současnosti sledován princip tří samostatných provozních úseků v následujícím pořadí:

I.D1 – Pankrác – Nové Dvory

I.D2 – Nové Dvory – Depo Písnice (včetně depa)

I.D3 – Pankrác – Náměstí Míru

Případná možnost sloučení jednotlivých etap výstavby je obecně možná a je průběžně diskutována s cílem zjednodušení dílčích prvků realizace a provozu stavby.

ČAS, FINANČNĚ, STAVEBNÍ TECHNOLOGIE A VYBAVENÍ

Celý první provozní úsek trasy I.D je objemově i finančně velmi rozsáhlá investice. V současné době se zpracovává dokumentace pro územní rozhodnutí. Při optimálním průběhu projednání projektu by výstavba měla začít v roce 2014 a všech deset stanic by mělo být postupně zprovozněno v několika etapách. Doba výstavby a zejména časové rozložení do etap závisí především na zajištění financování stavby ze strany investora a dozná v průběhu prací zřejmě řadu změn.

The operational section I of the Line D contains 10 stations and the total length amounts to 10.6 km. The horizontal alignment and locations of stations fully respect the allotted space which is specified in the current zoning and planning documents. It runs along a corridor starting at Náměstí Míru station on the Line A, continues across the districts of Nusle and Pankrác to the districts of Nové Dvory and Libuš and further to Písnice, where it is terminated by a new depot. There are the 10 stations proposed for the line, with the following working names: Náměstí Míru, Náměstí Bratří Synků, Pankrác, Olbrachtova, Nádraží Krč, Nemocnice Krč, Nové Dvory, Libuš, Písnice and Depo Písnice.

New approaches (new from the point of view of the previously considered solution) have confirmed that the horizontal alignment will be in direct contact with Thomayer Hospital (a substitution for previously considered Zálesí station), with the southward continuation to Nové Dvory station. The location of this station is adjusted to allow a new branch to the area of the district of Modřany to be developed. The other sections of the horizontal alignment correspond to the original assumptions and, with the exception of the Písnice depot itself, it contains new Depo Písnice station.

The entire metro line is drawn up as an open system allowing the extensions to run both northward (beyond Náměstí Míru station) and southward (beyond Depo Písnice station allowing the the development to the region), as well as in the above-mentioned direction of the branch to Modřany, splitting from the track beyond Nové Dvory station. The map of the horizontal alignment containing isochronic lines for 10-minute walking distance around individual stations provides clear information about the coverage of the entire area of this sector of Prague (see Fig. 2).

The vertical alignment of the metro line is synoptically obvious from the longitudinal section (see Fig. 3). The entire metro line, with the exception of short sections, runs underground; the depth of stations (the depth of platforms) is significantly affected by the relatively complicated vertical dissection of the area, because the route crosses two valleys – the Botič Brook valley (the Nusle valley) and the Kunratic Brook valley (the Krč valley).

Owing to the implementation of this project, significant contributions to the today already extensive resident traffic in residential areas of Krč, Libuš and Lhotka, which have been fully dependent on buses used for transporting passengers heading to the city centre to stations on the metro Line C, are achieved.

In terms of the project implementation staging, the principle of three independent operational sections is currently followed, in the following sequence:

I.D1 – Pankrác – Nové Dvory

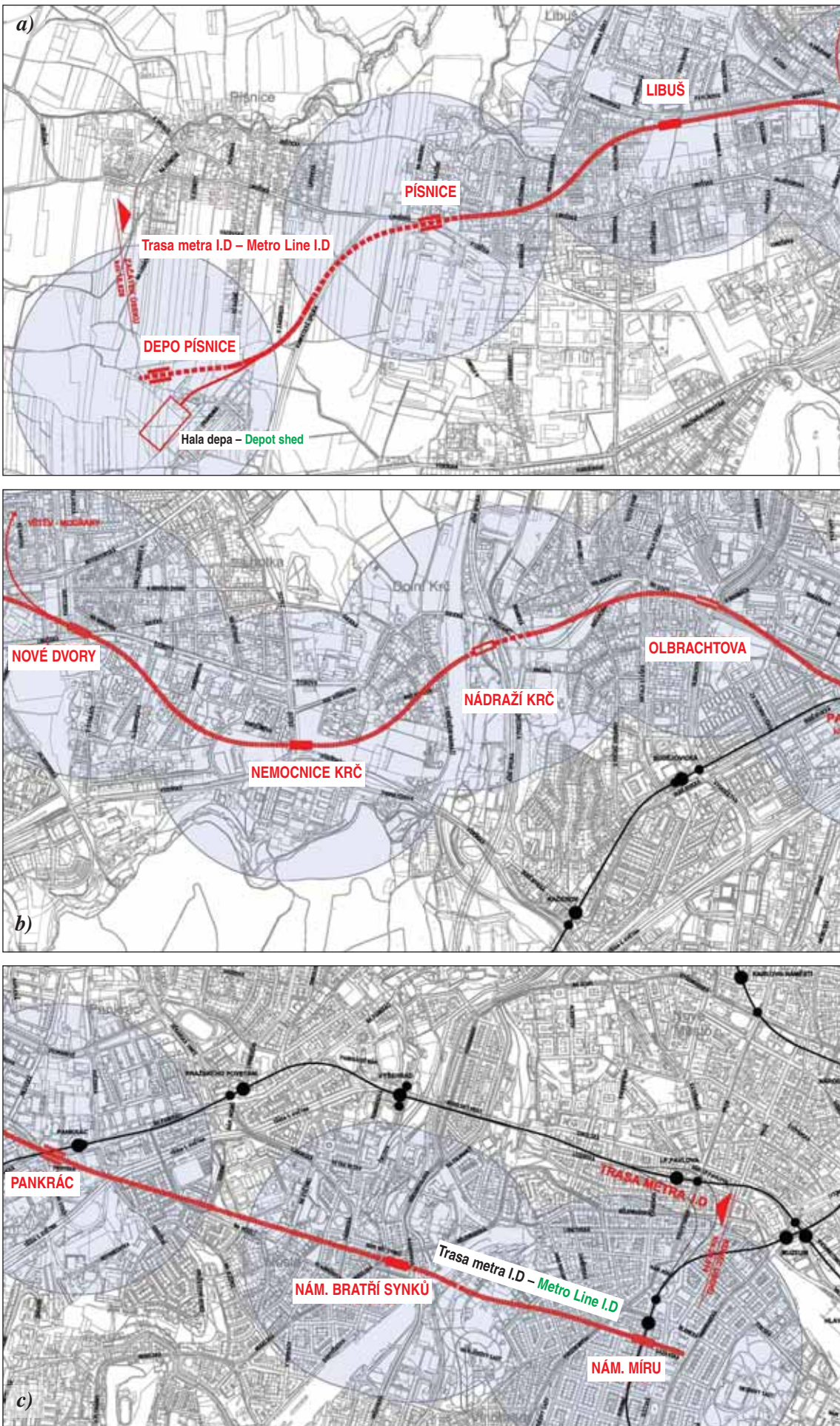
I.D2 – Nové Dvory – Depo Písnice (including the depot)

I.D3 – Pankrác – Náměstí Míru

The contingent possibility of joining individual construction stages is generally possible; it is continuously discussed with the aim of simplifying partial elements of the construction and operation of the metro line.

TIME, FUNDING, CONSTRUCTION TECHNIQUE AND EQUIPMENT

The entire first operational section of the Line D (I.D Line section) is a very extensive investment asset in terms of the extent and funds. At the moment the documents required for the issuance of the zoning and planning approval are being prepared. If the course of negotiations over the design is optimal, the construction should commence in 2014 and all ten stations should be brought into service in steps, in several stages. The construction time, first of all construction staging, depend above all on the capability of the project owner to provide



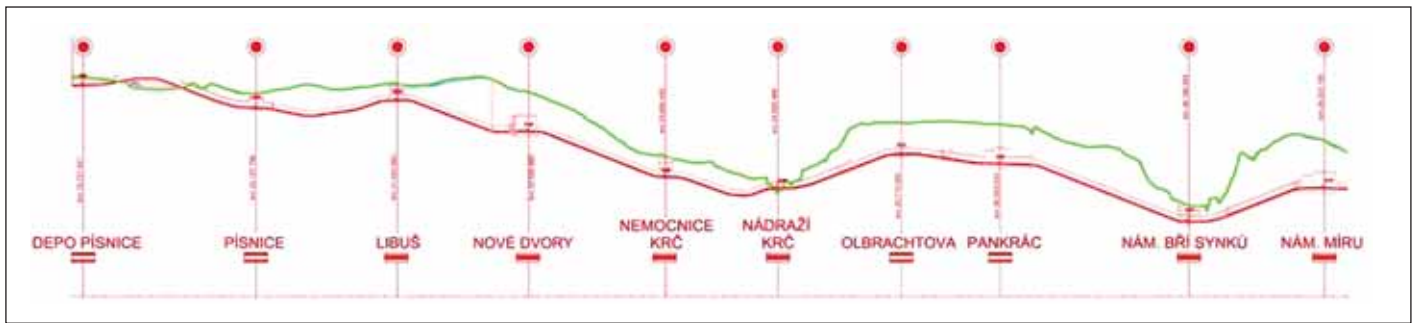
Obr. 2 a, b, c Situace vedení trasy
 Fig. 2 a, b, c Layout plan of the horizontal alignment

funding. It probably will experience numerous changes during the course of the works.

The construction techniques to be used will apply the experience gathered till now during the work on the Prague metro, first of all the recent experience gained on the construction of the metro section from Dejvická station to Motol station on the Line A. It will therefore be the experience from mined large-volume single-span stations, driving single-track running tunnels using earth-pressure balance shields (EPBS), and double-track tunnels using the NATM (the New Austrian Tunneling Method), which has been the method prevailing in the construction of underground sections of metro in Prague during the past 20 years.

As far as the structural design (tunnels and stations) is concerned, the authors strive for designing modern, effective construction methods and attractive architectural solutions which will be amiable for both the passengers and the operating personnel.

Nevertheless, progress in the structural solution does not advance so fast as that in the equipment. On this project, state-of-the-art technologies will allow us to design solutions more economic in terms of the space, first of all in the operational hinterland of stations compared with the recently completed extension of the Line C to Letňany and the extension of the Line A to Motol, which is under construction.



Obr. 3 Podélný profil

Fig. 3 Longitudinal section

Použité stavební technologie budou využívat dosavadních zkušeností z realizace metra v Praze, zejména pak poslední zkušenosti z realizace metra ze stanice Dejvická do stanice Motol na trase A. Půjde tedy o aplikaci zkušeností z ražených velkoprostorových jednolodních stanic, ražení jednokolejných tratových tunelů zeminným štítem (EPBS) a u dvoukolejných tunelů technologií NRTM (Nová rakouská tunelovací metoda), což byla v posledních 20 letech převážně užívaná technologie provádění podzemních úseků metra v Praze.

Pokud jde o stavební řešení (tunely a stanice), snaží se autoři o navrhování moderních efektivních metod výstavby a atraktivního architektonického řešení, které bude přívětivé pro cestující i obsluhující personál. Ale přece jen ve stavebním řešení nespěchá pokrok dopředu takovými kroky, jako v technologickém vybavení. Zde nám nejmodernější technologie umožní navrhnout prostorově úspornější řešení především v provozním zázemí stanic oproti nedávno dokončenému prodloužení trasy C do Letňan a prodloužení trasy A do Motola, které je ve výstavbě.

NOVÁ KONCEPCE PROVOZU A TECHNOLOGIE METRA

Trasa D je čtvrtým dialektrem v síti metra. Jejím cílem je v časovém horizontu územního plánu hlavního města Prahy zajistit radiální cesty z oblasti Krče, Lhotky a Libuše a rozvojových území na jižním okraji Prahy provozním úsekem metra I.D Depo Písnice – Náměstí Míru.

První provozní úsek trasy D zlepšit provozní situaci na trase C převedením části přepravní zátěže z trasy C na trasu D. Tím se částečně sníží obsazenost souprav na trase C.

Hlavní přínos prvního provozního úseku trasy D je však třeba hledat v nahrazení silné stopy autobusové dopravy vedené ulicí Vídeňskou a poklesu silného zatížení stanice Kačerov. Zároveň lze očekávat i snížení objemu přestupujících cestujících ve stanici Muzeum.

Nezanedbatelnou výhodou je i odstranění provozní zranitelnosti trasy C na Nuselském mostě a možnost náhradní dopravy metrem v případě mimořádné situace.

NEW CONCEPT OF METRO OPERATION AND EQUIPMENT

The Line D is the fourth diameter within the metro network. Its objective is to secure radial travels from the area of Krč, Lhotka and Libuš and developing areas at the southern edge of Prague by means of the I.D operational section of the metro between Depo Písnice and Náměstí Míru stations.

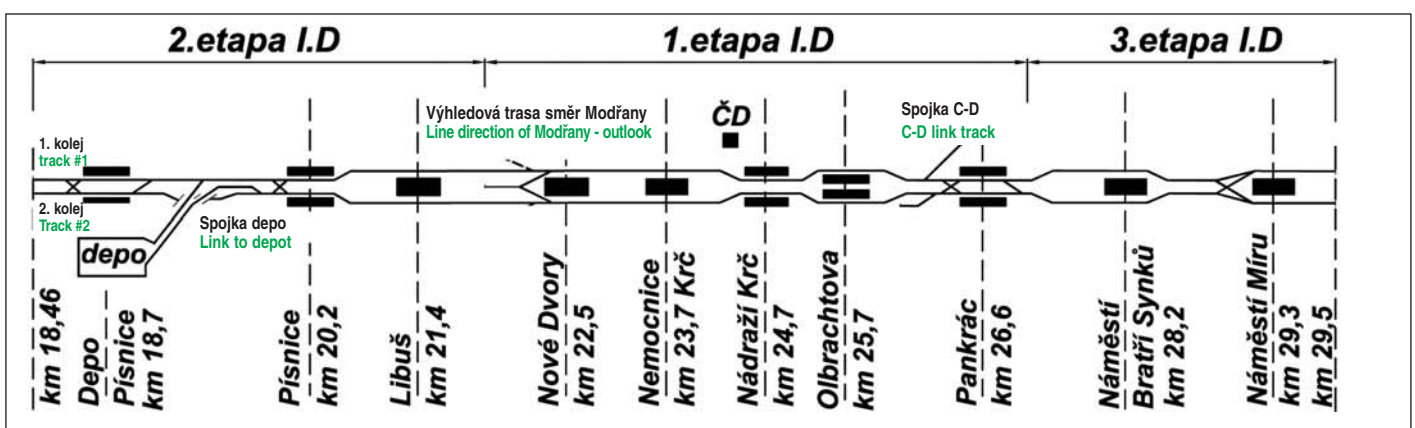
The first operational section of the Line D (the I.D section) will improve the situation in the operation on the Line C by transferring part of the transport load from the Line C to the Line D. In this way, train occupancy on the Line C will be partially reduced.

However, the main contribution of the first operational section of the Line D is to be seen in the fact that the busy bus traffic running along Vídeňská Street will be replaced and the heavy loading on Kačerov station will be reduced. At the same time it can be expected that the flow of passengers transferring at Muzeum station will also be reduced.

The removing of the problem of the operational vulnerability of the Line C on the Nusle Bridge and providing the possibility of the metro transport alternative in the case of emergency is also a nonnegligible benefit.

The I.D metro section with the length of the operating line of 10.6 km runs from Depo Písnice station to Náměstí Míru station with the following 10 stations along the route: Náměstí Míru, Náměstí Bratří Synků, Pankrác, Olbrachtova, Nádraží Krč, Nemocnice Krč, Nové Dvory, Libuš, Písnice and Depo Písnice. Pankrác station and Náměstí Míru station will become the interchanges between the Line C and the Line A, respectively. All of the stations have two concourses, with the exception of the single-concourse Písnice station.

Exits from the stations are equipped with escalators, which are combined with an inclined lift, lifts or a combination of a staircase and a lift. Step-free access is provided at all of the



Obr. 4 Provozní schéma trasy I.D

Fig. 4 Operating chart of the line I.D

Trasa I.D je vedena ze stanice Depo Písnice do stanice Náměstí Míru. Přestupní stanicí s trasou C bude stanice Pankrác a s trasou A Náměstí Míru. Všechny stanice jsou se dvěma vestibuly, resp. výstupy pro veřejnost, kromě stanice Písnice, která má jeden vestibul.

Výstupy stanic jsou vybaveny eskalátory, v kombinaci se šikmým výtahem, výtahy, případně kombinací schodiště a výtahu. Bezbariérový přístup je zajištěn ve všech stanicích. Provozní propojení trasy I.D se stávající sítí metra je jednokolejnou traťovou spojkou mezi stanicí Olbrachtova na trase D a stanicí Pankrác na trase C. Spojka je řešena jako samostatný jednokolejný ražený tunel. Stanice Nové Dvory a Náměstí Míru, Libuš, Nemocnice Krč a Náměstí Bratří Synků jsou stanice s ostrovním nástupištěm. Stanice Olbrachtova je dvou-lodní stanice, která ale svým charakterem odpovídá principu stanic s ostrovním nástupištěm (přímý přístup na obě strany nástupiště z jedné úrovně). Stanice Depo Písnice, Písnice, Nádraží Krč a Pankrác budou s bočními nástupišti.

Nová trasa D z hlediska provozního a technického bude autonomním systémem, který je technicky nekompatibilní se stávajícím provozem. Kompatibilita nového automatického metra se stávajícím metrem bude zachována pouze pro průjezd stávajících vozidel nezávislé trakce používané pro údržbu metra po trati trasy D a naopak. Pro obsluhu a údržbu trati bude sloužit depo Písnice, pro řízení provozu společný dopravní a technický dispečink umístěný u stanice Nádraží Krč.

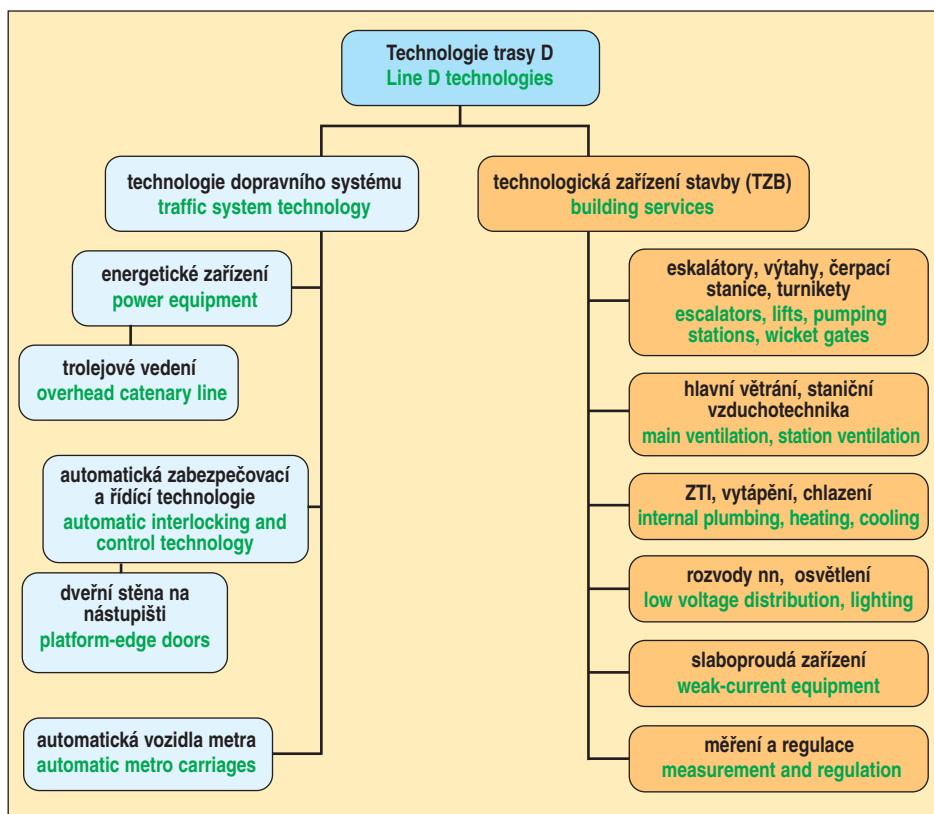
TECHNICKÉ NOVINKY TRASY D

- Automatické metro bez strojvedoucích.
- Nové prvky bezpečnosti – zejména nástupištní stěny.
- Nově koncipované vlaky metra – lehké průchozí vlaky s vrchním odběrem elektřiny (pantograf) místo spodního (3. kolejnice).
- Zakázka technologie dopravního systému „na klíč“ – nový způsob dodání.



Obr. 6 Automatický provoz bez strojvedoucích (průchozí vlakové soupravy a řídicí dispečerské pracoviště)

Fig. 6 Automated driverless operation (intercommunicating train sets and a control room)

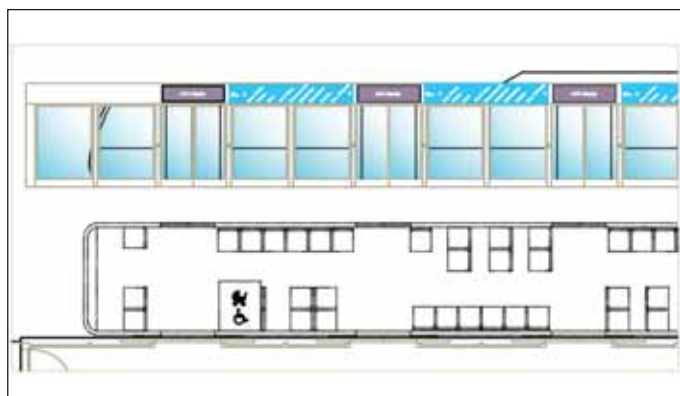


Obr. 5 Technologie – rozdělení
Fig. 5 Technologies – subdivision

stations. Operational interconnection of the Line I.D with the existing metro network is provided by a single-track link between Olbrachtova station on the Line D and Pankrác station on the Line C. The link is solved as an independent mined single-track tunnel. Nové Dvory, Náměstí Míru, Libuš, Nemocnice Krč and Náměstí Bratří Synků are stations with intermediate platforms. Olbrachtova is a double-span station, the character of which corresponds to the principle of stations with intermediate platforms (a direct access to both platform edges from one level). Depo Písnice, Písnice, Nádraží Krč and Pankrác stations will have side platforms.

Písnice, Libuš, Nemocnice Krč, Náměstí Bratří Synků stations are of the cut-and-cover type; Depo Písnice station is of the depressed type, whilst Nádraží Krč is on a bridge. Nové Dvory, Pankrác and Náměstí Míru are single-vault mined stations and Olbrachtova station is of the double-span type.

From the operational and technical point of view, the new Line D will be an autonomous system which is technically incompatible with the existing operation. The compatibility of



Obr. 7 Dělicí stěny na nástupišti (pohled na stěnu a půdorys s vlakem)
Fig. 7 Platform-edge doors



Obr. 8 Dělicí stěny na nástupišti
Fig. 8 Platform-edge doors



Obr. 10 Hlášky SOS na nástupišti
Fig. 10 Emergency call boxes

NOVÉ PRVKY BEZPEČNOSTI

- Bezpečnostní stěna odděluje nástupiště a vlak a zabráňuje tak pádu cestujících a předmětů pod vlak.
- Uzavřený odbavovací systém (turnikety) zabráňuje vstupu do placeného prostoru metra bez zaplacení jízdného.
- Hlášky SOS na nástupišti i ve vozech se spojením na dispečink dovolují cestujícímu okamžité spojení s dispečinkem v případě nouze.
- Kamerový dohled na nástupišti i ve vozech zvyšuje bezpečnost cestujících a odrazuje nežádoucí individua (zloději, vandalské atp.) od jejich činnosti.

ING. VLADIMÍR CIGÁNEK, ciganek@metroprojekt.cz,
ING. VĚRA LANGMAIEROVÁ,
langmaierova@metroprojekt.cz,
ING. JIŘÍ RŮŽIČKA, ruzicka@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.

Recenzoval: doc. Dr. Ing. Jan Pruška



Obr. 9 Uzavřený odbavovací systém (turnikety)
Fig. 9 The closed entry system (wicket gates)

the new automated metro operation with the existing metro network will be maintained only for the passage of the current-independent traction vehicles, which are used for the maintenance along the Line D route and vice versa. The operation and maintenance of the track will be provided by the Písnice depot, whilst the operation will be controlled by a common transportation and technical control centre located next to Nádraží Krč station.

TECHNICAL NOVELTIES ON LINE D

- Automated metro with driverless trains
- New safety elements – first of all platform-edge doors
- New concept of metro trains – light-weight, with intercommunicating carriages, with an overhead power collection system (a pantograph) instead of a third rail system
- Turn-key contract for the traffic equipment system – a new way of supply

NEW SAFETY ELEMENTS

- Platform-edge doors separating the platform from trains and preventing passengers and objects from falling under trains.
- A closed entry system (wicket gates) preventing passengers from entering the metro space without paying the fare
- Emergency call boxes both on platforms and inside carriages connected to the control centre, allowing a passenger to be immediately connected with the control centre in the case of emergency
- Video surveillance over platforms and inside carriages, increasing the safety of passengers and discouraging objectionable individuals (pickpockets, vandals etc.) from their activities

ING. VLADIMÍR CIGÁNEK, ciganek@metroprojekt.cz,
ING. VĚRA LANGMAIEROVÁ,
langmaierova@metroprojekt.cz,
ING. JIŘÍ RŮŽIČKA, ruzicka@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

Archiv firmy Metroprojekt Praha, a. s.
Růžička, J., Cigánek, V. Pražské metro – trasa D. *Tunel*, 2006, č. 1.

RAŽENÉ STANICE NA TRASE I.D METRA

MINED STATIONS ON PRAGUE METRO LINE I.D

OTAKAR HASÍK, ALENA MARTÍNKOVÁ, MIROSLAV MROCZEK, PAVEL ŠYS,
JIŘÍ RŮŽIČKA

ÚVOD

S ohledem na morfologii terénu a v částech trasy i souvislou obytnou zástavbu je trasa metra I.D v převážném rozsahu ražená. Z 10 navrhovaných stanic jsou 4 stanice ražené, 4 hloubené a 2 povrchové. Umístění v městské zástavbě znamená limity vyplývající z polohy komunikací, budov, stávajících staveb metra, ochranných pásem inženýrských sítí a dalšího vybavení města. S tím je nutno počítat jak při umístění stanic a jejich konstrukci, tak i při plánování výstavby, kterou provázejí poklesy povrchu, omezení přístupu, zvýšený hluk, doprava rubaniny, materiálů i pracovníků (dopravní trasy) a další. Celková situace trasy I.D a ostatních tras pražského metra je na obr. 1 článku Cigánek a kol. v tomto čísle časopisu Tunel.

Stanice budou raženy technologií NRTM (Nová rakouská tunelovací metoda) s rozpojováním hornin trhacími pracemi i strojně skalním bagrem. Stejně tak budou realizovány navazující podzemní díla – přístupové a přestupní tunely, komory pro větvení trasy, eskalátorové tunely, větrací, výtahové a montážní šachty i další menší prostory.

Předpokládá se vertikální i horizontální členění výrubů.

CELKOVÁ KONCEPCE STANIC A JEJICH URBANISTICKÉ ŘEŠENÍ

Určující zásadou konstrukčního a dispozičního řešení stanic na trase I.D je velkorysost a uvolněnost všech veřejnosti přístupných prostorů. Jsou navrženy nástupištní prostory jednolodní nebo dvojlodní nově s prosklenými bezpečnostními stěnami oddělujícími prostor nástupiště od prostoru kolejiště.



Obr. 1.1 Stanice Pankrác – situace

Fig. 1.1 Pankrác station layout

INTRODUCTION

With respect to the terrain morphology and, in some parts of the route, even uninterrupted residential development, the majority of tunnels on the Line I.D of the Prague metro are designed as mined structures. Of the 10 stations designed, 4 stations will be mined, 4 cut-and-cover and 2 will be built at grade. Locations found within urban development areas are subjected to limits following from the position of roads, buildings, existing metro structures, exclusion zones along utility networks and other urban facilities. It is necessary to allow for this fact not only when the locations for stations and their structures are being designed, but also when the construction, which is attended by the subsidence of the surface, restrictions to the access, increased noise levels, transportation of the muck, materials and workers (transport routes) etc. is being planned. The layout plan of the I.D Line route is in the paper by Cigánek et al. contained in this TUNEL journal issue.

The stations will be driven using the NATM (the New Austrian Tunnelling Method); ground will be disintegrated by both the drill-and-blast technique and rock excavators. The same method will be applied to underground structures linking to them, i.e. access tunnels, passenger interchange tunnels, route bifurcation chambers, escalator tunnels, ventilation shafts, lift shafts, assembly shafts, as well as other smaller structures.

The excavation sequence is expected to be both vertical (sidewall drifts and a central core) and horizontal (top heading, bench and invert).

OVERALL COMPOSITION AND PLANNING CONCEPTION OF STATIONS

The determining principle of the structural and layout design for stations on the Line I.D is broad-mindedness and keeping the spaces accessible to the public unobstructed. Single-span or double-span platform spaces are designed, newly with glazed safety walls with platform-edge doors, separating platform spaces from the track space.

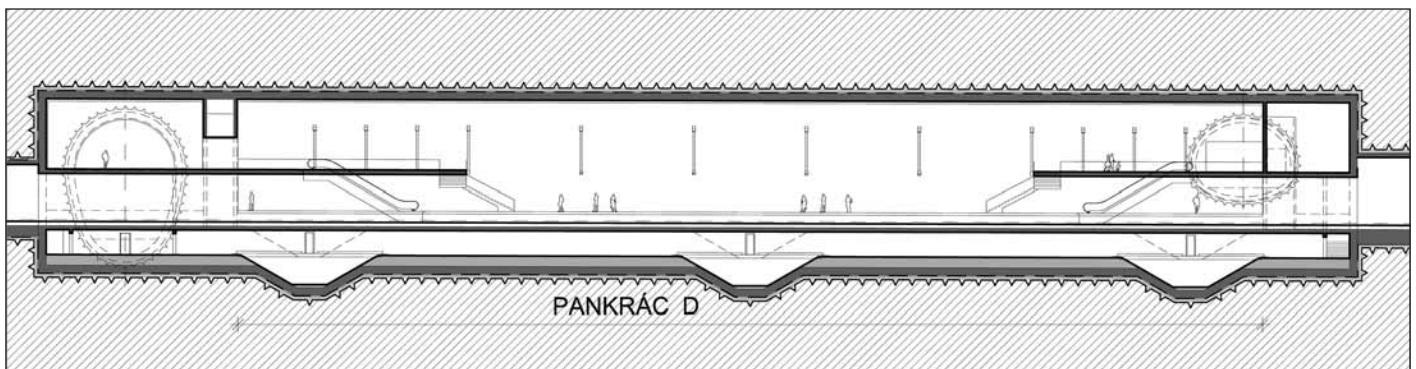
The so-called lift concourses with economical demands for equipment, thus also smaller permanent land acquisition areas, will be a certain novelty.

The architectural and, first of all, visual solution for the stations will be a subject of a wider discussion within the professional public, with the objective to find modern but at the same time utilitarian and strictly functional means of expression.

PANKRÁC D STATION

This station is located in an area which has recently experienced significant conversion owing to private investors. It is becoming one of important centres of Prague sectors. Through its layout, the station makes it possible, apart from services provided for surface buildings, to directly interchange to Line C. The larger profile of the single-vault station allowed a higher capacity of the exit routes from the platform level to intermediate floors by means of escalators to be designed.

The single-vault mined station Pankrác on the Line I.D has side platforms with the top of rail (TR) at the depth of about 33 m under the ground surface. It is located in close vicinity to the cut-and-cover Pankrác station on the Line I. C. This arrangement gives rise



Obr. 1.2 Stanice Pankrác – podélný řez
Fig. 1.2 Pankrác station longitudinal section

Určitou novinkou budou také tzv. výtahové vestibuly s úspornými nároky na technologické vybavení, a tím i na trvalé zábory ploch na terénu.

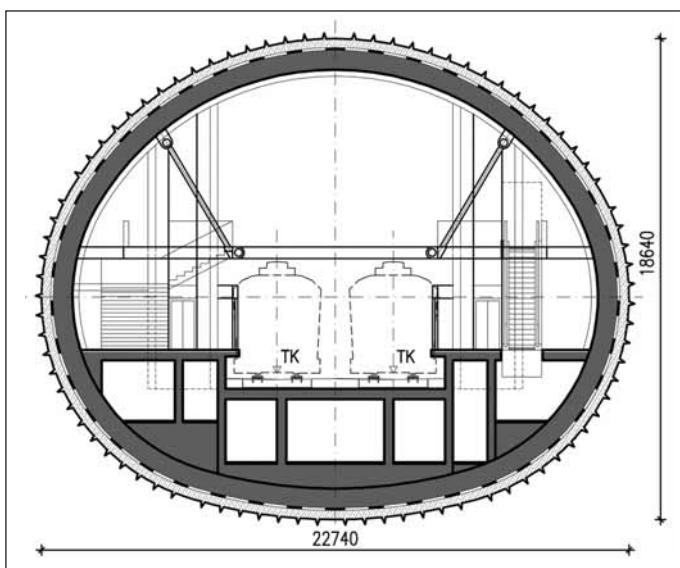
Architektonické a zejména výtvarné řešení stanic bude v dalších stupních dokumentace předmětem širší diskuse v odborné veřejnosti s cílem nalézt moderní, ale zároveň užitelné a přísně funkční výrazové prostředky.

STANICE PANKRÁC D

Stanice se nachází v území, které zaznamenalo v poslední době výraznou přeměnu díky soukromým investorům a stává se jedním z významných sektorových center Prahy. Stanice svým dispozičním uspořádáním umožňuje vedle obsluhy území na povrchu i přímý přístup na trasu C. Větší profil jednodlné stanice umožnil navrhnout kapacitnější řešení výstupních tras z úrovně nástupiště na mezipatra pomocí eskalátorů.

Jednodlní ražená stanice Pankrác na trase I.D má boční nástupiště s temenem kolejnice metra (TK) v hloubce cca 33 m pod povrchem terénu. Je situovaná v těsné blízkosti hloubené stanice na trase I.C. Vzniká tak přestupní uzel tvořený stanicemi na trase C a D, zároveň celková dopravně-urbanistická koncepce i stavební a technické řešení umožňují rozšíření přestupních vazeb na případnou stanici trasy E.

Délka nástupiště je 100 m, osová vzdálenost kolejí v místě nástupiště je 4,5 m. Na hraně nástupiště je navržena bezpečnostní stěna oddělující prostor nástupiště a kolejiště. Stanice je díky své koncepci jednodlní ražené stanice charakteristická velkým vzdušným klenbovým prostorem, který vyjadřuje důležitost této stanice jakožto přestupního uzlu na trasu C. Z dvojice bočních nástupišť vedou vertikální komunikace (pevné schodiště a eskalátor na každém konci nástupiště) a výtahy ke dvěma galeriím, které u severního i jižního čela stanice překračují kolejiště metra. Galerie jsou vysunuty do volného



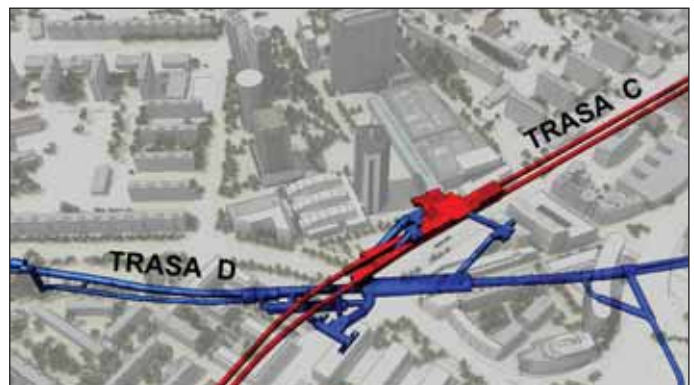
Obr. 1.3 Stanice Pankrác – příčný řez
Fig. 1.3 Pankrác station cross-section

to an interchange node consisting of the stations on the Lines C and D. In addition, the overall town planning concept and the structural and technical solution make the expansion of interchange relationships to a prospective station on the Line E possible.

The platform length is 100 m, the track centre distance at the platform is 4.5 m. A safety wall with platform-edge doors, separating the platform space from the track space, is designed for the station. Owing to its concept of a mined single-vault station, the station is characterised by a large, airy space below the vault, which expresses the significance of this station as an interchange node to the Line C. Vertical routes (a fixed staircase and an escalator found at both ends of each of the two side platforms) and lifts lead to two galleries, which cross over the metro rails at both the northern and southern end of the station. The galleries protrude into the free space and are suspended on ties. At the same time, corridors from all access escalator tunnels leading to individual concourses and to the southern end of the existing station on the Line C are connected to the above-mentioned gallery.

The interchange is designed to run in the direction of the eastern end of the existing station on the Line C, via a cut-and-cover and partially mined escalator tunnel, ending in the space between the existing cut-and-cover running tunnels on the Line C. Direct exiting to the ground surface is assumed to be possible via a pair of independent mined escalator tunnels. There is an escalator tunnel leading from the northern end of the station directly to the new complex of shopping malls in the Gemini building. A common corridor leads from the southern end of the station to an escalator allowing interchanging to the platform of the station on the Line C and to the Arkády shopping centre.

In the direction of the post office, the transition gallery passes into the mined structure of the escalator tunnel with a inclined platform disabled lift; the cut-and-cover part of the escalator tunnel is terminated in a newly designed two-level underground structure of the post office concourse under Budějovická Street. Owing to this concourse, direct access to and exit from the station on the Line D to the still unoccupied corner space between Na Strži Street and



Obr. 1.4 Stanice Pankrác – 3D vizualizace
Fig. 1.4 Pankrác station 3D visualisation



Obr. 2.1 Stanice Olbrachtova – situace
Fig. 2.1 Olbrachtova station layout

prostoru stanice a jsou zavěšeny na šikmých táhlech. Do těchto galerií jsou zároveň zaústěny chodby od všech přístupových eskalátorových tunelů vedoucích k jednotlivým vestibulům a do čela existující stanice trasy C.

Přestup je navržen směrem k východnímu čelu stanice na trase C hloubeným a částečně raženým eskalátorovým tunelem ústícím do prostoru mezi stávajícími hloubenými traťovými tunely trasy C. Příímý výstup na terén se předpokládá dvěma nezávislými raženými eskalátorovými tunely. Ze severního čela vede eskalátorový tunel přímo do nového komplexu obchodních pasáží objektu Gemini. Z jižního čela je pak vedena společná chodba do přestupního eskalátorového tunelu na nástupiště stanice trasy C a do obchodní pasáže Arkády Pankrác.

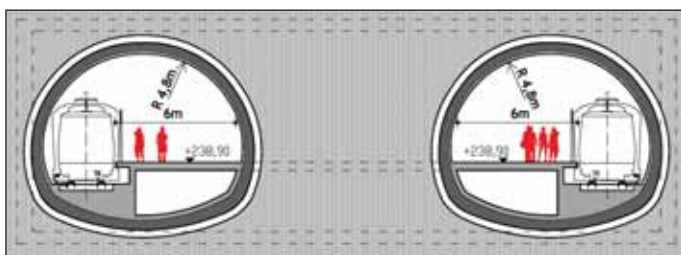
Směrem k poště přechází přestupní chodba do raženého objektu eskalátorového tunelu se šikmým výtahem, hloubená část eskalátorového tunelu je ukončena v nově navrženém dvoupodlažním podzemním objektu vestibulu Pošta pod ulicí Budějovickou. Tento vestibul umožňuje přímý vstup a výstup ze stanice trasy D do dosud volného nárožního prostoru mezi ulicemi Na Strži a Budějovická před hlavním vchodem objektu pošty. Vestibul vytváří možnost založení obchodní pasáže kolmo na osu ulice Budějovická pro rozvoj České pošty a pro případnou reurbanizaci ploch na protilehlé straně ulice Budějovické (areál OC Bauhaus).

Jakožto s potenciální samostatnou investicí se uvažuje s vybudováním podchodu pod ulicí Na Pankráci včetně dvojice příímých výstupů směrem k budoucí zastávce tramvajové tratě. Ta může vzniknout v ulici Na Pankráci prodloužením současné tramvajové linky č. 18.

Bezbariérové zpřístupnění všech veřejných prostor zajišťují výtahy.

Na jižní konec nástupiště trasy D navazuje ražený technologický tunel a dvoukolejný ražený traťový tunel směřující ke stanici Olbrachtova. Dvoukolejný traťový tunel se dále větví na traťový tunel a jednokolejný odstavný tunel. Před stanicí Olbrachtova je do něj zaústěna kolejová spojka k existující trase C.

Na straně do centra navazuje na jednoduchý tubus stanice obrátový dvoukolejný tunel. Ten bude v 1. etapě výstavby zakončen demontážní komorou, která bude ve 3. etapě výstavby sloužit jako prostor pro demontáž razičích štítů jedoucích z Náměstí Bratří Synků.



Obr. 2.2 Stanice Olbrachtova – příčný řez
Fig. 2.2 Olbrachtova station cross-section

Budějovická Street, before the main entrance to the Post Office is possible. The concourse provides an opportunity to found a shopping mall perpendicularly to the Budějovická Street centre line, to further develop the Post Office and to re-urbanise areas on the opposite side of Budějovická Street (OC Bauhaus grounds).

The development of a pedestrian subway under Na Pankráci Street, including a pair of direct exits toward a future tram stop, is under consideration as a potential separate piece of investment. The tram stop can originate in Na Pankráci Street by extending the existing tram line No. 18.

Step-free access to all public spaces is provided by lifts.

A mined technological tunnel and a double-track running tunnel heading toward Olbrachtova station are connected to the southern end of the Line D station platform. The double-track running tunnel further bifurcates, forming a running tunnel and a single-track stabling tunnel. A rail link to the existing Line C is connected to the stabling tunnel before Olbrachtova station.

On the city centre side, a double-rail dead-end tail track is connected to the single-vault station tube. In the first stage, it will terminate in a dismantling chamber, which will serve as a space for dismantling shields running from Bratří Synků Square in the 3rd construction stage.

OLBRACHTOVA STATION

This station is located along Na Strži Street, using an unoccupied green area in front of a block of apartment houses. From the technical point of view, this location is ideal. There is sufficient space there for developing the construction site, with minimum disturbance to traffic.

The station is a double-span mined structure with broad-minded, 12 m wide transverse tunnels at the ends of the platform. The positives of the double-span configuration for passengers are identical with the positives of a single-vault station with an intermediate platform. It is possible to switch between the platform edges without the necessity of overcoming differences in levels. In contrast to the single-vault station, there are savings in the volume of excavated muck here.

Escalator tunnels can be better connected to the platform space at an angle (in the case of the single-vault station it is necessary to position an escalator tunnel in the direction of the longitudinal axis of the station or only slightly deviating from it). It is however first of all owing to smaller excavated cross-sectional areas of double-span station tunnels compared with single-vault stations that this type can be used even in less favourable geological conditions. This is the case of Olbrachtova station.

Design drafts for vertical routes from the station to the concourse have experienced significant development, from an economical connection between the platform and the surface using lifts through exiting along a single escalator tunnel located in the middle connecting tunnel (the width of the connecting tunnel would be as large as possible so that the spatial requirements of the access to the platform were satisfied), up to a solution with the exit to the ground level along two escalator tunnels from the cross passages at the ends of the platforms, which would serve and increase the value of the largest area on the surface.

Owing to the orientation of the exit from the station toward the intersection between Jeremennkova and Antala Staška and Na Strži it is possible to connect the station to the tangential route of bus traffic and, in the prospect, tram traffic running along the footprint of Jeremennkova Street.

The other exit toward Antala Staška Street creates and clearly defines new public space, a square, in this sector.

A diverging switch assembly is connected to the station in the direction of Pankrác. It forms the beginning of the operational

STANICE OLBRACHTOVA

Stanice je umístěna podél ulice Na Strži, využívá volné zelené plochy před blokem obytných domů. Z technického hlediska je tato poloha ideální, je zde dostatek místa pro rozvinutí staveniště a přitom dojde k minimálnímu narušení dopravy.

Stanice je ražená dvojlodní s velkorýsnými příčnými tunely šířky 12 m na koncích nástupiště. Pro cestujícího má dvojlodní uspořádání stejná pozitiva, jako jednolodní ražená stanice s ostrovním nástupištěm. Mezi hranami nástupiště lze volně přecházet bez nutnosti překonávat výškové rozdíly. Oproti jednolodní stanici dochází k úsporám v objemu vytěžené rubaniny.

Do prostoru nástupiště lze lépe zaústit eskalátorové tunely pod šikmým úhlem (u jednolodních stanic je nutné situovat eskalátorový tunel ve směru podélné osy stanice nebo jen s nepatrnou odchylkou). Především ale díky menším profilům výrubu staničních tunelů, na rozdíl od jednolodních stanic, je možno tento typ stanic realizovat i v méně příznivých geologických podmínkách. A to je případ stanice Olbrachtova.

Vertikální cesty ze stanice do vestibulu prošly v návrzích vývojem, od úsporného výtahového spojení nástupiště s povrchem přes výstup jedním eskalátorovým tunelem ze středního propojovacího tunelu (přitom šířka této propojky by byla co největší, aby uspokojila prostorové potřeby přístupu na nástupiště) až po výstup na terén dvěma eskalátorovými tunely z krajních propojek nástupiště, kdy je samozřejmě obslouženo a zhodnoceno na povrchu největší území.

Orientace výstupu ze stanice ke křižovatce ulic Jeremenkovy, Olbrachtovy a Na Strži umožňuje vazbu na tangenciální dopravní tah autobusové, případně výhledově tramvajové dopravy vedené stopou Jeremenkovy ulice.

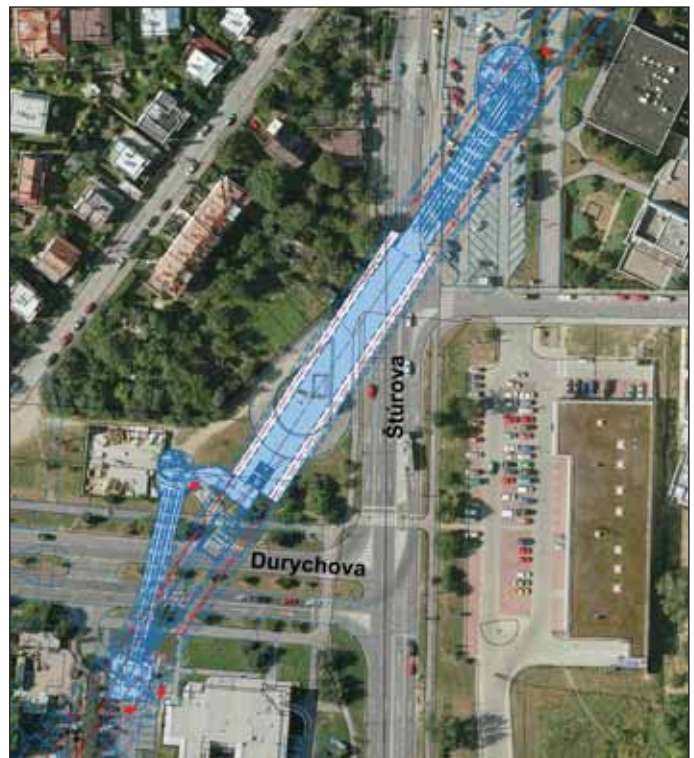
Druhý výstup k ulici Antala Staška vytváří a jasně definuje další veřejný prostor ulice a náměstí v tomto sektoru.

Na stanici ve směru k Pankráci navazuje výhybkové odbočení tvořící počátek provozní spojky „D-C“. Vzhledem k omezenému významu v běžných provozních podmínkách je spojka navržena pouze jednokolejná.

STANICE NOVÉ DVORY

Stanice se nachází v poměrně málo zastavěném území v místě křižovatky ulic Libušská a Durychova. Celý územní blok vymezený ulicemi Novodvorská, Durychova, Libušská a Chýnovská je předurčen k výhledové urbanizaci v podobě obchodně-administrativního centra ve čtvrti Nové Dvory. Stanice umístěná do této lokality bude plnit několik dopravních funkcí: dopravní obsluhu rozvíjejícího se území, přestup na autobusovou dopravu a přístup k parkovišti pro osobní automobily (systém Park & Ride).

Stanice je orientována přibližně v ose sever-jih. Jedná se o jednolodní raženou stanici s ostrovním nástupištěm šířky 11,06 m, výška nástupiště 900 mm nad TK. Hloubka pod úrovní terénu



Obr. 3.1 Stanice Nové Dvory – situace

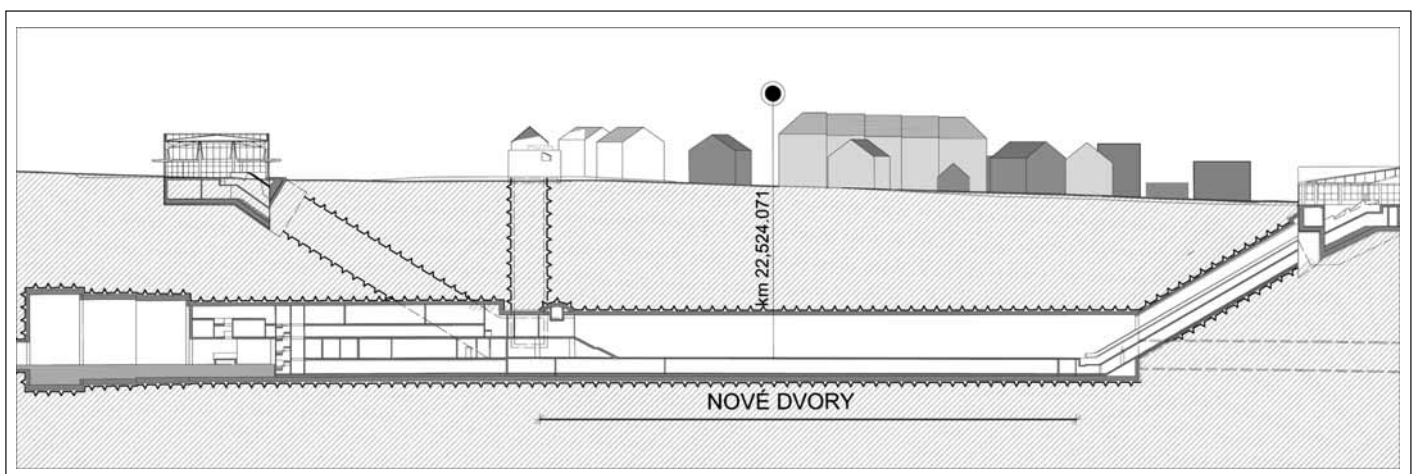
Fig. 3.1 Nové Dvory station layout

“D-C” link. With respect to the limited importance of the link in common operational conditions, it is designed only with a single track.

NOVÉ DVORY STATION

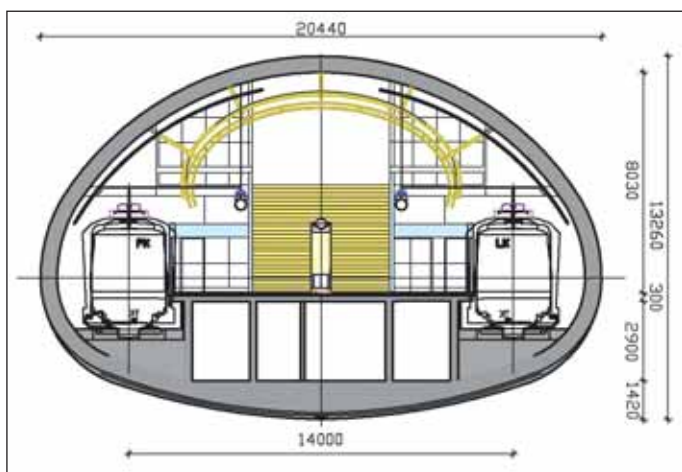
This station is located in a relatively little developed area at the intersection between Libušská and Durychova Streets. The entire area bordered by Novodvorská, Durychova, Libušská and Chýnovská Streets is predetermined for future urban development in the form of a commercial-administration centre in the district of Nové Dvory. The station placed to this location will fulfil several traffic-related functions: the function in resident traffic in the developing area, interchange with surface running buses and an access to a car park (the Park & Ride system).

The station is oriented approximately along the north-south axis. It is a single-vault mined structure with an 11.6 m wide intermediate platform. It is a single-vault mined structure with an 11.06 m wide intermediate platform. The platform height above top of rail is 900 mm. The depth under the terrain surface is about 33.0 m. The total length of the station tunnel is 208 m. Mined tunnels for



Obr. 3.2 Stanice Nové Dvory – podélný řez

Fig. 3.2 Nové Dvory station longitudinal section



Obr. 3.3 Stanice Nové Dvory – příčný řez
Fig. 3.3 Nové Dvory station cross-section

cca 33 m. Celková délka staničního tunelu je 208 m. Na jižní konec nástupiště dlouhého 100 m navazují ražené obrátové a odstavné koleje pokračování tratového úseku směřujícího ke stanici Libuš a dále do Písnice (který bude realizován v druhé etapě výstavby). Založeny zde budou i tunely možného větvení trasy směrem do Modřan, proto je jižní konec stanice zvětšen až na profil 300 m².

Stanice má dva vestibuly. Jižní vestibul se váže k Durychově ulici, místu potenciální urbanizace a přestupu k návažné dopravě. Vlastní vestibul je koncipován jako povrchový výtahového typu s přímou vazbou na uliční parter. Spodní část navazuje krátkým tunelem na lávku nad kolejištěm. Tento nástupní prostor k výtahům je uzpůsoben pro napojení eskalátorového tunelu vedoucího do případné zástavby na místě navrženého P+R.

Severní vestibul je rovněž povrchový a je orientovaný přímo k hlavní pěší ose podél současné zástavby v okolí Štůrovy ulice.

Technické prostory stanice jsou v její jižní části, kde se nachází i energoblok v úrovni nástupiště. Další technické prostory jsou umístěny v úrovni nad nástupištěm a dále v prostoru kolejového rozpletu pro budoucí odbočení trasy. Do tunelu kolejového rozpletu ústí z východu přístupová štola, ve které bude v definitivním stavu strojovna hlavního větrání. Přístupová štola v přímé vazbě na prostor stanice bude umožňovat výstavbu stanice Nové Dvory i navazujících obrátových tunelů podobně jako v případě stanice Pankrác kapacitní bezkolejovou razičí technikou přímo z terénu, bez svislé těžní šachty.



Obr. 4.1 Stanice Náměstí Míru 3D – vizualizace
Fig. 4.1 Náměstí Míru station 3D visualisation

turn-back and stabling tracks linking to the southern end of the 100 m long platform are the continuation of the track section heading toward Libuš station and further to Písnice. This section will be constructed in the second construction stage). In addition, starting tunnels stubs for the possible bifurcation of the line toward Modřany will be carried out in this station. This is why the cross-sectional area will be enlarged up to 300 m² at the southern end of the station.

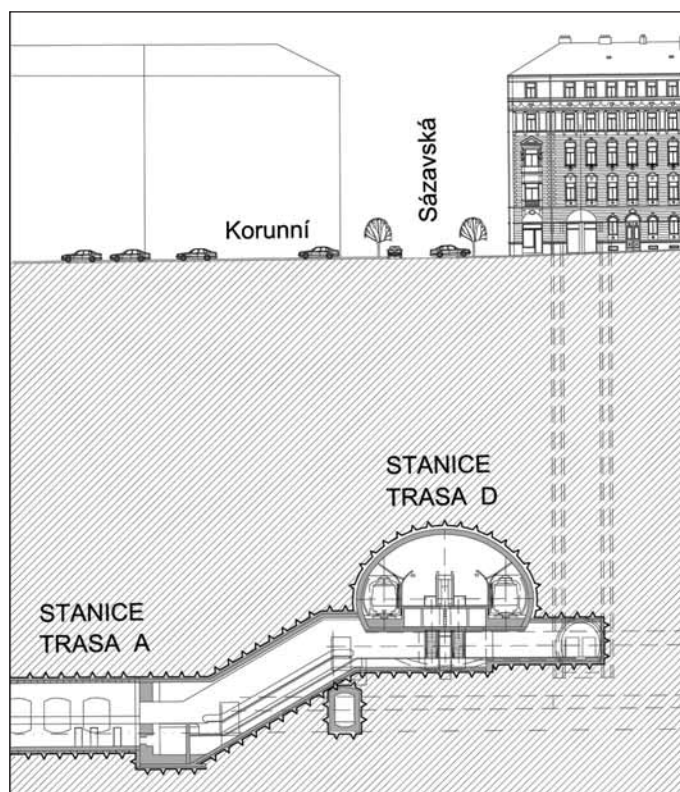
There are two concourses in the station. The southern concourse links to Durychova Street, which is a potential location for urban development and a interchange point for surface running traffic. The concourse itself is designed as an at grade structure with lifts, directly connected to the street level. The lower level is connected through a short tunnel to a pedestrian bridge over the tracks. This space providing access to lifts is adjusted for the connection of an escalator tunnel leading to the future development area in the location of the planned P & R facility.

The northern concourse is also an at-grade structure. It is oriented directly toward the main pedestrian traffic axis running along the existing buildings in the vicinity of Štůrova Street.

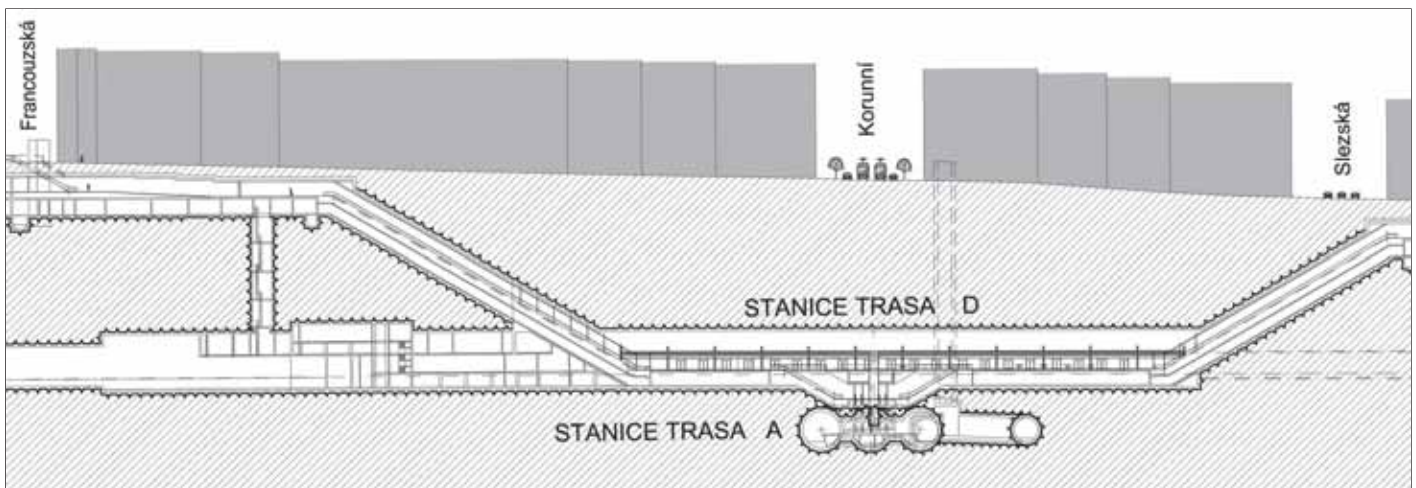
Station equipment rooms are in its southern part, where a power unit is found at the platform level. Other equipment rooms are at the level above the platform and in the space of the track bifurcation for the future track branching. An access gallery connects to the bifurcation chamber. In the final state it will house the main ventilation plant. The access gallery, in direct relationship with the space of the station, will make it possible to construct Nové Dvory station and linking turn-back tunnels similarly to the construction of Pankrác station, using high-capacity trackless mining equipment directly from the ground surface, without a vertical hoisting shaft.

NÁMĚSTÍ MÍRU D STATION

Náměstí Míru station, with the top of rail level about 40 metres under the surface, is solved as a mined single-vault station with direct interchange to the Line A. It is a terminal station within the framework of the Line D. It has two concourses located in Sázavská Street, with its exits to Vinohrady Avenue and, on the opposite end,



Obr. 4.2 Stanice Náměstí Míru – příčný řez v místě přestupního uzlu
Fig. 4.2 Náměstí Míru station cross-section through the location of the interchange hub



Obr. 4.3 Stanice Náměstí Míru podélný řez
Fig. 4.3 Náměstí Míru station longitudinal section

STANICE NÁMĚSTÍ MÍRU D

Stanice Náměstí Míru s TK v hloubce cca 40 m pod terénem je řešena jako ražená jednodlná stanice s přímým přestupem na trasu A. V rámci trasy I.D je tato stanice koncová. Stanice má dva vestibuly situované do ulice Sázavské, a to při vyústění na Vinohradskou třídu a na opačném konci do Francouzské ulice. Vytvořením obou vestibulů v Sázavské ulici dojde k jejímu dopravnímu zklidnění při rozšíření pěších ploch.

Dispozičně jde o stanici s ostrovním nástupištěm s trojicemi eskalátorů v obou čelech a s propojením ze středu nástupiště dolů, do přestupního uzlu do dosud zaslepeného čela středního staničního tunelu stanice trasy A trojicí eskalátorů a šikmým výtahem. Jižním směrem pokračuje navýšený prostor stanice rozdělený do 4 etáží jako technologický blok.

Stanice se nachází ve zcela zastavěném území, a proto se do uličního parteru propisuje jen minimálně nekrytými schodišti a výtahy.

Bezbariérový přístup na nástupiště trasy D i trasy A zajišťují svislé výtahy, ústící do Korunní třídy z parteru domu č. p. 734. Zároveň je tak umožněn přímý přestup z trasy D i z trasy A na všechny tramvajové linky v oblasti.

Nástupiště trasy D nadchází kolmo trasu A. Na severní konec nástupiště navazují jednokolejné obrátové a odstavné tunely. V budoucnu tady mohou navázat tratě tunely dalšího úseku směřující k hlavnímu nádraží. Univerzální možnost dopravních pohybů souprav je zajištěna dvojitou kolejovou spojkou (křížem) před jižním čelem stanice.

Z prostoru odstavných kolejí vede dál vzduchotechnická štolka se strojovnou hlavního větrání a na terén je vyústěna vzduchotechnickou šachtou do prostoru Riegrových sadů u areálu TJ Sokol Vinohrady.

Do prostoru křižovatky Slezské a Blanické ulice je situována přístupová šachta s navazující štolou do prostoru stanice. Budou využity pro vlastní výstavbu stanice. Tuto štolu je možné případně vyústit i vedle větrací šachty pro metro A. Současně je se stávající štolou trasy A přímo propojena.

ING. OTAKAR HASÍK, hasik@metroprojekt.cz,
ING. ALENA MARTÍNKOVÁ, martinkova@metroprojekt.cz,
ING. MIROSLAV MROCZEK, mroczek@metroprojekt.cz,
ING. PAVEL SÝS, sys@metroprojekt.cz,
ING. JIŘÍ RŮŽIČKA, ruzicka@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.

Recenzoval: doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

in Francouzská Street. By creating two concourses in Sázavská Street the traffic in the street will get eased and areas for pedestrians will be expanded.

In terms of the layout, the station has an intermediate platform, two banks of three escalators (one bank on each end of the station) and a connection down from the platform centre to the interchange node at the till now blinded end of the central station tunnel on the Line A via a bank of three escalators and an inclined disabled platform lift. Southward, there is an enlarged-height space of the station, which is divided into 4 levels as an equipment block.

The station is located within a completely built-up area. For that reason only it is projected to the street level only minimally, through uncovered staircases and lifts.

Step-free access to the platform on both the Line D and Line A is provided by vertical lifts surfacing in Korunní Street, in the ground floor of building No. 734. In addition, this solution makes direct interchanging from the Line D and from the Line A to all tram lines within the particular area.

The platform on the Line D crosses perpendicularly over the Line A. Two single-track turn-back and stabling tunnels link to the northern end of the platform. Running tunnels of the next metro section, heading toward Hlavní Nádraží station, could be connected there in the future. The universal possibility for trains to move is provided by a double crossover (a scissor crossing) before the southern end of the station.

A ventilation gallery with the main ventilation plant room leads from the space of the stabling tracks to a ventilation shaft ending on the ground surface in the area in the area of Riegrový Sady Park, near the grounds of TJ Sokol Vinohrady (a physical training union).

An access shaft with a gallery connected, leading to the station space, is located in the area of the intersection between Slezská Street and Blanická Street. These structures will be used for purposes of the construction of the station itself. If required, the exit from this gallery can even be located next to the ventilation shaft for the metro Line A. In addition, this gallery is directly connected with the existing gallery on the Line A.

ING. OTAKAR HASÍK, hasik@metroprojekt.cz,
ING. ALENA MARTÍNKOVÁ, martinkova@metroprojekt.cz,
ING. MIROSLAV MROCZEK, mroczek@metroprojekt.cz,
ING. PAVEL SÝS, sys@metroprojekt.cz,
ING. JIŘÍ RŮŽIČKA, ruzicka@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

Archiv společnosti Metroprojekt Praha, a. s.

UVAŽOVANÉ TECHNOLOGIE RAŽEB TUNELŮ NA TRASE I.D METRA TECHNOLOGIES UNDER CONSIDERATION FOR TUNNELLING ON METRO LINE I.D

JIŘÍ RŮŽIČKA, MIROSLAV KOCHÁNEK, STANISLAV ŠRYTR, OTAKAR HASÍK

SMĚROVÉ A VÝŠKOVÉ ŘEŠENÍ TRASY

Při návrhu směrového a výškového vedení trasy I.D se vycházelo z vyhlášky 177/1995 Sb. Ministerstva dopravy, kterou se vydává stavební a technický řád drah, a z ČSN 73 6430 *Geometrické uspořádání kolejí metra – Kolejový svršek metra*.

Dále bylo nutno respektovat několik zásadních limitujících faktorů:

- poloha stanic metra Pankrác a Náměstí Míru je přizpůsobena přestupním vazbám na trasy C a A,
- poloha stanice metra Nádraží Krč je směrově a výškově situována s ohledem na vodní plochu a vodní tok (Kunratický potok) situovaný přímo pod stanicí metra,
- nově navrhované stanice jsou situovány s ohledem na limitující vazby urbanistické; zároveň kladou důraz na funkčnost a ekonomičnost.

Při návrhu trasy byly pro směrové vedení uvažovány oblouky o poloměru $R \geq 500$ m s výjimkou 1 směrového oblouku u stanice Písnice, kde bylo nutno použít oblouk $R = 450$ m.

Pro výškové vedení trasy jsou zakružovací oblouky $\rho > 2000$ m. V jediném případě bylo nutno použít $\rho = 1500$ m. Maximální podélný sklon v trase činí 39,5 ‰. Stanice jsou vždy v jednotném podélném sklonu 3 ‰.

Celá trasa vyhovuje pro návrhovou rychlost $V = 80$ km/h. Ve výhybkových objektech je omezena rychlost do odbočky na 40 km/h. Spojka do depa je navržena rovněž na rychlost 40 km/h.

Navržená trasa I.D je staničena směrem od stanice Depo Písnice (ZÚ km 18,461.578 LK) ke stanici Náměstí Míru (KÚ km 29,521.174 LK).

MORFOLOGIE TERÉNU

Další významný faktor, který ovlivnil zejména výškové vedení trasy I.D, je morfologie terénu. Provozní úsek I.D začíná před stanicí Depo Písnice a je veden generálně k SSZ až severu. Na začátku trasy mezi cca km 18,500 až 22,100 je povrch terénu jen mírně zvlněný v úrovni cca 293–310 m n. m. Dále pak terén víceméně pozvolna a plynule klesá do údolí Kunratického potoka, a to až na úroveň kolem cca 210 m n. m. u stanice Nádraží Krč v cca km 24,650. Z údolí terén prudce stoupá na plošinu pankrácké pláně, která se táhne v úseku km 25,400–km 26,800, kde se povrch terénu nachází v úrovni cca 266–269 m n. m. Od křížení trasy metra se severojižní magistrálou terén opět klesá, tentokrát do údolí Botiče v Nuslích, na nejnižší úroveň v trase, a to až do úrovně cca 197 m n. m. v cca km 28,200 v prostoru ulice Otakarova. Odtud terén znovu velmi prudce stoupá směrem na Vinohrady, kde dosahuje nejvyšší úrovně kolem cca 257 m n. m. v km cca 29,100 u ulice Francouzské. Odtud se pak terén opět mírně sklání směrem k Vinohradské třídě a na konci úseku za stanicí Náměstí Míru je nadmořská výška terénu kolem 243 m n. m.

GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Celé zájmové území náleží do středočeské oblasti, do tzv. Barrandienu. Podle hornin, které se zde vyskytují, se jedná o barrandienskou proterozikum nebo barrandienskou spodní paleozoikum.

HORIZONTAL AND VERTICAL ALIGNMENT OF THE ROUTE

The horizontal and vertical alignment of the Line I.D was designed on the basis of the Regulation No. 177/1995 Coll. of the Ministry of Transport, issuing the Building and Technical Railway Code, and ČSN 73 6430 *Geometrical arrangement of tracks of underground – Permanent way and fixed installation of underground*.

In addition, it was necessary to respect the following several fundamental limiting factors:

- The location of Pankrác and Náměstí Míru metro stations is adapted for transiting to the metro Lines C and A
- Nádraží Krč metro station is located, as far as the vertical and horizontal alignment is concerned, with respect to the water body and water course (the Kunratický Brook) which is located directly under the metro station.
- The newly designed stations are located with respect to limiting town planning relationships. At the same time, the locations stress the functionality and economy.

When the route alignment was being designed, horizontal curves with a radius $R \geq 500$ m were proposed, with the exception of one horizontal curve near Písnice station, where it was necessary to use an $R = 450$ m curve.

As far as the vertical alignment is concerned, radii of vertical curves with $\rho > 2000$ m are used. In a single case it was necessary to use the radius $\rho = 1500$ m. The maximum longitudinal gradient on the route is 39.5 ‰. All stations are on a uniform longitudinal gradient of 3 ‰.

The entire route complies with requirements for the design speed $V = 80$ km/h. On switches, the design speed of travelling to branches is limited to 40 km/h. The link to the depot is also designed for the speed of 40 km/h.

The chainage of the proposed route starts from Depo Písnice station (beginning at km 18.461.578 LK measured on the left-hand rail) and ends at Náměstí Míru station (at km 29.521.174, measured on the left-hand rail).

TERRAIN MORPHOLOGY

Another important factor, which influenced the vertical and horizontal alignment of the Line I.D, is the terrain morphology. The operational section I.D starts before Depo Písnice station and leads in general in the NNW up to northern direction. At the beginning of the line, between chainage about km 18.500 to 22.100, the terrain surface is only moderately undulated at the elevation of about 293 – 310 m a.s.l. Further on, the terrain, more or less slowly and fluently, descends to the Kunratický Brook valley, down to the elevation of about 210 m a.s.l. at Nádraží Krč station, located at chainage about km of 24.650. Then it steeply ascends to the Pankrác Plain plateau, which stretches in the section between km 25.400 – km 26.800, where the terrain surface is at the elevation of about 266 – 269 m a.s.l. From the intersection between the metro route and the North-Eastern Thoroughfare the terrain surface again descends, this time to the Botič Brook valley in the district of Nusle, to the lowest level on the route, namely to the elevation about 197 m a.s.l. at chainage km 28.200, in the area of Otakarova Street. From this point, the terrain again steeply

Směrem od stanice Depo Písnice prochází projektovaná trasa ve směru staničení horninovým prostředím svrchního proterozoika, které tvoří zpevněné až mírně diageneticky přeměněné břidlice, prachovité břidlice a droby. Mezi stanicemi Libuš a Nové Dvory prochází trasa pásmo Závistského přesmyku, po kterém byly starší horniny proterozoika nasunuty na mladší horniny ordovického stáří. Tvoří je jílovité břidlice, prachovité břidlice, křemence a pískovce. Místy jsou ve flyšovém vývoji (stratigrafický rozsah šárecké souvrství – kosovské souvrství). Trasa prochází přibližně napříč jihovýchodním křídlem barrandienské synklinály až do osy synklinály v prostoru Pankráce, kde se vyskytují nejmladší horniny silurského stáří. Jsou zastoupeny břidlicemi a nečistými vápenci (souvrství liteňské až přídolské). Odtud trasa pokračuje severozápadním křídlem Barrandienu opět horninami ordovickými, ale v opačném vrstevním sledu až ke stanici Náměstí Míru.

K pokrývným útvarům řadíme relikt pleistocenních teras Vltavy a jejích přítoků Botiče a Kunratického potoka, které se bohatě vyskytují hlavně v severní polovině trasy. Podél Botiče a Kunratického potoka jsou vyvinuty poměrně mocné akumulace holocenních fluvialních sedimentů. Dále se v trase vyskytuje pokryv deluviálních, splachových či eolických sedimentů, nezanedbatelná část trasy je pokryta antropogenní navážkou.

Hladina podzemní vody je, kromě bezprostředního okolí Kunratického potoka a Botiče, závislá na atmosférických srážkách. Podzemní voda tvoří nejčastěji zvodně v puklinovém prostředí zvětralých a navětralých hornin skalního podkladu.

Výraznější zvodně v průlinovém prostředí se vyskytují ve fluvialních sedimentech Kunratického potoka, Botiče a Pankrácké terasy. Úroveň hladiny podzemní vody v náplavech obou potoků je závislá na úrovni hladiny ve vodoteči. V Pankrácké terase je zvodně dotována pouze atmosférickými srážkami.

RAŽBA JEDNOKOLEJNÝCH TRAŤOVÝCH TUNELŮ TECHNOLOGIÍ EPBS

Pro trasu I.D jsou navrženy profily jednokolejných tunelů stejné, jako jsou v současné době realizovány na stavbě trasy V.A (Dejvická – Motol). Světlý průměr tunelu je 5,3 m, tloušťka

ascends toward the district of Vinohrady, where it reaches the highest elevation of about 257 m a.s.l., at about km 29.100, near Francouzská Street. From this point, the terrain surface again moderately descends to Vinohradská Street and, at the end of the section behind Náměstí Míru station, the terrain surface elevation is about 243 m a.s.l.

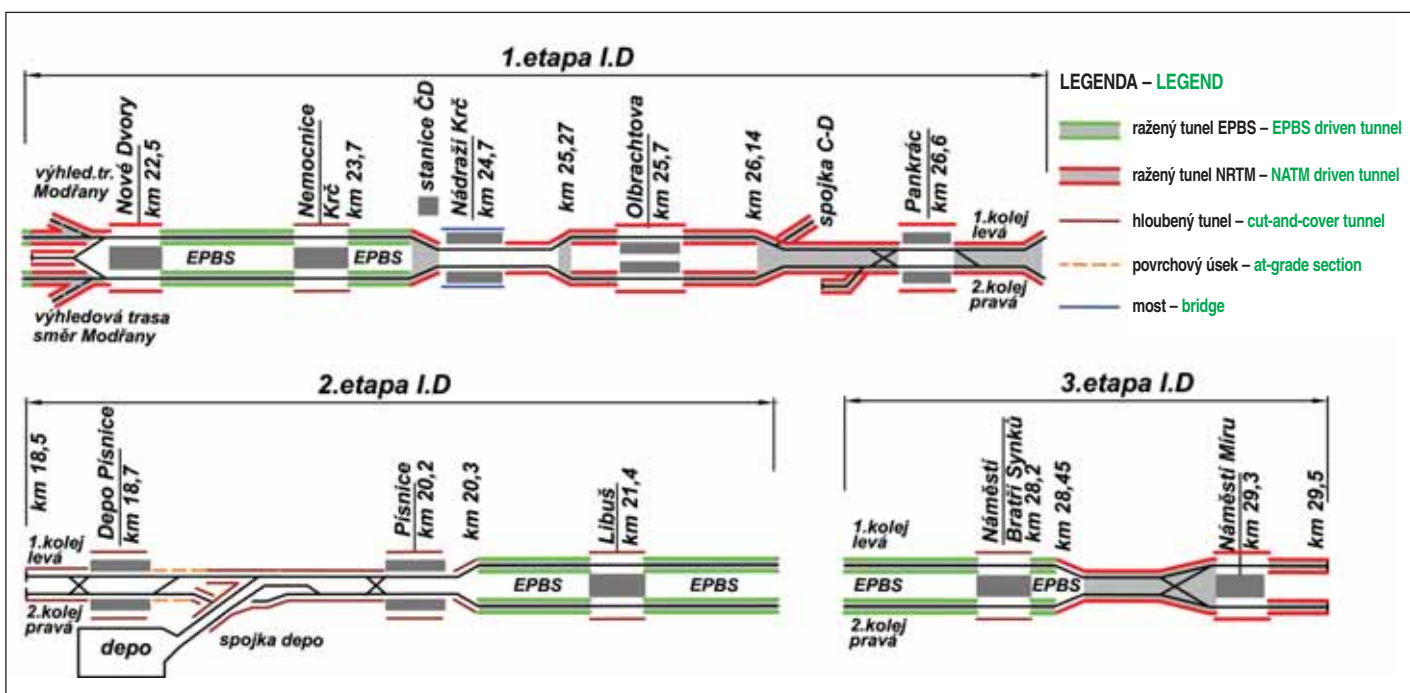
GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

The entire area of operations is part of the Central Bohemian region, the so-called Barrandean Region. According to the rock types existing in this area it is the so-called Barrandean Proterozoic or Barrandean Lower Palaeozoic formation.

In the direction from Depo Písnice station, i.e. in the direction of the chainage, the proposed route passes through a ground environment formed by the Upper Proterozoic, consisting of compacted up to moderately diagenetically converted shales, silty shales and greywacke. Between Libuš and Nové Dvory stations, the route runs across the Závist Thrust Fault zone, on the top of which the older Proterozoic rocks were thrust over the younger Ordovician rocks. They comprise clayey shales, silty shales, quartzite and sandstone. Locally they have a flysch background (the stratigraphical range: the Šárka Formation – the Kosov Formation). The route passes approximately laterally across the south-eastern wing of the Barrandean Syncline, up to the syncline axis in the area of the district of Pankrác, where the youngest rock types of the Silurian age are found. They are represented by shales and black limestone (the Liteň and Přídoly Formations). From this place, the route proceeds across the north-western wing of the Barrandean Region, passing again through Ordovician rock types, but in an opposite sequence, up to Náměstí Míru station.

Surface deposits comprise relics of Pleistocene terraces formed by the Vltava River and their tributaries, the Botič Brook and Kunratický Brook, which are abundantly present along the northern half of the route. There are relatively very thick accumulations of Holocene fluvial sediments along the Botič Brook and Kunratický Brook. In addition, covers consisting of deluvial, deluviofluvial or aeolian sediments are found along the route. A nonnegligible part of the route is covered with anthropogenic fill.

With the exception of the immediate surroundings of the Kunratický and Botič Brooks, ground water forms most frequently



Obr. 1 Typy tunelů – schéma
Fig. 1 Tunnel types chart

Tab. 1 Délky tunelových úseků (m)
Table 1 Lengths of tunnel sections (m)

Popis Description	Jednokolejné tunely EPBS Single-track EPBS-driven tunnels	Jednokolejné tunely NRTM Single-track NATM-driven tunnels	Dvoukolejné tunely NRTM Double-track NATM-driven tunnels	Kaverna stanice Station cavern
Stanice Pankrác / Pankrác station			200	130
Stanice Pankrác technologické tunely Pankrác station – technological tunnels				120
Traťový úsek Pankrác – Olbrachtova Pankrác – Olbrachtova track section		625	500	
Stanice Olbrachtova – dva staniční tunely Olbrachtova station – two station tunnels				2 x 110
Traťový úsek Olbrachtova – Nádraží Krč Olbrachtova – Nádraží Krč track section		640	413	
Traťový úsek Nádraží Krč – Nemocnice Krč Nádraží Krč – Nemocnice Krč track section	2 x 682		85	
Traťový úsek Nemocnice Krč – Nové Dvory Nemocnice Krč – Nové Dvory track section	2 x 999			
Stanice Nové Dvory / Nové Dvory station				315
CELKEM 1. etapa I.D / I.D stage 1 TOTAL	3362	1265	1198	785
Traťový úsek Nové Dvory – Libuš Nové Dvory – Libuš track section	2 x 729			
Traťový úsek Libuš – Písnice / Libuš – Písnice track sect.	2 x 970			
CELKEM 2. etapa I.D / I.D stage 2 TOTAL	3398			
Traťový úsek Pankrác – Náměstí Bratří Synků Pankrác – Náměstí Bratří Synků track section	2 x 1270			
Stanice Náměstí Bratří Synků – podchod pod zástavbou 3-lodní stanice / Náměstí Bratří Synků station – pedestrian subway under the triple-vault station				35
Traťový úsek Náměstí Bratří Synků – Náměstí Míru Náměstí Bratří Synků – Náměstí Míru track section	2 x 175		645	
Stanice Náměstí Míru / Náměstí Míru station		290		267
CELKEM 3. etapa I.D / I.D stage 3 TOTAL	2890	290	645	302

montovaného železobetonového ostění je 0,25 m a profil hlavy razicího stroje je 6,06 m (obr. 2).

V 1. etapě trasy I.D budou touto technologií raženy traťové tunely v úseku od stanice Nádraží Krč (proti směru staničení) do stanice Nové Dvory (v délce 1681 m) (obr. 1, tab. 1). Budou nasazeny 2 plně mechanizované zeminové razicí štíty (EPBS). Montáž strojů bude provedena v hloubené stavební jámě za jižním okrajem kolejiště železniční stanice Nádraží Krč. Tato startovací jáma bude s povrchovou stanicí metra Nádraží Krč, situovanou severně od železniční stanice (obr. 4), propojena krátkým dvoukolejným traťovým tunelem. Má délku cca 85 m a podchází pod kolejištěm železniční stanice. Tento tunel, kde se bude postupně měnit osová vzdálenost kolejí metra ze 3,7 m u stanice metra na 7 m v místě nasazení razicích strojů, bude vyražen technologií Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM) v předstihu. Při montáži razicích strojů bude využit pro sestavení celého komplexu umístěného za vlastním razicím štítem, který má délku 8,2 m, ale celý razicí stroj má délku cca 100 metrů. Po dokončení ražby traťového úseku do stanice Nemocnice Krč v délce 682 m stroje vstoupí do hloubené stavební jámy této stanice, budou stavební jámou protaženy a dále budou pokračovat ražbou traťových tunelů až do stanice Nové Dvory. Délka tohoto úseku je 999 m. V kaverně této ražené stanice budou stroje demontovány.

V rámci 2. etapy trasy I.D budou technologií EPBS raženy traťové tunely od stanice Písnice (ve směru staničení trasy metra) do stanice Nové Dvory v délce 1 699 m. Montáž strojů bude provedena v hloubené stavební jámě stanice Písnice a z tohoto prostoru

aquifers in the fissured environment formed by weathered and slightly weathered bedrock.

More profound aquifers in the interstitial environment are encountered in fluvial sediments formed by the Kunratický and Botič Brooks and the Pankrác Terrace. Water table level in deposits along the two brooks depends on the level of the water surface in the respective stream. As regards the Pankrác Terrace, the aquifer is supplied with water only by precipitation.

DRIVING SINGLE-TRACK RUNNING TUNNELS USING EPBS TECHNOLOGY

The profiles designed for single-track running tunnels for the Line I. D are identical with the profiles of the currently under construction tunnels on the Line V. A (Dejvická station – Motol). The net diameter of the tunnel is 5.3 m, the thickness of the reinforced concrete segmental lining is 0.25 m and the diameter of the cutterhead of the tunnelling machine is 6.06 m (see Fig. 2).

In the 1st stage of the I. D route construction, this technology will be used for driving of running tunnels in the section from Nádraží Krč station (against the direction of chainage) to Nové Dvory station (at the length of 1,681 m) (see Figures 1 and Tab. 1). Two fully mechanised Earth Pressure Balance Shields (EPBS) will be set up. The machines will be assembled in a construction pit behind the southern end of the yard of Nádraží Krč station. This launching pit will be interconnected with the Nádraží Krč at-grade metro station, which is located north of the Krč railway station, (see Fig. 4) by

bude také ražba traťových tunelů obsluhována. Po dokončení ražby traťového úseku Písnice – Libuš (délka 970 m) vstoupí razicí stroje do hloubené jámy této stanice, budou stavební jámou délky 185 m protaženy a budou pokračovat ražbou traťových tunelů ke stanici Nové Dvory. Před touto stanicí vstoupí stroje do předem vybudovaných demontážních komor na konci bočních odstavných tunelů a šachtou pro demontáž budou vyzvednuty na terén.

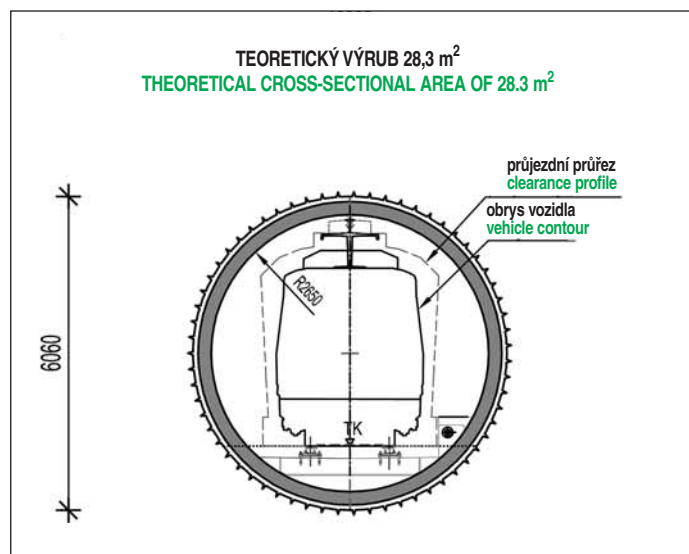
Na základě zkušeností z ražby tunelů na trase V.A zvažujeme v současné době i variantu nasazení razicích strojů z prostoru stanice Nemocnice Krč. Je tam možnost rozšířit zařízení stavebního, a tím získat kapacitní prostor pro technologické zázemí ražby EPBS a skládku tybinků. Tato varianta by byla obzvláště zajímavá, pokud by bylo možné sloučit ražby jednokolejných tunelů technologií EPBS 1. a 2. etapy výstavby trasy I.D. Zároveň by to umožňovalo výstavbu bočních odstavných tunelů ve stanici Nové Dvory efektivnější metodou, než je ražba technologií NRTM, a nemusela by být realizována demontážní šachtou pro EPBS před stanicí Nové Dvory (podle staničení). Rovněž by nebylo nutné budovat stavební jámu pro nasazení strojů u stanice Nádraží Krč (obr. 4) a krátký úsek dvoukolejného tunelu pod kolejištěm železniční stanice. Ten by byl nahrazen dvěma jednokolejnými tunely, raženými EPBS. To je jak z hlediska finančního, tak i z hlediska časového vhodnější.

Při výstavbě 3. etapy trasy I.D budou technologií EPBS raženy traťové tunely od hloubené jámy v parku u ulice Perucké směrem ke stanici Náměstí Bratří Synků (proti směru staničení). Po průchodu pod Botičem (krátký úsek délky 175 m) vstoupí stroje do hloubené jámy této stanice. Rozestavěnou stanicí v délce 175 m budou protaženy a budou pokračovat směrem ke stanici Pankrác v délce 1 270 m. Po průchodu pod severojižní magistrálou vstoupí do demontážní komory vybudované v předstihu v rámci 1. etapy trasy I.D. Zde budou demontovány a vytaženy po dílech přístupovým tunelem u stanice Pankrác na terén.

RAŽBA TUNELŮ TECHNOLOGIÍ NRTM

Technologií NRTM budou pochopitelně realizovány všechny 4 ražené stanice. V rámci 1. etapy jsou to stanice Nové Dvory, Olbrachtova a Pankrác. Součástí 3. etapy to bude stanice Náměstí Míru (podrobněji o těchto stanicích viz samostatný článek v tomto časopisu). Technologie NRTM bude na stavbě trasy I.D použita i při výstavbě ražených traťových tunelů a dalších podzemních objektů (technologické prostory, přístupné chodby, eskalátorové tunely, výtahové a větrací šachty a pod.) Zejména v 1. etapě výstavby trasy I.D budou, v úseku od křižovatky ulic Branické a Na Strži až ke křížení trasy s magistrálou na Pankráci, všechny ražené traťové tunely realizovány technologií NRTM (obr. 1, tab. 1). Střídají se zde jednokolejné tunely s jednotným příčným profilem plochy 28,3 m² s dvoukolejnými tunely, jejichž velikost je proměnlivá. Samozřejmě je v největším rozsahu použit standardní profil dvoukolejného tunelu pro osovou vzdálenost kolejí 3,7 m s plochou výrubu 62,7 m² (obr. 3). V místech napojení dvoukolejných tunelů na tunely jednokolejné je nutné postupně zvětšovat velikost tunelu až na profil s osovou vzdáleností kolejí 7 m s plochou výrubu 106,4 m².

Celý rozsáhlý komplex ražených objektů v prostoru pod pankráckou plání se stanicemi Pankrác a Olbrachtova bude realizován ze dvou portálů, umístěných v polohách s minimálním negativním vlivem na životní prostředí. Zároveň jejich výšková úroveň umožňuje nasazení výkonné kolové důlní techniky s vyloučením vertikální dopravy. Jeden portál bude umístěn na Pankráci v terénní depresi v blízkosti ulice Na Křivíně, která ústí do ohbí ulice Ohradní. Je to portál přístupového tunelu délky cca 450 m. Bude z něho realizována stanice Pankrác včetně navazujících traťových a odstavných tunelů a ve 3. etapě stavby trasy I.D bude využit pro vytažení razicích strojů z podzemní demontážní komory na styku 1. a 3. etapy (nad komorou je nově vybudovaná mostní rampa a není možné



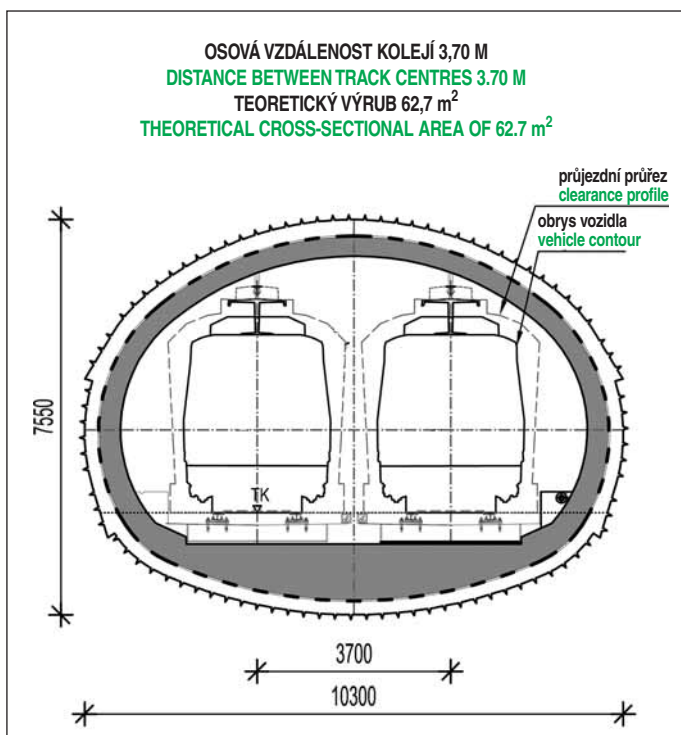
Obr. 2 Příčný řez jednokolejným tunelem EPBS

Fig. 2 Cross-section through an EPBS-driven single-track tunnel

a short double-track running tunnel. This about 85 m long tunnel passes under the railway station yard. In this tunnel, the distance between track centres will gradually increase from 3.7 m at the metro station to 7 m in the location where the tunnelling machines will be launched. It will be driven in advance, using the New Austrian Tunnelling Method (the NATM). The tunnel will be used during the assembly of the tunnelling machines for assembling the entire complex located behind the driving shield, the length of which is 8.2 m, whilst the entire tunnelling machine is about 100 m long. After the excavation of the 682 m long running tunnels section ending at Nemocnice Krč station, the machines will enter the construction pit excavated for this station. The machines will be pulled through this pit to proceed with driving running tunnels up to Nové Dvory station. The length of this section will amount to 999 m. The machines will be dismantled in the cavern of this mined station.

Within the framework of the 2nd stage of the Line I. D construction, the EPBS technology will be applied to driving the running tunnels from Písnice station (moving in the direction of the metro chainage) to Nové Dvory station, at the length of 1,699 m. The machines will be assembled in a construction trench excavated for Písnice station; services for the running tunnels tunnelling operations will also be provided from this area. When driving of the running tunnels in the 970 m long Písnice – Libuš section is finished, the tunnelling machines will enter the construction trench excavated for this station. They will be pulled through this 185 m long trench to continue to drive running tunnels toward Nové Dvory station. Before this station, the machines will enter dismantling chambers at the end of stabling tunnels, which will be constructed on the sides of running tunnels in advance. Then they will be lifted up through a shaft to the terrain surface.

Based on the experience from driving tunnels on the Line V.A, we are currently considering a variant that the tunnelling machines would be launched from the space of Nemocnice Krč station. There is a possibility of expanding the construction site there, thus to obtain a large-capacity space for the technological background for the EPBS tunnelling and a stocking facility for lining segments. This variant would be especially interesting if it is possible to join the 1st and 2nd stages of the EPBS driving of single-track running tunnels on the Line I. D. At the same time, this solution would make the construction of the lateral stabling tunnels at Nové Dvory station possible using a method more effective than the NATM; the operation would not have to be carried out via the EPBS assembly shaft before Nové Dvory station (viewed in the direction of chainage). In addition, it would not be necessary to establish the construction

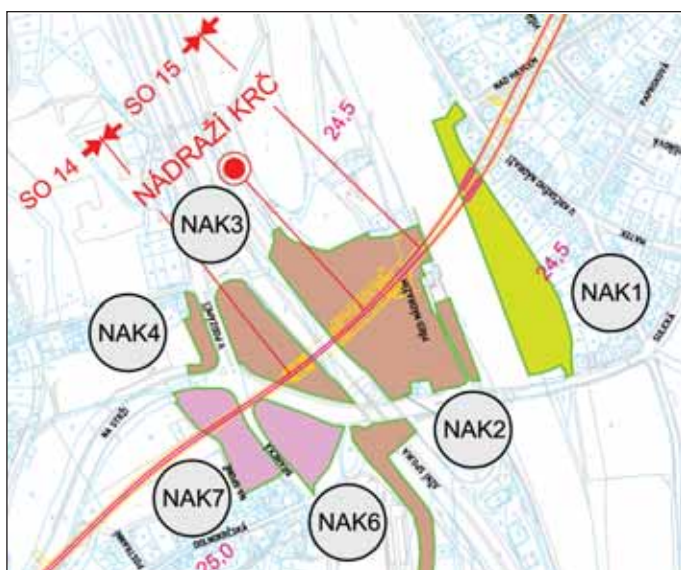


Obr. 3 Příčný řez dvoukolejným tunelem NRTM

Fig. 3 Cross-section through a NATM-driven double-track tunnel

vybudovat demontážní šachtu). Druhý ražený portál je umístěn v krčském údolí u ulice Branická přímo v trase dvoukolejného traťového tunelu na styku ražené a hloubené části traťového úseku Nádraží Krč – Olbrachtova. Odtud bude realizován ražený dvoukolejný traťový tunel, navazující jednokolejné tunely směrem ke stanici Olbrachtova a část ražených objektů této stanice. Bohužel krátký úsek s povrchovou stanicí Nádraží Krč brání v tomto prostoru efektivnímu nasazení razičích strojů pro ražbu jednokolejných traťových tunelů až do místa rozpletů v traťovém úseku Olbrachtova – Pankrác.

Pro posílení přístupu pro výstavbu stanice Olbrachtova bude vybudována na styku nástupiště a severního eskalátorového tunelu těžní šachta. Bude využívána pro přístup do stanice při ražbě staničních tunelů, ale rovněž v období realizace definitivních ostění ražených objektů, vnitřních konstrukcí a při montáži technologie. V definitivním stavu bude spodní část



Obr. 4 ZS Nádraží Krč

Fig. 4 Nádraží Krč site facility

trench for launching of the machines at Nádraží Krč station (see Fig. 4) and to carry out the short double-track tunnel section under the railway station yard. It would be replaced by the EPBS driven tunnels. This solution is more suitable in terms of both the financial and time-related points of view.

During the 3rd stage of the construction of the Line I. D, the EPBS technology will be applied to the excavation of running tunnels from the construction trench excavated in a park near Perucká Street toward Náměstí Bratří Synků Square (against the direction of chainage). After passing under the Botič Brook (a short, 158 m long section), the machines will enter the construction trench excavated for this station. They will be pulled through the 175 m long station, which will be under construction at that time, and will proceed towards Pankrác station at the length of 1,270 m. After passing under the North-Eastern Thoroughfare, they will enter a dismantling chamber, which will be constructed in advance during the 1st stage of the Line I. D construction. They will be dismantled in the shaft and pulled in parts through an access tunnel at Pankrác station to the terrain surface.

DRIVING TUNNELS USING THE NATM

Naturally, the NATM will be applied to all mined stations. The 1st stage comprises the following mined stations: Nové Dvory, Olbrachtova and Pankrác. Part of the 3rd stage will be Náměstí Míru station (more details on this station are presented in a separate paper contained in this journal issue). The NATM technique will be used for the Line I.D construction even during the construction of mined running tunnels and other underground structures (equipment rooms, interchange galleries, escalator tunnels, lift shafts, ventilation shafts etc.). It will be first of all during the 1st stage of the Line I.D construction that all mined running tunnels between the intersection between Branická and Na Strži Streets and the intersection between the metro route and the Thoroughfare in Pankrác will be driven using the NATM (see Figures 1 and Table 1). There are single-track tunnels with a uniform 28.3 m² cross-section there, alternating with double-track tunnels the sizes of which are variable. Of course, the standard double-track tunnel cross-section for the track centre distance of 3.7 m and excavated cross-sectional area of 62.7 m² (see Fig. 3) is used to the largest extent. In the locations where the double-track tunnels are connected to single-track tunnels, the tunnel dimensions must be gradually enlarged to reach the cross-section with the track centre distance of 7 m, with the excavated cross-sectional area of 106.4 m².

The entire complex of mined tunnels under the Pankrác Plain, including Pankrác and Olbrachtova stations), will be driven from two portals, which will be located in areas with a minimum negative impact on the living environment. At the same time, their level under the surface makes the application of high-performance wheeled mining equipment possible without the need for vertical transport. One portal will be located in Pankrác, in a terrain depression near Na Křovině Street, which is connected to a bend in Ohradní Street. This is the portal of the about 450 m long access tunnel. It will serve to the construction of Pankrác station including the adjacent running tunnels and stabling tunnels and, in the 3rd stage of the Line I.D construction, it will be used for pulling of the tunnelling machines from the underground dismantling chamber provided at the interface between the 1st stage and 3rd stage of the Line I.D construction (a newly built bridge ramp is found above the chamber, therefore it is impossible to establish a dismantling shaft there). The other mined tunnel portal is located in the Krč valley near Branická Street, directly on the route of the double-track tunnel, at the contact between the mined and cut-and-cover sections of the tunnel section between Nádraží Krč and Olbrachtova stations. This is the place from which the mined double-track tunnel, the linking single-track tunnels toward Olbrachtova station and a part of mined structures of this station will be driven. Unfortunately, a short section

40 LET PROJEKTŮ PODZEMNÍCH DOPRAVNÍCH STAVEB AKCIOVÉ SPOLEČNOSTI METROPROJEKT PRAHA 40 YEARS OF DESIGNING FOR UNDERGROUND TRANSPORT-RELATED CONSTRUCTION PROJECTS BY METROPROJEKT PRAHA, JOINT-STOCK COMPANY



Obr. 1 Stanice pražského metra Hlavní nádraží, stavebně nejstarší stanice, 1974
Fig. 1 Hlavní Nádraží station of Prague metro – the oldest station constructed in Prague, 1974



Obr. 2 Stanice Náměstí Míru, nejhluběji uložená stanice, 1978
Fig. 2 Náměstí Míru station, the deepest station, 1978



Obr. 3 Trojlodní stanice metra Kolbenova, 1990
Fig. 3 Kolbenova three-vault metro station, 1990



Obr. 4 Segment naplavovaného tunelu metra v suchém doku na břehu řeky Vltavy, 2001

Fig. 4 A segment of the metro immersed tunnel in a casting basin on the Vltava River bank, 2001



Obr. 5 Jednolodní stanice metra Kobylišy, primární ostění, 2002
Fig. 5 Kobylišy single-vault metro station, primary lining, 2002



Obr. 6 Tramvajová trať Hlubočepy–Barrandov, tunelový průchod sídlišťem, 2002
Fig. 6 Hlubočepy–Barrandov tramway line, tunnelled passage under a residential area, 2002



Obr. 7 Dálnice D8, tunely Panenská, 2004
Fig. 7 D8 motorway, the Panenská tunnels, 2004



Obr. 8 Jednolodní stanice metra Kobyličky, 2004
Fig. 8 Kobyličky single-vault metro station, 2004



Obr. 9 Ražba tunelu metra pod ulicí Stoupačická v Praze 9, 2006
Fig. 9 Driving a metro tunnel under Stoupačická Street, Prague 9, 2006



Obr. 10 Evropský železniční koridor I, tunel Hněvkov, 2006
Fig. 10 European railway corridor I, the Hněvkov tunnel, 2006



Obr. 11 Stanice metra Prošek získala cenu architektů v roce 2008
Fig. 11 Prošek metro station, awarded by a prize by architects in 2008



Obr. 12 Montáž zeminového štítu v jámě na staveništi Vypich, 2011
Fig. 12 Assembly of an Earth Pressure Balance Shield in a construction pit on Vypich site, 2011

RAŽENÉ TUNELY OLBRAMOVICKÝ A TOMICKÝ I. NA TRATI VOTICE – BENEŠOV U PRAHY

OLBRAMOVICE AND TOMICE I MINED TUNNELS ON THE VOTICE – BENEŠOV U PRAHY RAIL TRACK

LIBOR MAŘÍK

Součástí modernizace trati Votice – Benešov u Prahy je celkem 5 tunelů. Kromě hloubeného tunelu Votický projektuje firma IKP Consulting Engineers i realizační dokumentaci tunelů Olbramovický a Tomický I. Oba tunely se z hlediska technologie provádění děl na úseky hloubené a úseky ražené pomocí NRTM. Příspěvek informuje o zkušenostech z výstavby, porovnává prognózu a skutečnost z hlediska geotechnických podmínek a nasazení technologických tříd výrubu, dimenzování definitivního ostění a obecně významu geomonitoringu na optimalizaci technického řešení při výstavbě. Oba tunely jsou raženy s nízkým nadložím v tektonicky silně porušeném masivu. Přesto umožnily výsledky geomonitoringu u Olbramovického tunelu použít na části raženého úseku nevyztužené definitivní ostění.

1. OLBRAMOVICKÝ TUNEL – ZÁKLADNÍ INFORMACE

Olbramovický tunel leží na trati mezi tunely Zahradnickým a Votickým, přičemž od Votického tunelu jej dělí pouze zářez tratě délky cca 100 m. Celková délka hloubených tunelů dosahuje 120 m, ražený úsek tunelu má délku 360 m. Ražba probíhá Novou rakouskou tunelovací metodou a pro ražený úsek délky pouhých 360 m je navrženo celkem 5 technologických tříd výrubu označovaných římskými číslicemi II. až VI. Do nejlepších geotechnických podmínek je určena třída výrubu II., do nejhorších pak třída výrubu VI. se spodní klenbou. Pro tak krátký úsek nadstandardní počet technologických tříd výrubu má za účel možnost optimálního nasazení prvků zajištění stability výrubu (tloušťka stříkaného betonu primárního ostění, počet výztužných sítí, délka, typ a počet kotev, počet jehel, délka záběru apod.) podle skutečně zastížených geotechnických podmínek. Zvláštní technické kvalitativní podmínky a způsob ocenění jednotlivých prvků navíc umožňují upravovat tyto prvky i v rámci technologické třídy výrubu, takže investor i zhotovitel mají možnost nasadit jen takový způsob zajištění, který odpovídá potřebám pro dosažení bezpečného postupu ražby a zároveň ekonomicky nutnému minimu investičních nákladů s ohledem na chování horninového masivu při ražbě. Tunel o podélném sklonu 10,5 ‰ leží ve směrovém oblouku o poloměru 1 200 m a je navržen pro rychlost 160 km/h. Tvar příčného řezu tunelu odpovídá vzorovému listu dvoukolejného tunelu s tím, že pro převýšení 122 mm bylo nutné odsunout osu tunelu od osy kolejí o 200 mm.

2. GEOTECHNICKÉ POMĚRY OLBRAMOVICKÉHO TUNELU – PROGNÓZA A SKUTEČNOST

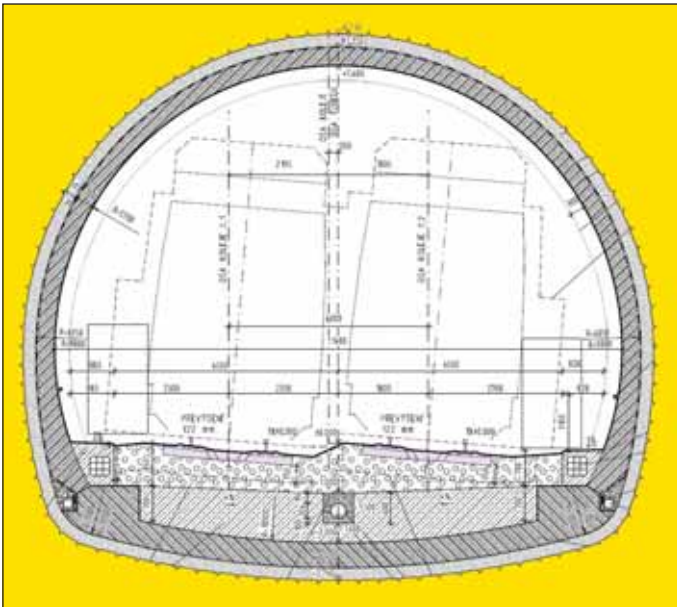
2.1 Hloubené úseky tunelu

Geotechnické poměry se podél trasy tunelu mění, a to jednak s ohledem na výšku nadloží, jednak s ohledem na kvalitu horninového masivu. Výška nadloží nepřesahuje 27 m. Z hlediska kvality horninového masivu byla v oblasti vjezdového portálu očekávána hluboká zvětralá zóna rul, která byla průzkumem avizována až do oblasti počvy tunelu. Z toho důvodu byl celý hloubený úsek navržen se spodní klenbou a i první čtyři bloky

A total of 5 tunnels is part of the modernisation of the Votice – Benešov u Prahy railway track. In addition to the Votice cut-and-cover tunnel, IKP Consulting Engineers, s. r. o. carries out the detailed design for the Olbramovice and Tomice I tunnels. Both tunnels are divided from the technological point of view into cut-and-cover sections with sections mined using the NATM. This paper informs about experience from the construction work, compares the prediction with the reality in terms of geotechnical conditions and determination of excavation support classes, designing of the final lining and the importance of geotechnical monitoring for the optimisation of the technical solution during the construction in general. Both tunnels are driven through a tectonically heavily disturbed massif, under a shallow cover. Despite this fact, owing to the Olbramovice tunnel geomonitoring results, it was possible to design a non-reinforced final lining for a part of the mined section.

1. THE OLBRAMOVICE TUNNEL – BASIC INFORMATION

The Olbramovice tunnel is located on the rail track between the Zahradnice tunnel and Votice tunnel, with a mere 100 m long open cut section separating it from the Votice tunnel. The total length of the cut-and-cover sections amounts to 120 m, whilst the mined tunnel section is 360 m long. The excavation proceeded using the New Austrian Tunnelling Method, the NATM. A total of 5 excavation support classes, denoted by Roman numerals II through VI, were determined for the mined section. Excavation support class II was designed for the best geotechnical conditions, whilst class VI employing an invert was for the worst conditions. The purpose of the above-standard number of excavation support classes designed for such a short section was to allow optimal application of elements ensuring the stability of the excavation (the thickness of the shotcrete primary lining, the number of welded mesh layers, the length, type and number of anchors, the number of dowels, the length of excavation rounds etc.) with respect to the geotechnical conditions encountered. In addition, Special Technical Specifications and the method of estimating individual elements made it possible to adjust these elements even within the framework of a particular excavation support class. Therefore, both the project owner and the contractor could apply only such the excavation support which was adequate to the needs of reaching safe progressing of the excavation and, at the same time, to the minimum of investment costs economically necessary with respect to the behaviour of the excavated opening during the course of the excavation. The tunnel longitudinal gradient is 10.5 ‰. It lies on a horizontal curve with the radius of 1200 m; the design speed is 160 km/h. The tunnel cross-section geometry corresponds to the standard sheet for a double-track tunnel, with the tunnel centre line set off from the centre line of rails by 200 mm because of the superelevation of 122 mm.

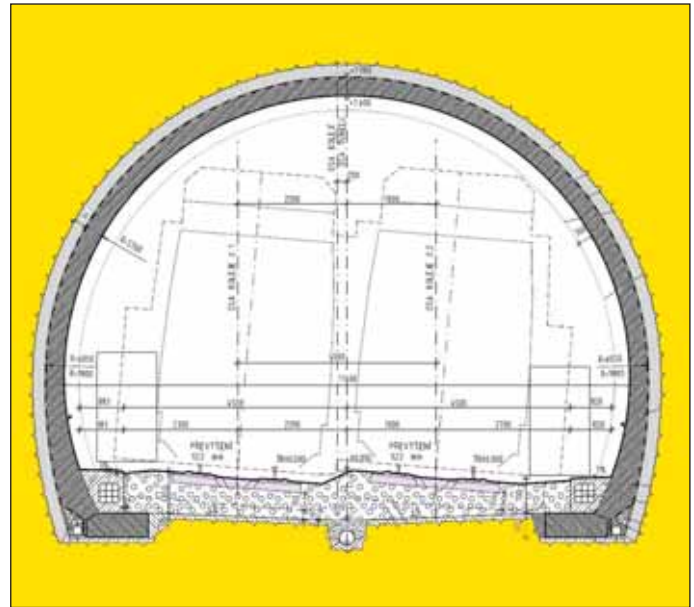


Obr. 1 Příčný řez tunelu se spodní klenbou
Fig. 1 Cross-section through the tunnel with an inverted arch

betonáže raženého tunelu byly navrženy v technologické třídě výrubu VI. se spodní klenbou (obr. 1). V dalších úsecích tunelu již umožňovaly geotechnické podmínky použít ostění uložené na patkách (obr. 2). V oblasti výjezdového portálu měla zvětralá zóna zasahovat do kaloty tunelu a kromě rul byla přímo na rozhraní hloubené a ražené části tunelu očekávána poloha granitu. Střídání poloh granitu, biotitických rul a grafitických břidlic o různém stupni zvětrání i tektonického porušení bylo charakteristické pro celou ražbu tunelu. Stavbu zahájilo 1. 11. 2009 hloubení stavební jámy výjezdového portálu. Svahy stavební jámy zajišťují pouze tyčové kotvy délky 4 m a 6 m prováděné do cementové zálivky. Pohled do stavební jámy výjezdového portálu, kde je připraven vůz pro osazování hydroizolační fólie a za ním bednicí vůz, ukazuje obr. 3. Zemní práce probíhaly bez problémů a po zajištění navrženém v projektové dokumentaci byly svahy jámy stabilní, i když zóna zvětrání zasahovala do větší hloubky a poloha granitu nebyla při hloubení, ani po zahájení ražby zastižena. V dolních partiích stavební jámy a na portálovém svahu je proveden kromě kotvení i stabilizační nástřik stříkaného betonu se sítí KARI. Součástí stavební jámy je i zárodek kaloty. Jedná se o konstrukci provedenou z výztužných rámců, sítí a stříkaného betonu, která je pevně založena na železobetonových patkách. Tvarově odpovídá primárnímu ostění v navazujícím raženém úseku. Její úlohou je stabilizovat portálový svah a chránit osádku před případným pádem předmětů z portálového svahu do jámy. Dále tvoří rubové bednění bloku betonáže, který z ražené části tunelu částečně zasahuje do stavební jámy. V neposlední řadě tvoří podporu deštníku z jehel z betonářské oceli $\varnothing 32$ mm délky 6 m, které zajišťují přístropí tunelu při zahájení ražby. Slavnostní okamžik zahájení ražby tunelu pod zárodkem kaloty ukazuje obr. 4.

2.2 Ražené úseky tunelu

Firma IKP Consulting Engineers není příznivcem zahájení ražby pod mikropilotovým deštníkem, neboť tuto technologii považuje za příliš finančně i časově náročnou. Výsledný efekt zpravidla neodpovídá z hlediska provádění očekávanému přínosu. Nepřesné vrtání mikropilot na delší vzdálenosti vede buď k nadvýrubům, nebo ke komplikacím při odřezávání mikropilot, pokud zasahují do profilu tunelu. Při délce záběru při zahájení ražby do 1 m zpravidla dostatečně stabilizují obvod výrubu ocelové jehly. Stabilitu čelby je pak možné zajistit čelbovým klímem a případně lokálním kotvením pomocí celozávitových tyčí osazovaných do cementové zálivky.



Obr. 2 Příčný řez tunelu na patkách
Fig. 2 Cross-section through the tunnel on footings

2. THE OLBRAMOVICE TUNNEL GEOTECHNICAL CONDITIONS – PROGNOSIS AND REALITY

2.1 Cut-and-cover tunnel sections

Geotechnical conditions of the Olbramovice tunnel vary along the tunnel route in terms of the height of the overburden and the ground mass quality. The height of the overburden does not exceed 27 m. As far as the quality of the ground mass is concerned, a thick weathered gneiss zone was expected in the area of the entrance portal. Its depth was predicted by the geological survey to reach the tunnel bottom. This was why an invert was designed for the entire cut-and-cover tunnel section and excavation support class IV with an invert (see Fig. 1) was proposed for the initial 4 casting blocks of the mined tunnel. Geotechnical conditions existing in the other tunnel sections allowed the lining to be supported by footings (see Fig. 2). In the exit portal area, the weathered zone was expected to reach the tunnel top heading level. A granite layer was expected to be encountered directly at the interface between the cut-and-cover and mined parts of the tunnel, in addition to the gneiss. Alternating layers of granite, biotitic gneiss and graphitic shales in various degrees of weathering was characteristic for the whole tunnel excavation. The construction started on 1st November 2009 by excavating the construction pit for the exit portal. Slopes of the construction pit were stabilised only by 4 m to 6 m long rod anchors, which were pushed into cementitious grout. A view down the construction pit at the exit portal, where a travelling scaffold is prepared for installing the waterproofing membrane and the travelling formwork is behind it, is shown in Fig. 3. Earthmoving operations proceeded without problems and, after the installation of the support required by the design, slopes of the pit were stable, despite the fact that the weathering zone extended to a greater depth and the granite layer was not encountered either during the pit excavation or after the commencement of the tunnel excavation. A stabilisation layer of shotcrete with KARI mesh was added to the anchoring system in the lower parts of the construction pit and on the portal slope. Part of the construction pit was a starting top heading stub. It was a structure consisting of lattice girders, mesh and shotcrete, which was firmly founded on reinforced concrete footings. Its cross-section corresponded to the lining in the subsequent mined section. Its task was to stabilise the portal slope and provide protection against contingent falling



Obr. 3 Svahovaná stavební jáma výjezdového portálu
Fig. 3 Sloped construction pit for the exit portal

Ražba tunelu byla zahájena 10. 12. 2009 od výjezdového portálu ve třídě výrubu V., která odpovídala projektem definovaným předpokladům. Výrub stabilizovalo systémové kotvení z kotev SN v počtu 7/8 ks (šachovnicově) délky 4 m. Primární ostění tloušťky 250 mm vyztužovaly příhradové rámy a ocelové sítě KARI Q188 při obou površích ostění. Stabilitu přístropí zajišťovaly ocelové jehly. Ražbu prováděla měření geotechnického monitoringu, který na stavbě zajišťuje firma Arcadis. Ta provádí i geotechnický dozor investora a zařídování horninového masivu do technologických tříd výrubu. I když byl horninový masiv tektonicky porušen a ražba probíhala pouze strojním rozpojováním bez použití trhačích prací, celková stabilita výrubu byla dobrá. Při ploše výrubu kaloty 60 m² se deformace výrubu pohybovaly do 10 mm, výjimečně dosáhly 15 mm. Projektem stanovená hodnota varovného stavu 50 mm pro třídu výrubu V. nebyla při ražbě nikdy dosažena, stejně jako varovné stavy definované pro ostatní třídy výrubu. Graf na obr. 5 znázorňuje modrou křivkou průběh maximálních ustálených deformací primárního ostění po délce tunelu a červenou čarou očekávané deformace podle projektu. Po cca 15 m od výjezdového portálu měla podle projektu přejít technologická třída výrubu V. ve třídu výrubu IV. Tím mělo dojít ke snížení tloušťky primárního ostění na 200 mm, zmenšení počtu kotev a prodloužení délky záběru na 1,5 m. Zástupci geotechnického dozoru však vyhodnotili podmínky pro změnu třídy výrubu jako nepříznivé a ražba pokračovala v třídě výrubu V. celkem 85 m od výjezdového portálu. To už se čelba nacházela v místech, kde měla ražba podle projektu probíhat ve třídě výrubu II. s tloušťkou ostění pouze 150 mm, lehkými vyztužnými rámy, pouze jednou sítí Q188 a jen 3 ks hydraulicky



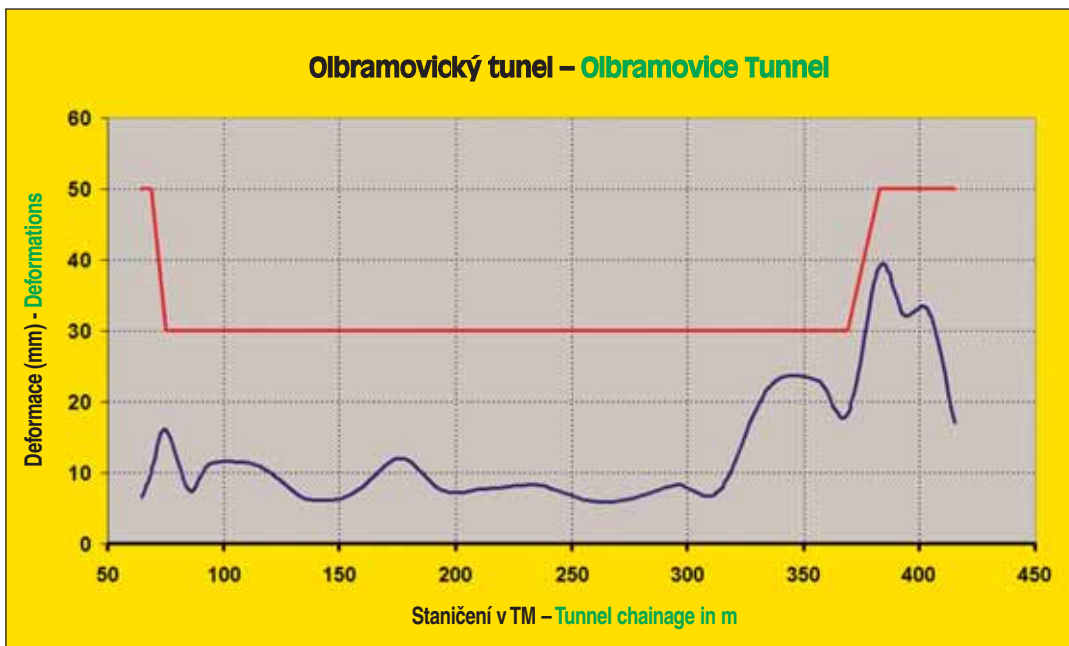
Obr. 4 Zahájení ražby pod zárodkem kaloty
Fig. 4 Commencement of excavation under the top heading stub

of objects from the portal slope to the pit. In addition, this structure formed the outer formwork for the tunnel casting block, which partially extended from the mined part into the construction pit. At last but not least, it provided support for a protective umbrella consisting of 6 m long concrete reinforcement bars Ø32 mm, which supported the tunnel top heading when the tunnel excavation was starting. The ceremonial commencement of the tunnel excavation under the top heading stub structure is shown in Fig. 4.

2.2 Mined sections

IKP Consulting Engineers, s. r. o. is not a fan of commencing excavation under canopy tube pre-support because it considers this technology to be excessively demanding in terms of costs and time. The resultant effect is usually inadequate in terms of the work execution compared with the expected benefit. Inaccurate drilling for the tubes to longer distances leads either to overbreaks or to complications when the tubes have to be cut off when they extend into the tunnel cross-section. Steel dowels usually sufficiently stabilise the circumference of the excavated opening if the excavation round length does not exceed 1 m. The stability of the face can be ensured by a rock wedge or local anchoring using all-thread bars inserted in cement grout.

The tunnel excavation commenced on 10th December 2009. It started from the exit portal. The excavation support class V, which was determined for the work, corresponded to the design assumptions. The excavation was stabilised by an anchoring system consisting of 7/8 pieces of 4 m long SN anchors installed in a staggered pattern. The 250 mm thick primary lining was reinforced with lattice girders and KARI Q188 welded mesh at both surfaces of the lining. The stability of the top heading was provided by steel dowels. Geotechnical monitoring measurements were carried out during the excavation by Arcadis. This firm in addition performed geotechnical supervision for the project owner and the categorisation of the rock mass in terms of the excavation support classes. Despite the fact that the rock mass was tectonically disturbed and the tunnel was driven with the rock disintegration performed solely mechanically, without blasting, the overall stability of the excavation was good. At the excavated cross-sectional area of the top heading deformations did not exceed 10 mm, exceeding 15 mm only exceptionally. The alert level of 50 mm which was set for excavation support class V by the design was never reached during the tunnel excavation. The same applies to the alert levels defined for the other excavation support classes. The blue curve in the chart in Fig. 5 illustrates the course of maximum stabilised deformations of the primary lining along the tunnel route, whilst the red curve represents deformations anticipated in the design. After driving about 15 m from the exit portal, the design expected that excavation support class V would change to class IV. As a result, the thickness of the primary lining was expected to be reduced to 200 mm, the number of anchors to be reduced and the length of the excavation round to increase to 1.5 m. Nevertheless, representatives of the geotechnical monitoring assessed the conditions for switching the excavation support class as unfavourable and the excavation support class V was applied further, covering the total distance of 85 m from the exit portal. Unfortunately, the excavation support class II was expected by the design to be applied to the excavation at that distance, requiring an only 150 mm thick lining, light-weight lattice girders, only one layer of Q 188 mesh and only 3 pieces of 3 m long hydraulically expanded rock bolts per one running metre of the tunnel. This fact meant that significant disproportions originated in comparison with the design assumptions. The contractor performed about 2 – 3 excavation rounds



Obr. 5 Průběh naměřených a předpokládaných deformací výrubu
Fig. 5 Curves for measured and anticipated deformations of the excavation

upínatelných kotev délky 3 m na 1 běžný metr tunelu. Tím došlo oproti předpokladům projektu ke značným disproportionům. Zhotovitel prováděl v tomto úseku cca 2 až 3 záběry za 24 hodin, čemuž odpovídala rychlost ražby kaloty max. 3 m/den. I když byla následně ražba překlasičkována do třídy výrubu IV. a III., prognózovaná třída výrubu II. nebyla po celou dobu ražby použita. Za ražbou kaloty následovala ražba opěří a dobírání dna, přičemž maximální vzdálenost čeleb dílčích výrubů určovala projektová dokumentace a potvrzoval geotechnik stavby podle skutečně zastižených podmínek. Členění výrubu na kalotu a opěří ukazuje obr. 6, kde je v levé části vidět rampa umožňující přístup do kaloty tunelu. Jak se ražba blížila k vjezdovému portálu, začaly se zhoršovat geotechnické poměry, což bylo v souladu s očekávaným vývojem. Za takových podmínek nebylo vhodné provádět prorážku do stavební jámy vjezdového portálu. V takovém případě je mnohem bezpečnější provádět prorážku v hoře v dostatečné vzdálenosti od portálu. V případě Olbramovického tunelu byla po dohodě projektanta a zhotovitele dne 23. 4. 2010 ukončena ražba 47 m od

per 24 hours, which corresponded to the top heading advance rate of 3 m per day as a maximum. In spite of the fact that the subsequent excavation was reclassified as excavation support classes IV and III, the predicted excavation support class II was not applied throughout the excavation period. The top heading excavation was followed by the excavation of the bench and completion of the bottom excavation. The maximum distances between the faces of the partial headings were prescribed by the design and were confirmed by a geotechnician in situ, according to actually encountered conditions. The excavation sequence consisting of the top heading and the bench is shown in Fig. 6, in which, pictured left, there is a ramp providing access to the tunnel top heading. With the excavation face approaching the entrance portal, the geotechnical conditions started to deteriorate, in agreement with the design. Under such conditions it was not advisable for the tunnel to break through into the construction pit at the entrance portal. It was much safer if the breakthrough was performed inside the mountain, at a sufficient distance from the portal. In the case of the Olbramovice tunnel, based on an agreement between the designer and the contractor, the excavation was terminated on 23 April 2010 at the distance of 47 m from the entrance portal; the excavation face was stabilised by anchors and shotcrete and the tunnelling equipment was moved to the entrance portal. A day later, on 23rd April 2010, the night shift crew started to drive the tunnel in the opposite direction, from the entrance portal (see Fig. 7). It was as early as during the excavation of the construction pit that the concerns regarding the depth of the rock mass weathering in the area of the entrance portal were confirmed. The eluvium at the top heading bottom level could be disintegrated nearly by hand.



Obr. 6 Členění výrubu na kalotu a opěří
Fig. 6 Excavation sequence consisting of top heading and bench



Obr. 7 Silně zvětralé eluvium na čelbě na vjezdovém portále
Fig. 7 Heavily weathered eluvium at the heading at the entry portal

vjezdového portálu, čelba byla zajištěna kotvami a stříkaným betonem a mechanismy byly přesunuty k vjezdovému portálu. O den později 23. 4. 2010 zahájila noční směna protiražbu od vjezdového portálu (obr. 7). Již při hloubení stavební jámy se potvrdily obavy z hloubky zvětrání horninového masivu v oblasti vjezdového portálu. Eluvium v úrovni dna kaloty bylo možné téměř rozpojovat rukou a zhotovitel si vymohl do realizační dokumentace doplnit alternativní zajištění portálu a zahájení ražby mikropilotovým deštníkem. Nakonec však nebyl opět použit a obrys přístropí zajišťoval opět jen deštník z betonářské oceli Ø32 mm délky 6 m, tentokrát navrtaný ve dvou řadách nad sebou. Raziči firmy Subterra přistupovali k zahájení ražby velmi zodpovědně a s patřičným respektem. Výrub kaloty o ploše 60 m² s nadloží 5 m až 8 m probíhal bez problémů a nadvýrubů a záhy zhotovitel zjistil, že se nejedná o nic nebezpečného a že jehly poskytují dostatečnou bezpečnost pro ražbu i staveništní komunikaci v nadloží. Po dobu ražby pod komunikací byl však na ni přerušen provoz. Vzhledem k hloubce zvětrání byla na rozdíl od výjezdového portálu nasazena technologická třída výrubu VI. se spodní klenbou. Rozsah úseku se spodní klenbou určoval na základě skutečně zastížených podmínek geotechnik stavby s tím, že s ohledem na betonáž definitivního ostění musela délka úseku odpovídat násobkům délky bloku betonáže, tj. 12 m. V tomto případě se skutečná délka úseku ve třídě výrubu VI. shodovala s prognózou určenou v zadávací dokumentaci.



Obr. 8 Bednicí vůz ve stavební jámě
Fig. 8 Traveller formwork in a construction pit

The contractor enforced an addition to the detailed design, solving an alternative portal stabilisation system and starting the tunnel excavation by installing canopy tube pre-support. Eventually, the pre-support was not installed and the top heading contour was again stabilised only by the umbrella consisting of 6 m long concrete reinforcement bars Ø32 mm, which were in this case installed in two tiers. The attitude of Subterra a. s. miners to the commencement of the excavation was very responsible and respectful from the very beginning. The top heading excavation with the cross-sectional area of 60 m² and the overburden 5 – 8 m high proceeded without problems and overbreaks. The contractor soon found out that this procedure was not at all dangerous and the dowels provided sufficient safety for the excavation as well as the site road above the tunnel. Nevertheless, traffic on the road was suspended during the course of the excavation under the road. Taking into consideration the depth of weathering, excavation support class VI with invert was applied, in contrast with the exit portal. The extent of the section with the invert was determined by the geotechnician on the basis of actually encountered conditions, taking into consideration the fact that the length of the section had to agree with the casting of the final lining. It had to be multiples of the length of casting blocks, i.e. 12 m. In this case, the actual length of the section passing through excavation support class VI was identical with the prediction contained in tender documents.

3. FINAL TUNNEL LINING AND SECURING ITS WATERTIGHTNESS

3.1 Cut-and-cover tunnel sections

Clearing of the tunnel bottom excavation from the exit portal and casting of blinding concrete under footings of the final lining had already started when the bench excavation was being completed. The casting of the final lining started in the cut-and-cover section of the tunnel. In contrast with the mined section, the reinforcement of footings and the tunnel vault is in this case interconnected. The minimum thickness of the lining in the crown is 600 mm and it increases toward the side walls up to more than 1 m. The inner surface of the tunnel is identical in the cut-and-cover and mined sections. Owing to this fact only one travelling form was used, making the casting of 12 m long blocks possible (see Fig. 8). It has become a tradition that seepage resistant concrete is used for cut-and-cover sections of a tunnel. Because no waterproofing membrane was placed on the lining, the joints had to be sealed using 320 mm wide inner waterstops. To this purpose it was necessary to equip the end of the travelling form with a special piece of formwork making the insertion of the inner waterstop possible (see Fig. 9). As an insurance, a bentonite gasket was inserted into the joint before the waterstop, which swells and seals the joint in the case of water seepage. Seepage resistant concrete was designed even for the first and last block of the final lining in the mined tunnel section. These blocks were in addition provided with a waterproofing membrane, the same as all blocks of the mined section of the tunnel. The waterproofing membrane was terminated by an outer waterstop on the block cast using seepage resistant concrete. The advantage of this solution is, on the one hand, that it secures overlapping of the section sealed by means of the waterproofing membrane and seepage resistant concrete; on the other hand, the sensitive detail of joining the waterproofing membrane between the mined and cut-and-cover parts of the tunnel, which is usually solved by means of a reverse joint, is avoided.



Obr. 9 Speciální úprava čela bednění pro těsnicí pás

Fig. 9 Special design for the end of the formwork for the insertion of a waterproofing membrane

3. DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ TUNELU A ZAJIŠTĚNÍ JEHO VODONEPROPUSTNOSTI

3.1 Hloubené úseky tunelu

Již při dotěžování opěrů probíhalo od výjezdového portálu dočišťování počvy tunelu a betonáž podkladních betonů pod patky definitivního ostění. Betonáž definitivního ostění byla zahájena na hloubeném úseku tunelu. Na rozdíl od raženého úseku je výztuž ostění patek a klenby tunelu v tomto případě propojena. Minimální tloušťka ostění v klenbě je 600 mm a směrem k opěrě tunelu se zvětšuje až na více než 1 m. Vnitřní líc tunelu je v hloubeném i raženém úseku stejný, a proto se používá jeden bednicí vůz, umožňující betonáž bloku ostění v délce 12 m (obr. 8). Již tradičně jsou hloubené úseky tunelu prováděny z betonu odolného proti průsaku vody. Protože na ostění není položena hydroizolační fólie, musí být spáry mezi bloky betonáže těsněny vnitřním těsnicím pásem šířky 320 mm. K tomu účelu je nutné čelo bednicího vozu vybavit speciálním bedněním, které umožní vsazení vnitřního těsnicího pásu (obr. 9). Jako pojistka je před tento pás do spáry vložen i bentonitový pásek, který v případě průsaku vody nabobtná a spáru utěsní. Z betonu odolného proti průsakům je navržen i první a poslední blok definitivního ostění v raženém úseku tunelu. Tyto bloky jsou zároveň izolovány hydroizolační fólií, jako všechny bloky ražené části tunelu. Hydroizolační fólie je ukončena vnějším těsnicím pásem na bloku betonáže z betonu odolného proti průsakům. Výhoda tohoto řešení je v tom, že je jednak zajištěn přesah úseku těsněného pomocí hydroizolační fólie a betonem odolným proti průsakům, jednak odpadá citlivý detail napojení hydroizolační fólie mezi hloubenou a raženou částí tunelu, který se zpravidla řeší zpětným spojem.

3.2 Ražené úseky tunelu

Ražená část tunelu je izolována hydroizolační fólií, která je podélně svařena dvoustupým, kanálkovým svarem s možností zkoušení natlakováním. Pro napojení klenby a patky je použit již standardní detail bez propojení výztuže a se zatažením hydroizolační fólie až do úrovně bočních drenáží (obr. 10). Ty jsou uloženy pod úrovní spáry mezi klenbou a patkou, takže hydroizolační fólie izoluje i tento citlivý detail s vodorovnou spárou. Kromě poškození hydroizolační fólie při montáži výztuže je nutno pečlivě sledovat i provádění zdvojení fólie v místě spáry mezi bloky betonáže a ukončení fólie v místě patky. Nedostatečné utěsnění fólie k patce ostění způsobilo v minulosti řadu problémů, kdy při doinjektování vrchlíku definitivního ostění došlo k zatečení injektážní směsi do drenážního systému a zabetonování potrubí. Sanace je časově i finančně velmi nákladná a zpravidla se neobejde bez trvalého poškození drenážního systému. Stejným způsobem může být drenážní systém poškozen, pokud není během provozování



Obr. 10 Koncová úprava hydroizolační fólie v místě patky ostění

Fig. 10 Final design for the waterproofing membrane at the foot of the lining

3.2 Mined tunnel sections

The mined part of the tunnel was provided with a waterproofing membrane, which was longitudinally welded up by a double-seam channel weld allowing the pressurisation of the seam. The connection between the vault and footings is solved using a traditional detail without connecting the reinforcement and with pulling the waterproofing membrane down, up to the level of the side drains (see Fig. 10). The drains are placed under the level of the joint between the vault and the footing; therefore the waterproofing membrane even protects this sensitive detail containing a horizontal joint. Apart from damaging the waterproofing membrane during its installation, it was necessary to carefully follow the installation of the double-layer membrane covering joints between casting blocks and the termination of the membrane at the footing. The insufficiently sealed connection of the membrane to the footing caused many problems in the past. Grout injected behind the final lining crown during the final grouting operation flew into the drainage system and filled the pipes. Repairs are very demanding in terms of time and costs and usually are not carried out without permanent damage to the drainage system. In the same way, a drainage system can be damaged if regular clearing is not carried out during the tunnel operation. For that reason there are manholes installed every 48 m in safety recesses, allowing the clearing of side drains. Drainage is threatened not only by fine sand washed away from the ground mass, but first of all by sediments from extracts from shotcrete. A drain shoe is installed in each manhole, which closes the pipeline in a standard way. In this way the access of air to the drainage system is limited. Results of surveys have shown that leaching is significantly retarded and the process of filling of drains is diminished if the access of air is limited. The drain shoe makes opening and clearing of drains with high-pressure water possible. Even the drainage piping material (in this case supplied by Rehau) is adjusted to this system.

The final lining for the mined tunnel section was designed in C20/25 concrete. Its dimensions were determined on the basis of results of deformational measurements conducted within the framework of the geotechnical monitoring. Owing to the use of the 200 mm to 250 mm thick primary lining and the high stability of the ground environment, the deformations during the excavation were minimised. Geotechnical parameters of the ground mass and loading on the lining, which were derived using a back analysis based on deformations, are very close to real conditions. In the case of a non-linear calculation of the concrete lining it was possible to use the cross-section to the maximum. The large part of the mined tunnel could be constructed without concrete reinforcement. For that reason only



Obr. 11 Úsek tunelu s nevyztuženým ostěním
Fig. 11 Tunnel section with non-reinforced concrete lining

tunelu prováděno jeho pravidelné čištění. Proto jsou po 48 m v záchranných výklencích umístěny šachty na čištění boční tunelové drenáže. Ta je ohrožena nejen jemnými částicemi vyplavovanými z horninového masivu, ale zejména usazeninami výluhů ze stříkaného betonu. V šachtě je osazen čistící kus, kterým je potrubí standardně uzavřeno. Tím je omezen přístup vzduchu do drenážního systému. Výsledky výzkumů ukazují, že při omezeném přístupu vzduchu se zpomaluje vyluhování a snižuje se proces zanášení drenáží. Čistící kus umožňuje po otevření čistit drenáž vysokotlakou vodou. Tomu je přizpůsoben i materiál drenážního potrubí – v tomto případě od firmy Rehaus.

V ražené části tunelu je definitivní ostění navrženo z betonu C20/25. Dimenzování probíhá na základě výsledků deformačních měření prováděných v rámci geomonitoringu. Použitím primárního ostění tloušťky 200 mm až 250 mm a díky vysoké stabilitě horninového prostředí došlo během ražby jen k minimálním deformacím. Zpětnou analýzou byly na základě deformací odvozeny geotechnické parametry horninového masivu a následně zatížení ostění, které se blíží reálným podmínkám. Při nelineárním výpočtu betonového ostění, kdy je zohledněn vznik trhlin a tím i maximální využití průřezu, lze větší část raženého tunelu provádět bez výztuže. Proto jsou vyztuženy pouze bloky betonáže v příportálových úsecích a v nevyztužených blocích betonáže jsou vyztuženy jen nouzové výklenky v každém druhém bloku (obr. 11). Díky možnosti

the casting blocks in the portal sections were reinforced. In the unreinforced blocks, only the emergency recesses in every other block were reinforced (see Fig. 11). Thanks to the possibility to close the portals and the travelling formwork with geotextile, concrete could be cast even during the winter season. During the preparation of this paper, the final lining had been completed throughout the tunnel length and the work on the inner equipment of the tunnel was in progress.

4. THE TOMICE I TUNNEL

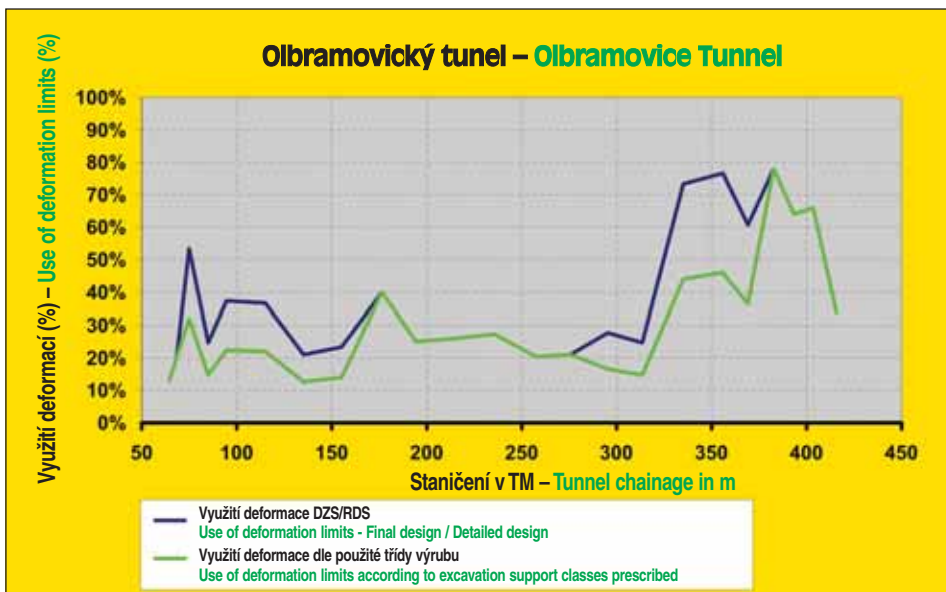
With its length of 324 m, the Tomice I tunnel is the second longest tunnel within the Votice – Benešov u Prahy rail line section. The tunnel excavation commenced in September 2010. The geotechnical conditions for excavation were similar as those in the case of the Olbramovice tunnel, despite the fact that the overburden height reaches a mere 15 m. Of the total tunnel length, a 108 m long section was constructed in an open construction trench (see Fig. 12) and 218 m were driven using the NATM. The tunnel lies on a horizontal curve with the diameter of 1282 m, inclining at the longitudinal gradient of 10 ‰. The track superelevation of 170 mm is smaller than that in the Olbramovice tunnel; the necessary offset of the centreline of the tracks from the tunnel centre line is 170 mm. The tunnel geometry is identical for all tunnels on the route, corresponding to the standard sheet for a double-track tunnel. The rock mass behaviour during the tunnel excavation was similar to the behaviour experienced in the case of the Olbramovice tunnel. Thus the contractor could apply the experience gained during the excavation of that tunnel. Deformations of the excavated opening varied up to 15 mm as a standard, exceeding 20 mm only in isolated cases. The value of 35 mm was not exceeded in any of the measurement profiles. It can be concluded from this fact that it also applies to the Tomice I tunnel that the rock mass is stable and the support system depending on the excavation support classes does not allow bigger increase in deformations. The excavation support classes were assigned following the same principle as it was in the case of the Olbramovice tunnel. It differed from the prediction contained in the tender documents and the final design.

5. CONCLUSION

The excavation of both tunnels passed through the geology consisting of granitic diorites in various degrees of weathering



Obr. 12 Stavba zárodku kaloty v jámě Tomického tunelu I.
Fig. 12 Construction of the starting top heading stub in the construction pit for the Tomice tunnel I.



Obr. 13 Graf využití přípustných deformací výrubu
Fig. 13 Chart of exhausting of allowable excavation deformations

uzavření portálů a bednicího vozu geotextilií mohly probíhat betonáže i v zimním období. V době psaní článku bylo již ostění v celé délce tunelu vybetonované a probíhaly práce na vnitřním vybavení.

4. TUNEL TOMICKÝ I.

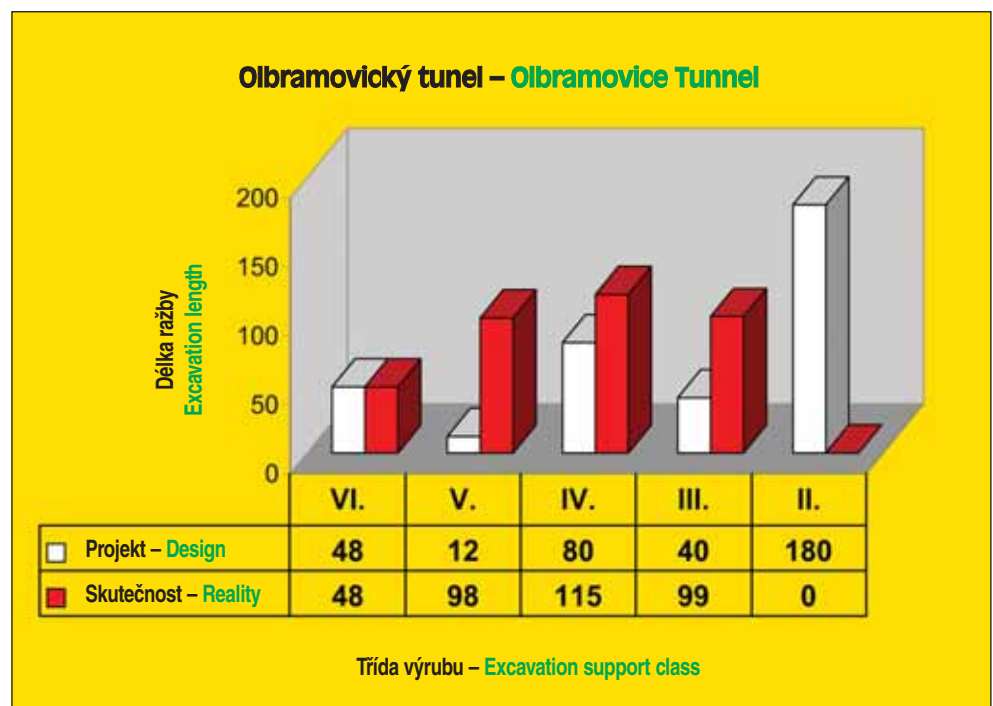
Tunel Tomický I. je s délkou 324 m druhým nejkratším tunelem na úseku Votice – Benešov u Prahy. Ražba tunelu byla zahájena v září 2010 a geotechnické podmínky pro ražbu byly obdobné jako v případě Olbramovického tunelu, i když výška nadloží dosahuje jen max. 15 m. Z celkové délky tunelu je 108 m tunelu prováděno v otevřené stavební jámě (obr. 12) a 216 m raženo pomocí NRTM. Tunel leží ve směrovém oblouku o poloměru 1 282 m v podélném sklonu 10 ‰. Převýšení koleje 170 mm je menší než v Olbramovickém tunelu a nutné odsazení osy kolejí od osy tunelu je 170 mm. Tvar tunelu je stejný pro všechny tunely na trase a řídí se rovněž vzorovým listem dvoukolejného tunelu. Chování horninového masivu při ražbě bylo obdobné jako v případě Olbramovického tunelu a zhotovitel mohl uplatnit zkušenosti získané při jeho ražbě. Deformace výrubu se pohybovaly standardně do 15 mm, v ojedinělých případech překračovaly 20 mm a v žádném z měřených profilů deformace nepřesáhla hodnotu 35 mm. Z toho lze usuzovat, že i v případě tunelu Tomického I. je horninový masiv stabilní a způsob zajištění podle technologických tříd výrubu nepřipouští větší nárůst deformací. Zatřídování do technologických tříd výrubu probíhalo podle stejného principu, jako v případě Olbramovického tunelu a lišilo se od prognózy stanovené v zadávací dokumentaci, resp. realizační dokumentaci stavby.

5. ZÁVĚR

Ražba obou tunelů proběhla v prostředí garnitoidů různého stupně zvětrání a tektonického porušení. Z geotechnického hlediska byla pro

and tectonic disturbance. From the geotechnical point of view, the parameter crucial for the excavation stability was the orientation of discontinuities in relation to the excavation face plane and their spacing determining the fragmentation of the rock. No larger overbreaks beyond the excavation contour occurred during the works. An instable excavation face was experienced in the Olbramovice tunnel at the beginning of 2010. The instability caused falling of rock over the planned length of the excavation round during mechanical disintegration. This instability was successfully removed by the contractor in time, therefore uncontrolled spreading of the problem was prevented. During the course of the subsequent excavation the rock mass behaved in a stable manner and the deformational measurements conducted within the framework of the geotechnical monitoring confirmed that the rock mass was stable as the whole. The alert levels were not registered at any of the measurement profiles. The example of exploiting the allowable deformations set in the design for the Olbramovice tunnel is presented in Fig. 13. It is obvious from the chart that the allowable deformations were not reached during the tunnel excavation and deformational manifestations of the excavation lied deep under the values expected by the design and tender documents.

The excavation support classes were determined in compliance with the NATM principles, directly on site, after mutual agreement of representatives of project owner's site supervision (or the site geotechnician) and a representative of the contractor responsible for the safety of the excavation work (the mine manager). The situation which has developed shows that correct determination of excavation support classes has a fundamental influence on the efficiency of investment costs incurred. The rules set according to the NATM



Obr. 14 Prognóza a skutečnost technologických tříd výrubu Olbramovického tunelu
Fig. 14 Prediction and reality in excavation support classes for the Olbramovice tunnel

stabilitu výrubu zásadním parametrem orientace diskontinuit vzhledem k rovině čelby a dále jejich vzdálenost určující fragmentaci horniny. Během ražby nedošlo k tvorbě větších nadvýlomů nad obrys tunelu. Začátkem roku 2010 došlo na Olbramovickém tunelu k nestabilitě čelby, která měla za následek vypadnutí horniny nad plánovaný rozsah záběru při strojním rozpojování. Tuto nestabilitu se však podařilo zhotoviteli včas zajistit tak, aby nedošlo k jejímu nekontrolovanému šíření. Při další ražbě se horninový masiv choval stabilně a deformační měření prováděná v rámci geotechnického monitoringu potvrzují celkovou stabilitu horninového masivu. Ani na jednom měřickém profilu nebylo dosaženo varovného stavu. Čerpání projektem stanovených přípustných deformací ukazuje příklad Olbramovického tunelu na obr. 13. Z grafu je zřejmé, že při ražbě nebylo přípustných deformací zdaleka dosaženo a deformační projevy ražby ležely hluboko pod projektem i zadávací dokumentací očekávanými hodnotami.

Zatřídování do technologických tříd výrubu probíhalo podle zásad NRTM přímo na stavbě po vzájemné dohodě zástupců technického dozoru investora (resp. geotechnika stavby) a zástupce zhotovitele odpovědného za bezpečnost ražby (závodního). Vzniklá situace ukazuje, že správné zařazení do technologické třídy výrubu má zásadní vliv na efektivnost vynaložených investičních nákladů. Nastavená pravidla NRTM umožňují zhotoviteli i investorovi použít jen takové prostředky k zajištění stability výrubu, které jsou nezbytné nutné pro zajištění bezpečnosti ražby a přípustných deformací výrubu. Rozdíly mezi prognózou a skutečností v zařídování do technologických tříd výrubu ukazují grafy na obrázcích 14 a 15.

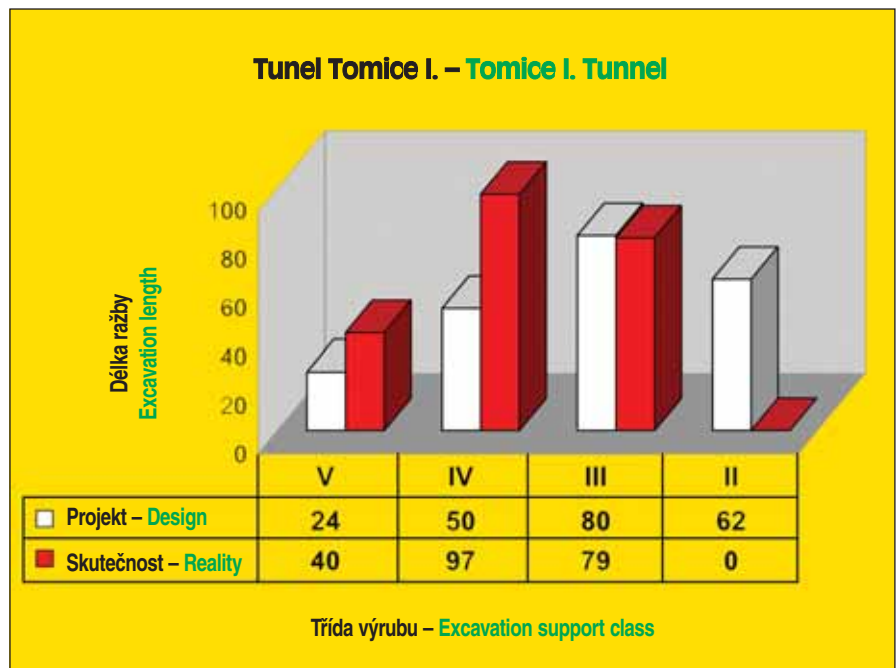
Použití betonů odolných proti průsakům pro ostění hloubených tunelů klade zvýšené nároky na provádění betonáže i detailů těsnění pracovních spár. Přináší však výhody v odstranění rizika poškození hydroizolační fólie jako jediného prvku k zajištění vodonepropustnosti ostění. V případě průsaků přes ostění lze sanovat místo, kde k průsaku skutečně dochází a na rozdíl od poškozené hydroizolační fólie přesně lokalizovat místo poruchy.

Dimenzování definitivního ostění na základě výsledků geotechnických měření v průběhu ražeb je jasným důkazem, že observační metoda je u NRTM použitelná nejen při ražbě a návrhu zajištění stability výrubu, ale i při provádění definitivního ostění. Oproti zadávací dokumentaci došlo v případě definitivního ostění k úspoře oceli, neboť větší část raženého úseku tunelu je provedena z nevyztuženého betonu. Přes počáteční nedůvěru se použití nevyztuženého ostění začíná u českých silničních i železničních tunelů pomalu používat.

Investorem stavby je SŽDC Stavební správa Praha, zhotovitelem geotechnického monitoringu a geotechnikem stavby je firma Arcadis. Tunely provádí firma Subterra na základě realizační dokumentace zpracované firmou IKP Consulting Engineers.

**ING. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@ikpce.com,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.**

Recenzoval: Ing. Karel Franczyk, Ph.D.



Obr. 15 Prognóza a skutečnost technologických tříd výrubu Tomického tunelu I.

Fig. 15 Prediction and reality in excavation support classes for the Tomice tunnel I.

allow both the contractor and the project owner to use only such means to provide the stability of the excavation which are indispensable for the safety of excavation and for securing of permitted deformations. Differences between the prediction and reality in the determination of excavation support classes are shown in Figures 14 and 15.

The application of seepage resistant concrete to the lining of cut-and-cover tunnels places increased demands on the execution of casting of concrete and details of sealing of construction joints. But it even brings advantages in terms of removing the risk of damage to the waterproofing as a single component securing the waterproofing capacity of the lining. As opposed to a damaged membrane, it is possible in the cases of seepage through the lining to exactly locate the defective spot and repair only the spot where the seepage really occurs.

The dimensioning of the final lining based on results of geotechnical measurements during the course of excavation is a clear proof that the observational method at the NATM is applicable not only during the excavation and preparation of a proposal for the excavation support, but also during the erection of the final lining. Compared with the tender documents, savings in reinforcement were achieved in the case of the final lining because the major part of the mined tunnel section is lined with non-reinforced concrete. Despite the initial distrust, the use of a non-reinforced lining slowly begins to be used in Czech road tunnels and railway tunnels.

The project owner is the Railway Infrastructure Administration, state organisation, the Civil Engineering Administration Prague; the contractor for geotechnical monitoring is ARCADIS. The tunnels are constructed by SUBTERRA a. s. on the basis of the detailed design carried out by IKP Consulting Engineers s. r. o.

**ING. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@ikpce.com,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.**

LITERATURA / REFERENCES

Archiv společnosti IKP Consulting Engineers s. r. o.

VOTICKÝ ŽELEZNIČNÍ TUNEL – TECHNICKÉ ŘEŠENÍ A ZKUŠENOSTI Z VÝSTAVBY

VOTICE RAIL TUNNEL – TECHNICAL SOLUTION AND EXPERIENCE FROM CONSTRUCTION

LIBOR MAŘÍK

Hloubený dvoukolejný tunel Votický má v rámci České republiky hned několik primátů. S délkou 590 m je nejdelším hloubeným železničním tunelem, jehož ostění tvoří beton odolný proti průsakům. Originální je i konstrukce ostění tunelu rozpíraná ve spodní části o boky stavební jámy nebo způsob vyztužování ostění. Stavbu tunelu provázely od samého počátku geotechnické problémy, které si vyžádaly změnu způsobu zajištění stavební jámy. K odtěžování stavební jámy byla kromě trhacích prací použita i skalní fréza. Příspěvek popisuje úskalí, se kterými se musí projektant, zhotovitel i investor potýkat při změně geotechnických poměrů a s tím souvisejícího postupu výstavby.

GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY – PŘEDPOKLADY A SKUTEČNOST

Klíčovým faktorem, který zásadně ovlivňuje výstavbu tunelu i volbu konstrukčního řešení, jsou geotechnické poměry v dané lokalitě. Nejinak tomu bylo při zpracování projektové dokumentace a následné realizaci stavby. Tunely na traťovém úseku Votice – Benešov u Prahy procházejí geomorfologickou soustavou označovanou jako Jihočeská vysočina. Území se nachází při jihovýchodním okraji středoevropského plutonu v blízkosti výběžku moldanubika a je tvořeno zejména paleozoickými, hlubinnými a žilnými vyvělinami. Horniny jsou charakteristické svou značnou petrografickou pestrostí. Převažujícími horninovými typy jsou drobnozrnné žilné granity a aplity. V části území porfyrické, středně zrnité, amfibol-biotitické žuly typu Čertova břemene a porfyrické, středně zrnité biotitické žuly s amfibolitem sedláčského typu. Lokálně se v trase tunelu vyskytují kontaktní metamorfity zastoupené cordieritickými rulami a migmatity různého stupně zvětrání. Avizované geotechnické podmínky v místě Votického tunelu byly v porovnání s tunely Olbramovický, nebo Tomický I. a II. na stejném traťovém úseku velmi příznivé. Kromě zóny hlubšího dosahu zvětrání uprostřed tunelu a v oblasti výjezdového portálu měl tunel procházet navětralými granity s ortogonálním systémem subvertikálních, resp. subhorizontálních puklin. Ražený tunel nebyl v tomto úseku navržen pouze z důvodu nízkého nadloží, které se pohybuje od 0 do max. 9 m a nedovolovalo by tak dosáhnout požadované bezpečnosti pro ražbu. V oblasti výjezdového portálu je tunel oproti původní úrovni terénu dokonce mírně přesypán. Geotechnický průzkum byl prováděn pomocí jadrových vrtů doplněných geofyzikálním průzkumem. Protože se zvolenými metodami průzkumu jen obtížně stanovuje sklon a orientace puklin, bylo předpokládáno typické rozpukání charakteristické pro daný typ horniny.

Po zahájení prací na hloubení stavební jámy se však ukázalo, že se v některých údajích skutečně zastížená geotechnická podmínky odchyľují od prognózy uvedené v projektu stavby a zadávací dokumentaci. Horniny jsou nepravidelné a všesměrně rozpukané. Směr a sklon jednotlivých diskontinuit se v masivu

The Votice cut-and-cover tunnel is a holder of several records in the Czech Republic. With its length of 590 m it is the longest cut-and-cover railway tunnel with a seepage resistant concrete lining. Even its structure is original through the bracing at the bottom against sides of the construction trench and the method of reinforcing the lining. The construction was attended by geotechnical problems from the very beginning. They required a change in the technique of stabilising the construction trench. The construction trench was dug using blasting, supplemented by a rock roadheader. The paper describes the difficulties a designer, contractor and project owner have to deal with when geotechnical conditions and the associated construction procedure change.

GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY – PŘEDPOKLADY A REALITY

Geotechnical conditions in the particular location are the key factor which fundamentally affects a tunnel construction and the selection of the structural solution. The same applied to the work on the design and subsequent implementation of this construction. Tunnels within the rail track section between Votice and Benešov u Prahy pass through a geomorphological system referred to as the South Bohemian Highlands. The area is found at the south-eastern edge of the Central Bohemian pluton, near a spur of the Moldanubic. It is formed first of all by Palaeozoic igneous intrusions and dike rocks. The rocks are characterised by significant petrographical variety. Prevailing rock types comprise fine-grained dike granites and aplites. In a part of the area there are porphyritic, medium-grained, amphibole-biotite granites of the Čertovo Břemeno type and porphyritic, medium-grained biotite granites with amphibolite of the Sedláčský type. Contact metamorphites represented by cordierite gneiss and migmatites in various degrees of weathering are locally encountered along the tunnel route. The geotechnical conditions predicted for the location of the Votice tunnel were very favourable in comparison with the Olbramovice or Tomice I and Tomice II tunnels driven within the same track section. Apart from a zone of deeper weathering in the middle of the tunnel and in the area of the exit portal, the tunnel was expected to pass through slightly weathered granites with an orthogonal system of sub-vertical and sub-horizontal cracks. A mined tunnel was not designed for this section because of the shallow overburden, the height of which varies between 0 and the maximum of 9 m, not allowing the safety prescribed for driving tunnels to be achieved. In the area of the exit portal the tunnel backfill even slightly rises over the original terrain surface. Geotechnical survey was conducted by means of cored holes, supplemented by geophysical investigation. Because the dip and direction of cracks is difficult to determine using the selected methods, the typical cracking characteristic for the particular type of rock was adopted as a design assumption.



Obr. 1 Zahájení těžení jámy (01/2010)
Fig. 1 Commencement of pit excavation (01/2010)

poměrně výrazně mění, což je zřejmě způsobeno horninotvornými procesy souvisejícími s intruzí plutonu podél komplexu moldanubika. Hornina je v prostoru hloubené jámy postižena různým stupněm zvětrání od zcela zvětralé horniny charakteru stmelého písku (obr. 1) až po vysoce pevnou téměř zdravou horninu. Kvalitní pevná hornina vystupuje v trase tunelu ve dvou elevacích v úsecích ohraničených tunelovými metry TM 0 až 150 a TM 300 až 450. V ostatních částech trasy zasahuje zvětrání do značné hloubky, což má za následek výskyt horniny o nízké až velmi nízké pevnosti. Výjezd z tunelu v TM 460–590 je celý tvořen eluviálními granitickými zvětralínami. S postupujícím odtěžováním horniny směrem do hloubky dochází i v porušených úsecích k postupnému obnažování pevné navětralé až zdravé horniny. Na několika místech se ve stěnách stavební jámy objevují tělesa žilných (aplitických) žul, která jsou mnohdy provázána poměrně silnými přítoky vody.

Hlavní faktor ovlivňující stabilitu stěn stavební jámy je orientace zastoupených ploch nespojitosti. Díky blízkosti kontaktu s moldanubickými horninami je granit až nezvykle usměrněný a jeho vnitřní uspořádání limitují 3–4 systémy ploch nespojitosti. Spádnice nejčtenějších ploch svírají se spádnicí svahu stavební jámy úhel $< 45^\circ$ a sklon se pohybuje v rozmezí $65\text{--}80^\circ$. Někdy lze dokonce označit dominantní systémy jako subparalelní se směrem stavební jámy. Tato nepříznivá a nepředpokládaná orientace dominantních ploch nespojitosti způsobovala v průběhu hloubení stavební jámy vznik nestabilních širokých a plochých klínů, které měly výraznou predispozici pro vyjetí do prostoru stavební jámy (obr. 2). Vzniklá situace vedla až ke změně způsobu zajištění stavební jámy.

OD ZÁŘEZU K HLOUBENÉMU TUNELU

V průběhu projektování přípravné dokumentace došlo v úseku nynějšího tunelu k výškové úpravě trasy. Ve vazbě na navazující úseky bylo nutné niveletu zahloubit až o 1 m, a tím vzrostla hloubka navrhovaného zářezu až na bezmála 20 m. Při této hloubce stavební jámy již vstupují do hry kromě investičních nákladů i otázky spojené s dlouhodobou stabilitou jejích svahů a nároky na údržbu tratě. Proto bylo provedeno technicko-ekonomické posouzení variant vedení trasy v otevřeném zářezu a přesypaného tunelu. Zatímco svahy stavební jámy navrhované jako dočasné bylo možné projektovat strmější, trvalý zářez by vyžadoval použití podstatně plošších sklonů svahu. Proto se z hlediska objemu zemních prací jevila jako výhodnější varianta hloubeného tunelu, která navíc umožňovala část vytěženého materiálu uložit zpět ve formě zásypu tunelu. Stavební jáma však byla nejen značné hloubky, ale i šířky, neboť

It was found out after the beginning of the excavation of the construction pit that, in some points, the actually encountered geotechnical conditions deviated from the prognosis contained in the detailed design and the tender documents. The rock is irregularly and omni-directionally fractured. The direction and dip of individual discontinuities relatively significantly vary within the massif. This is probably caused by rock-forming processes associated with the intrusion of pluton along the Moldanubic complex. The rock in the space of the construction pit is affected by various degree of weathering, ranging from totally weathered rock with the character of compacted sand (see Fig. 1) up to very strong, sound rock. Good quality, strong rock rises along the tunnel route in two elevations in sections bordered by tunnel chainages 0 to 150 m and 300 to 450 m. In the other parts of the route, weathering processes reach significant depths, resulting in the occurrence of low to very low strength rock. The entire exit from the tunnel at tunnel chainage 460–590 m is formed by eluvial granitic detritus. With the gradual deepening of the excavated pit, strong, slightly weathered to sound rock was exposed even in the disturbed sections. Vein (aplitic) granite bodies, frequently accompanied by relatively intense inflows of groundwater, appeared in several places in the walls of the construction trench.

The main factor affecting the stability of walls of the construction pit was the directions of existing discontinuity surfaces. Owing to the contact with the Moldanubic rocks found in the close vicinity, the granite is unusually aligned; its inner structure is limited by 3–4 systems of discontinuity surfaces. The lines of maximum slope of the surfaces lay at an angle $< 45^\circ$ to the lines of maximum slope of the pit sides; the gradient fluctuates between $65\text{--}80^\circ$. Sometimes it is even possible to mark dominating systems as sub-parallel with the direction of the construction pit. This unfavourable and unpredicted orientation of dominating discontinuity surfaces caused the origination of wide and flat wedges, which were significantly pre-disposed to sliding into the space of the construction pit (see Fig. 2). The resulting situation even led to a change in the construction pit stabilisation system.

FROM AN OPEN CUT ROUTE TO THE CUT-AND-COVER TUNNEL

The vertical alignment design was modified during the work on the conceptual design for the current tunnel section. The alignment depth had to be increased by about 1 m with respect to the adjacent sections. The depth of the proposed open trench increased up to nearly 20 m. At this depth of the construction pit, even the issues associated with long-term stability of its slopes and requirements for the maintenance of the track is to be counted with, in addition to investment costs, to the process. This was the reason why a technical and economic assessment of a variant of the alignment running in an open cutting and a false tunnel variants were carried out. While the construction trench, slopes proposed as temporary structures, could be designed steeper, a permanent cutting would have required substantially flatter gradients of slopes. For that reason the cut-and-cover tunnel variant, which, in addition, allowed part of the excavated material to be returned back in the form of the tunnel backfill, appeared to be more advantageous. However, the construction trench was to be excavated to a significant depth and also width, because it was necessary in terms of a standard construction system to allow for a space at least 1.5 m wide alongside the cut-and-cover tunnel structure, on either side. This space allowed the tunnel formwork to be installed and other operations connected with the construction to be carried out. The width of the construction trench was successfully reduced by 3m thanks to an original technical solution



Obr. 2 Uvolněné skalní bloky (04/2010)
Fig. 2 Loosened rock blocks (04/2010)

pro standardní výstavbu bylo třeba počítat s prostorem podél hloubeného tunelu o šířce min. 1,5 m na každé straně. V tomto prostoru bylo možné zajistit bednění ostění tunelu a provádění dalších prací souvisejících s výstavbou. Díky originálnímu technickému řešení, využívajícímu boky stavební jámy jako tuhou podpěru klenbové konstrukce ostění tunelu, se podařilo zúžit stavební jámu o 3 m, a tím snížit objem zemních prací o více než 25 000 m³. Podepřením klenby tunelu o tuhé boky stavební jámy bylo dosaženo i výrazného zeštíhlení tunelového ostění o 100 mm a snížení stupně vyztužení v porovnání s klasickou konstrukcí prováděnou ve svahované stavební jámě, jako např. u sousedního Olbramovického tunelu. Při návrhu technického řešení se vycházelo z prognózy geotechnických poměrů v trase tunelu. Vzhledem k očekávaným geotechnickým parametrům horninového masivu byly dočasné svahy stavební jámy navrženy ve sklonu 5:1 a 3:1. Poslední etáž stavební jámy výšky 4,5 m byla navržena dokonce se svislými boky, aby o ni bylo možné rozepřít tunelové ostění. Pouze první etáž stavební jámy, situovaná do vrstev pokryvu, je navržena ve sklonu 1:1. Její hloubka však zpravidla nepřesahuje 3 m. Vzhledem k reliéfu terénu a výškovému i směrovému situování trasy nebylo možné dosáhnout vyrovnané hmotnice. Vedením trasy v pěti tunelech a čtených zářezech vznikl značný přebytek výkopového materiálu, který bylo možné trvale deponovat až asi 100 km od dané lokality. Navržením hloubeného tunelu délky 590 m došlo k výraznému snížení objemu zemních prací. Hlavními důvody byly jednak strmější sklon dočasných svahů stavební jámy, jednak možnost uložení části výkopu do zpětných zásypů. Na základě technicko-ekonomického porovnání bylo proto rozhodnuto sledovat v dalším stupni projektové dokumentace variantu hloubeného tunelu.

VODONEPROPUSTNÉ OSTĚNÍ BEZ IZOLAČNÍ FÓLIE

Zajištění vodonepropustnosti tunelového ostění je provázáno vždy určitými obavami. I když pomalu odeznívají ještě nedávno

using the sides of the construction trench for firm support of the vault structure, thus the volume of earthwork was reduced by over 25,000 m³. Significant reduction of the tunnel lining thickness by 100 mm was achieved and the reinforcement ratio was reduced in comparison with a classical structure constructed in a sloped open trench, such as, for example, the neighbouring Olbramovice tunnel. When the technical solution was being prepared, geotechnical conditions predicted for the tunnel route were adopted as the basis. Taking into consideration the predicted geotechnical parameters of the rock mass, 5:1 and 3:1 inclines were proposed for the temporary slopes of the construction trench. The last, 4.5 m high, bench of the construction trench excavation was even proposed to have vertical sides so that the tunnel lining could be braced against it. The first bench in the construction trench, located in the cover, was the only bench which was excavated with the slopes at 1 : 1. The height of this bench usually did not exceed 3 m. Because of the terrain relief and the horizontal and vertical design of the alignment, it was not possible to achieve a balanced mass haul diagram. Significant excavation surplus muck originated as a result of the alignment passing through 5 tunnels and numerous cuttings. A permanent stockpile was available only at the distance of about 100 km from the given location. The earthwork volume was significantly reduced owing to the proposal for the 590 m long cut-and-cover tunnel. The main reasons were both the steeper gradients of temporary slopes of the construction trench and the possibility of using part of the excavated ground for backfills. The decision to follow the cut-and-cover variant in the subsequent design stage was therefore made on the basis of the technical-economic comparison.

WATER RETAINING LINING WITHOUT WATERPROOFING MEMBRANE

The process of ensuring water-retaining properties of a tunnel lining is always accompanied by certain concerns. Despite the fact that the recently used sceptical arguments that a non-leaking tunnel does not exist slowly fade away, the application of waterproofing membranes is very demanding in terms of technological discipline and the precision of the installation. In the case of mined tunnels there is the danger that the waterproofing membrane will be damaged when the reinforcement of the final lining is being placed. As far as cut-and-cover tunnel sections are concerned, the main enemy is backfilling. For that reason the designer decided to solve these problems in a simple way. He proposed no waterproofing for the Votice tunnel. According to the design, the water retaining capacity of the lining is secured by means of seepage resisting concrete. Nevertheless, even this technology has its snags; but its advantages prevail. Among the disadvantages there are the higher requirements for the design of concrete mix with low hydration heat release, higher reinforcement ratio, the necessity to assess the cracking tendency of the structure, the placement of concrete and curing it after stripping and the fact that joints between casting blocks are always sealed with inner waterstops. The reward for coping with these requirements is crucial in terms of the tunnel operation and maintenance, namely the zero risk of damaging the waterproofing system during the work on backfills and an effective possibility of removing contingent leaks. If the waterproofing membrane is used, leaks can appear in other spots than the spots where the membrane was damaged. The subsequent injection of sealing grout is therefore little effective and usually requires the sealing covering a large section of the tunnel. When the seepage resistant concrete is used, the repair is carried out only in the spot where the structure is really weakened, where water really seeps through. This technology is used on larger scale rather in tunnels abroad

používané skeptické argumenty, že neexistuje tunel, který by netekl, je provádění hydroizolačních fólií velmi náročné na technologickou kázeň a preciznost provádění. V případě ražených tunelů hrozí nebezpečí poškození hydroizolační fólie při montáži výztuže definitivního ostění. U hloubených úseku tunelů je hlavním nepřítelem provádění zpětných zásypů. Proto se projektant rozhodl tento problém vyřešit jednoduchým způsobem a hydroizolační fólii v případě Votického tunelu vůbec nenavrhl. Vodonepropustnost ostění v projektu zajistil pomocí betonu ostění odolného proti průsakům. I tato technologie má svá úskalí, výhody však převládají. K nevýhodám patří vyšší nároky na návrh betonové směsi s nízkým vývinem hydratačního tepla, vyšší procento vyztužení, posuzování konstrukce na vznik trhlin, vlastní provádění i ošetřování betonu po odbednění i skutečnost, že spáry mezi bloky betonáže/tunelovými pásy jsou těsněny vnitřními těsnicími pásy. Zato získáme výhodu, která je z hlediska provozování a údržby tunelu zásadní. Tou je nulové riziko poškození hydroizolačního systému při provádění zpětných zásypů a efektivní možnost sanace případných průsaků. V případě použití hydroizolační fólie nemusí k průsaku ostěním dojít v místě porušení fólie. Následná těsnící injektáž je proto málo účinná a zpravidla vyžaduje utěsnění velkého úseku tunelu. V případě použití betonu odolného proti průsakům se sanuje místo skutečného oslabení konstrukce, kde k průsaku dochází. Tato technologie je ve větším měřítku používána spíše u zahraničních tunelů (např. podchod Dunaje ve Vídni trasou metra U2). U železničních tunelů se v ČR tato technologie dosud používala jen u krátkých hloubených úseků tunelů (např. tunel Vepřek, Malá Huba, Hněvkovský I.). S délkou 590 m je Votický tunel nejdelším železničním tunelem v ČR, kde bude vodonepropustné ostění použito.

ROZPÍRÁNÍ TUNELU O BOKY STAVEBNÍ JÁMY

Další zvláštností Votického tunelu je ojedinělý návrh konstrukčního řešení, který využívá spolupůsobení ostění a horninového masivu, kdy je poslední etáž stavební jámy využita jako rubové bednění a zároveň rozpěra spodní části klenbové konstrukce ostění. Vzhledem k tomu, že je ostění navrženo z betonu odolného proti průsakům, je nutné dodržovat povolené odchylky od projektované tloušťky podle *TKP 20 Železniční tunely*. Jedná se o podmínku, kdy se tloušťka ostění může lišit od projektované hodnoty podle vztahu:

$$d_{\max} \leq d_{\text{proj}} + 0,30 \text{ m, resp. } 1,5 \times d_{\text{proj}} \text{ (m),}$$

přičemž rozhodující je menší z obou vypočtených hodnot a d_{proj} je projektovaná tloušťka ostění. Tato podmínka eliminuje



Obr. 4 Speciální bednění bočních klínů (06/2010)
Fig. 4 Special formwork for side wedges (06/2010)



Obr. 3 Drenáž, separační fólie a výztuž
Fig. 3 Drainage, separation membrane and reinforcement

(e.g. the passage of the metro U2 Line under the Danube River in Vienna). Regarding railway tunnels in the Czech Republic, this technology has been applied only to short cut-and-cover tunnel sections (e.g. the Vepřek, Malá Huba and Hněvkov I tunnels). With its length of 590 m, the Votice tunnel is the longest railway tunnel in the Czech Republic where the water-retaining lining will be applied.

BRACING OF THE TUNNEL AGAINST SIDES OF CONSTRUCTION TRENCH

Another rarity of the Votice tunnel is the unique structural design using the composite action between the lining and the rock mass, where the last stage of the construction trench excavation is used as outer formwork and, at the same time, as a brace for the bottom part of the vaulted structure of the lining. Because of the fact that seepage resisting concrete is designed for the lining, it is necessary to observe the deviations from the design width permitted according to the *Technical Specifications 20 for railway tunnels*. This condition permits the thickness of the lining to differ from the design value according to the following relationship:

$$d_{\max} \leq d_{\text{design}} + 0.30 \text{ m, resp. } 1.5 \times d_{\text{design}} \text{ (m),}$$

where the smaller of the two calculated values decides and d_{design} is the design thickness of the lining. This condition eliminates sudden changes in the lining thickness, which could, with respect to the non-uniform generation of hydration heat, lead to the development of undesired cracks in the lining. The last stage of the construction trench excavation is lined with a separation membrane, with the aim of preventing the transfer of tangential stress between the rock mass and the concrete tunnel lining (see Fig. 3). The membrane has only the separation function and no rules used for waterproofing membranes are applicable to it. In terms of the construction work, this requirement places high demands on maintaining the shape of the trench. In the tender documents, a levelling layer of shotcrete was proposed for this part of the construction trench. It became obvious when the bottom of the construction trench bottom had been reached that the required shape of the trench could never be achieved, even if the shotcrete levelling layer was applied, because of the cracking described above and the system of deterioration of the rock mass during the blasting operations used for the excavation. For that reason the contractor made the decision to use special travelling formwork with the length identical with the length of the formwork for casting of the lining blocks (see Fig. 4). Cast-in-situ non-reinforced concrete wedges make adhering to the design shape of the lining in an

náhlé změny tloušťky ostění, které by mohly vzhledem k nerovnoměrnému vývinu hydratačního tepla vést ke vzniku nežádoucích trhlin v ostění. Aby se zamezilo přenosu tangenciálního napětí mezi horninovým masivem a betonem ostění, je poslední etáž stavební jámy potažena separační fólií (obr. 3). Ta má pouze separační funkci a neplatí pro ni pravidla používaná pro hydroizolační fólii. Z hlediska provádění klade tento požadavek vysoké nároky na dodržení tvaru stavební jámy. V zadávací dokumentaci byla v této části stavební jámy navržena vyrovnávací vrstva ze stříkaného betonu. Při dosažení dna stavební jámy se ukázalo, že z důvodu popsaného rozpukání a systému porušení horninového masivu při odtěžování pomocí trahčích prací nelze ani při nástřiku vyrovnávací vrstvy stříkaného betonu požadovaný tvar dosáhnout. Proto se rozhodl zhotovitel použít speciální posuvné bednění délky shodné s délkou bednění bloků betonáže ostění (obr. 4). Vybetonované klíny z prostého betonu umožňují optimálně dodržet projektovaný tvar ostění a snižují spotřebu konstrukčního betonu ostění. Zároveň stabilizují poslední lavici stavební jámy, která je určena pro pojezd rubového pojízdného bednění ostění tunelu.

Ze statického hlediska se jedná o velmi příznivé schéma podepření konstrukce. V poslední etáži stavební jámy se nacházejí kromě míst s hlubokým zvětráním velmi kvalitní horniny R2. Výpočet byl proveden pomocí programu NEXIS32, kde byl okolní materiál modelován systémem pružin s vyloučením tahu. Tuhost pružin byla odvozena od tuhosti horninového masivu na bocích stavební jámy. Zatímco pro zásyp stavební jámy projektant ve statickém výpočtu uvažoval hodnotou koeficientu ložnosti $k=5 \text{ MN/m}^3$, boky tunelu opírající se přímo o boky stavební jámy jsou uloženy do pružin o tuhosti odpovídající koeficientu ložnosti $k=140 \text{ MN/m}^3$. V úsecích hlubokého zvětrání byl v poslední etáži stavební jámy předpokládán výskyt hornin R4–R3 a odpovídající koeficient ložnosti byl v těchto úsecích uvažován hodnotou 60 MN/m^3 . Na rozdíl od standardně prováděných ostění hloubených úseků tunelů zpětně obsypaných po celém obvodu má tužší podepření boků tunelu za následek výrazně příznivější rozdělení vnitřních sil v ostění. Konstrukce byla ve statickém výpočtu posouzena na následující zatěžovací stavy:

1. Vlastní tíha konstrukce.
2. Smršťování betonu s vlivem dotvarování.
3. Teplotní vlivy – zima.
4. Teplotní vlivy – léto.
5. Zpětný zásyp – stavební fáze 1.
6. Zpětný zásyp – stavební fáze 2.
7. Zpětný zásyp – konečný stav.

Zatěžovací stavy byly sestaveny do kombinací, kterými byla konstrukce zatížena. Vzhledem k nelinearitě řešení úlohy s vyloučením tahu v pružinách nebylo možné zatěžovací stavy superponovat a výpočet probíhal vždy pro konkrétní nelineární kombinaci zatěžovacích stavů, která při výpočtu působila na konstrukci naráz.

ZMĚNA ZPŮSOBU ZAJIŠTĚNÍ SVAHŮ STAVEBNÍ JÁMY

Při prohlubování stavební jámy v úsecích, kde se eluviální vrstvy prakticky nevyskytovaly a horninový masiv zasahoval až k povrchu území, docházelo kvůli orientaci ploch nespojitosti vzhledem ke sklonu svahů stavební jámy k vypadávání bloků horniny ve tvaru klínů. Fragmentace horniny se pohybovala v závislosti na směru diskontinuit od malých bloků, až po bloky v řádu metrů. Vzniklá situace vedla kromě vytváření „nadvýrubů“ k nežádoucímu zvětšování objemu zeminých prací a zejména k ohrožení bezpečnosti práce. Geolog projektanta realizační dokumentace provedl na obnažených plochách stavební jámy orientační měření sklonu a orientace ploch nespojitosti horninového

optimal way possible and reduce the consumption of structural concrete for the lining. At the same time, they stabilise the last bench of the construction trench, which is dedicated to the movement of the outer travelling formwork for the tunnel lining.

From the statistical point of view, this is a very favourable structural support design. There are very good quality rocks R2 in the last stage of the construction trench, with the exception of locations places affected by deep weathering. The calculation was carried out by means of NEXIS32 program, where the surrounding material was modelled by a system of springs in tension cut-off conditions. The stiffness of the springs was derived from the stiffness of the rock mass on the construction trench sides. Whilst the construction trench backfill was introduced by the designer into the structural calculation by the value of the coefficient of subgrade reaction $k=5 \text{ MN/m}^3$, the tunnel sides, leaning directly against the construction trench sides, are born by springs with the stiffness corresponding to the coefficient of subgrade reaction $k=140 \text{ MN/m}^3$. In the deep weathering sections, R4-R3 rocks were assumed to be encountered in the last stage of the excavation trench. The corresponding coefficient of subgrade reaction was assumed at 60 MN/m^3 in these sections. In contrast with linings of cut-and-cover tunnels constructed in standard ways with the backfill on all sides, the stiffer support of the tunnel sides results in significantly more favourable distribution of internal forces in the lining. The structure was assessed in the structural analysis for the following loading cases:

1. Dead weight of the structure
2. Concrete shrinking due to yield
3. Temperature-related effects - winter
4. Temperature-related effects - summer
5. Backfill – construction phase 1
6. Backfill – construction phase 2
7. Backfill – final condition construction phase

The loading cases were grouped in combinations, which were applied to the structure. Because of the non-linearity of the problem solution in tension cut-off conditions it was not possible to superpose the loading cases and the calculation was always carried out for a concrete non-linear combination of loading cases, which acted during the calculation on the structure concurrently.

A CHANGE IN THE CONSTRUCTION TRENCH SLOPES STABILISATION SYSTEM

Wedge-shaped blocks of rock fell from time to time from the construction trench sides during the process of deepening the excavation in the sections where eluvial layers virtually did not exist and the rock mass reached up to the terrain surface, owing to the orientation of discontinuity surfaces to the inclination of the construction trench slopes. The rock fragmentation degree varied, depending on the direction of discontinuities, from small blocks up to block sizes in the order of metres. Apart from the formation of “overbreaks”, this situation led to undesired increasing of the earthwork volume and, first of all, threatening of the safety of workers. The geologist employed by the author of the detailed design conducted informative measurements of the dip and orientation of discontinuity surfaces on the exposed sides of the construction trench. Results of this measurement proved that the rock mass is fissured along many surfaces and in many directions and it is possible to state that the massif slides along these surfaces toward the construction trench on the western slopes, whilst the fissures dip into the construction trench slope on the eastern side. Both situations were dangerous in terms of the stability of the slope. On the western slope, sliding wedge-shaped blocks caused the expansion of local surface instabilities

masivu. Výsledky měření ukázaly, že masiv je rozpučen v mnoha rovinách a směrech, přičemž lze říci, že na západních svazích jámy dochází po těchto plochách k vyjždění masivu směrem do stavební jámy, zatímco na východním svahu jámy pukliny zapadají do svahu. Obě situace byly z hlediska stability svahu nebezpečné. Na západním svahu docházelo vyjžděním klínových bloků k šíření lokálních povrchových nestabilit hlouběji do masivu. Navíc bylo možné očekávat s ohledem na orientaci ploch nespojitosti při prohlubování stavební jámy přerušení průběžných odlučných ploch a další zvýšení nestability boku jámy. Na východním svahu při zapadávání vrstev docházelo k porušení masivu podél ploch přibližně kolmých na zapadající plochy a vytváření převisů, které bylo nutno v rámci zajištění bezpečnosti strhnout. Tím opět docházelo ke zvětšování objemu vytěženého materiálu a odchýlení se od projektovaného tvaru jámy. Proto byly práce v dubnu 2010 zastaveny a projektant vypracoval dvě varianty řešení vzniklé situace, které byly posouzeny z hlediska provádění a z hlediska výše investičních nákladů i možných komplikací při údržbě za provozu. Cílem obou variant bylo zajištění požadované stability svahu, a to jak s ohledem na rozpad povrchových vrstev masivu, tak s ohledem na vznik možných hlubokých „smykových ploch“.

První varianta vycházela z přesvahování stavební jámy na mírnější sklon. Po vyhodnocení strukturální analýzy horninového masivu byl sklon svahů navržen 50° . I v tomto případě však zůstaly svahy poslední etáže stavební jámy svislé, neboť provedení tunelu klasickým způsobem bez rozeptění by znamenalo rozšíření stavební jámy o další cca 3 m a zesílení ostění tunelu, což by variantu ekonomicky zcela vyřadilo ze hry. Proti rozpadu příporchové vrstvy horninového masivu byly svahy stabilizovány krátkými tyčovými kotvami délky 3 m. Zásadní nevýhodou této varianty bylo enormní navýšení objemu zemních prací (výkopů i zpětných zásypů).

Druhá varianta ponechávala původní tvar stavení jámy podle zadávací dokumentace a zvýšení stupně stability dosahovala prodloužením kotev na 6 m až 10 m. Plošné zajištění povrchové vrstvy horninového masivu zajišťovaly vysokopevnostní síť schopné zachytit po přikotvení i větší bloky horniny. Největším úskalím této varianty bylo stanovení prognózy porušení horninového masivu podél diskontinuit. Proto byl návrh postaven na základě četných měření sklonu a orientace puklin a vypracování strukturální analýzy horninového masivu. Jako kritický z hlediska zajištění stability skalního svahu byl vypočten sklon diskontinuity 50° . Pod touto hodnotou již nelze zajistit stabilitu pomocí tyčových kotev délky 6 m a je nutno použít předpínané kotvy délky min. 10 m s kořenem délky 4 m.

Na základě technicko-ekonomického posouzení variant byla pro další sledování vybrána druhá varianta s tím, že navrhovaný způsob zajištění stavební jámy bude nejprve in situ vyzkoušen na pokusném úseku jámy délky 30 m. Pokusný úsek byl vybrán kompetentními zástupci stran zúčastněných při výstavbě jako charakteristický pro geotechnické podmínky očekávané v dalších úsecích stavební jámy.

Pro kotvení skalních svahů byly navrženy celozávitové kotvení tyče o průměru 32 mm a délky 6 m s továrně vyrobeným závitěm v celé délce kotvy. To umožnilo dotažení hlavy kotvy momentovým klíčem i po případném vypadnutí části horniny pod hlavou kotvy. Rychlá aktivace kotvy se ukázala jako zásadní prvek povrchové stabilizace horninových bloků. V případě použití standardních kotev se závitěm pouze na konci kotevní tyče nebylo možné hlavu kotvy aktivovat a v řádu dnů došlo k postupnému rozevírání diskontinuit a uvolnění bloku horniny. Na základě negativních zkušeností navrhl projektant v pokusném úseku jiný způsob kotvení. Celozávitové tyče délky 6 m byly osazovány do zálivky EKOMENT RT v délce 5 m.

deeper to the massif. In addition, it was possible to expect, taking into consideration the directions of the discontinuity surfaces, that the continuous parting planes would be interrupted and the stability of the trench side would increase. On the eastern slope with the blocks dipping into the slope, the rock mass was disturbed along surfaces approximately perpendicular to the dipping surfaces and lips were formed which had to be pulled down to secure the safety. As a result, the volume of the excavated material again increased and the shape of the construction trench given by the design was deviated from. For that reason the operations were suspended in April 2010 and the designer prepared two variants of solving the given situation, which were assessed in terms of the work execution and the amount of investment costs, as well as potential complications for the maintenance to be performed without stopping the operation. The objective of the two variants was to secure the required stability of the slope with respect to both the disintegration of the surface layers of the massif and the potential for the origination of deep-reaching "shear planes".

The first variant was based on changing the construction trench slope – decreasing its gradient. After assessing the results of the structural analysis of the rock mass, the gradient of slopes was designed at 50° . But the slopes of the last stage remained vertical even in this case, with respect to the fact that the construction of the tunnel using the classical procedure without bracing would mean the necessity of enlarging the width by additional 3 m and increasing the thickness of the lining, which would completely eliminate this variant economically. The slopes were stabilised with short (3 m long) rod-type anchors designed to prevent the disintegration of the surface layer of the rock mass. The fundamental disadvantage of this variant was the enormous increase in the volume of earthwork (excavation and also backfilling).

The second variant left the original shape of the construction trench according to the tender documents, achieving the increase in the degree of stability by increasing the length of anchors to 6 m up to 10 m. The surface of the rock mass was stabilised with high-strength mesh, capable of holding even larger blocks being tied back by anchors. The greatest catch of this variant was the determination (prediction) of the degree of disturbance of the rock mass along discontinuities. For that reason the proposal was carried out on the basis of numerous measurements of the dip and orientation of fissures and a subsequent analysis of the results. A discontinuity dip angle of 50° was determined by the calculation as critical in terms of the possibility to secure the stability of the rock slope. Under this value, the stability cannot be achieved by means of 6 m long rod-type anchors and it is necessary to use 10 m long pre-stressed anchors with 4 m long roots.

The second variant was selected for other follow-up on the basis of a technical-economic assessment. It was decided that the proposed technique would be first tested in situ on a 30 m long trial section of the construction trench. The trial section was selected by competent representatives of parties involved in the construction as a section characteristic for geotechnical conditions predicted for the other sections of the construction trench.

All-thread anchoring bars 32 mm in diameter, 6 m long, with factory-made threads, were proposed for anchoring of the rock slopes. Owing to this system it was possible to tighten the anchor heads with a torque wrench even when a piece of rock under the anchor head slips down. The quick activation of the anchor eventually turned out to be the crucial element of the stabilisation of rock blocks on the surface. It was not possible in the case of using standard anchors with the thread only at the end of the anchoring bar to activate the anchor head and



Obr. 5 Ochranné síť
Fig. 5 Protective mesh

Poslední metr kotvy byl ponechán volný, aby bylo možné kotvu aktivovat momentovým klíčem na hodnotu předpětí 50 kN. Vnesená normálová síla zvýšila tření na puklině a zamezila vypadnutí klínu horniny. Tento systém kotvení se v praxi osvědčil a minimalizoval výrazným způsobem vypadávání klínů horniny. Další změnou oproti původnímu návrhu byla receptura záливky kotev. Původní cementová záливka umožňovala předepnutí až po čase v řádu dnů. Do té doby však již došlo k zásadnímu rozvolnění horniny po predisponovaných plochách a rozpadu povrchové vrstvy horniny až na hloubku přes 1 m. Abychom tomuto způsobu porušení zabránili, byla pro záливku použita směs EKOMENT RT umožňující aktivaci kotvy po 24 až 30 hodinách. Systémové kotvení bylo v projektové dokumentaci navrženo v ortogonálním rastru 2,5x2,5 m se šachovnicovým uspořádáním, takže vzájemná vzdálenost kotev nepřesahovala 1,25 m. V porovnání s původním způsobem kotvení došlo k vypadnutí bloku jen v několika případech a uvolněnou část horniny okamžitě zachytila vysokopevnostní dvouzákrtová síť (obr. 5).

Velmi diskutovaným tématem bylo rozpojování horniny a vliv trhacích prací na porušení horninového masivu a přesnost dodržení projektovaného tvaru stavební jámy. Zpočátku prováděné trhací práce vedly k silnému rozpukání svahů stavební jámy a podpořily rozpad po přirozených, tektonicky podmíněných diskontinuitách. Seismické účinky trhacích prací jsou pravděpodobně jedním z negativních faktorů, který urychlil rozpad povrchových vrstev horniny. V průběhu času zhotovitel upravoval vrtná schémata a časování roznětu tak, aby se tyto účinky minimalizovaly (obr. 6). V souvislosti s minimalizací seismických účinků a zejména minimalizace nadvýrubů byla nasazena skalní fréza Vermeer T1255 s motorem Caterpillar o výkonu 447 kW (obr. 7). Vzhledem k pevnosti a abrazivitě granodioritů ji bylo možné použít pouze ve vyšších partiích stavební jámy. I tam však vykonala neocenitelné služby v oblasti vjezdového portálu v místě, kde trasu tunelu křížuje vedení vysokého napětí. Vzhledem ke složitým majetko-právním vztahům se nepodařilo v požadovaném čase zařídit přeložku vedení a bez nasazení frézy by se práce v této oblasti musely přerušit. Důvodem je situování sloupu vysokého napětí přímo na hraně stavební jámy (obr. 8). Pomocí frézy došlo k odtěžení cca 5 m horniny a po zahloubení na tuto úroveň je již možno pod vedením použít pro rozpojování trhací práce.



Obr. 6 Rozpojování trhavinami (04/2010)
Fig. 6 Disintegration by means of explosives (04/2010)

discontinuities gradually started to open, releasing a block of rock during several days. Taking into consideration the negative experience, the designer proposed another system of anchoring for the trial section. The 6 m long all-thread bars were inserted into EKOMENT RT grout along the length of 5 m. The last metre of the anchor was left free so that the anchor could be activated with a torque wrench to achieve the pre-tension value of 50 kN. The normal force introduced into the rock mass increased friction on a crack and prevented the rock wedge from slipping out. This anchoring system acquitted itself in practice and significantly minimised slipping of rock blocks out. Another deviation from the original proposal was in the formula for the anchoring grout. The original cement grout allowed the pre-tensioning to be carried out only after a time in the order of days. But during this time the rock got significantly loosened along predisposed planes and the surface layer of the rock disintegrated to the depth even exceeding 1 m. With the aim of preventing this way of disturbing, we used EKOMENT RT grout, allowing the activation of anchors after 24 to 30 hours. The anchoring system was proposed in the design to be carried out in an orthogonal grid 2.5 m x 2.5 m, in a diamond pattern, which means that the spacing between anchors did not exceed 1.25 m. In comparison with the original way of anchoring, a rock block slipped out only in several cases and the loosened part of rock was immediately restrained by the high-strength double twisted mesh (see Fig. 5).



Obr. 7 Skalní fréza
Fig. 7 Rock treacher



Obr. 8 Stožár VN na hraně jámy
Fig. 8 High-tension line pole at the pit edge

TUNELOVÉ DRENÁŽE, VÝZTUŽ A BETONÁŽ DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ

Po překonání problémů se zajištěním stability stavební jámy se mohly konečně rozjet stavební práce na provádění drenážního systému, vyztužování a betonáži definitivního ostění. I když se jedná o hloubený tunel, jsou při provádění použity některé prvky známé spíše z provádění definitivního ostění ražených úseků tunelů. Jedním z nich je provádění systému bočních tunelových drenáží. Vzhledem k rozepření boků tunelu o stěnu stavební jámy bylo nutné před betonáží patek a klenby ostění provést osazení bočních tunelových drenáží. Protože jejich obsyp zároveň tvořil rubové bednění tunelové patky, bylo nutné místo štěrku použít mezerovitý beton (obr. 9). Protože na rozdíl od ražených úseků tunelů je v hloubeném tunelu propojena výztuž patky s výztuží klenby, bylo nutné drenáže osazovat před betonáží patek. Vybetonováním patek vznikla pojezdová plocha pro masivní bednicí vůz umožňující betonáž bloků délky 10 m. Vzhledem k absenci hydroizolační fólie jsou spáry mezi bloky betonáže těsněny pomocí vnitřních těsnicích pásů šířky 320 mm (obr. 10). Na kvalitě jejich provedení a na kvalitě betonu závisí vodonepropustnost ostění a s ní spojená životnost tunelu. Při délce 590 m lze totiž očekávat promrzání v celé délce konstrukce a případné průsaky by mohly způsobit poškození konstrukce.

Z hlediska harmonogramu výstavby hraje u hloubeného tunelu zásadní roli i betonáž ostění. Na rozdíl od raženého tunelu, kdy k odbednění klenby dochází po 14 až 18 hodinách, je v případě hloubeného tunelu tato doba prodloužena na cca 48 hodin. Montáž výztuže probíhá u hloubených tunelů standardně na plášti bednicího vozu,



Obr. 10 Spárový pás
Fig. 10 Waterstop



Obr. 9 Boční tunelová drenáž
Fig. 9 Tunnel side drainage

A highly discussed topic was the process of rock disintegration and the impact of blasting operations on the disturbance to the rock mass and the accuracy adhering to the design shape of the construction trench. The blasting operations which were carried out at the beginning led to heavy cracking of the construction trench slopes and contributed to the disintegration along natural, tectonically conditioned, discontinuities. Seismic effects induced by blasting operations are probably one of the main negative factors which accelerated the disintegration of the surface layers of the rock. During the time, the contractor adjusted the drill patterns and blast timing with the aim of minimising these effects (see Fig. 6). A Vermeer T1255 rock trencher with a 447 kW Caterpillar engine (see Fig. 7) was applied in the context of the minimisation of seismic effects and, first of all, minimisation of overbreaks. Because of the strength and abrasivity of the granodiorite, this machine was suitable only for the higher parts of the construction trench. Nevertheless, it provided an invaluable service, especially in the area of the entrance portal, in the location where the tunnel route is crossed over by a high-tension line. Because of complicated ownership relationships the attempts to arrange diverting of the line in the required time failed and the operations in this area would have to be suspended without the application of the trencher. The reason is the fact that a power-transmission pole was located directly at the edge of the construction trench (see Fig. 8). About 5 m thick layer of rock was excavated using the trencher. After the excavation reached this level, it started to be possible to disintegrate the rock by blasting.

TUNNEL DRAINAGE, FINAL LINING CONCRETE REINFORCEMENT AND CASTING

Once the problems about securing the stability of the construction trench had been overcome, it was finally possible to start the work on the drainage system installation of the concrete reinforcement and casting of the final lining. Even though this is the case of a cut-and-cover tunnel, some elements used during the construction are rather known from the construction of final linings of mined sections of tunnels. One of them is the system of side drains along tunnels. Taking into consideration the bracing of tunnel sides against the construction trench side, the side drains had to be installed before the casting of footings and the lining vault. Since the packing of the drains at the same time acted as the outer formwork for the tunnel footings, it was necessary to use porous concrete instead of gravel for the packing (see Fig. 9). Because, in contrast with mined sections of tunnels, the reinforcement of footings and tunnel vaults is interconnected in the cut-and-cover tunnel, the drainage had to be



Obr. 11 Stykání rámu samonosné výztuže
Fig. 11 Joining the components of self-supporting girders

což pracovní cyklus dále prodlužuje. U krátkých úseků hloubených tunelů nehraje tato skutečnost tak významnou roli. V případě Votického tunelu s 59 bloky betonáže se již jedná o prodloužení doby výstavby až v řádu měsíců. Na návrh projektanta je proto výztuž tunelu navržena jako samonosná, což je metoda používaná u definitivního ostění ražených úseků tunelů. Navržený způsob vyztužování zcela eliminuje blokování bednění pro montáž výztuže. Formu je možno přesunout ihned po odbednění k již připravené samonosné výztuži a betonáž zahájit ihned po správném geometrickém ustavení bednění. Samonosná výztuž vyžaduje použití tuhých rámu, které tvoří nosnou kostru a na které je pak následně navazována další výztuž (obr. 11). Zhotovitel se rozhodl vyztužení provádět z prutové výztuže. S ohledem na vodonepropustnost ostění a omezení vzniku trhlin je nutno volit menší profily výztuže s menší roztečí prutů.

Vodonepropustné ostění vyžaduje použití betonové směsi s nízkým vývinem hydratačního tepla a kvalitního tuhého bednění s možností vibrování. Vnitřní bednění tvoří pojízdný ocelový most, na jehož pláštích jsou osazeny příložné vibrátory. Vnitřní vibrátory lze do směsi nasadit okny pro betonáž v pláštích bednicího vozu. Vnější bednění tvoří rovněž pojízdná ocelová konstrukce s pojezdem na první lavici nade dnem stavební jámy (obr. 12). Navržené technické řešení umožňuje proudový postup výstavby, kde za těžením a zajišťováním svahů stavební jámy následuje betonáž podkladních betonů, osazování drenáží, betonáž patek, montáž výztuže a betonáž klenby tunelu (obr. 13). Standardní tunelové pasy délky 10 m jsou navrženy z betonu C25/30 XC2,



Obr. 12 Vnější bednění
Fig. 12 Outer formwork

placed before the footings were cast. The casting of footings gave rise to a surface serving as a track for the massive travelling formwork unit allowing 10 m long blocks to be cast. With respect to the absence of a waterproofing membrane, joints between casting blocks are sealed with 320 mm wide inner waterstops (see Fig. 10). The waterproofing capacity of the lining as well as the length of the tunnel service life associated with it depend on the quality of the joint sealing and quality of concrete. At the length of 590 m it is possible to expect that freezing will affect the whole tunnel length and contingent seepage could cause damage to the structure.

As far as the works schedule is concerned, the casting of the concrete lining plays one of major roles in the case of cut-and-cover tunnels. As opposed to a mined tunnel, where the formwork is stripped from the vault after 14 to 18 hours, this time, in the case of a cut-and-cover tunnel, it extended to about 48 hours. Concrete reinforcement in the case of cut-and-cover tunnels is placed in a standard way, on the jacket of travelling formwork. This operation further extends the working cycle. This fact is not so important where short cut-and-cover tunnels are concerned. In the case of the Votice tunnel comprising 59 casting blocks, the extension of the construction time would be in the order of months. For that reason, on proposal of the designer, the tunnel concrete reinforcement is designed as a self-supporting structure, which is the method applied to final linings in mined tunnel sections. The proposed method of reinforcing completely eliminates the need of formwork for the installation of reinforcement. Formwork can be shifted immediately after stripping to the self-supporting reinforcement prepared in advance and casting can commence immediately after correct geometrical setting of the form. The self-supporting reinforcement system requires rigid frames to form a load-bearing skeleton, which the other reinforcement elements are subsequently tied to (see Fig. 11). The contractor decided to use reinforcement bars for the structure. Taking into consideration the waterproofing capacity of the lining and the requirement for limiting the development of cracks, it is always necessary to select smaller reinforcement diameters and narrower spacing of the bars.

A watertight lining requires concrete mix with low generation of hydration heat and good quality, rigid formwork allowing the application of vibrators to be used. The inner formwork consists of a travelling steel gantry with external vibrators



Obr. 13 Proudový způsob výstavby
Fig. 13 Streamlined construction system



Obr. 14 Tunely v zimě
Fig. 14 Tunnels in winter

XF1 s povolenou hloubkou průsaku vody 35 mm. Portálové pasy, které jsou více exponované a přímo vystavené klimatickým vlivům, jsou navrženy z betonu C30/37 XC2, XF3 s povolenou hloubkou průsaku vody 25 mm. Za betonáží klenby následuje betonáž kabelovodů, chodníků a vnitřního vybavení tunelu. Před zahájením provozu v tunelu dojde k provedení zpětných zásypů a navrácení alespoň části území ve stopě nové trasy železnice do původního stavu.

ZÁVĚR

Výstavba Votického tunelu byla zahájena koncem roku 2009. Provádění hloubených tunelů bylo dlouhou dobu považováno v porovnání s raženými úseky tunelů za něco méněcenného či rutinního. Příklad Votického tunelu ukazuje, jak v případě dlouhého hloubeného tunelu může změna geotechnických podmínek výstavbu zkomplikovat jak technicky, tak časově a ekonomicky. Hledání nového technického řešení pak probíhá při výstavbě za obrovského tlaku na obnovení dočasně zastavené, nebo omezené stavby.

Zcela ojedinělá byla možnost ověření nového způsobu zajištění stability skalních svahů na pokusném úseku délky 30 m, která se podařila pouze díky osvětlenému přístupu a na návrh zástupce SŽDC. Díky tomuto přístupu bylo možné vyzkoušet všechny případné prvky zajištění stability jámy v reálných podmínkách stavby a zkušenosti aplikovat při zpracování prováděcího projektu. Použitím atypických projekčních návrhů a stavebních postupů lze docílit optimalizace dimenzí konstrukce i získat čas ztracený komplikací s odlišnými geotechnickými podmínkami a novým návrhem zajištění stability jámy. Při dimenzování ostění byly použity výpočty s využitím nelineárního materiálového modelu betonu, které umožnily dosáhnout i u hloubeného tunelu úspor výztuže.

Že podmínky pro výstavbu nejsou vždy ideální, ukazuje idylický obrázek z letošní zimy (obr. 14). Investorem stavby je SŽDC Stavební správa Praha. Tunel pro sdružení VoBen staví firma Hochtief CZ na základě realizační dokumentace zpracované firmou IKP Consulting Engineers a první vlak s cestujícími projede tunelem dne 25. 11. 2011.

ING. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@ikpce.com, IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

Recenzoval: Ing. Pavel Šourek

mounted on its jacket. Immersion vibrators can be installed through casting gates in the traveller formwork jacket. The outer shell of the formwork is also formed by a travelling steel structure, which moves on the first bench above the bottom of the construction trench (see Fig. 12). The technical solution proposed by the designer allows a streamlined system to be applied, where the construction trench excavation and slope stabilisation operations are followed by pouring of blinding concrete, installation of drains, casting of footings, installation of reinforcement and casting of the tunnel vault (see Fig. 13). Standard 10 m long concrete casting blocks are designed in C25/30 XC2, XF1 concrete with the permitted water penetration of 35 mm. The portal blocks, which are more exposed and directly influenced by climatic effects, are designed C30/37 XC2, XF3 concrete with the permitted water penetration of 25 mm. After the casting of the vault, the concrete cableways and walkways is cast and the inner equipment of the tunnel is installed. Before the tunnel is opened to traffic, the structure is backfilled and at least a part of the area along the footprint of the new railway route is reinstated.

CONCLUSION

The Votice tunnel construction started at the end of 2009. Constructing cut-and-cover tunnels used to be considered for a long time as something inferior or routine in comparison with mined sections of tunnels. The example of the Votice tunnel shows how a change in geotechnical conditions of construction can complicate the works in terms of both the time and economy in the case of a long cut-and-cover tunnel. Subsequent seeking a new technical solution proceeds during the construction, under an immense pressure on recommencing the temporarily suspended or restricted construction work.

The possibility of verifying the new method of stabilising the rock slopes on the 30 m long testing section was absolutely unique. It was organised only owing to the enlightened approach and on proposal of the representative of the Railway Infrastructure Administration. Thanks to this approach, it was possible to verify all stabilisation system elements being under consideration in realistic in-situ conditions and apply the experience during the work on the detailed design. It is possible to achieve the optimisation of dimensions of the structure and recover the time lost due to the complication with differing geotechnical conditions and with the new proposal for the construction trench stabilisation system. The calculations using a non-linear material model of concrete were applied when dimensions of the lining were being determined. Owing to them it was possible to achieve savings in the reinforcement even on the cut-and-cover tunnel.

The fact that conditions for construction work are not always ideal is documented in an idyllic picture taken this year during winter (see Fig. 14). The project owner is the Railway Infrastructure Administration, state organisation, Civil Engineering Administration Prague. The tunnel is being constructed for the VoBen consortium, the contractor, by Hochtief CZ, the tunnelling sub-contractor, on the basis of the detailed design prepared by IKP Consulting Engineers; the first train with passengers will pass through the tunnel on 25th November 2011.

ING. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@ikpce.com, IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

LITERATURA / REFERENCES

Archiv společnosti IKP Consulting Engineers, s. r. o.

TUNEL CHOTÝČANY – VARIANTY TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ A ZPŮSOBU RAŽBY NEJDELŠÍHO ŽELEZNIČNÍHO TUNELU NA IV. KORIDORU

CHOTÝČANY TUNNEL – VARIANTS OF THE TECHNICAL SOLUTION AND OF THE TECHNIQUE OF DRIVING THE LONGEST RAILWAY TUNNEL ON CORRIDOR IV

PETR LAPIŠ, LIBOR MAŘÍK

ÚVOD

Význam tranzitních železničních koridorů pro začlenění naší republiky do evropské dopravní infrastruktury je dnes již každému zřejmý a není třeba jej zvláště zdůrazňovat. I když reliéf území v našich podmínkách nelze srovnávat s alpskými zeměmi, pro zajištění požadovaných parametrů tratě, které ovlivňují jak rychlost, tak energetickou náročnost železniční dopravy, je výstavba tunelů nezbytná. Čtvrtý železniční koridor tvoří spolu se severní větví prvního koridoru severo-jížní dopravní osu a umožňuje propojit přes naše území Německo s Rakouskem. Na jedné trase se tak ocitnou tak významná města, jako jsou Berlín, Drážďany, Praha, České Budějovice a Linz. Po kompletním dokončení koridoru nabídne železnice velmi atraktivní ekologický a v porovnání se silniční dopravou i výrazně bezpečnější způsob osobní i nákladní dopravy. Podle usnesení vlády ČR č. 885/2005 ze dne 13. 7. 2005 je termín dokončení modernizace IV. tranzitního železničního koridoru stanoven na konec roku 2016. Trasa z Prahy na státní hranici ČR/SRN v celkové délce 187,3 km je rozdělena do 12 traťových úseků, které jsou postupně modernizovány. V současné době je již 92 km uvedeno do provozu a na traťovém úseku Votice – Benešov u Prahy délky 18,4 km právě probíhá výstavba 5 tunelů v celkové délce 2678 m. K technicky i ekonomicky nejnáročnějšímu patří traťový úsek č. 4203 Nemanice – Ševětín, na kterém se nacházejí dva dlouhé tunely Hosínský (3120 m) a Chotýčanský (4810 m). Právě technické řešení delšího z obou tunelů, který je zároveň nejdelším projektovaným tunelem na IV. tranzitním koridoru, je předmětem tohoto článku.

GEOTECHNICKÉ POMĚRY V TRASE TUNELU

Zájmové území leží na rozhraní třeboňské a českobudějovické kotliny. Obě kotliny jsou charakteristické svým plochým pánevním reliéfem s nevýraznými elevacemi a terénními depresiemi a od sebe je odděluje výrazná morfologická linie hřbetu krystalinických hornin označovaná jako Lišovský práh. Současnou modelaci značně ovlivnila složitá zlomová tektonika a dále sedimentace kvartérních, eolickodeluviálních, deluviálních a fluviálních sedimentů. Dnešní reliéf je výsledkem selektivní eroze a denudace. Povrch terénu se generálně svažuje asi v první třetině směrem k západu až severozápadu směrem k údolí Vltavy. Zbývající část území má generelní sklon terénu směrem k jihovýchodu až východu, směrem k řece Lužnici.

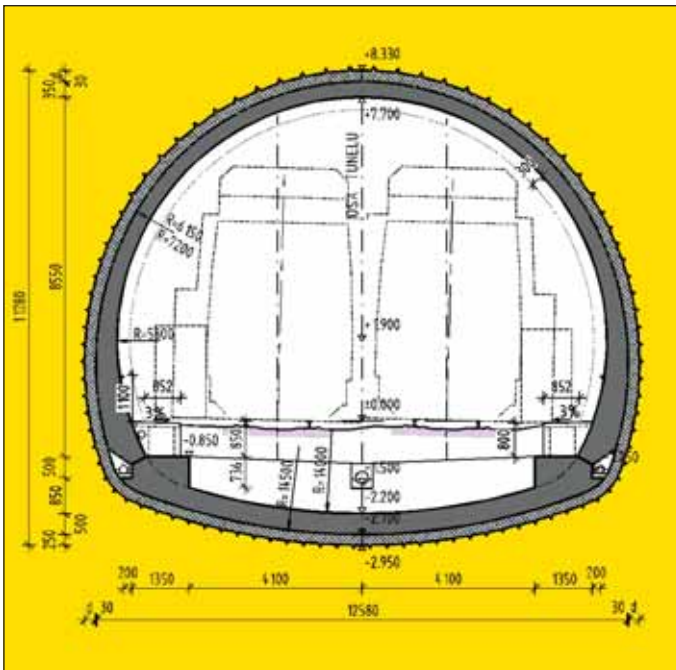
Tunel Chotýčany se nachází pod plochým pánevním reliéfem s nevýraznými elevacemi východně od obce Dobřeňovice. Trasa tunelu prochází metamorfovanými horninami moldanubika (jemnozrnnými až středně zrnitými pararulami místy

INTRODUCTION

The importance of railway corridors for the incorporation of our republic into the European transport infrastructure is today clear to everybody and does not need special emphasising. Even though the relief of our country in our conditions cannot be compared with Alpine countries, constructing tunnels is necessary for achieving of required parameters of the alignment affecting both the speed and the energy demands of railway transport. Railway Corridor IV, together with the northern branch of the first corridor, forms the north-southern transport axis, making the connection between Germany and Austria possible. There will be such important cities along one route as Berlin, Dresden, Prague, České Budějovice and Linz are. When the corridor is completely finished, the railway will offer very attractive environmentally friendly solution for personal and freight transport, which will be at the same time significantly safer in comparison with road transport. According to the Decree of the Czech government No. 885/2005 dated 13 July 2005, the completion date for the modernisation of the Railway Transit Corridor IV is set for the end of 2016. The 187.3 km long route from Prague to the border between the CR and the FRG is divided into 12 track sections, which are being gradually modernised. At the moment, 92 km have been brought into service and, on the 18.4 km long track section between Votice and Benešov u Prahy, there are currently 5 tunnels under construction at the aggregate length of 2,678 m. One of the technically and economically most demanding sections is the track section No. 4203 between Nemanice and Ševětín, containing two long tunnels: the Hosín tunnel (3,120 m) and Chotýčany tunnel (4,810 m). This paper deals with the technical solution for the longer of the two tunnels, which is, at the same time, the longest tunnels designed for the Transit Corridor IV.

GEOTECHNICAL CONDITIONS ALONG THE TUNNEL ROUTE

The area of operations is located at the border between the Třeboň Basin and České Budějovice Basin. Both basins are typified by their flat basin relief with indistinct elevations and terrain depressions. They are separated by a marked morphological line formed by the crest of crystalline rocks referred to as the Lišov Threshold. The current modelling was significantly affected by complex fault tectonics and the sedimentation of Quaternary, aeolian-deluvial, deluvial and fluvial sediments. Today's relief is the result of selective erosion and denudation. The terrain surface generally descends, in the approximately first third, toward the west to north-west, in the direction of the Vltava River valley. The terrain in the remaining part of the area



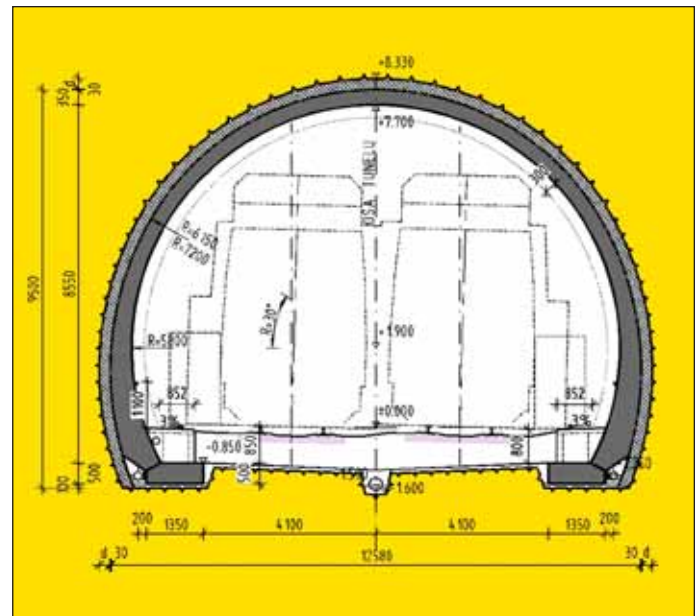
Obr. 1 Vzorový příčný řez dvokolejným tunelem se spodní klenbou
Fig. 1 Typical cross-section through a double-track tunnel with an inverted arch

lokálně zbrídlitelnými), hlubinnými vyvěřelými horninami ševětínského granodioritu a při výjezdovém portálu mohou být v hloubené části tunelu zastiženy i silně zvodnělé jílovitopísčité a písčitojílovité sedimenty svrchní křídly a horniny klikovského souvrství. V oblasti vjezdového portálu je možno očekávat sedimenty, resp. poloskalní horniny mydlovarského souvrství (max. 3 m mocné písčité jíly až slabě stmelené písčité jílovce až jílovité pískovce). Tunel prochází severně nad obcí Chotýčany a končí jihovýchodně od obce Vitín. Výška nadloží nad TK se pohybuje od 15 do 77 m. Povrch území je v současnosti zemědělsky využíván a na části území jsou lesní porosty a louky.

VEDENÍ TRASY A VAZBA NA OBJEKTY V NADLOŽÍ

Tratový úsek Nemanice – Ševětín na severu navazuje na stavbu 4204/I Ševětín – Horusice a na jihu na stavbu 4202 České Budějovice – Nemanice. Trať je navrhována jako dvokolejná s osovou vzdáleností 4 m a tratovou rychlostí 130 km/h až 160 km/h. Směrové i výškové vedení trasy umožňuje v budoucnu v některých úsecích případné zvýšení rychlosti až na 200 km/h., což je na koridorových stavbách spíše nadstandardní řešení 200 km/h.

Zvláštní konstrukční řešení vyžaduje úsek v prostoru severního portálu v místě mimoúrovňového křížení tratě s dálnicí D3 v úseku Ševětín – Borek, který bude pravděpodobně realizován dříve než železniční trať. Po dohodě se zástupci ŘSD ČR bude vybudován v předstihu před výstavbou železnice společně s plánovaným rozšířením dálnice speciální objekt, který umožní podchod železnice v místě rozšíření dálnice bez přerušení provozu. Půjde o speciální mostní konstrukci skrytou do násypového dálničního tělesa. Pod stávající provozovanou dálnicí však vzhledem k výškovému řešení obou tras v místě křížení nebude možné tunelem podejít bez přerušení provozu. Dálnici bude nutné při výstavbě tunelu svěst na již podchyčené těleso a po výstavbě a zasypaní tunelu opět převést do původní stopy. Za křížením s dálnicí je tunel dále navržen v otevřené stavební jámě, neboť výška nadloží nedovoluje tunel razit.



Obr. 2 Vzorový příčný řez dvokolejným tunelem bez spodní klenby
Fig. 2 Typical cross-section through a double-track tunnel without an inverted arch

generally descends in the south-eastern to eastern direction toward the Lužnice River.

The Chotýčany tunnel is located east of the village of Dobřevoje, under the flat basin relief with insignificant elevations. The tunnel route passes through Moldanubic metamorphic rocks (fine grained up to medium grained paragneiss, locally affected by schistosity), the Ševětín igneous granodiorite and, at the exit portal, in the cut-and-cover tunnel section, even heavily water-bearing Upper-Cretaceous clayey-sandy and sandy-clayey sediments and the Klikov Formation will be encountered. In the entrance portal area, it is possible to expect sediments or semi-rock ground of the Mydlovary Formation (sandy clay up to weakly cemented sandy clay up to clayey sandstone layers maximum 3 m thick). The tunnel runs north of the village of Chotýčany and ends south-east of the village of Vitín. The height of the overburden above the top of rail ranges from 15 m to 77 m. The terrain surface has been exploited for farming and a part of the area is covered by woods and meadows.

TRACK ALIGNMENT; RELATIONSHIP TO STRUCTURES ABOVE THE TUNNEL

The Nemanice – Ševětín track section links the Ševětín – Horusice section, construction lot No. 4204/I, in the north and the České Budějovice – Nemanice section, construction lot No. 4202, in the south. The route is proposed to have two tracks, with the distance between track centres of 4 m and the speed limit over the track of 130 km/h up to 160 km/h. The horizontal alignment and vertical alignment allow the speed to be increased up to 200 km/h in some sections, which solution is rather above-standard on some Corridor stretches.

The section in the area of the northern portal in the location of the grade-separated intersection of the rail line with the D3 motorway in the Ševětín – Borek section, which probably will be constructed earlier than the railway track, requires a special structural solution. According to the agreement concluded with representatives of the Road and motorway directorate of the Czech Republic, a special structure allowing the passage under the location where the planned enlargement of the width will be carried out will be constructed in advance of the construction of the rail track, concurrently with the enlargement of the motor-

Tab. 1 Porovnání variant z hlediska teoretické plochy výrubu pro rychlost do 230 km/h

Table 1 Comparison of variants in terms of the theoretical excavated cross-sectional area for the speed of up to 230 km/h

Varianta Variant	Teoretická plocha výrubu [m ²] Theoretical excavated cross-sectional area [m ²]		
	Jedna kolej Single-track	Dvě koleje Double-track	Porovnání Comparison
David NRTM do 230 km/h, spodní klenba / David, NATM, up to 230 km/h, inverted arch	86	172	164 %
David NRTM do 230 km/h, patky / David, NATM, up to 230 km/h, footings	75	150	143 %
David TBM do 230 km/h / David, TBM, up to 230 km/h	75	150	143 %
Goliáš NRTM do 230 km/h, spodní klenba / Goliáš, NATM, up to 230 km/h, inverted arch	-	121	115 %
Goliáš NRTM do 230 km/h, patky / Goliáš, NATM, up to 230 km/h, footings	-	105	100 %

Tab. 2 Porovnání variant z hlediska teoretické plochy výrubu pro rychlost do 160 km/h

Table 2 Comparison of variants in terms of the theoretical excavated cross-sectional area for the speed of up to 160 km/h

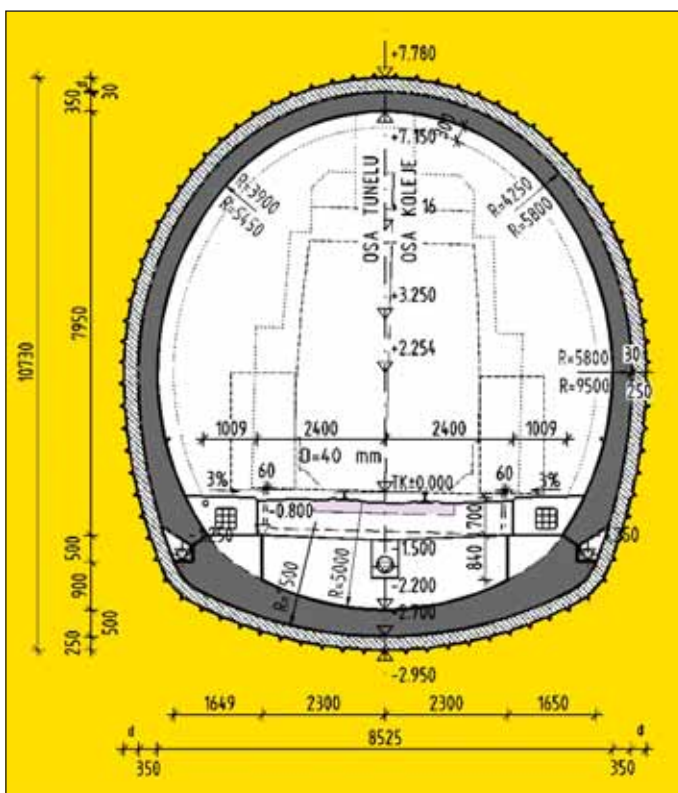
Varianta Variant	Teoretická plocha výrubu [m ²] Theoretical excavated cross-sectional area [m ²]		
	Jedna kolej Single-track	Dvě koleje Double-track	Porovnání Comparison
David NRTM do 160 km/h, spodní klenba / David, NATM, up to 160 km/h, inverted arch	78	156	153 %
David NRTM do 160 km/h, patky / David, NATM, up to 160 km/h, footings	69	138	135 %
David TBM do 160 km/h / David, TBM, up to 160 km/h	72	144	141 %
Goliáš NRTM do 160 km/h, spodní klenba / Goliáš, NATM, up to 160 km/h, inverted arch	-	118	116 %
Goliáš NRTM do 160 km/h, patky / Goliáš, NATM, up to 160 km/h, footings	-	102	100 %

Porovnání objemu výrubu pro jednotlivé varianty ukazuje graf na obrázku 5.

The comparison of the excavated volume for individual variants is shown in the chart in Figure 5.

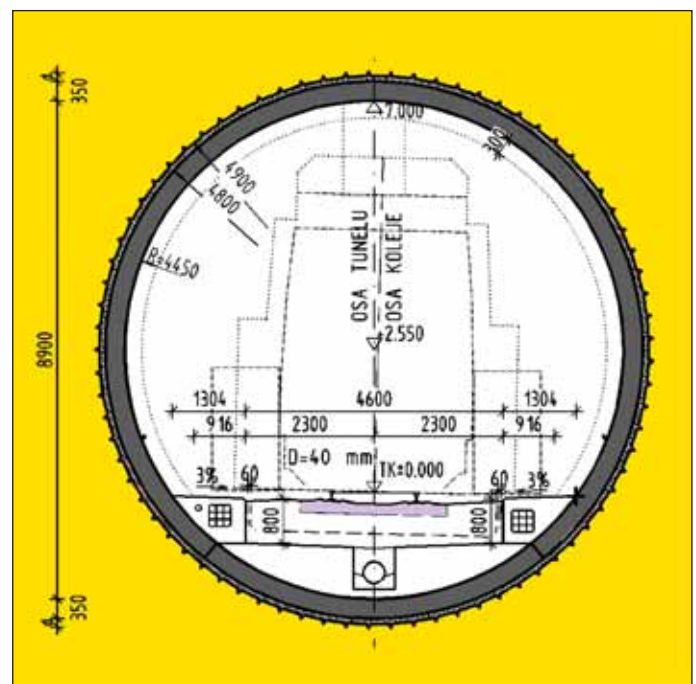
DVOUKOLEJNÝ TUNEL, NEBO DVA JEDNOKOLEJNÉ TUNELY?

Při návrhu tunelu v počátečních stupních projektové dokumentace je nutno vždy velmi pečlivě zvažovat koncepci

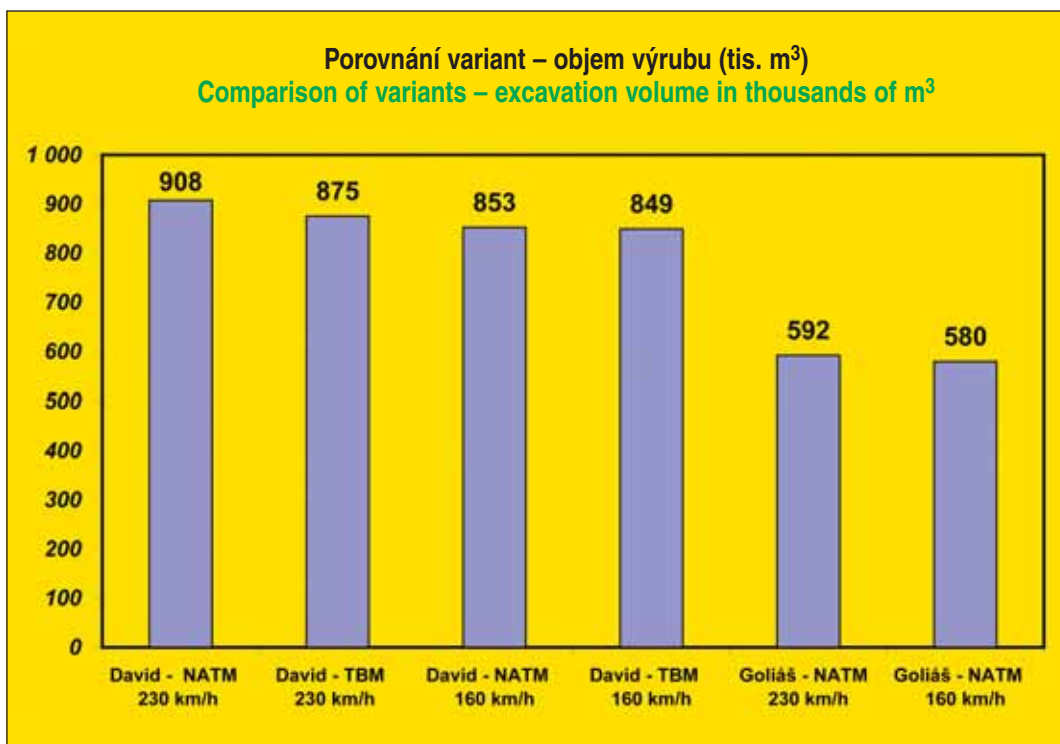


Obr. 3 Vzorový příčný řez konvenčně raženým jednokolejným tunelem
Fig. 3 Typical cross-section through a conventionally driven single-track tunnel

way width, without interrupting the traffic. It will be a special bridge structure hidden in the motorway embankment. Nevertheless, with respect to the vertical alignments of both routes in the crossing location, the passage of the tunnel under the existing operating motorway will not be possible without interrupting the traffic. During the course of the tunnel construction, the motorway will have to be diverted to the previously underpinned embankment. When the tunnel structure is



Obr. 4 Vzorový příčný řez jednokolejným tunelem raženým pomocí TBM
Fig. 4 Typical cross-section through a TBM-driven single-track tunnel



Obr. 5 Graf porovnání variant z hlediska objemu výrubu

Fig. 5 Chart of the comparison of variants in terms of the excavated volume

technického řešení. V případě tunelu délky téměř 5 km se nabízí otázka, zda je výhodnější směrově rozdělená varianta dvou jednokolejných tunelů, nebo tunelu dvoukolejného pro vedení protisměrného provozu v jedné tunelové trubě. Při rozhodování nehraje roli pouze technicko-ekonomické porovnání vlastních tunelů, ale i zohlednění investičních a provozních nákladů souvisejících objektů. Jedná se především o splnění požárněbezpečnostních požadavků z hlediska zajištění únikových cest, nástupních ploch jednotek integrovaného záchranného systému (IZS), příjezdových komunikací, zajištění zdroje vody pro hašení v případě požáru atd. Podrobnějšímu zpracování projektové dokumentace proto investor věnoval náležitou pozornost a předcházela mu studie variant pracovně označovaných jako „David“ a „Goliáš“. Varianta „David“ představovala technické řešení dvou jednokolejných tunelů a její jméno odpovídalo menší ploše výrubu. Varianta „Goliáš“ označovala dvoukolejný tunel s větší plochou výrubu. Vzorové řezy dvoukolejného tunelu se spodní klenbou a na patkách ukazují obrázky 1 a 2. Varianta „David“ se dále dělila podle způsobu ražby pomocí TBM a NRTM. Vzorové řezy pro obě varianty ukazují obrázky 3 a 4. V případě varianty „Goliáš“ se počítalo vzhledem k velikosti profilu tunelu pouze s konvenční ražbou. Dalším sledovaným parametrem, který počet variant dále zvyšoval, byla návrhová rychlost. Jak již bylo řečeno, stavebně umožňují některé úseky trati dosahovat rychlosti až 200 km/h. Tunely navržené na standardní rychlost 160 km/h by v trase představovaly prvek, který by do budoucna parametry tratě degradoval. Česká norma na projektování a provádění železničních tunelů sice hovoří o požadované životnosti tunelu 100 let, jedná se však pouze o životnost nevyměnitelných částí tunelu, nikoli o životnost „morální“, která by při návrhu technického řešení zohledňovala prognózu vývoje železniční dopravy i s ohledem na předpokládané návrhové rychlosti. Pístový efekt vlakových souprav a zvyšování tlaku vzduchu s narůstající rychlostí vede k nutnosti zvětšení světlého profilu tunelu. V této souvislosti byl

completed and backfilled, the motorway will be relocated to the original alignment. Beyond the crossing with the motorway, the tunnel is further designed to be built in an open trench because the overburden height does not allow the tunnel to be driven.

DOUBLE-TRACK TUNNEL OR A PAIR OF SINGLE-TRACK TUNNELS?

When initial stages of a tunnel design are being prepared, it is always necessary to pay very careful attention to the concept of the technical solution. In the case of a nearly 5 km long tunnel a question comes forward whether the variant comprising two single-track tunnels with the traffic

directions separated or a double-track tunnel carrying traffic in the bi-directional operation through one tunnel tube is more advantageous. When the decision is being made, the technical-economic comparison of the tunnels themselves is not the only criterion. Investment costs and operating costs to be incurred due to associated structures have also to be taken into consideration. Among those, there are, first of all, the necessity to meet fire safety requirements as far as escape routes, mustering areas for the Integrated Rescue System units, approach roads or fire water sources necessary in the case of a fire are concerned. This was why the project owner paid due attention to more detailed work on the design, which was preceded by conducting a study of variants, which were marked for the working purposes as “David” and “Goliáš” (Goliath). The “David” variant represented a technical solution for two single-track tunnels. Its name corresponds to the smaller excavated cross-sectional area. The “Goliáš” variant was for a double-track tunnel with a larger excavated cross-sectional area. Typical cross-sections for the double-track tunnel with an invert and footings are presented in Figures 1 and 2. The “David” variant was further divided according to the excavation technique using a TBM or the NATM. Typical cross-sections for the two variants are shown in Figures 3 and 4. A conventional excavation method was the only method counted with for the “Goliáš” variant. Another parameter taken into consideration, which further increased the number of variants, was the design speed. As mentioned above, the structural design of some track sections allows the speed of up to 200 km/h to be reached. Tunnels designed for the standard speed of 160 km/h would become an element on the route which would degrade the track parameters in the future. On the one hand, the Czech standard for designing and construction of railway tunnels speaks about the required design life of 100 years, on the other hand, this is the durability of non-replaceable parts of the tunnel, not the “moral” lifetime, which would allow for the prognosis for the development of railway transport even with respect to the expected design speed, while preparing the technical solution. The piston effect of trains and increasing of the air pressure with the increasing speed leads to the necessity for

Tab. 3 Porovnání variant z hlediska objemu betonu def. ostění pro rychlost do 230 km/h
Table 3 Comparison of variants in terms of the final lining concrete volume for the speed of up to 230 km/h

Varianta Variant	Objem betonu [m ³] pro blok betonáže 12 m Volume of concrete [m ³] for a 12 m long casting block		
	Jedna kolej Single-track	Dvě koleje Double-track	Porovnání Comparison
David NRTM do 230 km/h, spodní klenba / David, NATM, up to 230 km/h, inverted arch	192	384	307 %
David NRTM do 230 km/h, patky / David, NATM, up to 230 km/h, footings	115	230	184 %
David TBM do 230 km/h / David, TBM, up to 230 km/h	122	244	195 %
Goliáš NRTM do 230 km/h, spodní klenba / Goliáš, NATM, up to 230 km/h, inverted arch	-	202	161 %
Goliáš NRTM do 230 km/h, patky / Goliáš, NATM, up to 230 km/h, footings	-	125	100 %

Tab. 4 Porovnání variant z hlediska objemu betonu def. ostění pro rychlost do 160 km/h
Table 4 Comparison of variants in terms of the final lining concrete volume for the speed of up to 160 km/h

Varianta Variant	Objem betonu [m ³] pro blok betonáže 12 m Volume of concrete [m ³] for a 12 m long casting block		
	Jedna kolej Single-track	Dvě koleje Double-track	Porovnání Comparison
David NRTM do 160 km/h, spodní klenba / David, NATM, up to 160 km/h, inverted arch	178	356	285 %
David NRTM do 160 km/h, patky / David, NATM, up to 160 km/h, footings	109	218	174 %
David TBM do 160 km/h / David, TBM, up to 160 km/h	119	238	190 %
Goliáš NRTM do 160 km/h, spodní klenba / Goliáš, NATM, up to 160 km/h, inverted arch	-	200	160 %
Goliáš NRTM do 160 km/h, patky / Goliáš, NATM, up to 160 km/h, footings	-	125	100 %

proto v rámci studie zkoumán i vliv zvýšení rychlosti na 230 km/h na velikost příčného řezu tunelu, a to i s vědomím, že současný návrh zabezpečovacího zařízení tuto rychlost použít neumožňuje. Studie variant se tím rozšířila na konečný počet 6. Jednalo se o varianty:

1. David s ražbou NRTM a rychlostí do 230 km/h
2. David s ražbou TBM a rychlostí do 230 km/h
3. David s ražbou NRTM a rychlostí do 160 km/h
4. David s ražbou TBM a rychlostí do 160 km/h
5. Goliáš s ražbou NRTM a rychlostí do 230 km/h
6. Goliáš s ražbou NRTM a rychlostí do 160 km/h

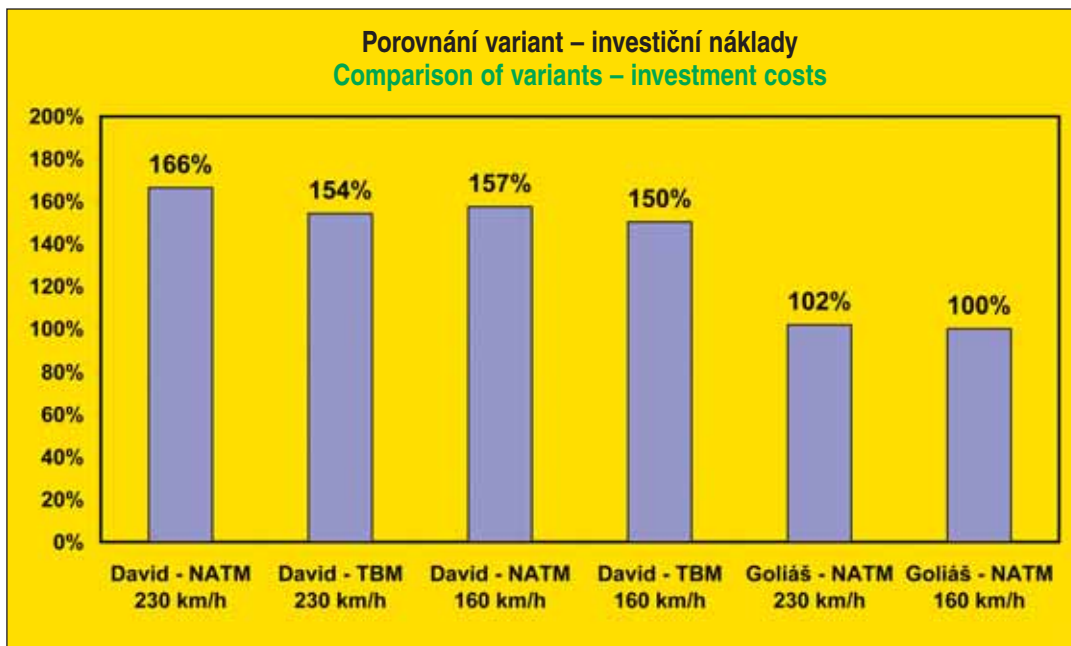
Příčný řez jednokolejným tunelem raženým pomocí TBM i NRTM určuje vzorový list *Světly tunelový průřez jednokolejného tunelu*, který byl vypracován pro SŽDC v roce 2010 a splňuje všechny požadavky vyplývající z platných norem a předpisů. Jiná situace je v případě návrhu dvoukolejného tunelu, neboť stávající vzorový list byl zpracován pouze pro rychlost do 160 km/h, a to před uvedením v platnost předpisu TSI SRT. Geometricky nevyhovuje šířkou chodníku, kdy původní návrh předpokládal šířku 500 mm, zatímco v současné době je podle předpisu TSI SRT šířka chodníku min. 750 mm. Proto bylo nutné v rámci projektu příčný řez tunelu upravit podle stávajících požadavků a posoudit i zvětšení světlého profilu na zvýšenou rychlost do 230 km/h.

V případě varianty „David“ je u ražby pomocí NRTM navržen podkovovitý příčný řez tunelem se spodní klenbou, deštníkovým systémem izolace a podélnou tunelovou drenáží. Pro rychlost do 230 km/h je plocha výrubu se spodní klenbou 86 m², při snížení rychlosti na 160 km/h se plocha výrubu sníží o cca 10 % na 78 m². U příčného řezu určeného do lepších geotechnických podmínek, kde spodní klenba není nutná a klenba je založena na patkách, je plocha výrubu 75 m² pro rychlost do 230 km/h, resp. 69 m² pro rychlost do 160 km/h.

enlarging the net cross-section of the tunnel. In this context, even the effect of increasing of the speed to 230 km/h on the size of the tunnel cross-sectional area was analysed within the framework of the study, even though it was known that the current interlocking system design does not allow this speed to be applied. As a result, the study of variants was expanded to the final number of 6. The following variants were solved:

1. The David variant with the NATM excavation, with the speed of up to 230 km/h
2. The David variant with the TBM excavation and the speed of up to 230 km/h
3. The David variant with the TBM excavation and the speed of up to 230 km/h
4. The David variant with the NATMN excavation and the speed of up to 160 km/h
5. The David variant with the TBM excavation and the speed up to 160 km/h
6. The Goliáš variant with the NATM excavation and the speed up to 230 km/h

The cross section through the single-track tunnel driven by the TBM or the NATM is prescribed by the Standard Sheet *Net cross-section through a single-track tunnel*, which was developed for the Railway Infrastructure Administration, state organisation, in 2010. It meets all requirements following from applicable standards and regulations. Another situation is in the case of the design for a double-track tunnel because of the fact that the current Standard Sheet had been developed only for the design speed up to 160 km/h, before the TSI SRT regulation came into force. Its geometry is inadequate as far as the walkway width is concerned; the original proposal expected the width to be 500 mm, whereas the minimum width prescribed by the current TSI SRT regulation is 750 mm. For that reason it was necessary for the design to modify the cross-section to comply with the current requirements and to assess the enlarging



Obr. 6 Graf procentuálního porovnání celkových investičních nákladů
Fig. 6 Chart of the percentage comparison of total investment costs

V podobném poměru lze uvažovat i plochy příčných řezů v dalších variantách, což pro rychlosti do 230 km/h a do 160 km/h ukazují tabulky 1 a 2. Při porovnání plochy příčného řezu je jako základ uvažována nejmenší teoretická plocha výrubu. U varianty „David“ je nutno pro porovnání sečíst plochy obou tunelů. Z výsledků je zřejmé, že z hlediska velikosti obestavěného prostoru nebo množství vytěženého materiálu se jako výhodnější jeví varianta „Goliáš“. Dva jednokolejné tunely mají oproti dvoukolejnému tunelu plochu výrubu o více než 40 % větší.

Dalším faktorem výrazně ovlivňujícím výslednou cenu díla je kromě objemu výrubu i objem betonu definitivního ostění. V případě ražby pomocí NRTM je v ražených úsecích tunelu uvažováno s monolitickým ostěním tloušťky 350 mm z betonu C25/30 betonovaným do posuvného bednění. V hloubených úsecích tunelů se tloušťka klenby pohybuje v případě dvoukolejného tunelu od min. 600 mm, u jednokolejného tunelu od min. 350 mm. U tunelu raženého pomocí TBM je navrženo prefabrikované ostění tloušťky 350 mm. Porovnání variant z hlediska náročnosti spotřeby betonu je přehledně uspořádáno do tabulky 3 pro rychlost do 230 km/h, resp. tabulky 4 pro rychlost do 160 km/h. Výměry jsou vypočteny pro blok betonáže délky 12 m. Z důvodu možnosti porovnání výsledků je i v případě ražby pomocí TBM výměra betonu ostění vypočtena pro úsek tunelu délky 12 m.

Zatímco v případě porovnání z hlediska teoretické plochy výrubu vyznělo hodnocení 40 % v neprospěch varianty „David“, při porovnání z hlediska objemu betonu definitivního ostění se již jedná o více než 70 %. Při komplexním hodnocení je však nutno zohlednit skutečnost, že při ražbě pomocí NRTM je ostění dvouplášťové a výrub zajišťuje po ražbě zpočátku primární ostění ze stříkaného betonu. Jeho tloušťka je závislá na technologické třídě výrubu a skutečně zastižených geotechnických podmínkách při ražbě. Pro ražený úsek tunelu bylo navrženo 5 technologických tříd výrubu a stanovena prognóza jejich výskytu s ohledem na předpokládané geotechnické podmínky. Z výpočtů prováděných pro stanovení výměr vyplývá, že na 1 km raženého dvoukolejného tunelu varianty „Goliáš“ pro rychlost do 230 km/h v geotechnických podmínkách nevyžadujících použití spodní klenby je potřeba cca 6,7 m³ stříkaného betonu, v místě se spodní klenbou se

gement of the net cross-section for the increased speed up to 230 km/h.

In the case of the “David” variant using the NATM, a horseshoe-shaped tunnel cross-section with an inverted arch, an umbrella-type waterproofing system and a longitudinal tunnel drainage system is proposed. The excavated cross-sectional area with the invert designed for the speed of up to 230 km/h amounts to 86 m², whilst this area is reduced by approximately 10 % to 78 m² when the speed is reduced to 160 km/h. The cross-section designed for better geotechnical conditions, where the inverted arch is not necessary and the vault is founded

on footings, the excavated cross-sectional area is 75 m² for the speed up to 230 km/h or 69 m² for the speed up to 160 km/h. Similar proportions can be applied to the cross-sectional areas contained in the other variants. The areas for speeds up to 230 km/h and up to 160 km/h are presented below in Tables 1 and 2. The smallest theoretical excavated cross-sectional area is used as a basis for the purpose of the comparison of the cross-sectional areas. In the case of the “David” variant it is necessary to sum up the cross-sectional areas of both tunnels. It is obvious from the results that the “Goliáš” variant looks more advantageous as far as the magnitude of the wall-in space or the volume of the excavated material are concerned. The excavated cross-sectional area of the pair of single-track tunnels compared with the double-track tunnel is larger by over 40 %.

Another factor significantly affecting the resultant cost of the Works is, apart from the excavated volume, the volume of concrete for the final lining. C25/30-grade concrete cast behind traveller formwork is assumed for the 350 mm thick lining in the case of the NATM excavation in the mined tunnel sections. In the cut-and-cover tunnel sections, the thickness of the vault ranges from the minimum 600 mm for the double-track tunnel to the minimum 350 mm for the single-track tunnel. A 350 mm thick segmental lining is proposed for the TBM-driven tunnel. The comparison of variants as far as the consumption of concrete is concerned is summarised in Table 3 for the speed of up to 230 km/h and Table 4 for the speed of up to 160 km/h. The quantities are calculated for a 12 m long casting block. The quantity of concrete for the lining of the TBM-driven tunnel is also calculated for the 12 m long tunnel section so that the comparison of results is possible.

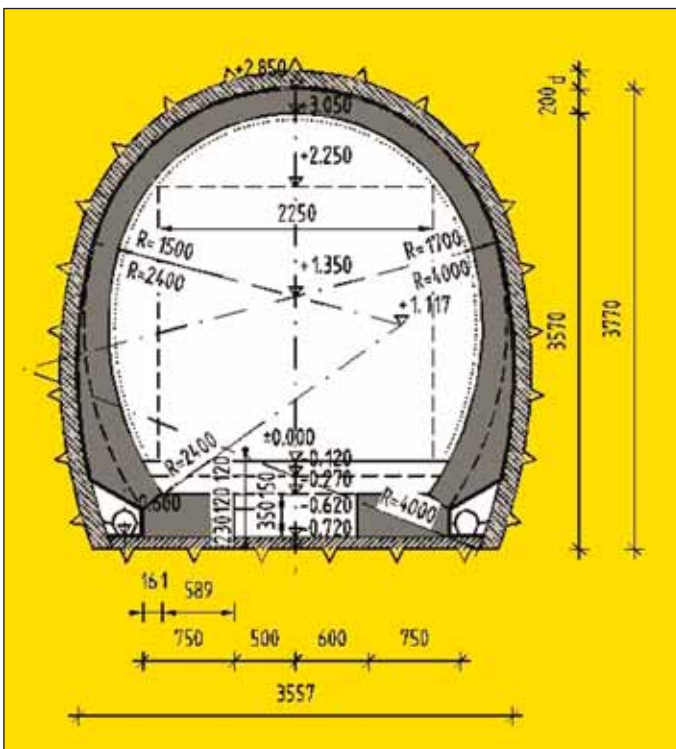
While the assessment ended up 40 % against the “David” variant in the case of the comparison in terms of the theoretical excavated cross-sectional area, the difference reaches over 70 % in the case of the comparison in terms of the volume of the final lining concrete. Although, if the assessment is to be performed comprehensively, it is necessary to take into consideration the fact that two-shell lining is required when the NATM is used, where the excavation is supported at the beginning by a primary shotcrete lining. The thickness of the primary lining depends on the excavation support class and the geotechnical conditions

objem zvětšuje na $9,7 \text{ m}^3$. U konvenčně ražené varianty „David“ je primární ostění kalkulováno výměrou $5,9 \text{ m}^3$ u tunelu bez spodní klenby a $8,1 \text{ m}^3$ u tunelu se spodní klenbou. Po připočítání tohoto objemu do hodnocení variant z hlediska spotřeby betonu se mění poměr podle údajů uvedených v tabulce 5.

Obdobným způsobem je upravena kalkulace pro varianty tunelů pro rychlost do 160 km/h , kde je uvažováno u varianty „Goliáš“ s výměrou $6,6 \text{ m}^3$ pro profil bez spodní klenby, resp. $9,6 \text{ m}^3$ pro profil se spodní klenbou. U varianty „David“ zvyšuje primární ostění spotřebu betonu o $5,6 \text{ m}^3$ u profilu bez spodní klenby a o $7,7 \text{ m}^3$ u tunelu se spodní klenbou. Výsledné porovnání ukazuje tabulka 6.

Vzhledem k předpokládaným geotechnickým podmínkám bylo pro celkové hodnocení variant počítáno u ražby pomocí NRTM se 70 % délky raženého úseku zajištěného ostěním na patkách a 30 % délky raženého úseku zajištěného ostěním se spodní klenbou. V případě ražby pomocí TBM je konstrukční řešení ostění dáno kruhovým profilem stroje a navýšení spotřeby betonu definitivního ostění je oproti NRTM v úsecích se špatnými geotechnickými poměry cca 20 %. V úsecích s dobrými geotechnickými poměry se však nárůst zvyšuje až o 90 % objemu betonu definitivního ostění.

Pro celkové porovnání variant bylo nutné provést kalkulaci až na úroveň jednotkových cen a do porovnání zahrnout nejen vlastní tunely, ale i tunelové propojky, únikové šachty a štoly i další vyvolané investice, jako jsou např. nadzemní technologické objekty, přístupové komunikace, nástupní plochy složek integrovaného záchranného systému (IZS) atd. Výsledky cenového porovnání variant ukazuje názorně graf na obrázku 6, který neuvádí skutečné investiční náklady, ale poměr výsledné ceny k nejlevnější variantě. Ta představuje srovnávací cenovou hladinu a je hodnocena jako 100 %. Cena všech ostatních variant je k této ceně vztažena. Z grafu je zřejmé, že u konvenčně ražených tunelů je rozdíl v ceně jednoho dvoukolejného tunelu a dvou jednokolejných tunelů



Obr. 7 Standardní profil únikové štoly
Fig. 7 Standard profile of an escape gallery

actually encountered during the excavation. There were 5 excavation support classes designed for the mined tunnel section and a prognosis of their incidence was determined with respect to the anticipated geotechnical conditions. It follows from calculations conducted with the aim of determining the quantities that about 6.7 m^3 of shotcrete are required for 1 linear metre of the mined double-track tunnel of the “Goliáš” variant for the speed of up to 230 km/h , driven in conditions requiring no inverted arch. This amount increases to 9.7 m^3 in the locations where the invert is required. In the case of the conventionally driven variant “David” requiring no invert, the volume of primary lining concrete is calculated at 5.9 m^3 , whilst the volume of 8.1 m^3 is calculated for the tunnel with the inverted arch. When this volume is added to the assessment of variants in terms of the consumption of concrete, the percentages change as shown in Table 5.

The calculation for the tunnel variants for the speed of up to 160 km/h is carried out in a similar way. The volumes of 6.6 m^3 and 9.6 m^3 are assumed for the “Goliáš” variant, for the profile without the invert and with the invert, respectively. In the case of the “Goliáš” variant, the primary lining increases the consumption of concrete by 5.6 m^3 and 7.7 m^3 for the cross-section without an inverted arch and tunnel with the invert, respectively. The resultant comparison is presented in Table 6.

Taking into consideration the anticipated geotechnical conditions, the overall assessment of the variants was carried out assuming that 70 % of the NATM mined section length would be provided with the lining founded on footings and 30 % of the mined section length would be provided with an inverted arch. In the case of the TBM-driven tunnel, the structural design is predetermined by the circular profile of the machine and the increase in the volume of concrete for the final lining, compared with the NATM, is about 20 % in the case of poor geotechnical conditions. But in sections with good geotechnical conditions the increase in the final lining concrete volume grows by up to 90 %.

The overall assessment of the variants required the calculation to be broken up to the level of unit prices, with cross passages, escape shafts and galleries and other induced investment structures, such as at-grade services buildings, access roads, mustering areas for the Integrated Rescue System units incorporated into the comparison. The results of the cost-related comparison of the variants are clearly presented on the chart in Figure 6, which shows the proportion between the resultant cost and the cheapest variant instead of showing real investment costs. The cheapest cost provides the reference level, which is assessed as 100 %. The cost of all other variants is referred to this cost. It is obvious from the chart that the difference between the cost of the single double-track tunnel and the cost of two single-track tunnels is about 60 %, even if the induced investment costs are counted with. The structural modification of the tunnel carried out with the aim of increasing the speed from 160 km/h to 230 km/h means the increase in the cost by approximately 2 %. The construction of two single-track tunnels using TBMs means, in the case of the Chotýčany tunnel, an increase in the investment costs by approximately 50 % compared with conventional driving of the double-track tunnel. The above-mentioned quantities cannot be generally used as a scale because they are associated with geotechnical conditions particular for the Chotýčany tunnel, i.e. with the geological structure of the area, the overburden height, the solution of escape routes leading to the surface etc.

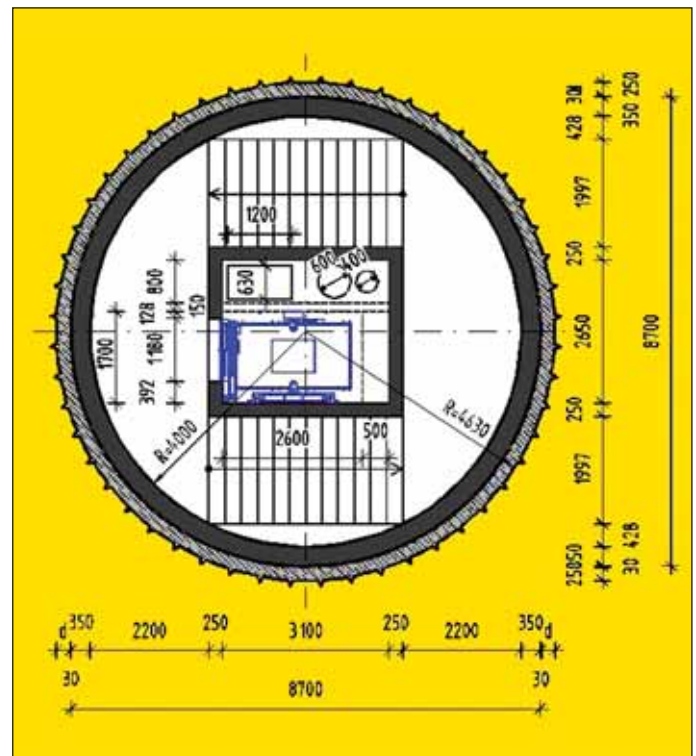
ROLE POŽÁRNĚBEZPEČNOSTNÍHO ŘEŠENÍ PŘI VOLBĚ VARIANT

Požárněbezpečnostní řešení hraje při návrhu tunelu významnou roli a může výrazně ovlivnit nejen vlastní technické řešení, ale i výši investičních nákladů. Při návrhu je nutno respektovat všechny požadavky na záchranu osob v případě požáru nebo havárie v tunelu. Nadstandardní řešení však musí být eliminována s ohledem na možnosti financování tak náročné stavby, jakou tunel bezesporu je. Ze stavebního hlediska se jedná především o možné varianty návrhu únikových cest.

U varianty „David“ nepředstavovalo zajištění únikových cest větší problém a projektant pro únik osob z požárem zasažené tunelové trouby jednoznačně zvolil 9 tunelových propojek vzdálených od sebe max. 500 m. Každá druhá tunelová propojka slouží kromě úniku i k umístění technologického vybavení tunelu, zejména transformátorů rozvodu elektrické energie. Vzdálenost tunelových propojek odpovídá požadavkům evropského předpisu TSI SRT o bezpečnosti v tunelech. Při záchraně cestujících se počítá s únikem do požárem nezasazené tunelové trouby, kde je v případě havárie zastaven provoz a která zároveň slouží i pro nástup jednotlivých složek IZS. Příjezdové komunikace a nástupní plochy o výměře 500 m² jsou v tomto případě navrženy pouze u obou tunelových portálů. Vzhledem k vzájemné poloze obou tunelových trub, konfiguraci terénu a výšce nadloží nevyžadovalo navržené technické řešení únikových cest další varianty. Zcela jiný přístup však vyžadovalo řešení únikových cest varianty „Goliáš“ s pouze jednou tunelovou troubou.

U varianty „Goliáš“ navrhl projektant pro technicko-ekonomické porovnání hned tři varianty řešení únikových cest. Jednalo se o:

- únikovou štolu vedenou paralelně s tunelovou troubou a obdobně jako v případě varianty „David“ propojenou



Obr. 10 Příčný řez únikovou šachtou s výtahem
Fig. 10 Cross-section through an escape lift well

Integrated Rescue System units and access roads is in this case identical with the “David” variant design, to be provided only at the two portals.

The second variant of the solution for escape routes is also based on the requirement for the maximum length of escaping to be 500 m. According to this requirement, with respect to the configuration of the terrain above, the designer places the total

Tab. 5 Porovnání variant z hlediska celkového objemu betonu ostění pro rychlost do 230 km/h
Table 5 Comparison of variants in terms of the total concrete volume for the speed of up to 230 km/h

Varianta Variant	Objem betonu [m ³] pro blok betonáže 12 m Volume of concrete [m ³] for a 12 m long casting block		
	Jedna kolej Single-track	Dvě koleje Double-track	Porovnání Comparison
David NRTM do 230 km/h, spodní klenba / David, NATM, up to 230 km/h, inverted arch	192+97=289	578	282 %
David NRTM do 230 km/h, patky / David, NATM, up to 230 km/h, footings	115+71=186	372	181 %
David TBM do 230 km/h / David, TBM, up to 230 km/h	122	244	119 %
Goliáš NRTM do 230 km/h, spodní klenba / Goliáš, NATM, up to 230 km/h, inverted arch	-	202+116=318	155 %
Goliáš NRTM do 230 km/h, patky / Goliáš, NATM, up to 230 km/h, footings	-	125+80=205	100 %

Tab. 6 Porovnání variant z hlediska celkového objemu betonu ostění pro rychlost do 160 km/h
Table 6 Comparison of variants in terms of the total concrete volume for the speed of up to 160 km/h

Varianta Variant	Objem betonu [m ³] pro blok betonáže 12 m Volume of concrete [m ³] for a 12 m long casting block		
	Jedna kolej Single-track	Dvě koleje Double-track	Porovnání Comparison
David NRTM do 160 km/h, spodní klenba / David, NATM, up to 160 km/h, inverted arch	178+92=270	540	265 %
David NRTM do 160 km/h, patky / David, NATM, up to 160 km/h, footings	109+67=176	352	173 %
David TBM do 160 km/h / David, TBM, up to 160 km/h	119	238	117 %
Goliáš NRTM do 160 km/h, spodní klenba / Goliáš, NATM, up to 160 km/h, inverted arch	-	200+115=315	154 %
Goliáš NRTM do 160 km/h, patky / Goliáš, NATM, up to 160 km/h, footings	-	125+79=204	100 %

s tunelovou troubou propojkami ve vzdálenosti max. 500 m;

- vertikální únikové šachty s napojením na tunel únikovými štolami ve vzájemné vzdálenosti max. 1000 m, aby délka úniku nepřesáhla 500 m;
- kombinace paralelně vedené únikové štoly s propojkami do tunelové trouby v úseku s vysokým nadložím a vertikálních šachet v úseku s nižším nadložím.

V případě první varianty únikových cest umožňuje osa souběžné únikové štoly vzdálená od osy tunelu 25 m mezi oběma podzemními díly bezpečné vytvoření přirozeného horninového pilíře. Délka štoly přibližně odpovídá délce dvoukolejného tunelu. Její podélný sklon koresponduje s podélným sklonem tunelu a podkovovitý tvar štoly o teoretické ploše výrubu 13 m² umožňuje do profilu vepsat čtvercový průřez o světlé šířce 2,25 m a výšce 2,25 m (obr. 7). Průjezdový průřez štoly umožňuje zásah záchranného vozidla v ústí tunelové propojky do únikové štoly a případně odvoz raněných k nejbližšímu portálu. V místě zaústění tunelových propojek délky 15 m do únikové štoly je ve štolě navržen rozšířený příčný profil délky 12 m o světlé šířce 4,8 m a výšce 3,1 m (obr. 8), který slouží pro vyhýbání záchranných vozidel nebo shromažďování imobilních osob. Nástupní plochy složek IZS a příjezdové komunikace jsou v tomto případě navrženy stejně jako u varianty „David“ pouze k oběma portálům.

I druhá varianta řešení únikových cest vychází z požadavku na maximální délku úniku 500 m. Podle tohoto požadavku a s ohledem na situaci na povrchu území situuje projekt celkem 4 vertikální únikové šachty do míst, kde lze zajistit příjezd vozidel k ústí šachty a vybudování nástupní plochy jednotek IZS. Vzájemná poloha možného vyústění šachty na povrchu území a polohy tunelu ovlivňuje délku spojovací únikové štoly. Zatímco hloubka šachet se pohybuje v závislosti na výšce nadloží od 25 m až do 78 m, délka štol je od 35 m do 100 m. Celková hloubka šachet dosahuje 177 m, celková délka štol je téměř 260 m. Únikové štoly jsou od tunelu odděleny požárními uzávěry (dveřmi). Vnikání kouře do únikových štol a šachet je zabráněno přetlakem vzduchu. Při otevření dveří přetlak zajistí, že únik osob směřuje vždy do prostoru s čerstvým vzduchem. Štola za požárním uzávěrem je v délce 12 m rozšířena na profil o světlé šířce 4,2 m a výšce 3,6 m. Příčné řezy schodišťovou a výtahovou šachtou ukazují obrázky 9 a 10. Z hlediska výše investičních nákladů profil ražených podzemních děl optimálně odpovídá minimálním požadavkům norem a předpisů, aby nedocházelo ke zbytečnému navyšování ceny díla. U šachet hlubších než 30 m se předpokládá instalace výtahů. V těchto šachtách musí být z konstrukčních důvodů poloměr kruhové šachty zvětšen z 4,1 m na 4,6 m, což představuje nárůst objemu výrubu o 3,4 m³ na běžný metr šachty. Ke každému ústí šachty na povrchu je přivedena přístupová komunikace napojená na místní silniční síť. Přístupová komunikace navazuje u ústí šachty na nástupní plochu jednotek IZS.

Předchozí varianta s využitím únikových šachet vede v úseku tunelu s vysokým nadložím k hloubce šachty až 78 m, což se jeví z hlediska přístupu i úniku nevýhodné. Proto je třetí variantou možného úniku kombinace paralelně situované záchranné štoly s vyústěním u jižního portálu a záchranných šachet situovaných v úseku tunelu s nižším nadložím v oblasti blíže severnímu portálu. Záchranná štola v délce 1905 m konstrukčně odpovídá řešení popisovanému v první variantě s paralelně raženou štolou a tunelovými propojkami, a to včetně zaústění propojek do záchranné štoly. Tím dojde k eliminaci nejhlubších šachet druhé varianty.

of 4 vertical escape shafts to locations where it is possible to secure the approach of vehicles to the shaft mouth and a mustering area for rescue units can be established. The relative position of the possible shaft mouth on the surface and the tunnel affects the length of the connecting escape gallery. Whilst the depth of the shafts varies from 25 m up to 78 m, depending on the overburden height, the lengths of the galleries leading to the shafts vary from 35 m to 100 m. The aggregate depth of the shafts reaches 177 m; the aggregate length of the galleries amounts nearly to 260 m. The galleries leading to the escape shafts are separated from the tunnel by fire doors. Smoke is prevented from entering the escape galleries and shafts by a positive pressure of air. When the doors are opened, the positive pressure ensures that persons always escape to spaces containing fresh air. The net cross-section of the gallery is enlarged behind the fire door along a length of 12 m to a 4.2 m wide and 3.6 m high profile. Cross-sections through the stair and lift well are shown in Figures 9 and 10. As far as investment costs are concerned, the profile of the mined underground structure optimally complies with minimum requirements of standards and regulations, so that the project price is not needlessly increased. The installation of lifts is assumed for shafts deeper than 30 m. The radius of these circular shafts must be increased from 4.1 to 4.6 m for structural reasons. This increase represents an increase in the volume of excavation by 3.4 m³ per a linear metre of the shaft. An access road linking to the local road network is brought to the mouth of each shaft on the surface. The access road is connected to the mustering area for rescue units provided at the mouth of the shaft.

The previous variant comprising escape shafts leads to the depth of shafts up to 78 m in the tunnel section driven under high overburden. This solution therefore appears to be disadvantageous in terms of the access and escape. For that reason there is the third variant of the potential escape, combining a parallel rescue gallery having the mouth at the southern portal with rescue shafts located in the tunnel section with shallower overburden in the area closer to the northern portal. The 1905 m long rescue gallery structurally corresponds to the solution described in the first variant, comprising a gallery driven in parallel with the tunnel and cross passages, including connections of the cross passages to the rescue gallery. Owing to this solution the deepest shafts contained in the second variant will be eliminated. The remaining shafts in the tunnel section running under a shallower overburden correspond to the solution proposed in the second variant. Mustering areas for rescue units with surface areas of 500 m² will be provided at both portals and in the locations of the mouths of the shafts on the surface. Access for vehicles to the mustering areas will be secured along newly built roads, which will be connected to the existing road network.

The simplest criterion, which gives the best evidence of the cost, is the comparison in terms of the volume of the excavation of spaces for escape routes, which are carried out as conventionally driven galleries or shafts. The comparison results are summarised in Table 7. The variant with the smallest excavation volume is used as the basis of the percentage comparison.

It is obvious from the comparison that the volume of excavation is more than three-times larger in the case of the parallel gallery and cross passages than the volume in the case of the third variant comprising shafts and access galleries. The second variant was chosen as the most advantageous after the financial assessment which took into consideration the induced investment costs (access roads, mustering areas etc.). When the variants were being assessed, this variant of escape routes was added to the solution according to the “Goliáš” variant in terms

Zbývající šachty v úseku tunelu s nižším nadložením odpovídají řešení navrženému ve druhé variantě. Nástupní plochy IZS o výměře 500 m² budou vytvořeny u obou portálů a v místě vyústění šachet na povrch území. K nástupním plochám bude zajištěn příjezd vozidel po nově zřízených komunikacích, které budou napojeny na stávající silniční síť.

Nejednodušším a nejlépe o ceně vypovídajícím kritériem je porovnání z hlediska objemu výrubu prostoru únikových cest, které jsou prováděny jako konvenčně ražené štoly nebo šachty. Výsledky porovnání přehledně ukazuje tabulka 7. Základem procentuálního porovnání je varianta s nejnižším objemem výrubu.

Z porovnání je zřejmé, že objem výrubu u paralelně ražené štoly a spojovacích propojek je více než 3x větší, než u varianty se šachtami a přístupovými štolami. Po provedení finančního ohodnocení se započítáním vyvolaných investic (přístupové komunikace, nástupní plochy atd.) byla jako nejvýhodnější zvolena druhá varianta. Tato varianta únikových cest pak byla připočtena při hodnocení variant k řešení podle varianty „Goliáš“ jak z hlediska výměr, tak následně po zohlednění jednotkových cen i z hlediska výše investičních nákladů. Porovnání variant ukazuje přehledně graf na obr. 6.

ZÁVĚR

Návrh technického řešení dvoukolejných tunelů a jejich únikových cest vychází z konfigurace terénu, respektuje především geologické podmínky a dobu předpokládané výstavby. Volba tunelovací metody souvisela s geotechnickými poměry v trase obou tunelů, logistikou odvozu rubaniny a dodávky materiálu na výstavbu, harmonogramem výstavby a v neposlední řadě s výší investičních nákladů. Navržené technické řešení bere v úvahu možnosti zásahu záchranných jednotek a činností provozovatele železniční přepravy v případě ohrožení cestujících nehodou nebo požárem včetně možností záchrany samotnými cestujícími. Vybrané varianty ražby tunelů i řešení únikových cest jsou nejen ekonomicky nejvýhodnější, ale i ekologicky nepřijatelnější.

Při projednávání požárněbezpečnostního řešení stavby je ze strany složek hasičského záchranného sboru většinou kladen tlak na návrh nejkomfortnějšího zajištění přístupu i evakuace osob. Je třeba si uvědomit, jaké dopady na výši investičních nákladů má například preference dvou jednokolejných tunelů spojených propojkami před dvoukolejným tunelem a únikovými východy na povrch. Jak ukázalo posouzení variant únikových východů, i zde může dojít ke značným materiálovým, a tím i finančním rozdílům v náročnosti navrženého řešení. Proto je nutno při dosažení požadované úrovně bezpečnosti vždy najít vhodný kompromis i z hlediska výše investičních nákladů. Pokud zvážíme, že cena 1 m³ obestavěného prostoru se pohybuje od 8 do 10 tis. Kč, jsou rozdíly značné. Investor věnoval maximální pozornost volbě optimálního technického řešení a doprovodné studie, zpracovávané v rámci projektu pro územní rozhodnutí poskytly potřebné informace pro rozhodování o výběru varianty.

ING. PETR LAPIŠ, petr.lapis@ikpce.com,
ING. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@ikpce.com,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

Recenzoval: Ing. Boris Šebesta

Tab. 7 Porovnání variant řešení únikových cest
Table 7 Comparison of escape routes design variants

Varianta Variant	Objem výrubu Excavation volume	[%] [%]
1. Paralelní štola 1. Parallel gallery	60 300 60 300	340 340
2. Šachty a spojovací štoly 2. Shafts and connection galleries	17 700 17 700	100 100
3. Kombinace šachet a štoly 3. Combination of shafts and a gallery	33 000 33 000	186 186

of the quantities and, subsequently, after taking the unit prices into account, even in terms of the magnitude of investment costs. The comparison of the variants is summarised in Fig. 6.

CONCLUSION

The proposal for the technical solution for double-track tunnels and their escape routes is based on the terrain configuration, pays respect first of all to geological conditions and the anticipated construction time. The selection of the tunnelling method was associated with geotechnical conditions along the route of both tunnels, the logistics of transporting the muck and supplying construction materials, the works schedule and, at last but not least, the amount of investment costs. The proposed technical solution takes into consideration the necessity of providing access for the intervention of rescue units and for the railway transport operator's activities in the case of an accident or fire endangering passengers, including the opportunity for passengers to save themselves on their own. The selected variants of the excavation of the tunnels and the solution for escape routes are the most advantageous economically and the most acceptable ecologically.

When the fire design for a project is being negotiated, the Fire Rescue Service units mostly place stress on the proposal to provide the most comfortable access and evacuation of persons. It is necessary to be aware of the impacts on the amount of investment costs due to, for example, preferring a pair of single-track tunnels interconnected by cross passages with a double-track tunnel and escape exits to the surface. The assessment of the variants of escape exits proved that significant differences in consumption of materials and differences in financial demands following from them can exist even in this area. For that reason it is always necessary while reaching the required level of safety to find an acceptable compromise even as far as the investment costs are concerned. If we take into account the fact that the cost of 1 m³ of a walled-in space ranges from 8 to 10 thousand CZK, the differences are huge. The project owner paid maximum attention to the selection of the optimum technical solution. The accompanying study, which was carried out within the framework of the design for issuance of the zoning and planning decision, provided information required for the process of making decisions on the selection of the variant.

ING. PETR LAPIŠ, petr.lapis@ikpce.com,
ING. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@ikpce.com,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

LITERATURA / REFERENCES

Archiv společnosti IKP Consulting Engineers, s. r. o.

METRO V.A – STATICKÉ ŘEŠENÍ SEGMENTOVÉHO OSTĚNÍ TUNELŮ RAŽENÝCH ZEMINOVÝMI ŠTÍTY

METRO V.A – STRUCTURAL ANALYSIS OF SEGMENTAL LININGS OF TUNNELS DRIVEN BY EPB SHIELDS

JOSEF KUŇÁK, MARTINA URBÁNKOVÁ, TOMÁŠ URBÁNEK

ÚVOD

Při výstavbě nového úseku trasy A pražského metra jsou poprvé použity moderní tunelovací stroje – zeminové štíty (EPBS), i když pomocí různých typů štítů bylo v Praze při výstavbě metra v nedávné historii provedeno již několik desítek km tunelů. Pro tunel průměru 5,3/5,8 m byl navržen systém 5+1 dílců. S ohledem na geologické prostředí, hloubku uložení trasy a malou výšku hladiny spodní vody nad klenbou tunelů vychází charakteristické namáhání průřezu tunelu většinou s velkou excentricitou normálové síly, a proto je návrh ostění proveden v železobetonu. Výpočetní konstrukční analýzy segmentového železobetonového ostění byly provedeny podle doporučených postupů podle ITA-AITES [1]. Úzce bylo spolupracováno s dodavatelem razicího stroje pro určení zatížení při montáži dílců a od pojezdu razicího stroje. S ohledem na variabilitu geologického prostředí v trase tunelů byla provedena optimalizace na dva různé typy vyztužení prutovou výztuží. Detailní posouzení styků dílců i zatížení od tlačných lisů razicího stroje bylo provedeno analýzou FEM ve 3D s použitím souboru materiálových charakteristik betonu získaných z mechanických zkoušek. Návrh segmentového ostění, které se do tunelů pražského metra vrací po 25 letech, se tak po tak dlouhé době spolu s razicími stroji skokově dostává na novou úroveň odpovídající současným požadavkům.

STRUČNÝ PŘEHLED TRASY

Návrh postupu výstavby jednokolejných traťových tunelů technologií EPBS předpokládal nasazení dvou zeminových štítů v traťovém úseku mezi stanicemi Motol a Petřiny v blízkosti křižovatky Vypich. Zařízení staveniště zde umožňuje kapacitní zásobování materiálem pro ražbu obou tunelů a současně odtěžování vyrubaného horniny. Odtěžování rubaniny je prováděno pomocí pásových dopravníků. Oba EPBS byly postupně spuštěny v hloubené kruhové stavební jámě průměru 21,6 m a hloubky 33,1 m, s možností zasunutí zadní části strojů do předem vyražené montážní komory v místech dvoukolejného tunelu. Komora je spojená s povrchem přístupovou štolou s navazující sjezdovou rampou. Ražba pomocí EPBS je prováděna ve směru ke stávající stanici metra Dejvická. Po vyražení tunelů v délce zhruba 500 m byly razicí stroje protaženy bočními dílčími výrubami stanice Petřiny a po protažení dále pokračuje úpadní ražba traťových tunelů směrem ke stanici Veveřslavín. V třílůžní stanici Veveřslavín je nutné v předstihu vyrazit oba boční výrubu v primárním ostění tak, aby mohly být stroje stanic protaženy a dále pokračovala ražba až ke stanici Červený Vrch.

Přibližně 150 m za stanic Veveřslavín vjedou stroje do předem vyhloubené stavební jámy půdorysných rozměrů 51x31 m. Po projetí obou razicích mechanismů touto jámou bude celý komplex obsluhy stroje (odtěžování rubaniny, skládka železobetonových dílců, napojení na média atd.) přenesen k této stavební jámě a další ražba traťových tunelů bude zajištěna z tohoto místa. To umožní v průběhu další ražby traťových tunelů

INTRODUCTION

Despite the fact that several tens of kilometres of tunnels for the Prague metro system have been driven in Prague in recent years using various types of driving shields, the construction of the new section of the Line A is the first case of the use of modern tunnelling machines – earth pressure balance shields (EPBS) on the metro. A system consisting of 5+1 lining segments was designed for the 5.3/5.8 m diameter tunnel. With the geological environment, depth of the line placement and the small height of the groundwater table above the tunnel crown, the stress acting at the tunnel cross-section determined by calculations is mostly characterised by large eccentricity of the normal force. For that reason the design is carried out for reinforced concrete conditions. Structural calculation analyses of the reinforced concrete segmental lining were carried out following the procedures recommended by the ITA-AITES. The loads acting during the erection of the segments and after shifting ahead were determined in close collaboration with the supplier of the tunnelling machine. Taking into consideration the variability of the geological environment along the tunnel alignment, the reinforcement design was optimised to two types using steel bars. Joints between segments and the loading induced by thrust cylinders of the machine were assessed in a detailed way by means of the 3D FEM analysis, using a set of material characteristics of concrete obtained from mechanical tests. Thus the design for the segmental lining returned to Prague metro tunnels after 25 years. This step change, taking place after the long period, is getting the lining on a new level, corresponding to current requirements.

BRIEF OVERVIEW OF THE ROUTE

The proposal for the construction of the single-track running tunnels using the EPBS technology assumed that 2 EPB shields would be deployed on the track section between Motol and Petřiny stations near the Vypich intersection. The construction site in this location allows supplying with materials for the excavation to proceed simultaneously with removing the muck. Muck is removed by means of belt conveyors. Both EPBS machines were lowered piece by piece down a circular construction pit with the diameter of 21.6 m and depth of 33.1 m, allowing the tails of the machines to be shifted to an assembly chamber which had been pre-excavated in the location of the double-track tunnel. The chamber is connected with the surface by an access gallery, continuing by a descending ramp. The EPBS driving proceeds in the direction of the existing Dejvická station. After completing the excavation of an about 500 m long section, the tunnelling machines were pulled through sidewall drifts of Petřiny station. After the pulling operation, the downhill excavation of the running tunnels continues toward Veveřslavín station. It is necessary to excavate both sidewall drifts provided with the primary lining in the triple-vault Veveřslavín station in advance so that the machines can be pulled through the station and proceed further up to Červený Vrch station.

Geologické a hydrogeologické podmínky trasy jsou značně variabilní (obr. 1 a 2). Předkvartérní podklad je tvořen horninami paleozoika – jednak ordovickými souvrstvími jílovitých břidlic, křemenců, pískovců, prachovců, tuřů a písčitých a prachovitých břidlic (šarecké, dobrotivské, libeňské, letenské, vinické, zahořanské, bohdalecké, královské a kosovské vrstvy), jednak silurským souvrstvím jílovitých a vápnatých břidlic vrstev liteňských. Zastoupeny jsou i horniny mesozoika – svrchní křída – souvrstvími pískovců, prachovců, slínovců, jílovců a slepenců (vrstvy perucké, korycanské a bělohorské).

V horninách paleozoika je omezená puklinová, místy průlinová propustnost s velmi nízkou vydatností podzemních vod. V horninách svrchní křída se pak jedná o oddělené zvodně jednotlivých souvrství s puklinovou až průlino-puklinovou propustností.

Kvartérní sedimenty jsou zastoupeny širokou škálou typů (eolické, eolickodeluviální, deluviální, fluviální, deluviofluviální a antropogenní). Zvodnění je v nich vázáno hlavně na údolní fluviální sedimenty (HPV komunikuje s okolními vodotečemi).

Z hlediska **vlivu agresivního prostředí** na betonové konstrukce je trasa rozdělena na dva úseky s požadovaným zatříděním betonu do tříd XA1 a XA2 s předpokládaným rozhraním v cca km 14,100. Segmenty jsou navrženy z betonu C50/60 – XA1 (resp. XA2) – XC3 – C1 0,20 – Dmax 16 – max. průsak 30 mm podle ČSN EN 12 390-8 s výztuží B 500B. Stupeň agresivity prostředí XA2 je ale tvořen kombinací dvou XA1 (síranové a uhličitánové), není tedy nutno pro výrobu používat síranovzdorné cementy. **Návrh armokožů** je na základě rozhodnutí objednatele proveden z prutové výztuže vázané v přefě.

POUŽITÉ VÝPOČTOVÉ PROGRAMY

Výpočetní konstrukční analýzy segmentového ostění byly provedeny podle doporučených postupů ITA-AITES. Výpočty v charakteristických příčných řezech byly uskutečнены metodou konečných prvků (FEM) v programech GEO5-MKP a MIDAS GTS. Detailní posouzení styků dílců v prstenci i posouzení zatížení od tlačných lisů razicího stroje bylo provedeno analýzou

DESIGN INPUT PARAMETERS

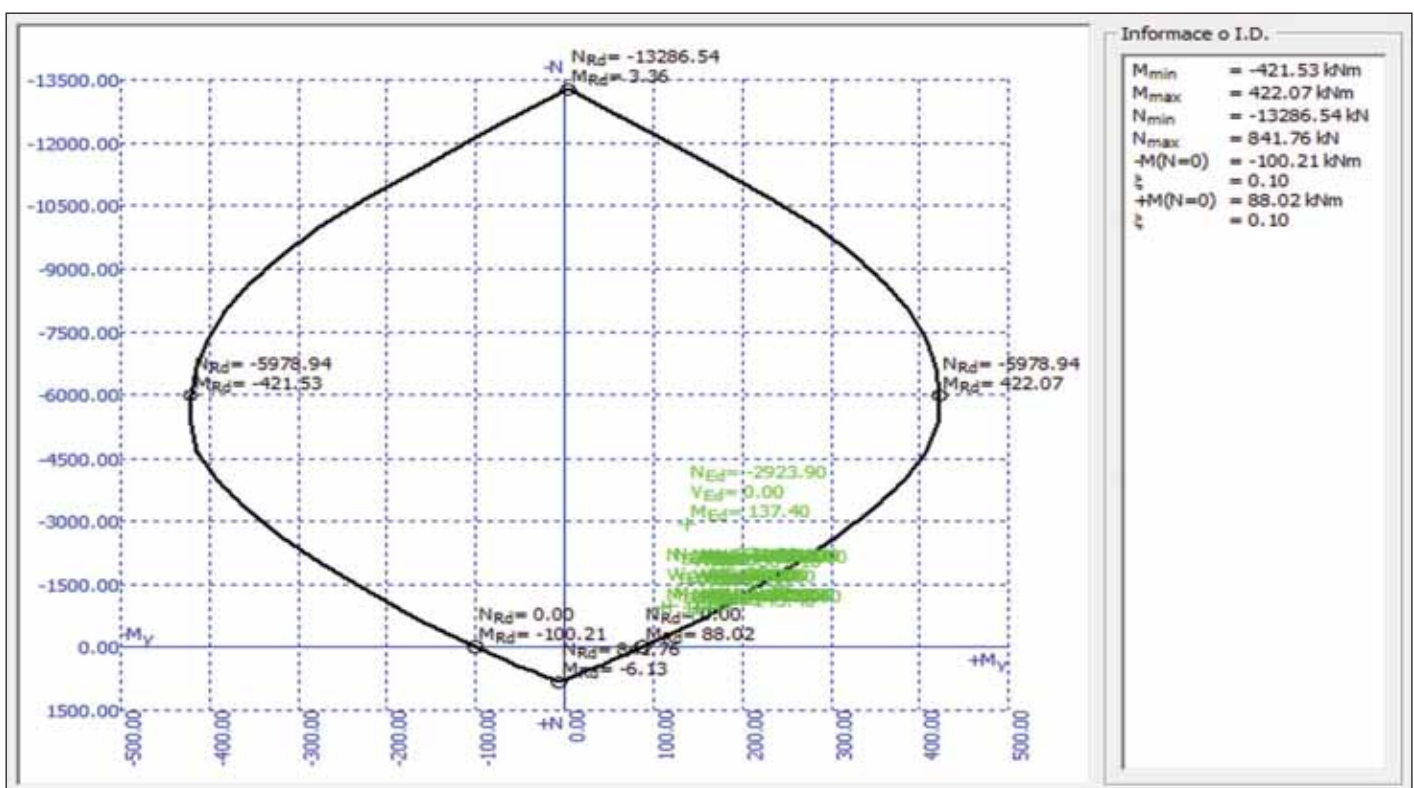
The alignment maximum longitudinal gradient is 5 ‰, the minimum radius of the horizontal alignment of running tunnels is 500 m, the minimum radius of a vertical curve on running tracks is 1800 m. **A single-shell lining** has been chosen, consisting of precast reinforced concrete segments. The inner diameter of the lining is 5.30 m, the segments are 250 mm thick, the mean width of the lining ring is 1.50 m. When the tunnelling machine was being designed, the 5+1 system of segments was proposed.

Geological and hydrogeological conditions along the route are very variable (see Figures 1 and 2). The pre-Quaternary bedrock is formed either by Palaeozoic Era rocks – the Ordovician layers of clayey shales, quartzite, siltstone, tuff and sandy and silty shales (the Šárka, Dobrotiva, Libeň, Letná, Vinice, Zahořany, Bohdalec, Králův Dvůr and Kosov strata) or the Silurian strata of clayey and calcareous shales of the Liteň formation. The Mesozoic rocks (the Upper Cretaceous) are also present. They are represented by sandstone, siltstone, marlstone, claystone and conglomerate measures (the Peruc, Korycany and Bílá Hora strata).

The Palaeozoic rocks display limited fissure permeability, locally intrinsic permeability with very low groundwater yield. In the Upper Cretaceous formation there are separated aquifers of individual series of strata with fissure permeability to intrinsic-fissure permeability.

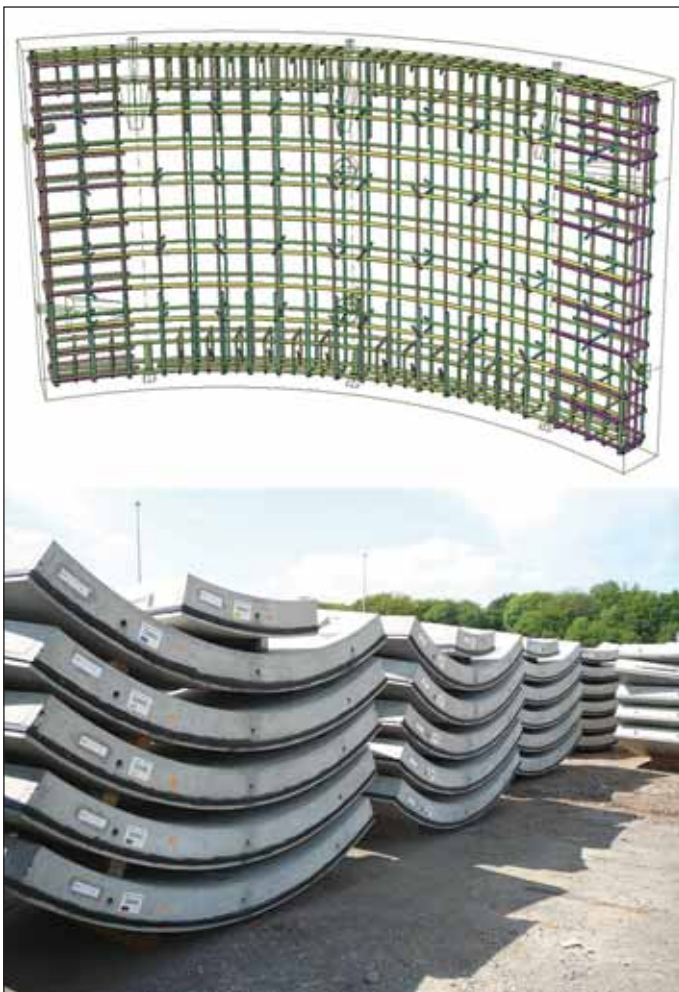
The Quaternary sediments are represented by a wide range of types (aeolian, aeolian-deluvial, deluvial, fluvial, deluvial-fluvial and anthropogenic). The saturation is bound first of all to valley fluvial fills (the water table communicates with streams in the vicinity).

In terms of the **influence of the corrosive environment** on concrete structures, the route is divided into two sections with the concrete quality divided into grades XA1 and XA2, with the anticipated interface approximately at chainage km 14.100. The segments are designed in concrete C50/60 – XA1 (or XA2) – XC3 – C1 0.20 – Dmax 16 – max. water penetration depth of



Obr. 3 Posouzení ŽLB průřezu v programu FIN EC BETON 2D

Fig. 3 Assessment of the RC section using the FIN EC BETON 2D program



Obr. 4 Prostorový model výztuže a hotové dílce na skládce
Fig. 4 3D model of reinforcement; Finished segments at stock yard

FEM ve 3D modelech v programu ATENA 3D s použitím souboru materiálových charakteristik reálného betonu získaných z mechanických zkoušek zkušebních těles. Dimenzování tybinů bylo provedeno v programu FIN EC BETON 2D (obr. 3).

VÝPOČTY V CHARAKTERISTICKÝCH PŘÍČNÝCH ŘEZECH

V jednotlivých traťových úsecích jednokolejných tunelů bylo zvoleno celkem 8 charakteristických příčných řezů, které se liší různými výškami nadloží, geologickými poměry a výškou hladiny spodní vody i polohou zástavby nad trasou tak, aby postihovaly celkovou variabilitu trasy. V těchto řezech byly provedeny základní výpočty. Další ověřující výpočty jsou průběžně prováděny v místech souběhu tunelů ražených zeminovými štíty s přístupovými štolami a eskalátorovými tunely. S ohledem na variabilitu těchto všech vstupních podmínek v trase tunelů byla uskutečněna optimalizace na dva různé typy vyztužení prutovou výztuží – tzv. „lehký“ a „těžký“ typ. Protože ale rozdíly v konečném návrhu výztuže (s přihlédnutím i ke konstrukčním zásadám) nebyly tak výrazné (lehký typ $96,21 \text{ kg/m}^3$, těžký typ $104,50 \text{ kg/m}^3$), rozhodl se dodavatel nakonec vyrábět pouze jeden typ tybinů pro celou trasu (obr. 4). V průběhu dalších prací na jednotlivých traťových úsecích a při zadání požadavku investorem na koordinaci s uvažovanou budoucí zástavbou v prostoru stanice Veleslavín bylo nutno navrhnout ještě více vyztužený typ ostění pro omezený úsek trasy s vyztužením v hodnotě $127,24 \text{ kg/m}^3$.

Výpočty příčných řezů v horninovém modelu byly provedeny metodou konečných prvků (obr. 5). Byla vždy řešena dvojdimenzionální úloha za stavu rovinné deformace. Horninové prostředí bylo uvažováno jako nehomogenní, izotropní a pružně-plastické s plochami plasticity podle Mohr-Coulomba.

30 mm to ČSN EN 12 390-8, with B 500B reinforcement. But the XA2 grade of corrosivity of the environment is formed by a combination of two XA1 (sulphatic and carbonaceous). For that reason it is not necessary to use sulphate-resisting cements for the production of concrete. **Reinforcement cages design**, as decided by the project owner, requires steel bars tied-up in the casting yard.

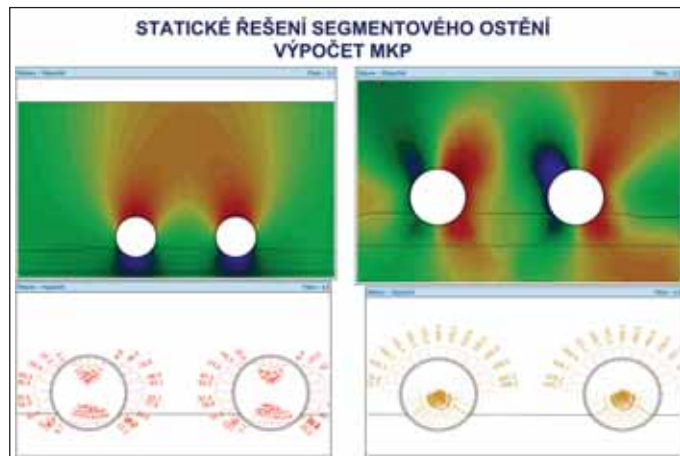
CALCULATION PROGRAMS USED

The structural calculation analyses of the segmental lining were conducted in accordance with procedures recommended by the ITA-AITES. The calculations for characteristic cross-sections were carried out using the Finite Element Method (FEM) in GEO5-MKP and MIDAS GTS software. The detailed assessment of joints between segments in a ring and the assessment of loads induced by thrust cylinders of the tunnelling machine was carried out by means of 3D models of the FEM analysis, in the ANTENA 3D program, using a set of material characteristics of real concrete obtained during the course of mechanical testing of test specimens. The dimensioning of segments was conducted using the FIN EC BETON 2D program (see Fig.3).

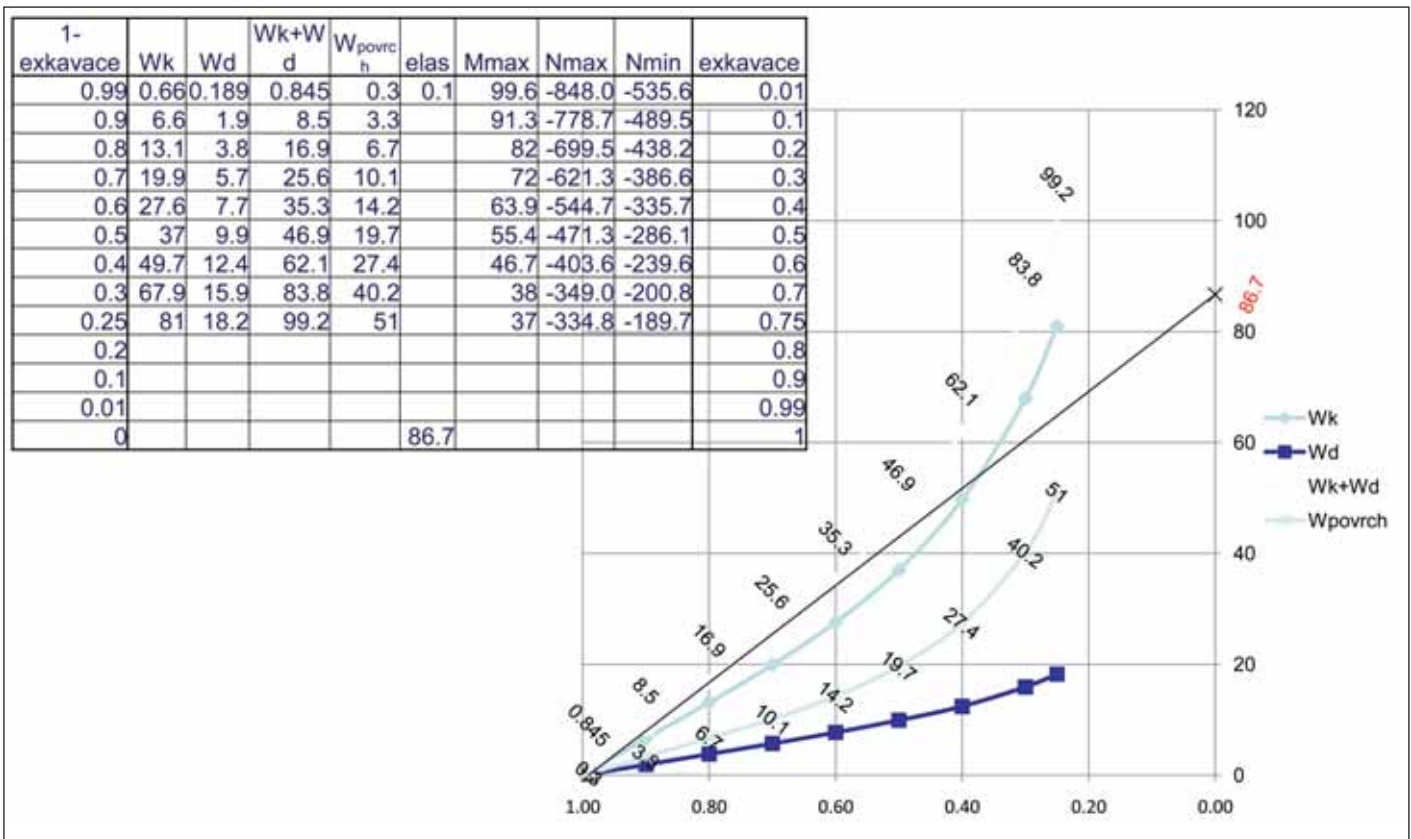
CALCULATIONS FOR CHARACTERISTIC CROSS-SECTIONS

The total of 8 characteristic cross-sections were selected for the individual sections of the single-track running tunnels. They capture the general variability of the route, differ in the heights of overburden, geological conditions and the water table level, as well as the urban development above them. The basic calculations were carried out for these cross-sections. Other verification calculations have been continually conducted for locations where the tunnels driven by the EPBS join with access galleries and escalator tunnels. Taking into consideration the variability of all input conditions along the tunnel route, the concrete reinforcement was optimised to two different types of steel bar reinforcement – the so-called “light” type and “heavy” type. However, because of the fact that the differences in the final reinforcement design (taking into consideration, among others, the structural principles) were not so big (96.21 kg/m^3 for the light type, 104.50 kg/m^3 for the heavy type), the contractor eventually decided to produce only one type of segments for the entire metro line (see. Fig.4). It was necessary during the course of subsequent work on individual track sections and after receiving the project owner’s requirement for the coordination with the urban development planned for the area of Veleslavín station, to design a more reinforced type of the lining for a limited section of the route, with the reinforcement rate of 127.24 kg/m^3 .

The calculations for the cross-sections in the ground model were carried out using the Finite Element Method (see Fig. 5).



Obr. 5 Ukázka výstupů z programu GEO5 TUNEL
Fig. 5 A sample of outputs from GEO5 TUNEL program



Obr. 6 Stanovení zatížení ostění (ve 2D modelu MKP použita tzv. beta metoda)

Fig. 6 Determination of loads acting on the lining (the so-called Beta Method was Used in the 2D Finite Element Model)

Z hlediska geologického prostředí a jeho variability byla především diskutována otázka možnosti překonsolidace v některých vrstvách zastižených na trase s ohledem na volbu součinitele K_0 do výpočtů. Nakonec byla tato možnost vyloučena a hodnoty bočního tlaku jsou v programech počítány standardně.

Ostění je v modelu definováno jako pružný izotropní materiál. Vlastnosti navrženého betonu C50/60 jsou uvažovány podle EC2. Vliv spár mezi segmenty v prstenci ostění je zohledněn pomocí efektivního momentu setrvačnosti podle Muir Wooda s uvážením nulové hodnoty momentu setrvačnosti příčných spár.

Technologie výstavby je nastavena tak, že mezi realizací výrubu a osazením prstence ostění je určitá časová prodleva, kdy je výrub po určitou dobu nevystrojen. Program umožňuje řešit tento problém v rámci tzv. metody opěrných sil (β -metoda). Stanovení součinitele β bylo v každém charakteristickém řezu provedeno iteračně podle postupů doporučených v [1] (obr. 6).

ZATÍŽENÍ

Pro výpočty ostění v příčných řezech se předpokládaly tři základní skupiny zatěžovacích stavů: provozní (konečný), stavební a manipulační. Součástí provozních zatěžovacích stavů je zatížení vlastní vahou, horninovým tlakem a tlakem podzemní vody, teplotní zatížení, zatížení stavebním vybavením tunelu (kolejové betony atd.), zatížení od vlakových souprav. Při stavebním stavu se uvažuje zejména zatížení přítlakem lisů při ražbě (toto zatížení bylo předmětem dalšího modelování detailů prvků), zatížení od pojezdu štítu a zásobovacího vozidla, zatížení injekčním tlakem při provádění injektáží za ostěním. Manipulační zatížení zahrnují veškeré stavy při manipulaci s jednotlivými dílci od výroby přes dopravu až po zabudování do ostění. Při výrobě dílců jsou pak prvky z betonu v raných stupních zralosti. S dodavatelem bylo dohodnuto, že logistika manipulace a skladování dílců bude navržena tak, aby

They always consisted of solving a two-dimensional problem in the condition of plain strain. The ground environment was assumed to be non-homogeneous, isotropic and elasto-plastic, with plasticity surfaces according to Mohr-Coulomb.

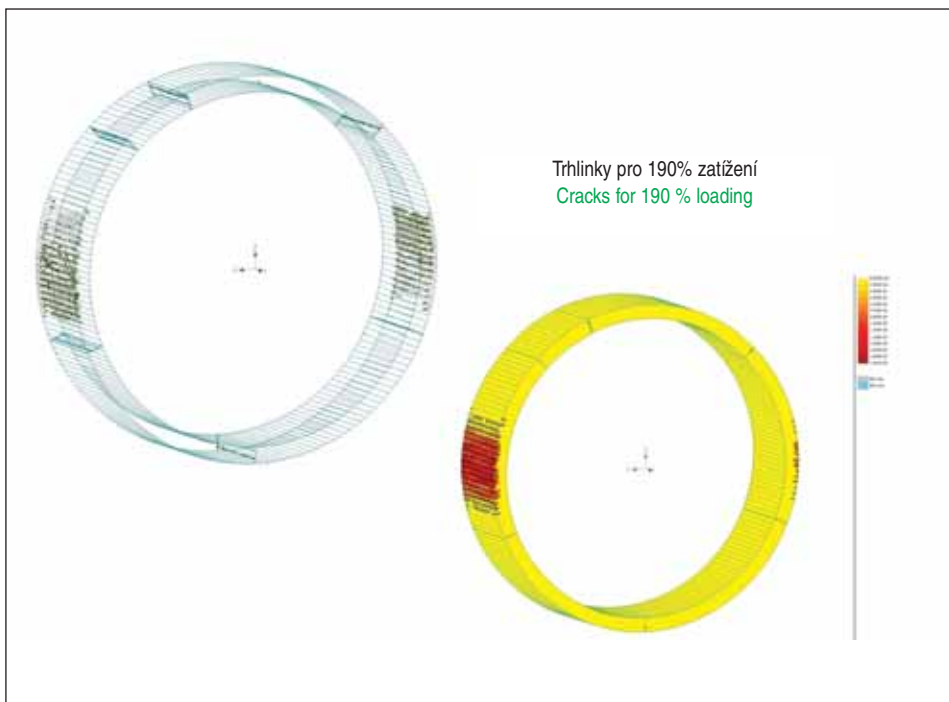
In terms of the geological environment and its variability, the question discussed most of all was the possibility of over-consolidation in some layers encountered along the route, with respect to the choice of K_0 coefficient for the calculations. This possibility was eventually excluded and lateral pressure values are calculated in a standard way in the programs used.

The lining is defined in the model as an elastic, isotropic material. Properties of the proposed C50/60 concrete are considered to be to the EC2. The influence of joints between segments in a lining ring is allowed for by means of the effective moment of inertia to Muir Wood, with the zero value of the moment of inertia of transverse joints taken into consideration.

The construction technology is determined so that there is a certain time lag between the completion of the excavation and the erection of the lining ring, during which the excavation remains unsupported for some time. The program makes the solving of this problem possible within the framework of the so-called Convergence Confinement Method (β -method). Coefficient β was determined for each characteristic cross-section by iteration, following procedures recommended in [1] (see Fig.6).

LOADS

The following three basic groups of loading cases were assumed for the purpose of calculations of the lining in the cross-sections: loading during operation (final), during construction and when handling materials. Part of the operational loading cases is the loading induced by the dead weight, ground pressure and groundwater pressure, thermal loading, loading induced by construction equipment of the tunnel (trackbed concrete) and loads induced by passing trains. During the construction loading case, the main loads are assumed to be induced by thrust cylinders



Obr. 7 Analýza 3D kruhového prstence
Fig. 7 3D analysis of a circular ring

skupina manipulačních zatížení nezvyšovala nároky na vyztužení dílců. Toto se bezzbytku podařilo dodržet.

POSOUZENÍ DETAILŮ A STYKŮ

Detailní posouzení styků dílců i zatížení od tlačných lisů razičského stroje bylo provedeno analýzou FEM ve 3D s použitím souboru materiálových charakteristik betonu získaných z mechanických zkoušek v Kloknerově ústavu. Jednalo se o následující výpočty:

- kruhový prstec zatížený kontaktním napětím z modelu 2D,
- posouzení radiální spáry nedeformované,
- posouzení radiální spáry deformované podle zadané hodnoty ovalizace,
- posouzení dílců na síly od lisů stroje.

Protože ostění tunelů je navrženo jako jednoplášťové, je základním kritériem vodonepropustnost konstrukce. Proto především při zatížení od lisů stroje nesmí s dostatečnou bezpečností vzniknout průběžná trhлина na celou tloušťku ostění.

Výpočet kruhového prstence ve 3D modelu zatíženého hodnotami zemního tlaku podle kontaktních napětí stanovených z výpočtů 2D charakteristických řezů prokázal dostatečnou bezpečnost konstrukce především na vznik a rozvoj trhlinek. Deformační odezva odpovídala zhruba 2D modelům. Modelováno bylo skutečné geometrické uspořádání kontaktů ve spárách i vyztužení prutovou výztuží. Zanedbán byl vliv nik pro spojovací šrouby (obr. 7).

Posouzení radiální spáry prověřilo dostatečnou únosnost detailu spáry na soustředěné zatížení v kontaktní ploše mezi jednotlivými dílci prstence i při uvažované ovalizaci profilu 25 mm (obr. 8).

during the excavation (this loading case was subjected to additional modelling of details of components), the moving shield and a supply vehicle and the pressure of grout during the grout injection behind the lining. The material handling loading comprises all cases existing when individual segments are being handled, from the manufacture through the transport, up to the incorporation into the lining. Concrete elements are then in the early stages of maturity during the production of the segments. The contractor agreed that the logistics of handling and storing the segments would be proposed in a way guaranteeing that the group of handling equipment did not increase requirements for the reinforcement of the segments. This requirement has been completely met.

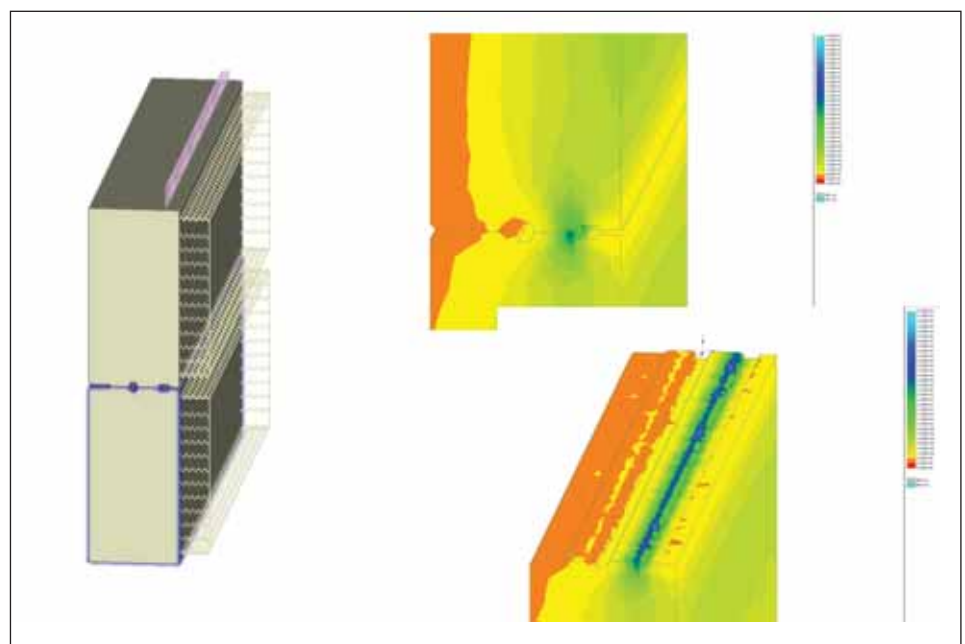
ASSESSMENT OF DETAILS AND JOINTS

The detailed assessment of joints between segments and loads induced by thrust cylinders of the tunnelling machine was conducted by the 3D FEM analysis using a set of material characteristics of concrete obtained by mechanical testing at the Klokner Institute. The following calculations were carried out:

- Circular ring loading by contact stress from the 2D model
- Assessment of radial joint non-deformed
- Assessment of radial joint deformed according to the preset ovalisation value
- Assessment of segments for thrust forces induced by the machine

Since the lining is designed as a single-shell structure, the basic criterion is the waterproofing capacity of the lining. For that reason the origination of a through-thickness crack has to be prevented with sufficient degree of safety.

The calculation of the circular ring in the 3D model loaded by ground pressure values according to contact stresses determined



Obr. 8 Analýza 3D radiální spáry
Fig. 8 3D analysis of a radial joint

Značná pozornost byla věnována posouzení jednotlivých dílců na zatížení silami od lisů stroje při posunu štítu. Každý z dílců kromě „klenáku“ je zatížen třemi dvojicemi lisů v předem definovaných polohách. Pro dvojici lisů je definováno maximální zatížení silou, která je vyvozena hydraulikou a nemůže být překročena. S ohledem na variabilitu geologie v profilu čelby a směrové a sklonové poměry trasy je ale zaručeno, že každá dvojice lisů bude vyvolovat rozdílné síly v rozmezí od nuly do síly maximální. Toto bylo zohledněno i při modelování zatížení. Ve spáře mezi jednotlivými prstenci jsou vloženy překližky tl. 3 mm. Přes tyto desky se přenáší zatížení do dalšího prstence, maximální stlačení desky je na 2 mm. Zatěžován tedy byl vždy každý dílec v různých variantách možností zatížení postupným přírůstkem tlakové síly od lisů až do konečného kolapsu modelu. Dílce byly vymodelovány včetně nik pro spojovací šrouby a reálného vyztužení prutovou výztuží. Podepřeny byly deskami z překližky s vlastnostmi podle předaných parametrů (překližky uvažovány jako pružný materiál). Výpočty prokázaly dostatečnou bezpečnost prvků pro zadaná zatížení v modelových situacích. Při 100 % zatížení docházelo ke vzniku mikrotrhlinek v řádu 10^{-5} m (obr. 9), při 200–210 % zatížení pak ke vzniku první trhlinky velikosti 0,15 mm (obr. 10). Při obdobné hodnotě zatížení (220–230 %) pak i ke vzniku první průběžné trhlinky na celou tloušťku prvku. Ke kolapsu dílce pak docházelo v rozmezí 250–330 % zatížení (obr. 10). Veškeré tyto modelové situace byly potvrzeny i zatěžovacími zkouškami v Kloknerově ústavu – odpovídal charakter vznikajících trhlinek i úroveň zatížení, při kterém vznikaly. Vzhledem k velikostem sil v přítláčných válčcích a možnostem zkušebny bylo dosaženo destrukce prvku pouze v případě simulace zatížení jednou dvojicí lisů. Ale i v tomto případě úroveň zatížení na hranici porušení dílce odpovídala výsledkům z modelového řešení (obr. 11).



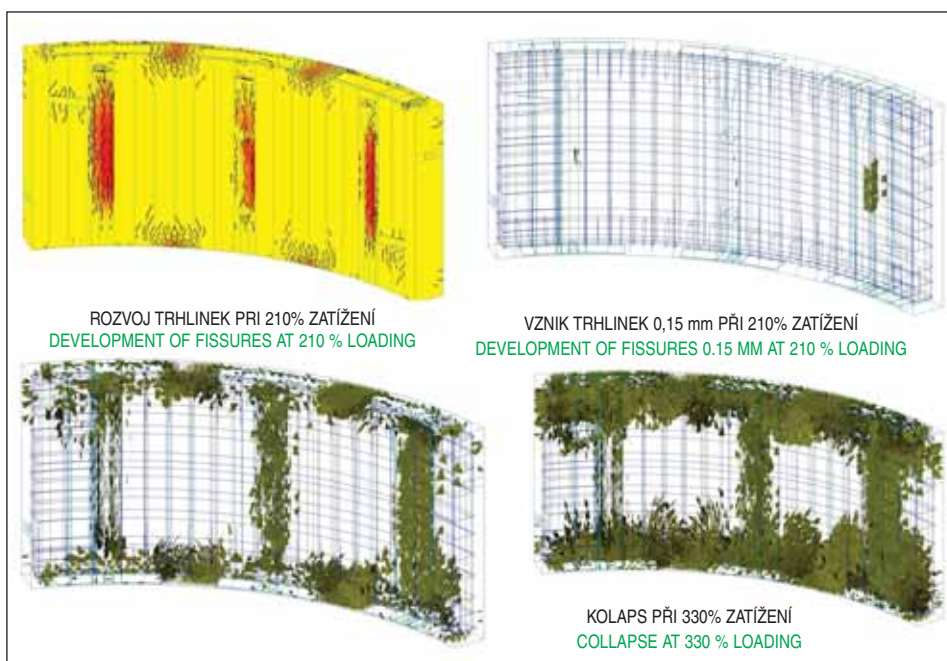
Obr. 9 Analýza 3D dílce při 100% zatížení od lisů stroje

Fig. 9 3D analysis of a segment under the 100 % load induced by thrust cylinders

from 2D calculations for the characteristic cross-sections proved that the safety of the structure, first of all against cracking and growing of cracks, is sufficient. The deformational response roughly corresponded to 2D models. The modelling covered the real geometrical configuration of contacts in joints and the steel-bar reinforcement. The influence of niches for coupling bolts was omitted (see Fig.7).

The assessment of the radial joint confirmed that the load-bearing capacity of the detail of the joint is sufficient in the case of a concentrated load acting on the contact area between individual segments of the ring even if the ovalisation assumed to be up to 25 mm is reached (see Fig.8).

Significant attention was devoted to assessing of individual segments for loads induced by thrust cylinders when the shield is being propelled ahead. Each of the segments, with the exception of the key, is loaded by three pairs of cylinders installed in pre-defined positions. The maximum, insurmountable loading by the force induced by the hydraulic cylinders is defined for the couples of cylinders. However, it is guaranteed, taking into consideration the variability of the geology within the tunnel face profile and the horizontal and vertical alignment conditions, that each couple of cylinders will exert different forces, ranging from zero to the calculated maximum. This system was also allowed for when the loading was being modelled. There are 3 mm thick plywood slabs inserted in the joint between individual lining rings. Loads are transferred through these slabs do the next ring. The maximum compression of the slab is up to 2 mm. Each ring was therefore loaded under various loading variants, with the increments of the pressure force of the jacks continuing until the final collapse of the model happened. The segments were modelled including niches for coupling bolts and the real steel bar reinforcement. They were supported by plywood boards having the properties according to the obtained parameters (plywood considered as an elastic



Obr. 10 Analýza 3D dílce při vzniku trhlinek a kolapsu

Fig. 10 3D analysis of a segment at the moment of the origination of cracks and a collapse



Obr. 11 Fotografie ze zatěžovací zkoušky dílce v Kloknerově ústavu ČVUT Praha; průběh rozvoje trhlinek při zkoušce odpovídal 3D modelu MKP; ke kolapsu došlo při vyšší úrovni zatížení
 Fig. 11 Photo taken during a segment loading test in the Klokner Institute of the Czech Technical University in Prague. The curve for the development of cracks during the test corresponded to the FEM 3D model; the segment collapsed under a higher level of loading

ZAVĚR

V současné době probíhají ražby zeminovými štíty na mezi-staničním úseku Petřiny – Veleslavin. Je tak již vyraženo několik prvních set metrů touto technologií. Na nějaké celkové zhodnocení projektu je zatím brzy. Zatím se nevyskytly žádné zásadní problémy vyplývající z návrhu segmentového ostění. Zkušenosti ze stavby jen potvrzují, že praktické problémy, které při realizaci vznikají, jsou jen těžko předvídatelné v projektové přípravě a především i těžko „modelovatelné“. Výpočty metodou konečných prvků jsou na jedné straně velmi sofistikované, nicméně volba okrajových podmínek se skutečným podmínkám in situ může jen přiblížit a materiálové vlastnosti i hodnoty uvažovaných zatížení jsou pouze statisticky získanými veličinami. Proto by tyto veškeré možné dodatečné vlivy ve většině případů měly být pokryty vhodně aplikovanými tzv. konstrukčními zásadami a přístupem zdravého rozumu projektanta.

Pozn.: Výpočty v charakteristických příčných řezech byly provedeny metodou konečných prvků programy GEO5-MKP a MIDAS GTS.

Detailed assessment of joints and loading induced by thrust cylinders of the tunnelling machine was carried out by the FEM analysis in the ANTENA 3D program, using a set of material characteristics of the real concrete, obtained by mechanical testing.

Dimensioning of segments was carried out in the FIN EC BETON 2D.

**ING. JOSEF KUŇÁK, kunak@metroprojekt.cz,
 ING. MARTINA URBÁNKOVÁ,
urbankova@metroprojekt.cz,
 TOMÁŠ URBÁNEK, urbanek@metroprojekt.cz,
 METROPROJEKT Praha, a. s.**

Recenzoval: Ing. Jaromír Zlámal

CONCLUSION

At the moment, the earth pressure balance shields are driving the section between stations of Petřiny and Veleslavin. Several initial metres of the tunnel excavation have been finished using this technology. It is still too early to carry out an overall assessment of the design. No crucial problems resulting from the segmental lining design have been experienced yet. The experience gained during the construction has only confirmed that practical problems encountered in situ are hard to foresee during the design preparation and, above all, are hard to “model”. On the one hand, the Finite Element Method calculations are highly sophisticated; on the other hand, the selection of boundary conditions can only approximate the real in-situ conditions and material properties and the values of the loads assumed in calculations are quantities obtained only by statistical methods. For that reason all possible additional influences should be dealt with in the majority of cases by applying proper “structural principles” and designer’s common sense.

Note: The calculations for the characteristic cross-sections were conducted by the Finite Element Method, using GEO5-MKP and MIDAS GTS programs.

The detailed assessment of joints and the loading induced by thrust cylinders of the tunnelling machine was carried out by the FEM analysis in the ANTENA 3D program, using a set of material characteristics of the real concrete, obtained by mechanical testing.

Dimensioning of segments was carried out in the FIN EC BETON 2D program.

**ING. JOSEF KUŇÁK, kunak@metroprojekt.cz,
 ING. MARTINA URBÁNKOVÁ,
urbankova@metroprojekt.cz,
 TOMÁŠ URBÁNEK, urbanek@metroprojekt.cz,
 METROPROJEKT Praha, a. s.**

LITERATURA / REFERENCES

[1] Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining, WG2, ITA-AITES 2000
 Dokumenty z archivu firmy Metroprojekt Praha, a. s.

DOKONČENÍ RAŽEB A PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ NA TUNELU BRUSNICE STAVBA Č. 9515 MYSLBEKOVA – PRAŠNÝ MOST

THE COMPLETION OF EXCAVATION AND PRIMARY LINING OF THE BRUSNICE TUNNEL, CONSTRUCTION LOT 9515: MYSLBEKOVA – PRAŠNÝ MOST

JAROMÍR HEŘT

1. ÚVOD

Tunel Brusnice je součástí tunelového úseku Blanka a představuje komplex ražených a hloubených třípruhových tunelů mezi mimoúrovňovou křižovatkou Malovanka a Prašným mostem na Praze 6. Menší část tohoto úseku tvoří dvě ražené tunelové trouby s velikostí příčného řezu cca 172 m² (šířka výrubu 17 m, výška 13,5 m) a délky cca 550 m.

Ražba probíhala v prostředí jílovitých břidlic pražského ordoviku s proměnlivou výškou skalního nadloží.

Ražba severní tunelové trouby (STT) byla zahájena v říjnu 2009 s vodorovným členěním výrubu z portálu Myslbekova. S tříměsíčním odstupem byla zahájena ražba jižní tunelové trouby (JTT), u níž s ohledem na výsledky geotechnického monitoringu a podchod barokního opevnění bylo pro ražbu zvoleno bezpečnější svislé členění výrubu. Z důvodu zlepšení geologických podmínek byl po asi 50 m ražby JTT proveden přechod na vodorovné členění výrubu.

Ražba STT probíhala v obdobně příznivých geologických podmínkách s vodorovným členěním výrubu až do staničení km 13,034 60, tj. v délce asi 400 m. Na základě výsledků doplňujícího geotechnického průzkumu, který potvrdil a upřesnil očekávané zhoršení geologických podmínek, byla ražba od tohoto staničení prováděna s bezpečnějším svislým členěním výrubu s následujícími doplňujícími opatřeními (rozčlenění profilu na 7 dílčích výrubů s minimalizovanou plochou, zkrácení délky záběru, provádění předstihových ochranných deštníků z injektovaných ocelových trubek). Tímto způsobem bylo vyraženo zhruba 70 m (levého opěrového tunelu), přičemž výsledky geotechnického monitoringu vykazovaly trvale příznivé hodnoty.

Dne 5. 7. 2010 ve 23:30 došlo při likvidaci provizorních stěn opěrových tunelů ke ztrátě stability nadloží v blízkosti čelby střední kaloty tunelu. Následný zával způsobil propad nadloží až k povrchu terénu a zasypaní části tunelu včetně pracovního stroje a strojníka. Průběh mimořádné události byl nečekaný a velmi rychlý bez předcházejících varovných projevů.

Okamžitě po vzniku mimořádné události byly zahájeny práce na vyprošťování pracovníka z podzemí a provedeny všechny úkony podle platného havarijního plánu.

Přibližně ve 6:30 hod. došlo k vyproštění strojníka z podzemí. Po lékařské prohlídce bylo konstatováno, že jeho zdravotní stav nedoznal žádné újmy.

Následující článek je zaměřen na popis stavebních prací provedených na dokončení primárního ostění ve zbývajících částech tunelu Brusnice po závalu ze dne 5. 7. 2010.

2. PROJEKT DOKONČENÍ RAŽEB

Pro možnost dokončení ražeb primárního ostění, po výše uvedeném propadu nadloží, bylo nutno, aby se při vypracování projektové dokumentace vycházelo z provedeného vrtného doprůzkumu v místě budoucí doražby. Muselo se zvážít celé

1. INTRODUCTION

The Brusnice tunnel is part of the Blanka tunnel section. It is a complex of mined and cut-and-cover triple-lane tunnels between the Malovanka grade-separated intersection and Prašný Most in Prague 6. Part of this section consists of two about 550 m long mined tunnel tubes with the cross-sections of about 172 m² (a 17 m wide and 13.5 m high excavated cross-section).

The tunnels were driven through the environment formed by the Prague Ordovician clayey shale, under rock overburden with a variable depth.

The excavation of the northern tunnel tube (NTT) commenced from the Myslbekova portal in October 2009, using a horizontal sequence (top heading, bench and invert). The excavation of the southern tunnel tube (STT) started at a time lag of three months. Taking into consideration results of the geotechnical monitoring and the fact that a Baroque fortification wall was to be passed under, a safer, vertical excavation sequence was selected (side drifts and central pillar). Because of the improvement in the geological conditions, the STT excavation sequence was changed to the horizontal system, after completing approximately 50 m of excavation.

The NTT was driven through similarly favourable geology, using the horizontal sequence, up to chainage km 13.034.60, along the length of approximately 400 m. From this chainage on, the safer vertical excavation sequence was applied, taking into consideration supplementary results of the geotechnical survey, which confirmed and refined the anticipated deterioration of geological conditions. The following measures were applied: The cross-section was divided into 7 partial headings with minimised cross-sectional areas, the round lengths were reduced, canopy tube pre-support was installed using grouted steel tubes. In this way an about 70 m long section of the left-hand sidewall tunnel was driven, with the results of the geotechnical monitoring presenting continually favourable values.

On 5th June 2010 at 23:30 hours, during the process of removing temporary walls of sidewall drifts, the overburden stability was lost near the face of the central top heading of the tunnel. The subsequent overburden collapse reached the ground surface. Part of the tunnel was filled with debris, burying the excavator and its operator. The course of the incident was unexpected and very quick, without preceding warning manifestations.

The work on rescuing the worker from the underground started immediately after the origination of the collapse and all operations prescribed by the respective emergency plan were carried out.

Approximately at 6:30 hours, the operator was successfully pulled out. After physical examination it was stated that his health condition had suffered no harm.

The paper below is focused on the description of construction activities carried out with the aim of completing the excavation

dokončení ražeb ve vztahu k navazujícím stavebním pracím v jamách Myslbekova a Prašný most. V neposlední řadě bylo nutno dodržet veškerá nařízení OBÚ, která byla uvedena ve vydaných závazných příkazech na každou část realizační dokumentace ražeb primárního ostění.

Zájmové území leží v pražské pánvi, dílčím sedimentačním prostoru rozsáhlého barrandienského synklinoria, v němž je skalní podloží tvořeno zvrásněným komplexem aleuropelitických břidlic, drob, pískovců a křemenců staropaleozoického stáří. Mladší geologické útvary jsou v našem území zastoupeny až kvartérními pokrývnými útvary. Geneticky jsou to plošně nejrozšířenější eolické a deluviální sedimenty překryté antropogenními sedimenty – navážkami, jako důsledek stavební činnosti, dále pak jsou v menším plošném rozsahu zastoupeny fluviální a holocénní sedimenty potoka Brusnice a Vltavy. Ražba proběhla většinou v níže popsaných břidlicích a deluviálních sedimentech, jež se zejména vyskytovaly v přístropí při protiražbě podle revize H projektové dokumentace.

- **W5 horizont rozložené břidlice** – byl reprezentován soudržnou zemínou charakteru jílu s nízkou až střední plasticitou s proměnlivým obsahem příměsí střípků a ostrohranných úlomků břidlic. Zařídění dle ČSN 73 1001 tř. F 6, ČSN 73 3050 tř. 3, symbol zvětrání dle ČSN 72 1001 tř. W 5, tj. zcela zvětralá – rozložená.
- **W4–W3 horizont zvětralé břidlice** tvoří úlomkovitě rozpádnuté břidlice, hrubě lupenitě až tence deskovitě odlučné, pevné v ruce, těžko až nelámatelné, místy tektonicky porušené s výplní jílu. Svými mechanickými vlastnostmi se blíží ještě více k nesoudržným zeminám než horninám. V přechodu nadložního zvětralinového rezidua přibývá významně podílů střípků a úlomků zvětralé horniny. Střípky byly zbarveny vyloučenými povlaky hydroxidů železa, které se vysrážely z roztoků provázejících zvětrávací proces. Zařídění dle ČSN: 73 3050 tř. 4, dle 72 1001 je stupeň zvětrání W 4–W 3, tj. silně až málo zvětralé.
- **Deluviální sedimenty – DE** – pleistocén – se vyskytují v celém úseku trasy. Jsou produktem zvětrávání hornin skalního podloží. Vznikaly převážně soliflukcí, tj. plíživými pohyby částečně rozptáté věčně zmrzlé půdy v ledových dobách a zčásti též přepravením mateční horniny. Mají charakter písčitých jílu a jílu s nízkou až střední plasticitou, převážně pevné konzistence. Zařídění dle ČSN: 73 3050 tř. 3, podle 73 1001 F3/MS a F6/CL,CI.

Na základě výše uvedených důvodů byla realizace ražeb a realizační dokumentace rozdělena do šesti samostatných revizí projektové dokumentace (obr. 1), a to revize G, H, I, J, K, likvidace mimořádné události.

Vlastní realizace uvedených jednotlivých částí (dále jen revizí) proběhla v časové souslednosti uvedené na obr. 2.

3. REALIZACE ÚSEKU REVIZE G

Jednalo se o ražbu jižní tunelové trouby (dále JTT) ve směru ze stavební jámy Myslbekova do stavební jámy Prašný most, od staničení 3,25442 do staničení 3,33002, v celkové délce 75,60 m, úpadně ve sklonu 0,5 %. Ražba v předmětném úseku byla provedena technologií NRTM s omezeným použitím trhacích prací a bylo zde navrženo horizontální členění výrubu s vertikálně členěnou kalotou (obr. 3).

Pro provedení ražby bylo navrženo primární ostění ze stříkaného betonu třídy nejméně C 25/30, vyztužené příhradovými rámy Bretex z betonářské oceli, svařovanými sítěmi a svorníky. Bylo dimenzováno na vlastní tíhu a horninový tlak. Vystrojení primárního ostění příhradovými rámy Bretex a svařovanými sítěmi bylo pro technologickou třídu 5a:

- vnitřní stěna (dočasná) kaloty měla tloušťku 300 mm a byla vyztužena rámy Bretex R11 (a = 1,0–1,25 m) + 2x svařovaná síť Ø 6,3 mm, 100/100 mm,

and primary lining within the remaining parts of the Brusnice tunnel after the collapse on 5th July 2010.

2. EXCAVATION COMPLETION DESIGN

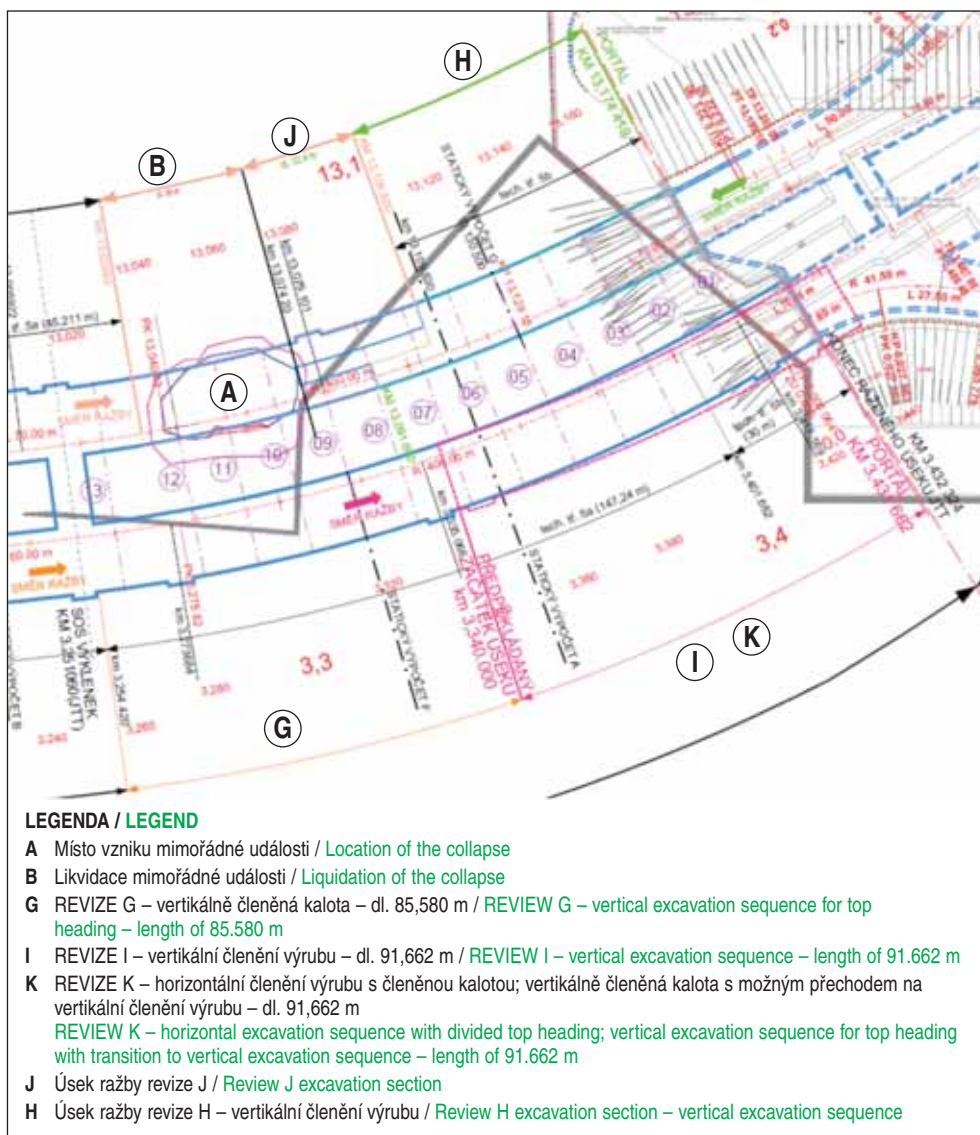
It was necessary for the possibility of completing the excavation and primary lining after the above-mentioned overburden collapse to start the work on the design using results of a supplementary drilling survey, which was carried out in the area of the future completion of the excavation. It was necessary to consider the overall completion of the excavation in relation to the subsequent construction work in the Myslbekova and Prašný Most construction pits. At last but not least, it was necessary to adhere to all instructions of the Regional Bureau of Mines which were contained in binding orders for each part of the detailed design for the excavation and the final lining. The area of operations is found in the Prague Basin, which is a partial sedimentation area of the extensive Barrandian Synclinorium, where the bedrock is formed by a complex of aleuropelitic shale, greywacke, sandstones and quartzites of the Early Palaeozoic age.

Younger geological formations in our area are represented by Quaternary deposits. Genetically, they consist of aeolian and deluvial sediments, which are spread most of all. They are overlain by anthropogenic sediments – fills as a result of construction activities. Fluvial and Holocene sediments formed by the Brusnice Brook and Vltava River are present to a smaller area-related extent. The excavation passed first of all through the below-mentioned shales and deluvial sediments, which were mainly encountered in the top heading during the counter-heading, following the H Review of the design.

- **W5 decomposed shale horizon** – it was represented by cohesive soil with the character of clay with low to medium plasticity, with a variable content of shards and sharp-angular fragments of shale. It is categorised as class F 6 according to ČSN 73 1001, class 3 according to ČSN 73 3050, with the weathering symbol W5 according to ČSN 72 1001, which means totally weathered – decomposed ground.
- **W4–W3 decomposed shale horizon** – it is formed by shales weathered to fragments, coarsely lamellated to thin platy, hard in hand, hard or impossible to break, locally tectonically disturbed with clay filling. Through its mechanical properties it is even closer to incohesive soil than rock. In the transition to the overlaying weathered residuum the proportion of shards and fragments of weathered ground significantly increases. The shards were tinted by separated coats of hydroxides of iron, which precipitated from solutions attending the process of weathering. It is categorised as class 4 according to ČSN 73 3050, the degree of weathering to ČSN 72 1001 is W 4 – W3, which means heavily to little weathered ground.
- **deluvial sediments – DE** – the Pleistocene – are encountered throughout the route section. They are the product of weathering of the bedrock. They mostly originated through solifluction, i.e. creeping of partially melted permafrost during glacial periods and, partially, through overwashing of the parent material. They have the character of sandy clays with low to medium plasticity, mostly with hard consistency. Categorisation to ČSN 73 3050: class 3; to ČSN 73 1001: F3/MS and F6/CL,CI.

The execution of excavation and the detailed design were divided on the basis of the above-mentioned reasons into six separate design reviews (see Fig. 1): Reviews G, H, I, J, K and liquidation of the collapse.

The operations contained in the individual parts (hereinafter referred to as reviews) were carried out in the time sequence presented in Figure 2.



Obr. 1 Situace dokončení ražeb
Fig. 1 Plan of the completion of excavation

- primární ostění tunelu mělo tloušťku 400 mm a bylo vyztuženo rámy Bretex R 11 (a = 1,0–1,25 m) + 2 x svař. síť Ø 6,3 mm, 100/100 mm,
- dno kaloty – spodní protiklenba, v případech kdy se provádí, měla tloušťku 250 mm a je vyztužena dvěma svařovanými sítěmi Ø 8 mm 100/100 mm, smykovými žebříky a vázanou výztuží,

- The inner (temporary) wall was 300 mm thick; it was reinforced with Bretex R11 (a = 1.0 – 1.25 m) + 2x welded mesh Ø 6.3 mm, 100/100 mm;
 - The tunnel primary lining was 400 mm thick and was reinforced by Bretex R 11 frames (a = 1.0 – 1.25 m) + 2 x welded mesh Ø 6.3 mm, 100/100 mm;
 - The top heading invert, in the sections where it was installed, was 250 mm thick, with the reinforcement consisting of two layers of welded mesh Ø 8 mm 100/100 mm, shear ladders and tie-up reinforcing bars;
- The tunnel bottom was reinforced with two layers of welded mesh Ø 8 mm, 100/100 mm, with one Bretex R11 frame in an excavation round, the length of which was equal to the length of four rounds in the top heading;

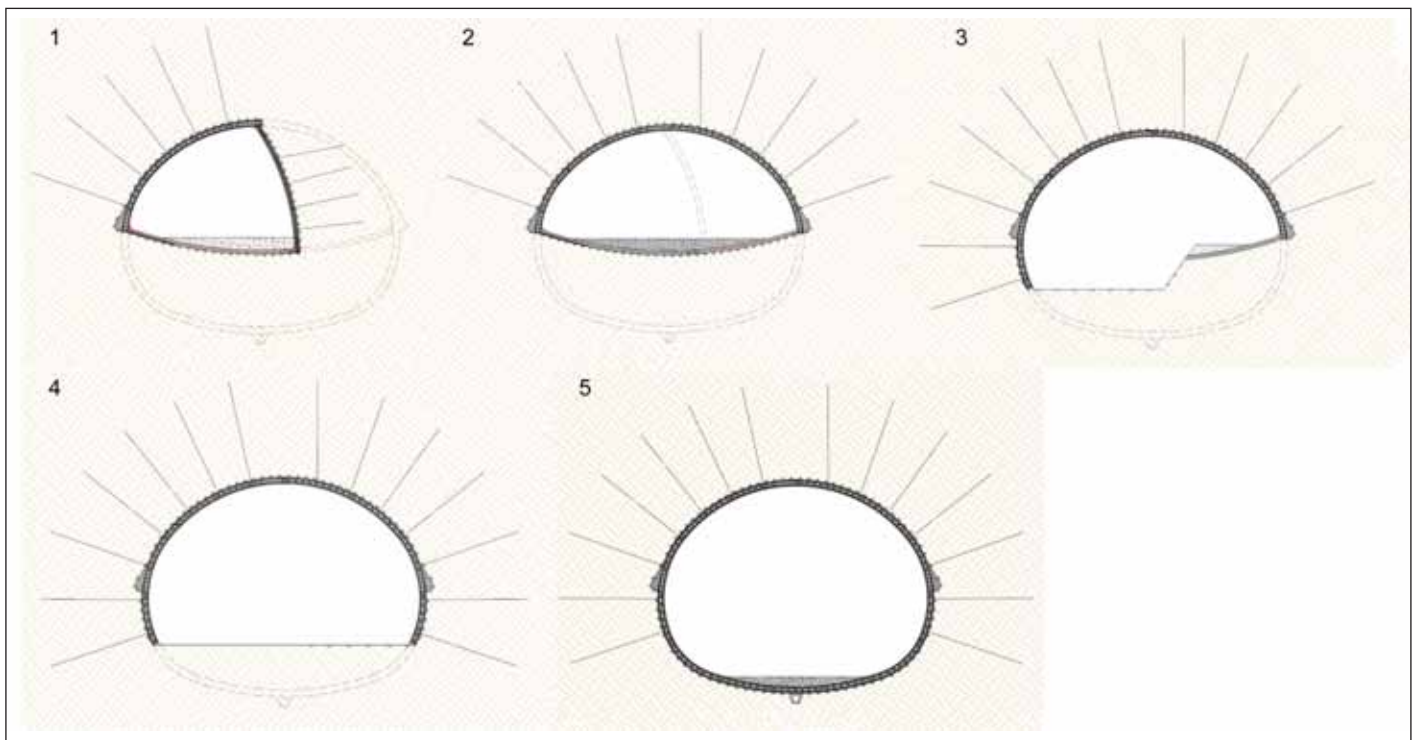
3. REVIEW G SECTION EXECUTION

It was the excavation of the southern tunnel tube (hereinafter referred to as the STT) in the direction from the Myslbekova construction pit toward the Pražný Most construction pit, from km 3.25442 chainage to 3.33002 chainage, at the total length of 75.60 m, downhill at 0.5%. The NATM was applied to the excavation in this particular section, with the drill-and-blast used only to a limited extent. A horizontal excavation sequence (top heading, bench and invert) was designed for this section, with the top heading divided vertically (see Fig. 3).

The design for the primary excavation support consisted of sprayed concrete of C 25/30 grade as the minimum, reinforced with Bretex lattice girders manufactured from reinforcing bars, welded mesh and rock bolts. The support was designed for loading by dead weight and rock pressure. The reinforcement of the primary lining using Bretex lattice girders and welded mesh was designed for the excavation support class 5a as follows:

TUNEL BRUSNICE – HMG DOKONČENÍ RAŽEB BRUSNICE TUNNEL – EXCAVATION COMPLETION SCHEDULE	2010				2011							
	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8
JIŽNÍ TUNELOVÁ TROUBA, REVIZE G SOUTHERN TUNNEL TUBE, REVIEW G												
SEVERNÍ TUNELOVÁ TROUBA, REVIZE H NORTHERN TUNNEL TUBE, REVIEW H												
SEVERNÍ TUNELOVÁ TROUBA – zmáhání závalu NORTHERN TUNNEL TUBE – collapsed tunnel recovery												
SEVERNÍ TUNELOVÁ TROUBA, REVIZE J NORTHERN TUNNEL TUBE, REVIEW J												
JIŽNÍ TUNELOVÁ TROUBA, REVIZE K SOUTHERN TUNNEL TUBE, REVIEW K												
JIŽNÍ TUNELOVÁ TROUBA, REVIZE I SOUTHERN TUNNEL TUBE, REVIEW I												

Obr. 2 Harmonogram dokončení ražeb
Fig. 2 Excavation completion schedule



Obr. 3 Členění profilu tunelu dle revize G – K

Fig. 3 Excavation sequence according to reviews G – K

- dno tunelu bylo vyztuženo dvěma svařovanými sítěmi \varnothing 8 mm, 100/100 mm, rám Bretex R11 byl ve dně pouze 1 ks na záběr délky rovnající se 4 záběrům v kalotě,
- kotvení radiálními hydraulickými svorníky Wibolt EXP 120 dl. 6 m bylo navrženo v každém záběru; alternativně bylo možno použít samozávrtné injektovatelné svorníky IBO R 32 L, délky 6 m,
- vnitřní (dočasná) stěna kaloty byla kotvena sklolaminátovými svorníky Spinmax 32 dl. 4 m; alternativně bylo možno použít svorníky IBO R 32 L dl. 4 m.

Délka záběru v kalotě byla v technologické třídě 5a – max. 1,25 m. V technologické třídě 5a byly ochráněny všechny čelby v kalotě vrstvou stříkaného betonu třídy C 25/30 tl. 50 mm, ve zhoršených geologických podmínkách, při výrazné nestabilitě čelby, byla čelba navíc kotvena svorníky Spinmax 32 délky 6 m v počtu 1 svorník/3 m² čelby. O realizaci ochrany čelby rozhodoval směnový stavbyvedoucí na základě doporučení geologa.

Ražba byla provedena pod ochrannou deštníků ze svorníků IBO R 51L. Ty se prováděly při záběrech dl. 1 m z každého 5. záběru. Délka svorníků byla 9 a 12 m. Vzdálenost os vrtů v návrtné rovině byla 300 mm. Pro vrtání bylo možné použít vodní výplach.

Pro ochranu dočasné stěny byly použity deštníky Spinmax 32 s délkou 6 m a byly prováděny při délce záběru 1 m z každého třetího záběru. Tyto svorníky mohly být nahrazeny jehlováním v každém nebo v každém druhém záběru podle zastížených geologických podmínek (obr. 4).

Výrub byl členěn na kalotu č. 1, kalotu č. 2, opěří č. 3, opěří č. 4 a dno č. 5. Nejprve se prováděla ražba kaloty č. 1 a kaloty č. 2 v délce 15 m (délka záběrů na kalotě byla max. 1,25 m). Vzdálenost čelby kaloty č. 1 a kaloty č. 2 byla při ražbě min. 4 m. Provizorní stěna kaloty mezi výrubem č. 1 a č. 2 se ubírala zároveň s ražbou kaloty č. 2, avšak stáří betonu klenby primárního ostění kaloty č. 1 muselo být v daném místě min. 3 dny. Zároveň s ražbou kaloty se prováděla ražba opěří č. 3 opět v délce 15 m. Vzdálenost čelby kaloty č. 2 od čelby opěří č. 3 musela být min. 20 m kvůli pohybu mechanizace na kalotě.

- Anchoring by 6 m long Wibolt EXP 120 radial rock bolts was designed for each round. Alternatively it was possible to use 4.0 m long IBO R 32 L rock bolts;
- The inner (temporary) wall of the top heading was anchored with 4.0 m long Spinmax rock bolts. Alternatively it was possible to use 4.0 m long IBO R 32 L rock bolts.

The maximum excavation round length in the top heading for excavation support class 5a was 1.25 m. For excavation support class 5a, all excavation faces in the top heading were protected by a 50 mm thick layer of C 25/30 shotcrete. In deteriorated geological conditions, where the face was significantly unstable, it was stabilised by 6.0 m long Spinmax 32 rock bolts (1 piece per 3.0 m² of the face area). The decision on the installation of the face support was made by contractor's agent on shift as recommended by the geologist.

The excavation was carried out using IBO R 51L rock bolts to form a protective umbrella. They were installed from every fifth round (1.0 m long rounds). The rock bolts were 9 m and 12 m long. Boreholes were spaced at 300 mm in the starting plane. Water flushing was permitted during the drilling operations.

Spinmax 32 umbrellas 6.0 m long were used for the protection of the temporary wall. They were installed from every third round (1.0 m long rounds). The Spinmax 32 bolts could be replaced by forepoling carried out in each or every other round, depending on the geological conditions encountered (see Fig. 4).

The excavation was divided into top heading No. 1, top heading No. 2, bench No. 3, bench No. 4 and invert No. 5. The first operation was the excavation of top heading No. 1 and top heading No. 2 at the length of 15.0 m (the maximum length of the top heading excavation rounds was 1.25 m). The minimum distance between the excavation faces of top heading 1 and top heading 2 was 4.0 m. The temporary sidewall between the top heading No. 1 and top heading No. 2 was gradually removed with the excavation of top heading No. 2 proceeding, but the minimum age of the concrete vault of the primary lining of top heading No. 1 in the particular location had to be greater than 3 days. The excavation of bench No. 3 proceeded simultaneously with the top heading excavation,

Po vyražení opěří č. 3 v délce 15 m se přemístila rampa na kalotu a pokračovala ražba opěří č. 4 v délce 15 m. Po vyražení opěří č. 4 se provedla ražba dna tunelového profilu v délce rovněž 15 m. Ražba dna se prováděla v celé šířce najednou. V technologické třídě 5a byly délky záběrů na kalotě 0,90 až 1,25 m. Délky záběrů v opěří byly 1,8 až 2,5 m a délky záběrů ve dně byly 3,6 až 5 m. Přechod mezi pracovními úrovněmi kaloty a opěří byl navržen pomocí rampy o maximálním sklonu 20 %. Rampa byla provedena nasypáním a zhutněním rubaniny. V případě nutnosti při nepříznivých výsledcích monitoringu byla projektem předepsána realizace provizorní protiklenby kaloty. K tomuto ale nemuselo být v realizaci přistoupeno. Protiklenba měla být provedena z 250 mm tl. stříkaného betonu třídy C 20/25, s nárůstem pevnosti podle křivky J2 rakouské směrnice pro stříkaný beton a měla být vyztužena u obou povrchů svařovanými sítěmi 8/100/100 mm, smykovými žebříky v patě kaloty a ve vybraných úsecích vázanou výztuží. Protiklenba se měla betonovat jen v následujících případech:

- zastížení geologické poruchy v patě primárního ostění, která může ovlivňovat stabilitu primárního ostění a způsobovat vyšší než očekávaný nárůst jeho deformací,
- kdy v patě kaloty primárního ostění bude hornina W4 a horší,
- nepříznivých výsledků geotechnického monitoringu, kdy bude pravděpodobné, že mohou být překročeny varovné stavy.

Dno kaloty muselo vždy mít tvar protiklenby, aby v případě nutnosti mohla být protiklenba okamžitě vybetonována.

4. REALIZACE ÚSEKU REVIZE H

Ražba severní tunelové trouby byla realizovaná Novou rakouskou tunelovací metodou s vertikálním členěním výrubu z portálu Prašný most až do míst zainjektovaných opěřových tunelů vyražených z portálu Myslbekova. V případě pravého opěřového tunelu, tj. do staničení km 13,106 60, je délka tunelu 67,819 m. Levý opěřový tunel byl ražen do staničení km 13,091 60 v délce 82,819 m. Kalota byla provedena do staničení km 13,106 60 to je v délce 67,819 m. Profil tunelu byl uzavřen do staničení km 13,117 419, to je 57 m. Ražba byla prováděna dovrčně ve sklonu 0,5 % (obr. 5).

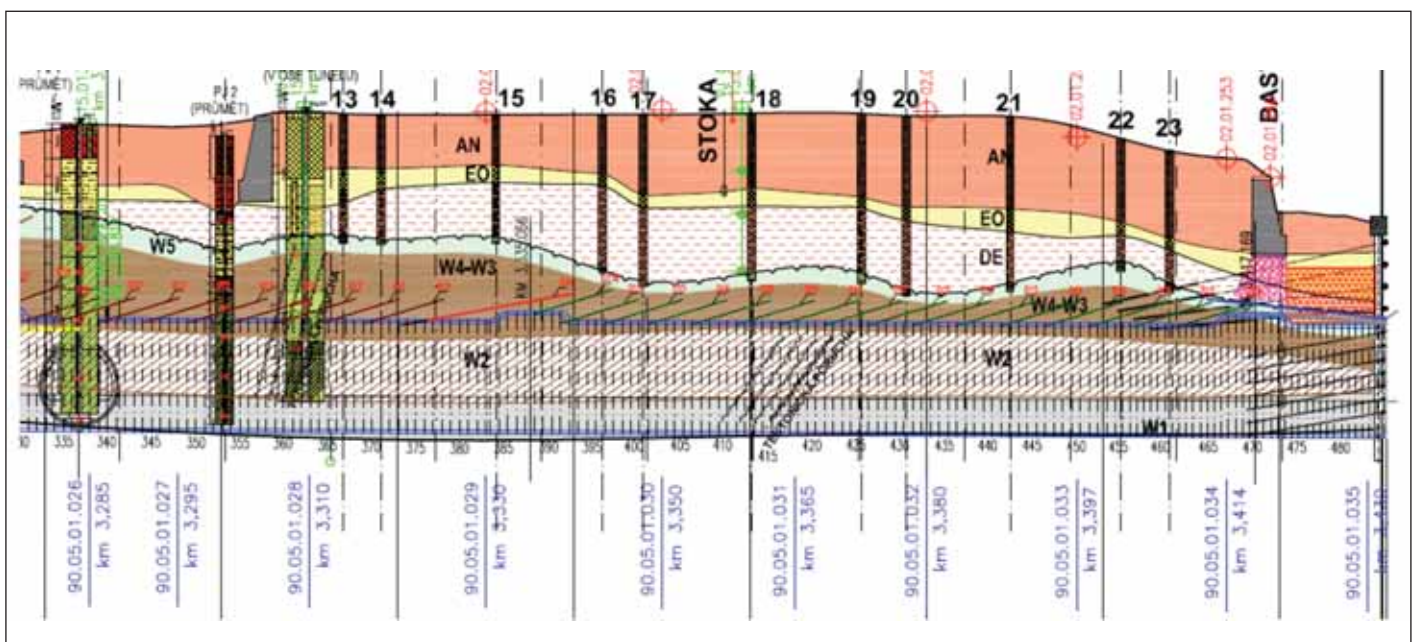
again at the length of 15 m. The minimum distance of 20.0 m of the excavation face of top heading No. 2 from the face of bench No. 3 was prescribed with respect to the movement of tunnelling equipment in the top heading. When the 15.0 m long section of the bench No. 3 excavation had been completed, the ramp was relocated to the top heading and the excavation of bench No. 4 continued, at the length of 15.0 m. After completing the excavation of bench No. 4, the invert excavation followed, also at the length of 15.0 m. The whole width of the invert was excavated in one pass. The excavation round lengths in the top heading for support class 5a were 0.90 to 1.25 m long. The length of the rounds in the bench and the invert were 1.8 to 2.5 m and 3.6 to 5.0 m, respectively. A ramp with the maximum slope of 20 % was designed for the transition between the top heading and bench working levels. The ramp consisted of compacted muck. In the cases of necessity, when the results of monitoring were unfavourable, the design prescribed an invert to be installed in the top heading. However, this measure did not have to be implemented during the works execution. The invert was to be 250 mm thick, in C 20/25 shotcrete, with the early strength on the J2 curve as defined by the Austrian directive for sprayed concrete; it was to be reinforced on both surfaces with 8/100/100 mm welded mesh, shear ladders at the supports and tie-up reinforcement in selected sections. The invert was to be cast only in the following cases:

- if a geological weakness is encountered at the footing of the primary lining which can influence the stability of the primary lining and cause higher than expected increase in its deformations;
- if W4 or worse rock is encountered at the footing of the primary lining of the top heading;
- if unfavourable results of the geotechnical monitoring are determined, where it is probable that the trigger levels can be exceeded.

The top heading bottom had to be shaped as an inverted arch so that the invert could be cast immediately in the case of necessity.

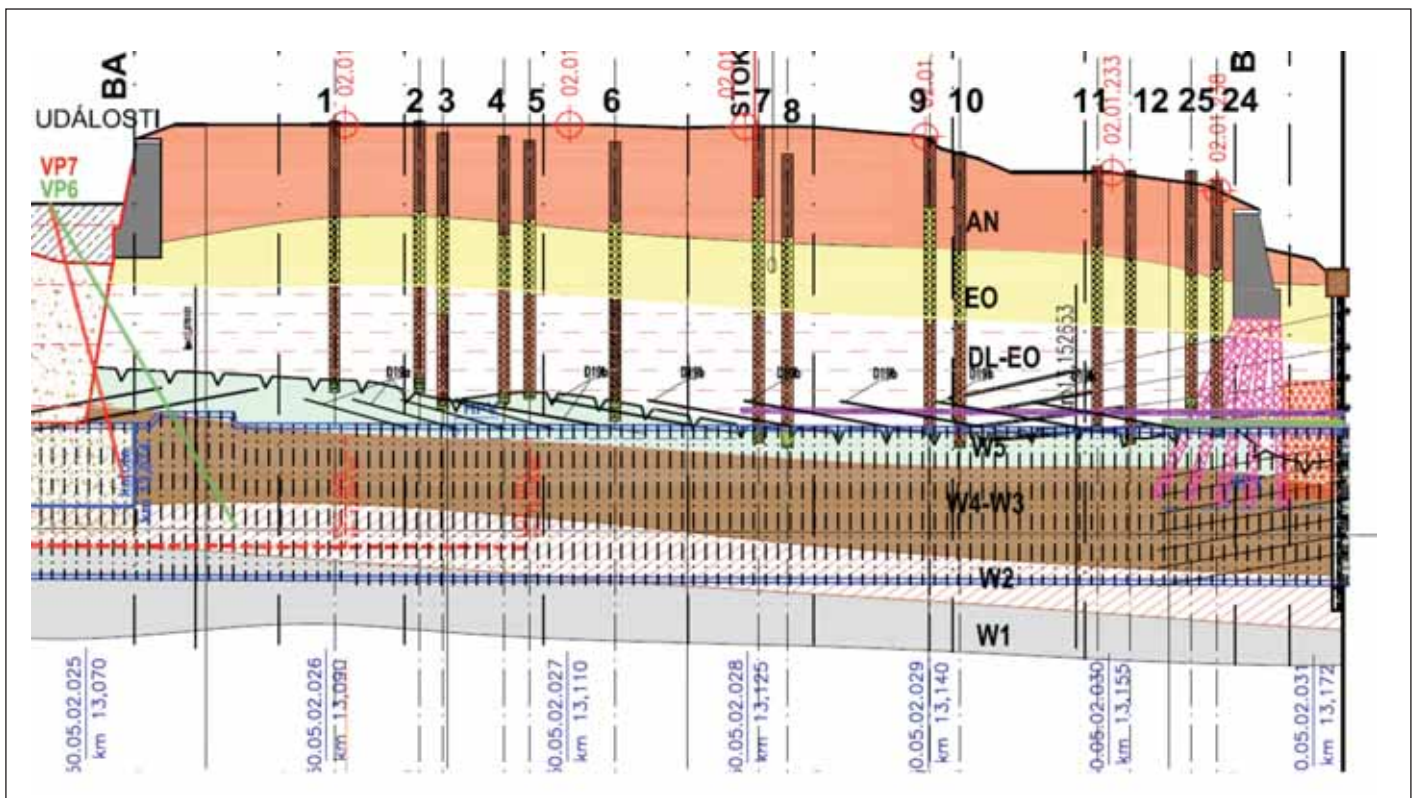
4. TUNNELLING IN THE REVIEW H SECTION

The northern tunnel tube was driven using the New Austrian Tunnelling Method with a vertical excavation sequence (side drifts and central pillar), from the Prašný Most portal up to the location of the sidewall tunnels filled with grout, which were driven from



Obr. 4 Podélný profil JTT (platný pro revize dokumentace G – K)

Fig. 4 Longitudinal section through the STT (applicable to design reviews G – K)



Obr. 5 Podélný profil STT revizemi J – H

Fig. 5 Longitudinal section through NTT reviews J – H

Cílem protiražby z portálu Prašný most v revizi H bylo zkrácení doby výstavby a zajištění přístupu k zavalenému místu z druhé strany. V realizaci byly nejprve vyraženy oba opěrové tunely, potom kalota a následně byl uzavřen celý profil tunelu až na výše zmíněných 57 m. Celý technologický postup svislého členění profilu tunelu je zřejmý z obr. 6.

Zajištění výrubu bylo navrženo primárním ostěním ze stříkaného betonu třídy C 25/30, vyztuženým příhradovými rámy Bretex z betonářské oceli, svařovanými sítěmi a svorníky a bylo dimenzováno na vlastní tíhu a horninový tlak. Vystrojení primárního ostění příhradovými rámy Bretex a svařovanými sítěmi bylo při provádění vertikálního členění následující.

Tech. tř. 5b:

- vnitřní stěny (dočasné) opěrových tunelů (OT) měly tloušťku 250 mm a byly vyztuženy rámy Bretex R14 ($a = 0,80$ až 1 m) + 2x svařované síť $\varnothing 8$ mm, 100/100 mm,
- primární ostění tunelu mělo tloušťku 500 mm a bylo vyztuženo rámy Bretex R13 ($a = 0,80$ až 1 m) + 2 x svař. síť $\varnothing 8$ mm, 150/150 mm,
- dno tunelu bylo vyztuženo dvěma svařovanými sítěmi $\varnothing 8$ mm, 100/100 mm. Rám Bretex R13 byl ve dně pouze 1 ks v každém třetím záběru ($a = 2,40$ až 3 m) – nebylo s ním uvažováno při posouzení únosnosti primárního ostění dna,
- radiální kotvení bylo prováděno samozávrtnými injektovatelnými svorníky IBO R 32 L dl. 6 m, resp. hydraulickými svorníky Wibolt EXP 120 dl. 6 m v každém záběru; vnitřní (dočasné) stěny OT byly kotveny svorníky Wibolt EXP 120 dl. 4 m, alternativně bylo možno též použít sklolaminátové svorníky Spinmax 32 nebo svorníky IBO R 32 L délky 4 m.

Okamžitě po provedení výlomu se stěny výrubu očistily a v kalotě OT a ve střední kalotě se nastříkala stabilizační vrstva ze stříkaného betonu třídy C 25/30 tl. 50 mm. Opěří OT a střední kalota se stabilizační vrstvou se zastříkávaly jen v horších geologických podmínkách. O realizaci stabilizační

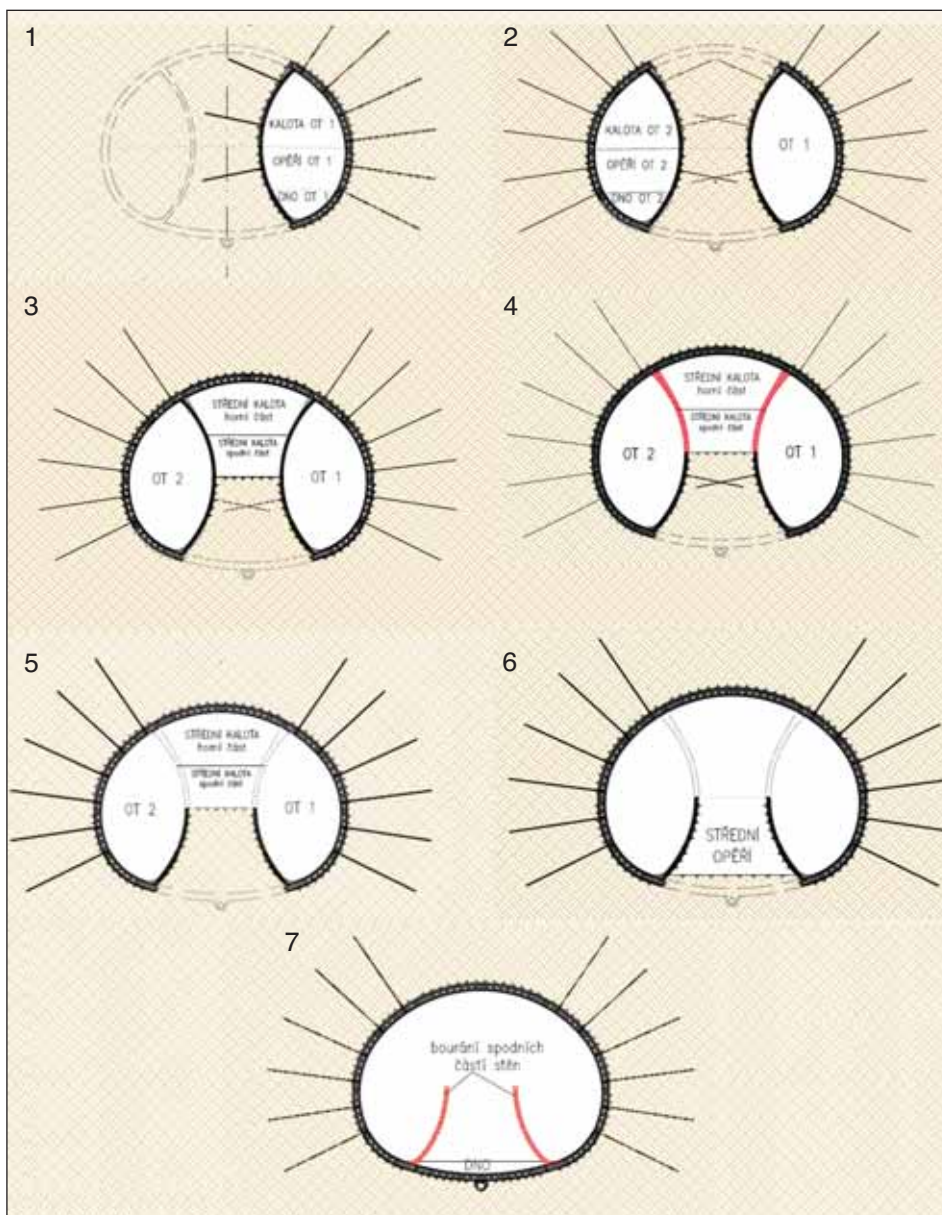
the Myslbekova portal. In the case of the right-hand sidewall tunnel, i.e. up to chainage km 13.106.60, the tunnel is 67.819 m long. The left-hand sidewall tunnel was driven up to chainage km 13.091.60, at the length of 82.819 m. The top heading was driven up to chainage km 13.106.60, at the length of 67.819 m. The tunnel profile was closed up to chainage km 13.117.419, i.e. 57 m. The excavation proceeded downhill at the gradient of 0.5% (see Fig. 5).

The objective of the counter-heading from the Prašný Most portal, contained in Review H, was to reduce construction time and provide access to the collapsed section from the opposite side. The excavation started by driving both sidewall tunnels, to be followed by the top heading. Subsequently the whole tunnel cross-section was closed along the above-mentioned length of 57 m. The entire vertical excavation sequence is presented in Fig. 6.

The design for the excavation support contained a primary lining using shotcrete with the minimum grade C 25/30, Bretex lattice girders from concrete rebars, welded mesh and rock bolts. The support was designed for the dead weight and rock pressure. The following primary support was installed during the excavation using the vertical sequence:

Excavation support class 5b:

- inner walls (temporary ones) of the sidewall tunnels (ST) were 250 mm thick; they were reinforced with Bretex R14 lattice girders ($a = 0.80$ to 1.0 m) + 2x welded mesh $\varnothing 8$ mm, 100/100 mm;
- the primary lining of the tunnel was 500 mm thick and was reinforced with Bretex R13 lattice girders ($a = 0.80$ to 1.0 m) + 2 x welded mesh $\varnothing 8$ mm, 150/150 mm
- the tunnel bottom was reinforced with two layers of welded mesh $\varnothing 8$ mm, 100/100 mm. There was only 1 Bretex R13 lattice girder in every third excavation round of the bottom excavation ($a = 2.40$ to 3.0 m); lattice girders were not taken into consideration in the structural analysis of the bottom primary lining.



Obr. 6 Členění profilu tunelu podle revize H – I
Fig. 6 Excavation sequence according to reviews H – I

vrstvy rozhodoval směnový stavbyvedoucí na základě doporučení geologa.

Ražba byla navržena pod ochranou deštníků. Nad profil tunelu se prováděly ochranné deštníky ze svorníků IBO R 51L. Nad provizorními stěnami opěrových tunelů se prováděly ochranné deštníky ze svorníků Spinmax 32 délky 6 m. Tyto svorníky Spinmax mohly být nahrazeny jehlováním. Ochranné deštníky ze svorníků IBO R 51L se prováděly při záběrech dl. 1 m z každého pátého záběru. Při záběru dl. 0,80 m. Jedná se o samozavrtávací injektovatelné svorníky. Délka svorníků byla 9 m. Vzdálenost os vrtů v návrtné rovině byla 300 mm. Při vrtání bylo možno použít vodní výplach. V případech, kdy vrty zasahovaly do pokryvných útvarů, bylo nezbytné použít vzducho-pěnový výplach. Ochranné deštníky Spinmax 32 nad dočasnými stěnami opěrových tunelů měly délku 6 m a byly prováděny z každého třetího záběru. Tyto svorníky mohly být nahrazeny jehlováním v každém nebo v každém druhém záběru podle zastižených geologických podmínek. Z místa vrtání ochranných deštníků byl vždy jeden vrt proveden jako průzkumný. Tento vrt byl proveden ve vrcholu klenby pod úhlem 45°. Účelem tohoto vrtu bylo zjistit výšku skalního nadloží.

Radial anchoring was carried out using 6.0 m long IBO R 32 L rock bolts or 6.0 m long Wibolt EXP 120 hydraulically expanded rock bolts in each excavation round. The inner (temporary) walls of the ST were anchored by 4.0 m long Wibolt EXP 120 rock bolts. It was also alternatively possible to use Spinmax 32 glassfibre reinforced plastic bolts or 4.0 m long IBO R 32 L rock bolts.

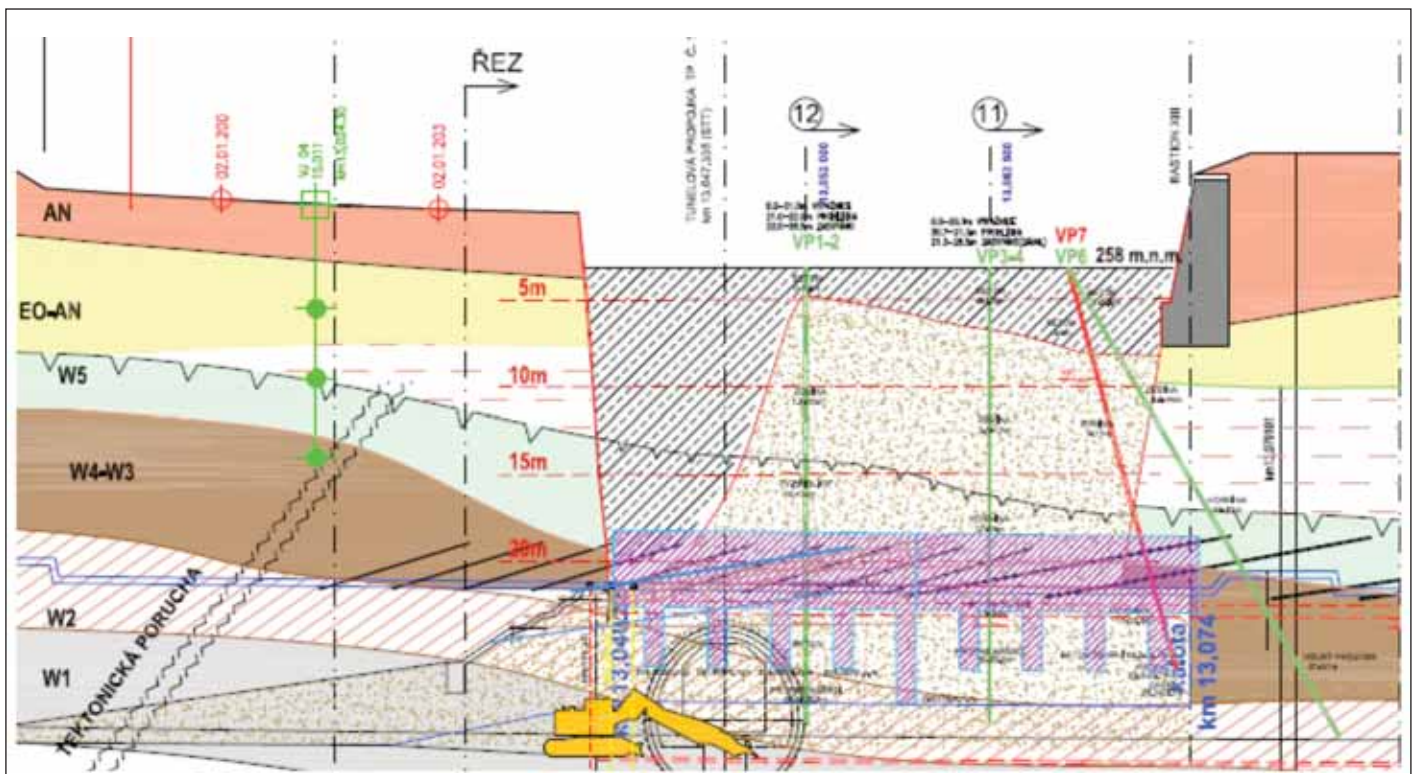
The surface of the excavated opening was cleaned immediately after the excavation and, a 50 mm thick layer of C 25/30 shotcrete was immediately applied in the top heading of the ST and in the central top heading. The bench of the ST and the central core of the tunnel with a shotcrete stabilisation layer were provided with the shotcrete layer only in worse geological conditions. The decision on placing of the stabilisation layer was made by contractor's agent on the basis of geologist's recommendation.

Protective umbrellas were designed for the excavation. Umbrellas consisting of IBO R 51L rock bolts were installed above the tunnel profile. The protective umbrellas installed above the temporary walls of the sidewall tunnels were made up of 6.0 m long Spinmax 32 rock bolts. It was possible to replace the Spinmax rock bolts with forepoling. The umbrellas from self-drilling, groutable, 9.0 m long IBO R 51L rock bolts were installed from every fifth excavation round, where the rounds were 1.0 m long. The rock bolts were installed at 300 mm spacing. The use of water flushing during drilling operations was permitted. In the cases where the boreholes extended to the surface deposits it was necessary to use air-foam flushing. The Spinmax 32 protective umbrellas over the temporary walls of the sidewall tunnels were 6.0 m long; they were installed from

every third excavation round. These rock bolts were replaceable by forepoling in each or every other round, depending on the geological conditions encountered. One borehole was carried out as a probe hole when the drilling for the umbrella was being conducted. This borehole was positioned to the top of the vault, angled upwards at 45°. The objective of this borehole was to determine the height of the rock cover.

During the excavation from the Prašný Most portal, the right-hand sidewall tunnel ST1 was driven in the first place. The excavation of the left-hand ST2 could commence only when a 25 m long stretch of the ST1 had been closed. The distance between the faces of the two sidewall tunnels was never allowed to be smaller than 25 m during the excavation. The excavation of the central top heading could start only when the excavation of 25 m of the left-hand sidewall tunnel ST2 had been finished and, at the same time, after the completion of the excavation of the entire sidewall tunnel ST1.

The lengths of excavation rounds in the top headings of the sidewall tunnels were 0.8 m to 1.0 m. The excavation face of the sidewall tunnel top heading had to be ahead of the bench excavation face, at the maximum and minimum distances equal to four rounds and 2 rounds, respectively. The excavation of the bottom of the sidewall tunnels was permitted to follow with the stagger equal to



Obr. 7 Podélný řez zmáháním závalu

Fig. 7 Longitudinal section through the liquidation of the collapse

Při ražbě od portálu Prašný most byl nejdříve ražen pravý opěrový tunel OT1. Ražba levého OT2 mohla být zahájena až po uzavření 25 m OT1. Vzdálenost čelb obou opěrových tunelů nesměla být při jejich ražbě nikdy menší než 25 m. Ražba střední kaloty mohla být zahájena až po vyražení 25 m levého opěrového tunelu OT2 a zároveň po vyražení celé délky opěrového tunelu OT1.

Při ražbě OT byly délky jednotlivých záběrů v kalotě 0,8 m až 1 m. Čelba kaloty OT musela mít od čelby opěrů maximální předstih 4 záběry a minimální předstih 2 záběry. Dno opěrových tunelů bylo možno provádět s odstupem 2 záběrů za čelbou opěrů. Délka záběrů ve dně OT byla 1,6 až 2 m. Pro ražbu kaloty OT byla stanovena maximální rychlost 3 m za den z důvodu dostatečného náběhu pevnosti betonu. Při ražbě střední kaloty byly délky jednotlivých záběrů 0,8 m až 1 m. Kalota byla ražena na dvě dílčí části. Horní dílčí výrub na výšku 3,8 m měl od spodní části kaloty předstih maximálně 4 záběry a minimálně 2 záběry, přičemž délka kaloty, tj. vzdálenost její čelby od hrany rampy na opěrě byla minimálně 26 m. Po vyražení střední kaloty na délku 50 m a vyražení obou OT v jejich plné délce bylo zahájeno bourání horních částí provizorních stěn a ražba jádra v délce 20 m. Maximální délky jednotlivých záběrů ve středním jádře byly 6 m. Následně byla doražena střední kalota na celou délku tj. 67,82 m. Poté bylo doraženo opěrě a pak dno v předmětném úseku revize H.

Ve staničení 13,123 km až 13,130 km se trasa obou tunelů křížila se stávající raženou kanalizací PVK 700x1250 mm. Kanalizace probíhala ve výšce cca 12,50 m nad klenbou tunelu a cca 11 m pod terénem. Pro minimalizaci možnosti zvodnění nadloží raženého tunelu bylo provedeno zajištění stávající stoky v úseku mezi ulicemi Jelení a M. Horákové nad STT a JTT v délce 116 m vyvložkováním potrubí PE 315x28,6 mm. Na základě výsledků statického výpočtu pro předmětný úsek byly očekávané poklesy v místě stoky 80 mm, skutečně dosažené poklesy byly do 1 mm.

2 excavation rounds behind the bench heading. The length of excavation rounds in the bottom of the STs was 1.6 to 2.0 m. The maximum excavation rate of 3 m per day was prescribed for the sidewall tunnels top heading to allow concrete to gain a sufficient strength. In the case of the central top heading excavation the individual rounds were 0.8 m to 1.0 m long. The top heading excavation was divided into two parts. The upper, 3.8 m high, partial excavation was advanced ahead of the bottom part by 4 rounds and 2 rounds as the a maximum and the minimum, respectively; the length of the top heading, i.e. the minimum distance between its face from the edge of the ramp to the bench was 26.0 m. After completing the central top heading excavation along the length of 50.0 m and the two sidewall tunnels throughout their lengths, back-ripping of upper parts of temporary walls and the excavation of the tunnel core along a 20.0 m long section commenced. The maximum lengths of individual excavation rounds in the central core were 6.0 m. Subsequently, the central top heading excavation was completed throughout its length of 67.82 m. The completion of the core excavation in the particular section covered by Review H followed; then the bottom excavation was completed.

In the section between chainages km 13.123 to km 13.130 the tunnel route crossed the route of an existing PVK's mined sewer 700 x 1250 mm. The sewer ran at the level of about 12.50 m above the tunnel crown, about 11.0 m under the ground surface. The 116 m long section of the existing sewer between Jelení and M. Horákové Streets, above the NTT and STT, was secured by inserting a 315x28.6 mm PE pipeline in it, with the aim of minimizing the possibility of the saturation of the mined tunnel cover with water. The settlement values predicted on the basis of results of the structural analysis for this particular section in the sewer location were 80 mm; the actually achieved values did not exceed 1 mm.

TUNNELLING ALONG THE COLLAPSED SECTION

The collapsed section of the NTT was stabilised by Zakládání Staveb a.s. by means of jet grouting so that continuing of the tunnel excavation was possible. The detailed design for the liquidation of the collapse was developed on the basis of assessing the

5. REALIZACE ÚSEKU ZMÁHÁNÍ ZÁVALU

Pro další možnost pokračování ražeb v zavaleném úseku STT byla provedena firmou Zakládání staveb, a. s., sanace tryskovými injektážemi tohoto úseku. Na základě posouzení výsledků z ověřovacích vrtů do proinjektovaného závalového materiálu byla vypracována realizační dokumentace pro zmožení závalu (obr. 7).

Podle průzkumných vrtů VP1 a VP6 a také na základě znalosti z průběhu závalu se předpokládalo, že v místě propadu pravděpodobně došlo ke zřícení horní klenby kaloty a pravděpodobně také vnitřních provizorních stěn opěrových tunelů. Dále se předpokládalo, že vnější stěny opěrových tunelů mohou být poškozeny jen částečně. Oba opěrové tunely ze stan. 13,07420 km, tedy za hranicí propadu, zůstaly pravděpodobně neporušeny a byly vyplněny sanační hmotou.

Návrh zmožení závalu vycházel ze snahy využít stávající primární ostění tunelu, které nebude poškozeno anebo bude poškozeno jen částečně. K tomuto řešení byly navrženy dvě varianty A a B.

Varianta A

V této variantě se předpokládalo, že vnější stěny opěrových tunelů budou nepoškozeny nebo jejich poškození bude jen částečné a bude ještě možno počítat s jejich statickou únosností. Mezi dvěma stávající rámy Bretex R2, které jsou zabetonovány v ostění, se provede frézou do stávajícího primárního ostění nika pro osazení nového rámu Bretex R16. Šířka niky se předpokládala 600 mm. Pokud to bude technologicky možné, může být nika i užší, ale tak široká, aby se do ní dal osadit rám Bretex. Hloubka niky se předpokládá max 300 mm. Po osazení rámu Bretex se nika zastříká stříkaným betonem C 25/30. Po zastříkání niky se provede přikotvení horní části stěny 2 ks svorníků IBO R32 L dl. 6 m. Potom se osadí vnitřní síť Ø 8/150/150 mm a nastříká se na vnitřní líc ostění nová vrstva stříkaného betonu C 25/30 o tloušťce 120 mm. Celková tloušťka primárního ostění tak bude 520 mm.

V místech příčného řezu, kde se s využitím původního ostění nepočítalo (strop kaloty, dno profilu) se provede nové ostění ze stříkaného betonu C 25/30. Vzdálenost nových rámu Bretex bude 1,25 m. U obou líců budou osazeny svařované síť Ø 8/150/150 mm. Celková tloušťka primárního ostění bude rovněž 520 mm.

Varianta B

V této variantě se předpokládalo, že stávající primární ostění tunelu bude poškozeno do té míry, že buď po statické stránce, anebo kvůli jeho zdeformování se s jeho využitím nedá počítat. Ostění bude v celém rozsahu vybouráno. Vybuduje se nové ostění ze stříkaného betonu C 25/30 v tloušťce 520 mm. Ostění bude vyztuženo rámy Bretex R 16 v osových vzdálenostech 1,25 m. Svařované síť u obou líců budou tvořeny Ø 8/150/150 mm. Ostění bude kotveno v každém záběru celkem 10 ks svorníků IBO R 32 L dl. 6 m.

Před zahájením vlastních zmáhacích prací byla úspěšně dokončena výše uvedená sanace tryskovými injektážemi z povrchu nad závalem. V podzemí na hraně závalu byl proveden mikropilotový deštník z mikropilot Ø 114/10 mm délky 12 m v počtu 59 ks. Vlastní práce na zmáhání závalu byly započaty dne 24. 1. 2011 a ukončeny dne 30. 3. 2011.

Okamžitě po vyražení úvodních metrů v závalu bylo, na základě zjištění špatného stavu původního ostění v bocích výrubu, rozhodnuto o provádění varianty B (tj. vybourání původního ostění a nahrazení novým). Tímto způsobem byl proveden celý úsek závalu v délce 36 m. Odstraňování původního ostění probíhalo šetrným způsobem za pomoci frézy.

Vzhledem k vysoké kvalitě provedených tryskových injektáží byla čelba velmi stabilní a bylo možno provádět záběry v délce 1,25 m v celém úseku zmáhání (obr. 8).

results obtained by verification boreholes drilled into the rubbles stabilised with grouting (see Fig. 7).

It was assumed according to probe holes VP1 and VP6 and also on the basis of the knowledge obtained during the course of the collapse development that the upper vault of the top heading and several temporary inner walls of the sidewall tunnels had probably collapsed. It was further assumed that outer walls of the sidewall tunnels could be damaged only partially. Both sidewall tunnels from chainage km 13.07420, which means the tunnels beyond the collapse boundary, were likely to remain undamaged and had been filled with the stabilisation material.

The design for the liquidation of the collapse started from the effort to use the existing primary lining of the tunnel which would not be damaged or would be damaged only partially. Two variants, A and B, were proposed for this solution.

Varianta A

In this variant it was assumed that the outer walls of the sidewall tunnels would be found undamaged or the damage would be only partial, and it would be possible to take into account their static loading capacity. A groove was to be milled out in the existing lining between two existing Bretex R2 lattice girders encased in the concrete lining, for the insertion of a new Bretex R16 lattice girder. The width of the groove was assumed to be 600 mm. If it was technologically viable, the groove could be even narrower, but the width had to be sufficient for the insertion of the Bretex lattice girder. The groove depth was assumed to be 300 mm as the maximum. After inserting the Bretex frame the groove would be back-filled with C 25/30 shotcrete. After backfilling of the groove with shotcrete the upper part of the wall would be tied back using two 6.0 m long IBO R32 L rock bolts dl. 6.0 m. The inner layer of welded mesh Ø 8/150/150 mm was to be installed then and a 120 mm thick new layer of C 25/30 concrete was to be sprayed on the inner surface of the lining. Thus the aggregate thickness of the primary lining would be 520 mm.

In the locations of the cross-section where the use of the original lining was not counted with (the top heading roof and the cross-section bottom) a new C 25/30 shotcrete lining would be installed. New Bretex frames would be spaced at 1.25 m. Welded mesh Ø 8/150/150 mm would be installed at both surfaces. The overall thickness of the primary lining would also be 520 mm.

Varianta B – milling out a rebate

In this variant it was assumed that the existing primary lining of the tunnel was damaged so much that using it could not be counted with, either because its structural capacity or because of deformations. The lining would be ripped back in the full extent. A new lining would be installed: 520 mm thick, using C 25/30 shotcrete. It would be reinforced with Bretex R 16 lattice girders spaced at 1.25 m. Welded mesh Ø 8/150/150 mm would be installed at both surfaces. The lining would be tied back in each round with a total of 10 6 m long IBO R 32 L rock bolts.

Before the work on the liquidation of the collapse started, the above-mentioned stabilisation by means of jet grouting from the ground surface above the collapse had been successfully finished. Canopy tube pre-support consisting of 59 pieces of 12 m long tubes Ø 114/10 mm was installed in the underground, at the edge of the collapse. The liquidation of the collapse commenced on 24th January 2011 and was completed on 30th March 2011.

Immediately after the initial metres of the excavation through the collapse had been completed, the decision was made on the basis of the determination of a poor condition of the original lining on the excavation sides that variant B would be applied (ripping back the original lining and replacing it with a new lining). The entire 36 m long collapsed section was passed through in this way. The original lining was removed in a considerate way by means of a roadheader.



Obr. 8 Tryskové injektáže v čelbě tunelu při zmáhání závalu
Fig. 8 Jet grouting at the tunnel excavation face during the passage through the collapse

Celá ražba v závale byla provedena pod ochranou celkem dvou kompletů mikropilotových deštníků z mikropilot \varnothing 114/10 mm délky 12 m a čtyř kompletů deštníků z IBO R 51 R délky 9 a 12 m. Čelbu nebylo nutno členit na dílčí výrubu a v některých případech byl ponecháván na čelbě přitěžovací klín.

Z hlediska členění výrubů tunelu byla provedena nejdříve ražba kaloty v celé její délce 36 m. Poté následovala ražba opěrky tunelu rozdělená na levou a pravou stranu se záběrem 2,50 m opět v celé délce 36 m.

V průběhu zmáhacích prací na opěrce byl vyproštěn zavalený bagr Caterpillar CAT 328 D LCR. Nakonec v daném úseku bylo vyraženo dno. Délka záběru ve dně byla 5 m.

6. REALIZACE ÚSEKU REVIZE I

Tato revize byla zpracována jako „rezervní“ do realizační dokumentace stavby pro závěrečný úsek ražby jižní tunelové trouby. Obsahem revize I realizační dokumentace byl návrh ražby JTT od staničení km 3,330 020 až k portálu Prašný most ve stan. km 3,431 662, tj. v délce 101,642 m. Jednalo se opět o svislé členění profilu tunelu se stejnými parametry, jako byly uvedeny v úseku revize H. Tato realizační dokumentace byla připravena k vlastní realizaci pouze v případě, že by bylo naplněno jedno z níže uvedených kritérií při provádění revize K. Obě revize realizační dokumentace byly tedy zpracovány pro stejné staničení jižní tunelové trouby.

Kritéria pro nutnost přechodu realizace ražeb podle revize K na revizi I:

- při ražbě kaloty budou změřeny deformace primárního ostění větší než 35 mm anebo bude zřejmé z průběhu deformační křivky, že bude tato hodnota překročena,
- deformace primárního ostění ve fázi uzavření profilu budou větší než 50 mm anebo bude zřejmé z průběhu deformační křivky, že bude tato hodnota překročena,
- přítok podzemní vody (mimo technologickou) z čelby kaloty překročí 1 l/s a bude docházet ke zhoršování stability čelby (opadávání horniny),
- při ražbě kaloty budou soustavně vznikat nadvýlomy větší než 500 mm,
- při provádění vrtů pro ochranné deštníky budou zastíženy pokryvné sedimenty, přítok podzemní vody na čelbě překročí 0,5 l/s a bude docházet ke zhoršování stability čelby (opadávání horniny),
- komplexní zhodnocení ražeb nebo výsledků geotechnického monitoringu vyvolá u zhotovitele, správce stavby či

Owing to the high quality of the jet grouting, the excavation face was very stable. It was therefore possible to use out round lengths of 1.25 m along the whole collapsed section (see Fig.8).

The entire excavation through the collapse was carried out under the protection of two canopy tube pre-support sets consisting of 12 m long tubes \varnothing 114/10 mm and four umbrellas formed by 9 and 12 m long IBO R 51 R rock bolts. The excavation face did not have to be divided into partial headings; in some cases a supporting rock wedge was left at the face.

As far as the tunnel excavation sequence is concerned, the top heading was excavated first, throughout its length of 36.0 m. The excavation of the tunnel bench, which was divided into a left-hand side and right-hand side, followed, with the excavation rounds 2.5 m, again throughout the entire length of 36 m (see Fig. 9).

The Caterpillar CAT 328 D LRC excavator which was buried by the collapse was recovered during the collapse liquidation operation. Finally the invert was driven in the particular section. The excavation rounds were 5.0 m long.

6. TUNNELLING IN THE REVIEW I SECTION

This review was prepared as a detailed design “reserve” for the final section of the excavation of the southern tunnel tube. Review I of the detailed design contained a proposal for driving of the STT from chainage km 3.330.020 up to the Prašný Most portal at chainage km 3.431.662., i.e. at the length of 101.642 m. Again, the vertical excavation sequence was used, with the parameters identical with those proposed for the section covered with Review H. This detailed design was prepared to be applied only if one of the below-mentioned criteria was met during the implementation of Review K. Both detailed design reviews were therefore prepared for the same chainage of the southern tunnel tube.

The criteria resulting in the necessity of the transition of the excavation procedure according to Review K to the procedure according to Review I were as follows:

- deformations of the primary lining exceeding 35 mm are measured during the top heading excavation or it is obvious from the course of the deformation curve that this value will be exceeded;
- deformations of the primary lining in the stage of closing the profile are higher than 50 mm or it is obvious from the course of the deformation curve that this value will be exceeded;
- ground water inflow (with the exception of process water) from the top heading face exceeds 1.0 l/s and the stability of the face continues to deteriorate (ground flaking)
- overbreaks larger than 500 mm continue to develop during the top heading excavation;
- superficial deposits are encountered, groundwater inflows at the excavation face exceed 0.5 l/s and the stability of the face continues to deteriorate (ground flaking) during the course of drilling for protective umbrellas;
- comprehensive assessment of the excavation or results of geotechnical monitoring raise contractor's, construction administrator's or Review K author's doubts about the safety of the excavation using the horizontal sequence.

Because of the fact that the above-mentioned criteria were not met during the works, the final part of the STT excavation was finished in the way described in the detailed design Review K. Therefore, the structures designed for the vertical excavation sequence according to Review I were not carried out.

7. TUNNELLING IN THE REVIEW J SECTION

This 32.40 m long section of the NTT was found between the collapse liquidation section and the section covered with Review H. The tunnel was driven uphill from the Prašný Most portal, at the gradient of 0.50%. The horizontal alignment of the NTT in this

zhotovitele projektové dokumentace, revize K, pochybnosti o bezpečnosti realizace s horizontálním členěním výrubu.

Vzhledem k tomu, že výše uvedená kritéria nebyla během realizace naplněna, byla závěrečná část ražeb na JTT dokončena způsobem popsaným v revizi K realizační dokumentace, tedy konstrukce svislého členění profilu podle revize I nebyly použity.

7. REALIZACE ÚSEKU REVIZE J

Jednalo se o úsek STT mezi částí zhmátní závalu a úsekem revize H v délce 32,40 m. Ražba proběhla od portálu Prašný most dovrchně ve sklonu 0,50 %. Trasa STT v předmětném úseku je vedena v levém oblouku o poloměru $R = 400$ m.

V tomto úseku byly již vyraženy oba opěrové tunely v předchozích ražbách realizovaných z portálu Myslbekova. Tyto opěrové tunely zůstaly nepostíženy při mimořádné události ze dne 5. 7. 2010 a následně byly vyplněny jílocementovou směsí kvůli jejich stabilizaci (obr. 10).

Pro zajištění výrubu bylo navrženo primárním ostěním ze stříkaného betonu třídy nejméně C 25/30, vyztuženým příhradovými rámy Bretex z betonářské oceli, svařovanými sítěmi a svorníky. Bylo dimenzováno na vlastní tíhu a horninový tlak. Vystrojení primárního ostění příhradovými rámy Bretex a svařovanými sítěmi bylo v technologické třídě 5 b při provádění vertikálního členění následující (opěrové tunely byly již vyraženy): primární ostění tunelu mělo tloušťku 400 mm a je vyztuženo rámy Bretex R17, R18 a R19 ($a = 1,25$ m) + 2 x svař. síť $\varnothing 8$ mm, 150/150 mm – radiální kotvení bylo prováděno svorníky IBO R 32 L dl. 6 m a 4 m resp. hydraulickými svorníky Wibolt EXP 120 dl. 6 m a 4 m v každém záběru.

Nejprve byla vyražena kalota v celé délce 32,40 m. Směr ražby byl od portálu Prašný most k portálu Myslbekova. Ražba byla zahájena vyražením 8 záběrů při délce záběru 1,25 m. Pro napojení jednotlivých dílů nových rámy Bretex na původní rámy v opěrových tunelech bylo třeba nejprve odbourat provizorní stěny opěrových tunelů na výšku cca 2 až 2,5 m a odtěžit jílocementovou výplň v takovém rozsahu, aby byl přístup k zapojovacím patkám. Po každém druhém záběru byl realizován ochranný deštník ze svorníků IBO R 51L dl. 9 m. Následně byla vybourána a odtěžena část opěrových tunelů v délce 2 záběrů po úroveň počvy kaloty. Opěrový tunel OT č. 2 (budovaný v rámci revize H) byl předtím dosypán šterkodrtí na úroveň počvy kaloty až do staničení km 13,09160. Ražba jádra se prováděla na celou šířku, tj. i s bouráním opěrů opěrových tunelů. Délka záběrů byla 2,50 m. Ražba dna se prováděla po záběrech délky 5 m.

Osa rámy Bretex se vždy stavěla ve vzdálenosti 400 od zastříkané čelby. Kotvení se provádělo v 1. a 2. záběru od čelby. V kalotě se ostění dostříkávalo na plnou tloušťku ve 2. a 3. záběru najednou. Mezi kalotou, opěrím a dnem byla sypaná rampa. Sklon rampy byl max. 20 %.

8. REALIZACE ÚSEKU REVIZE K

Obsahem revize K bylo provedení ražby JTT od staničení km 3,340 00 až k portálu Prašný most ve staničení km 3,431 662, tj. v délce 91,662 m. V úseku revize K bylo v projektu navrženo horizontální členění výrubu s vertikálně členěnou kalotou, obdobně jako tomu bylo v úseku revize G. Pokračování ražeb touto technologií v daném úseku bylo podmíněno příznivými výsledky monitoringu a splněním všech kritérií (kap. 6). Pokud by jedno z uvedených kritérií bylo překročeno, muselo by se okamžitě přejít na ražbu s vertikálním členěním výrubu a ražba by po té pokračovala podle realizační dokumentace revize I. Ražba proběhla v technologických třídách 5a a 5b a vystrojení primárního ostění příhradovými rámy Bretex a svařovanými sítěmi bylo následující.

particular section runs on a left-hand curve with the radius of $R = 400.0$ m.

The excavation of two sidewall tunnels had been finished in this section during previous driving from the Myslbekova portal. These sidewall tunnels remained unaffected during the incident on 5th July 2010. Subsequently they were filled with clay-cement mixture with the aim of stabilising them (see Fig. 10).

The design for the excavation support comprised a primary lining in shotcrete of the minimum grade C 25/30 reinforced with Bretex lattice girders from concrete rebars, welded mesh and rock bolts. The excavation support was designed for the dead weight and ground pressure. The following excavation support consisting of shotcrete, Bretex lattice girders and welded mesh was designed for the excavation support class 5a using the vertical excavation sequence (the excavation of sidewall tunnels had already been finished): a 400 mm thick primary lining, Bretex R17, R18 and R19 lattice girders spaced at 1.25 m + 2 x welded mesh $\varnothing 8$ mm, 150/150 mm, radial anchoring with 6.0 m and 4.0 m long IBO R 32 L rock bolts or 6.0 m and 4.0 m long Wibolt EXP 120 hydraulically expanded rock bolts in each excavation round.

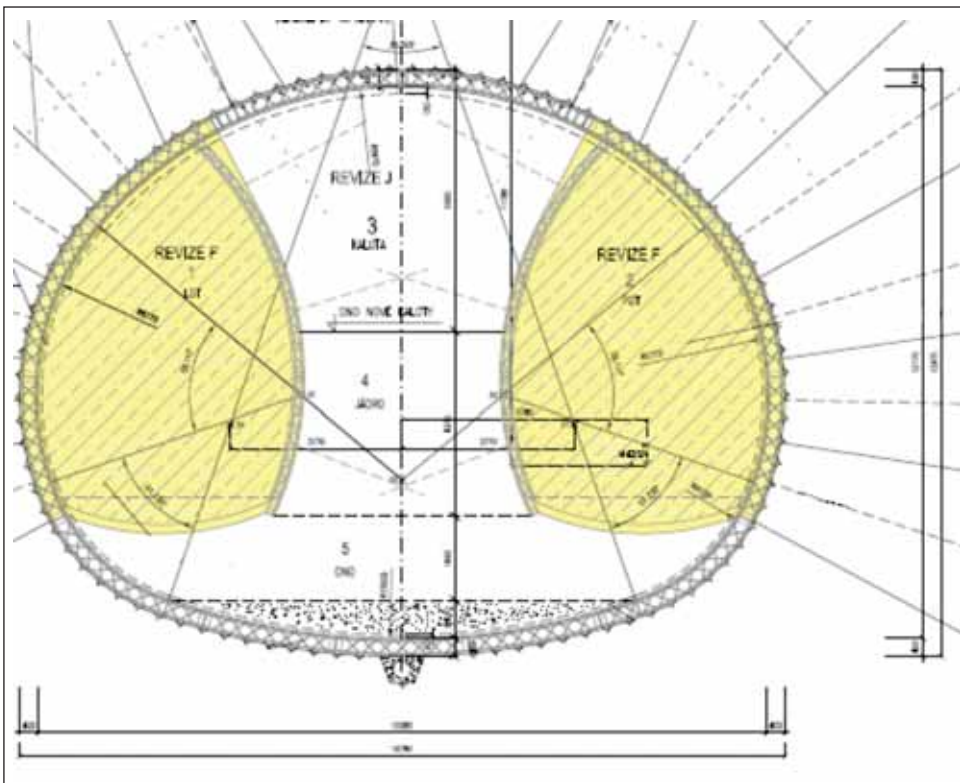
The first step was driving of the top heading throughout its length of 32.40 m, in the direction from the Prašný Most portal toward the Myslbekova portal. The excavation started by carrying out eight 1.25 m long excavation rounds. It was necessary for connecting individual sections of the new Bretex lattice girders to the original girders in the sidewall tunnels to break down temporary sidewall tunnel walls, reducing their height to 2.0 to 2.5 m, and excavate the clay-cement filling to a scope allowing the access to butt plates. A protective umbrella consisting of 9.0 m long IBO R 51L rock bolts was installed in every other round. Subsequently a part of the sidewall tunnels at the length of two excavation rounds was broken out and excavated down to the top heading bottom level. Sidewall tunnel ST 2 (which was constructed within the framework of Review H) was filled with crushed gravel up to the level of the top heading bottom up to chainage km 13.09160. The core was excavated at the full width, i.e. with breaking the inner (temporary) walls at the level of bench in the sidewall tunnels. The excavation rounds were 2.50 m long. The bottom was excavated in 5.0 m long rounds.

Bretex lattice girders were always erected with the axis at the distance of 400 mm from the shotcrete-covered excavation face. Anchoring was carried out in the first and second round behind the excavation face. The top heading lining was finished by adding shotcrete to the full thickness in the second and third excavation round, in one pass. A muck ramp was established between the top heading, the core and the bottom. The maximum ramp gradient was 20 %.

8. TUNNELLING IN THE K REVIEW SECTION

K Review comprised the excavation of the STT from chainage km 3.340.00 up to the Prašný Most portal at chainage km 3.431.662, along the length of 91.662 m. A horizontal excavation sequence with vertically divided top heading was designed for the section covered by Review K, similar to the section dealt with in Review G. The condition for the continuation of using this technology in the given section was that the monitoring results would be favourable and all criteria would be met (see chapter 6). Should one of the criteria have been exceeded, it would have been necessary to switch to the vertical excavation sequence and the excavation would have continued according to requirements of the detailed design Review I. The excavation encountered excavation support classes 5a and 5b. The primary support consisting of Bretex lattice girders and welded mesh was as follows:

- The inner (temporary) 300 mm thick wall of the top heading was reinforced with Bretex R11 frames (Bretex R12 in the



Obr. 9 Příčný profil tunelu v revizi J s původními opěrovými tunely vyplněnými jílocementem
Fig. 9 Tunnel cross-section according to Review J with original sidewall tunnels filled with clay-cement mixture

ventilation duct) + 2x welded mesh \varnothing 8 mm, 150/150mm.

- The 400 mm thick primary tunnel lining was reinforced with Bretex R11 (R12) lattice girders ($a = 0.8\text{m}$ to 1.0 m) + 2 x welded mesh \varnothing 8 mm, 150/150 mm.
- The tunnel bottom was reinforced with two layers of welded mesh \varnothing 8 mm, 150/150 mm. Only one Bretex R1 lattice girder was installed in every fourth round of the bottom excavation.
- The top heading invert, in the cases where it was required, was 250 mm thick. It was reinforced with two layers of welded mesh \varnothing 8 mm, 150/150 mm, shear ladders and tie-up reinforcing bars.
- IBO R 32 L 6.0 m long (or 6.0 m long Wibolt EXP 120 hydraulically expanded rock bolts) and 8.0 m long IBO R51 N rock bolts were used for radial anchoring in each excavation round. The inner (temporary) wall of the top heading was anchored with 4.0 m long Wibolt EXP 120 rock bolts; It was possible to use 4.0 m long IBO R 32L rock bolts as an alternative.

- vnitřní stěna (dočasná) kaloty měla tloušťku 300 mm a byla vyztužena rámy Bretex R11 (ve VZT kanálu Bretex R12) + 2x svařované síť \varnothing 8 mm, 150/150mm,
- primární ostění tunelu mělo tloušťku 400 mm a bylo vyztuženo rámy Bretex R11 (R12), ($a = 0,8\text{m}$ až 1 m) + 2 x svař. síť \varnothing 8 mm, 150/150 mm,
- dno tunelu bylo vyztuženo dvěma svařovanými sítěmi \varnothing 8 mm, 150/150 mm; rám Bretex R11 byl ve dně pouze 1 ks v každém čtvrtém záběru,
- dno kaloty – spodní protiklenba, v případech kdy se prováděla, měla tloušťku 250 mm a byla vyztužena dvěma svařovanými sítěmi \varnothing 8 mm, 150/150 mm, smykovými žebříky a vázanou výztuží,
- radiální kotvení bylo prováděno svorníky IBO R 32 L dl. 6 m, (resp. hydraulickými svorníky Wibolt EXP 120 dl. 6 m), dále svorníky IBO R51 N dl. 8 m v každém záběru; vnitřní (dočasná) stěna kaloty byla kotvena svorníky Wibolt EXP 120 dl. 4 m; alternativně bylo možno též použít svorníky IBO R 32 L, délky 4 m.

V kalotě bylo primární ostění dostřikáváno na konečnou tloušťku 400 mm ve třetím záběru od čelby. Používal se stříkaný beton třídy C25/30. V opěří pak bylo primární ostění dostřikáváno na konečnou tloušťku ve dvou záběrech najednou (2. a 3. záběr od čelby). Délky záběrů se v kalotě pohybovaly od 0,9–1,25 m. Délka záběru v opěří představovala dvojnásobek délky záběru kaloty a ve dně čtyřnásobek délky záběru v kalotě. Ve 2. záběru od čelby se instalovaly radiální svorníky.

V případech, kdy vrty zasahovaly do pokryvných útvarů, byl použit vzducho-pěnový výplach. Z místa vrtání ochranných deštníků byl vždy jeden vrt proveden jako průzkumný. Tento vrt byl proveden ve vrcholu klenby pod úhlem 45° . Účelem tohoto vrtu bylo zjistit výšku skalního nadloží.

In the top heading, the final layer of shotcrete was applied to the primary lining to reach the full thickness of 400 mm in the third excavation round before the excavation face. C 25/30 grade shotcrete was used for this purpose. In the bench, the primary lining thickness was provided by spraying concrete concurrently in two excavation rounds (the second and third round before the excavation face). The length of excavation rounds in the top heading ranged from 0.9 to 1.25 m. The length of the excavation round in the bench was equal to the double of the length of the round in the top heading; in the invert, it was equal to the quadruple of the round length in the top heading. Radial rock bolts were installed in the second excavation round from the excavation face.

Air-foam flushing was applied in the cases where boreholes extended to superficial deposits. One borehole was always carried out as a probe hole from the location from which the holes for the installation of protective umbrellas were being drilled. The probe hole was drilled at the tunnel crown, at an angle of 45 degrees from the horizontal. The objective of this borehole was to determine the height of the rock cover.

Between STT tunnel chainages km 3.350 through 3.357, the tunnel alignment crossed under the alignment of an existing 700x1250 mm PVK's mined sewer. The sewer ran at the level of about 12.50 m above the tunnel crown, about 11.0 m under the ground surface. The existing sewer section between Jelení and M. Horákové Streets was provided above the STT and NTT by inserting a 116 m long, 315x28.6 mm PE pipeline in it, with the aim of minimising the possibility of the saturation of the mined tunnel cover with water.

The settlement values predicted on the basis of results of the structural analysis for this particular section in the sewer location were 80 mm; the actually achieved values did not exceed 1 mm.

9. CONCLUSION

In general it is possible to assess the completion of the Brusnice tunnel excavation as a successfully and safely implemented work, despite the fact that the duration of the execution of some parts

Vyhodnocení monitoringu ražeb Assessment of excavation monitoring			Skutečnost / Reality						Projekt / Design		
	od KM From KM	do KM To KM	Prům. vodorovná KVG v úseku (mm) Aver. horiz. CVG in the section (mm)	Prům. svislá KVG v úseku (mm) Aver. vert. CVG in the section (mm)	Prům. pokles terénu v úseku (mm) Aver. terrain settlement in the section (mm)	Prům. vodorovná KVG v úseku (mm) Aver. horiz. CVG in the section (mm)	Prům. svislá KVG v úseku (mm) Aver. vert. CVG in the section (mm)	Prům. pokles terénu v úseku (mm) Aver. terrain settlement in the section (mm)	Varovný stav sedání (mm) Settlement trigger level (mm)	Varovný stav KVG svislá def. (mm) CVG trigger level - vert. def. (mm)	Varovný stav KVG vodorovná (mm) CVG trigger level - horiz. def. (mm)
JÍŽNÍ TUNELOVÁ TROUBA, revize G SOUTHERN TUNNEL TUBE Review G	3 254 420 3.254.420	3 340 000 3.340.000	4,8 4.8	12,3 12.3	26,1 26.1	11,8 11.8	26,0 26.0	33,5 33.5	60 60	60 60	60 60
SEVERNÍ TUNELOVÁ TROUBA, revize G NORTHERN TUNNEL TUBE Review H	13 106 600 13.106.600	13 174 419 13.174.419	5,4 5.4	6,8 6.8	16,3 16.3	13 13	13,0 13.0	22,4 22.4	75 75	50 50	50 50
SEVERNÍ TUNELOVÁ TROUBA, Zmáhání závalu NORTHERN TUNNEL TUBE collapse liquidation	13 034 630 13.034.630	13 074 200 13.074.200	3,7 3.7	6,5 6.5	X X	8,8 8.8	10,0 10.0	X X	60 60	60 60	60 60
SEVERNÍ TUNELOVÁ TROUBA, revize J NORTHERN TUNNEL TUBE Review J	13 074 200 13.074.200	13 106.600 13.106.600	3,7 3.7	5,4 5.4	20,3 20.3	13,9 13.9	14,0 14.0	20,3 20.3	75 75	50 50	50 50
JÍŽNÍ TUNELOVÁ TROUBA, revize K SOUTHERN TUNNEL TUBE Review K	3 340 000 3.340.000	3 431 662 3.431.662	4,9 4.9	11,7 11.7	41,3 41.3	11,7 11.7	32,0 32.0	50,1 50.1	60 60	60 60	60 60

Obr. 10 Vyhodnocení monitoringu ražeb

Fig. 10 Assessment of the excavation monitoring

9. ZÁVĚR

Celkově lze dokončení ražeb na tunelu Brusnice hodnotit jako úspěšné a bezpečně provedené, i když doba provedení některých částí (revizí) se protáhla nad standardní dobu provedení profilem obdobných tunelových staveb. Tuto delší dobu provádění je možno přičíst na vrub množství zajišťujících konstrukcí v jednotlivých záběrech, provádění vrtných prací se vzduchopěnovým výplachem a v neposlední řadě také plněním státním dozorem nařízených opatření. Z hlediska konvergenčního chování zabudovaných konstrukcí primárního ostění (obr. 11) lze konstatovat, že dosažené průměrné konvergence se pohybovaly bezpečně pod třetinovou hodnotou varovného stavu.

Podobně lze toto konstatovat i o průměrných poklesech terénu, jež se pohybovaly pod polovinou varovného stavu (mimo úseku revize K).

Dokončení ražeb proběhlo se zvýšenou četností kontrol OBÚ Kladno. Každá část vydané realizační dokumentace byla podrobená supervizi nezávislého odborného konzultanta a následně byla schvalována k realizaci OBÚ Kladno včetně stanovení zpřísnujících podmínek provedení dané realizační dokumentace. Mimo tato opatření pracovala na stavbě pro zhotovitele díla nezávislá konzultační firma, která monitorovala spolupůsobení horninového masivu s prováděnými konstrukcemi primárního ostění tunelu.

Závěrem lze z pohledu autora článku, který na stavbě pracoval jako závodní a vedoucí projektu ražeb po mimořádné události z 5. 7. 2010, hodnotit dokončení ražeb na tunelu Brusnice jako stavbu prováděnou pod vysokým společenským dozorem, ve kterém je velmi náročné podzemní stavbu zrealizovat.

ING. JAROMÍR HEŘT, jaromir.hert@metrostav.cz,
METROSTAV, a. s.

Recenzoval: doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.

(Reviews) exceeded the standard time required for the execution of tunnel structures with similar profiles. This longer execution time can be attributed to the high number of supporting structures installed in individual excavation rounds, drilling operations requiring air-foam flushing and, at last but not least, implementing measures ordered by government supervision (bureaus of mines). As far as the convergence behaviour of the built-in primary lining structures is concerned (see Fig. 11), it can be stated that the average convergences achieved fluctuated safely below a third of the trigger levels.

It is similarly possible to state the same even about average values of the ground surface settlement, which fluctuated below a half of the trigger levels (with the exception of Review K).

The completion of the tunnel excavation was attended by the increased frequency of inspections by the Regional Bureau of Mines, Brno. Each part of the detailed design which was issued was subjected to supervision by an independent technical consultant. Subsequently it had to be approved for implementation by the Regional Bureau of Mines, Kladno, including tightening conditions for the implementation of the particular detailed design package. Apart from the above-mentioned measures, an independent consultancy firm worked on site for the contractor. Its task was to monitor the interaction between the ground mass and the tunnel primary lining structures being installed.

To conclude, it is possible for the author of this paper, who worked on this construction in the position of a mine manager and project manager after the 5th July 2010 collapse, to assess the completion of the Brusnice tunnel excavation as a job which was performed under high social oversight, owing to which it was very demanding to carry out the works.

ING. JAROMÍR HEŘT, jaromir.hert@metrostav.cz,
METROSTAV, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

- Němeček, J. *Realizační dokumentace* SO 5021.01.01, č. 9515 Myslbekova – Pražský most, 2010–2011, Satra, a. s.
Němeček, J. *Realizační dokumentace* SO 5021.02.01, č. 9515 Myslbekova – Pražský most, 2010–2011, Satra, a. s.
Papcún, J. *Technologické postupy* č. 04,05,07,08B/9515-SO 5021, č. 9515 Myslbekova – Pražský most, 2010–2011
Výsledky monitoringu výstavby, fi. INSET, 2010–2011

NĚKTERÉ ASPEKTY PORUCH VINNÝCH SKLEPŮ SOME ASPECTS OF DEFECTS OF WINE CELLARS

JAN BROTHÁNEK, VLADISLAV HORÁK, HYNEK JANKŮ, MICHAL KURUC

ÚVOD

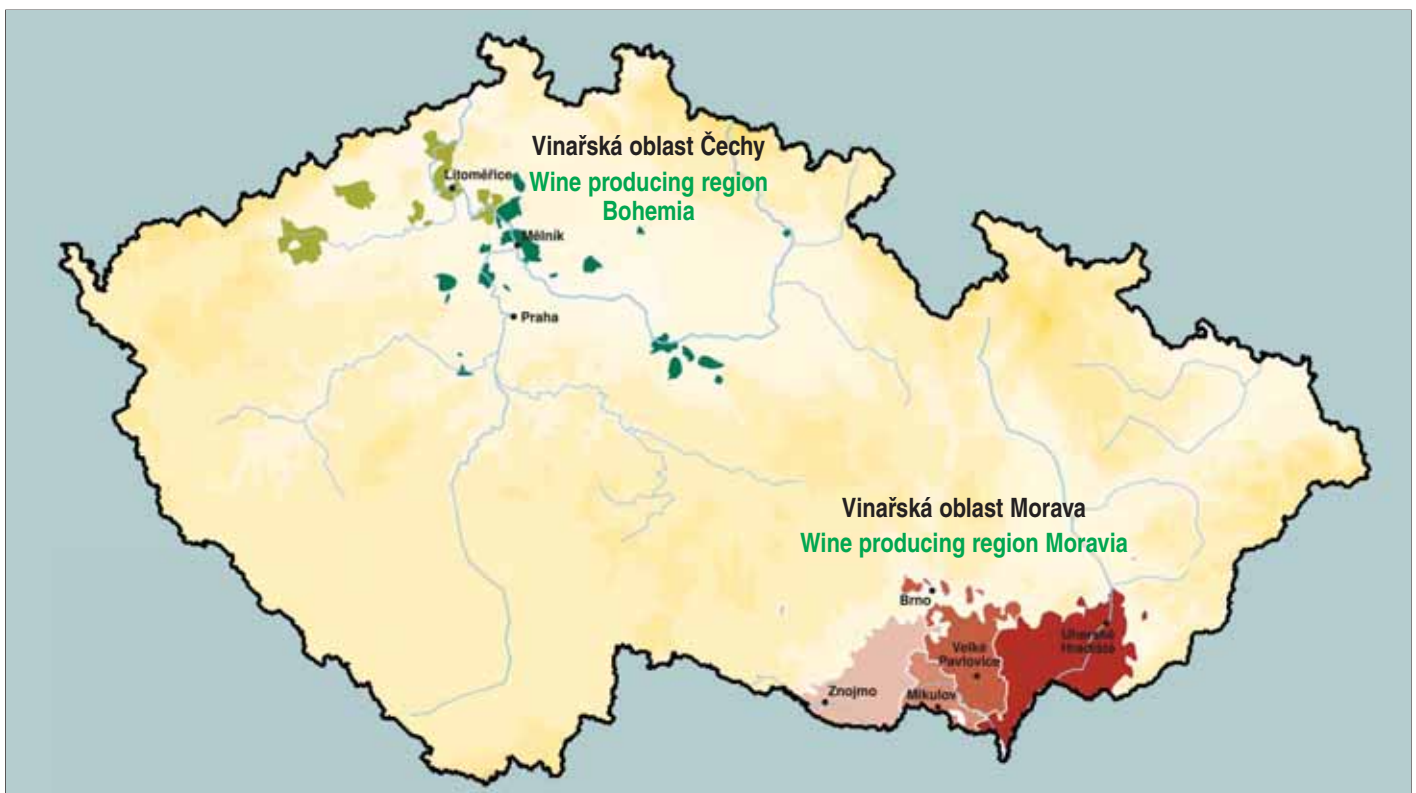
Pod pojmem podzemní stavba si obvykle i velmi poučený odborník (o méně poučených nemluvě) představí železniční nebo silniční tunel případně jiný větší až velký projekt umístěný v podzemí, zkrátka objekt vyhovující ustanovení Zákona č. 61/1988 Sb., o hornické činnosti, výbušninách a o státní báňské správě [1]. V některých částech ČR se však nachází až překvapivě velké množství malých až velmi malých podzemních staveb, které by bylo snad možné zařadit do skupiny podzemních staveb „komunálních“ (podle Vyhlášky ČBÚ 55/1996 Sb. patřně definovatelných jako „drobné podzemní dílo“). Jedná se o vinné sklepy. Že je tato problematika živá, ilustruje aktuálně například i část odborného příspěvku v časopisu Tunel (viz Butovič, a kol., č. 2/2011, str. 29–35).

Rozšíření vinných sklepů je přirozeně vázáno na území ve kterém je vinná réva pěstována a zpracovávána i s následným uložením a ze značné části i spotřebou finálního produktu – vína. Podle Zákona č. 321/2004 Sb., o vinohradnictví a vinařství [2] jsou na území ČR stanoveny dvě vinařské oblasti – Čechy a Morava. Ty se dále dělí v Čechách na vinařské podoblasti Mělnickou (37 obcí, z toho 5 na území hl. města Prahy) a Litoměřickou (29 obcí, mezi nimi i krajské město Ústí n/L) a na Moravě na vinařské podoblasti Znojenskou (93 obcí), Mikulovskou (34 obcí), Velkopavlovickou (93 obcí) a Slováckou (131 obcí) – viz obr. 1. Jak již

INTRODUCTION

It is usual that under the term “underground structure” even a highly knowledgeable professional (not speaking about the less knowledgeable) imagines a railway or road tunnel or another larger to large project located underground, in short a structure meeting requirements of the Act No. 61/1988 Coll. on mining activities, explosives and state mining administration [1]. Surprisingly, there are many small to very small underground structures in some regions of the Czech Republic which could probably be categorised as “community” underground structures (they can be probably defined according to the Decree No. 55/1966 Coll. of the Czech Bureau of Mines as “small underground workings”). This is the issue of wine cellars. The fact that this issue is living is currently illustrated, for example, by a part of the technical paper in TUNEL journal (see Butovič et al., No. 2/2011, pages 29–35).

The spread of wine cellars is naturally bound to the area in which grape vine is planted and processed, together with subsequent storing and, to significant extent, consuming the final product – wine. According to the Act No. 321/2004 Coll. on Viticulture and Wine Production [2], there are two wine producing regions: Bohemia and Moravia. These areas are sub-divided into wine producing sub-regions of Mělník (37 municipalities, 5 of them found in the area of the City of Prague) and Litoměřice (29 municipalities with the regional town of Ústí n/L) in Bohemia and wine



Obr. 1 Vinařská oblast Čechy s vinařskými podoblastmi (vždy zleva) Litoměřickou a Mělnickou; vinařská oblast Morava s vinařskými podoblastmi Znojenskou, Mikulovskou, Velkopavlovickou a Slováckou [2]

Fig. 1 Wine producing region Bohemia with wine producing sub-regions (always from the left): Litoměřice and Mělník. Wine growing region Moravia with wine growing sub-regions of Znojmo, Mikulov, Velká Pavlovice and Slovácko [2]



Obr. 2 „Kvelbení“ s výstavbou obezdívky v otevřeném výkopu; tloušťka obezdívky na 1 cihlu = 15 cm, sklep bude posléze zasyván [10]

Fig. 2 „Kvelbení“ with the erection of a lining in an open trench. Full-brick, 15 cm thick lining. The cellar will be subsequently backfilled [10]

bylo naznačeno, nachází se v těchto oblastech velké množství vinných sklepů. Jejich přesnější kvantifikaci se dosud nikdo nezabýval, jen podle přibližného odhadu spolupracovníků Vinařského fondu [8, 9] jde na Moravě o zhruba 4 000 až 5 000 sklepů (s frekvencí přibližně 50 těchto objektů na malou vinařskou obec a až 300 objektů na vinařskou obec velkou). V Čechách se přitom jedná o množství sklepů výrazně nižší, řádově v prvních stovkách jednotek s tím, že na základě odlišného historického vývoje jde zpravidla o podzemní objekty jiného stavebního typu (sklepy bývají součástí obytného stavebního objektu na povrchu) a jejich koncentrace není zdaleka tak vysoká jako sklepů moravských. Tento příspěvek se zabývá jen vinnými sklepy na Moravě.

1 VINNÉ SKLEPY NA MORAVĚ

Podzemní prostory sklepů zde byly, resp. pořád ještě jsou běžně zřizovány a rozšiřovány buď v otevřených mělkých výkopech (to tam, kde jde o nevelkou hloubku a na povrchu není žádná překážka – obr. 2) nebo jen jednoduchou až primitivní ruční ražbou (obr. 3). V obou případech se poté víceméně standardně postupuje vyzdáním uvolněného prostoru klenutou obezdívkou na dřevěném ramenátu, a to obvykle na 1 plnou cihlu (tzn. s tloušťkou obezdívky 15 cm) – v řeči místních vinařů se uvedený postup nazývá „kvelbení“. Sklepy budované v otevřených výkopech bývají zasyvány, někdy i výrazně přesypány. Počva sklípků bývá obvykle ponechána jako nevyzděná, pouze tam, kde má současně sklep sloužit opakovanému společenskému posezení nebo pohybu více osob, bývá opatřena dlažbou. Uvedený způsob je používán nejčastěji tam, kde horninové prostředí vzhledem ke své nízké kvalitě přímo vyžaduje alespoň minimální vyzdění – tzn. ve sprašovitých, jílových a jim podobných „měkkých“ a málo kvalitních vrstvách. Pokud je horninové prostředí považováno za kvalitnější až kvalitní (jílovité pískovce, pískovce, slepence a podobné typy slabých hornin) jsou v některých lokalitách sklepy po vyrazení vyzdívány jen částečně nebo ponechány v zaklenutém průřezu zcela bez vyzdívků. Velký vliv na to, jak postupovat, má především místní (historická) zkušenost. Je naprosto běžné, že stavba probíhá živelně, jen podle okamžitého nápadu uživatele, bez jakéhokoli návrhu, o řádném kolaudačním řízení nemluvě. Poměrně časté je naprosté ignorování okolních poměrů a vazeb na bližší i vzdálenější prostředí. Spíše časté je částečné nebo naprosté zanedbání údržby.

Je jen přirozené, že při vysokém množství velmi podobných podzemních objektů zřizovaných uvedenými jednoduchými postupy a provozovaných výše uvedeným způsobem se vyskytuje i řada potíží a poruch. Je třeba rovněž zohlednit stáří sklepů

producing regions of Znojmo (93 municipalities), Mikulov (34 municipalities), Velké Pavlovice (93 municipalities) and Slovácko (131 municipalities) – see Fig. 1. As mentioned above, there are lots of wine cellars in these regions. No more exact quantification of the cellars has been carried out. It is only according rough guessing of partners of the Wine Industry Fund [8, 9] that there are about 4000 to 5000 cellars in Moravia (with the frequency of approximately 50 cellars per a small wine growing village and up to 300 per a large wine growing municipality). The quantity of cellars in Bohemia is much lower, in the order of first hundreds of units. They are, on the basis of different historic development, usually underground structures of another type (cellars are usually parts of surface residential buildings) and their concentration is far from being so high as that of Moravian cellars. This paper deals only with Moravian wine cellars.

1 WINE CELLARS IN MORAVIA

Underground spaces of cellars were or still are commonly built or expanded either in shallow open trenches (in locations where the depth is not big and there is no obstacle on the surface – see Fig. 2) or by simple, even primitive hand mining (see Fig. 3). In either case the subsequent procedure is more or less standard. The vacated space is provided with vaulted full-brick (i.e. 15 cm thick) lining erected on a wooden template. Local wine growers call this procedure “kvelbení”. The cellars built in open trenches are usually backfilled, sometime with the backfill significantly rising above the terrain. Bottoms of the cellars are usually left without the brick lining. They are paved only in the cases where the cellar is intended to be used for repeated social parties or the movement of more persons. This way is used most frequently in the locations where, owing to its low quality, the ground environment explicitly requires at least a minimum lining, namely in loessal, clayey and similar “soft” and low quality strata. If the quality of the ground environment is considered to be higher up to good (clayey sandstone, conglomerates and similar types of weak rock), cellars are provided with only partial brick lining after the excavation or their vaulted cross-section is left without any lining. Local (historic) experience has a significant influence on this procedure. It is an absolute commonplace that the construction proceeds in an unrestrained way, without any design, speaking nothing of a regular final building approval. Complete ignoring of conditions in the neighbourhood and relationships to the closer and more distant environment is relatively frequent. Rather frequent is partial or complete neglecting of maintenance.

It is only natural that many problems and difficulties are encountered when the quantity of similar underground structures which are built using the above-mentioned simple procedures and operated in the above-mentioned way exists. In addition, it is necessary to take into consideration the age of the cellars (significant number of them were documented over hundred years ago, some of them even much earlier). It is known that defects or series of defects of wine cellars occurred periodically in some locations. We mention only randomly several recent cases: Čejkovice u Hodonína, 2001 [4], Nový Šaldorf and Šatov in the Znojmo region, 2004 [7] – see Figures 4 and 5, Bořetice u Velkých Pavlovic, 2009 [5, 6, 7] and Popice u Hustopečí near Brno, 2010 – see Fig. 6. Causes of defects usually differ, but many of them can be generalised without big problems. As an illustrative example, we present in detail a case of defects of cellars in the village of Bořetice in 2009 [5, 6].

2 BOŘETICE NEAR VELKE PAVLOVICE

In January 2009, defects of wine cellars and related surface structures were discovered in the quirky locality of Bořetice –



Obr. 3 Perná u Mikulova; „Kvelbení“ s výstavbou obezdívky tunelářským způsobem, patrný je nově vyzděný pas, tloušťka obezdívky na 1 cihlu = 15 cm, obnažená čelba s dobře patrnými paleogenními vrstvami, ražba a zdění prováděny v prodloužení existujícího sklepa v nevelké hloubce pod místní komunikací, prakticky bez jakéhokoliv zabezpečení

Fig. 3 Perná u Mikulova. „Kvelbení“ with constructing the lining in a tunnel construction way. A newly constructed brick lining of an excavation round can be seen. Full-brick, 15 cm thick lining. Exposed face with clearly visible Palaeogene layers. The excavation and masonry are carried out in an extension of the existing cellar, at a small depth under a local road, practically without any support

(nepřehlédnutelná řada z nich je dokumentována již před více než 100 lety, některé i před mnohem delší dobou). Poruchy nebo série poruch vinných sklepů se přitom v řadě lokalit vyskytují periodicky. Jen namátkou uvádíme několik případů z poslední doby: r. 2001 Čejkovice u Hodonína [4], r. 2004 Nový Šaldorf a Šatov na Znojemsku [7] – obr. 4 a 5, r. 2009 Bořetice u Velkých Pavlovic [5, 6, 7] a r. 2010 Popice u Hustopečí u Brna – obr. 6. Příčiny poruch bývají sice různé, ale řadu z nich lze bez velkých problémů zobecnit. Jako ilustrativní je zde podrobně popsán případ poruch sklepů z r. 2009 v obci Bořetice [5, 6].

2 BOŘETICE U VELKÝCH PAVLOVIC

V lednu 2009 došlo ve svérázné lokalitě Bořetice – Kraví hora k poruchám vinných sklepů a s nimi souvisejících nadzemních objektů. Situaci věnovala, tak jak bývá v těchto případech obvyklé, značnou publicitu veškerá jihomoravská zpravodajská média (viz např. [7]).



Obr. 4 Nový Šaldorf, rok 2004 – porucha v místní komunikaci nad vinnými sklepy; porucha byla způsobena nedostatečnou údržbou konstrukce sklepa a přetěžováním místní komunikace [7]

Fig. 4 Nový Šaldorf, 2004 – defect in a local road above wine cellars. Defect was caused by insufficient maintenance of the cellar roof and overloading of the local road [7]

Kraví hora. All South Moravian news media devoted significant publicity to the situation, as usual in such cases (see for example [7]).

2.1 History

Vineyards on the best known of the Bořetice hills called Kraví hora Hill (owing its name “Cow Hill” to a former grazing land) have been remembered since 1355. At the moment there are 230 cellars with wine presses in this wine producing village (see Fig. 7). In Horní “frejd” (named after a hedge fencing upper and lower limits of vineyards), there are separately standing pressing houses from the 18th century, with their gables oriented in one direction. Their locations were marked in a topographic plan as far back as 1836 – 1852. The pressing house No. 49 with a cellar dated 1794 and the cellar bearing the name of Fabián Fiala and the date of 1818 on the ventilation outlet belong among the oldest structures in this location. As far as common building documents are concerned, only purchasing contracts for buildings are known. Surprisingly, no topographical survey of the historic or, above all, current condition of underground or even surface structures has existed (a survey of the current condition is now, with breaks, being worked on – see paragraph 2.7). After the change in social conditions, first of all during recent 10 years, building activities in the area significantly increased. Surface buildings (pressing houses) were supplemented by wine bars or even accommodation facilities, using common techniques, simply adding another floor on top of the existing ground floor. In many cases this process was combined with expanding the underground spaces. These spaces were originally not too long, very simple “wine caves”, historically often only dug in ground without brick lining. But today they often have the form of long or large-profile wine cellars with archives. Cellars were most frequently expanded by enlarging the length or even width of the original cellar. The surface spaces were established using classical building procedures, whilst simple hand mining procedures were applied to underground spaces (one of the authors was a witness of enlarging the end part of a cellar transversally to form an alleged archive; it was hand excavated “full-face”, without any temporary support, with safety measures completely absent). The bottom of cellars was usually left without brick pavement. On the ground surface, service roads were step-by-step provided with asphalt pavement.

However, according to information regional council president, who put stress on it at a meeting summoned at the beginning of 2009 with the objective to deal with the then topical collapse of a cellar, despite all visible construction activities in the location, no final inspection proceedings took place during the course of previous ten years (sic!).



Obr. 5 Šatov, rok 2004 – zával v místní komunikaci do Moravského sklípku; porucha byla způsobena přetěžováním místní komunikace [7]

Fig. 5 Šatov, 2004 – sinkhole in the local road to a Moravian cellar. The failure was caused by overloading of the local road [7]



Obr. 6 Popice (u Hustopeč u Brna), rok 2010; zával starého vinného sklepa v místní komunikaci, příčinou bylo zanedbání údržby konstrukce sklepa a přetěžování místní komunikace

Fig. 6 Popice (near Hustopeče u Brna), 2010. Collapse of a wine cellar under the local road. Defect was caused by insufficient maintenance of the cellar structure and overloading of the local road

2.1 Historie

Vinohrady v nejznámější bořetické hoře zvané Kraví (vděčící za své jméno bývalé pastvině) se připomínají již roku 1355. Ve vinařské vesničce se dnes ve dvou řadách nad sebou nachází 230 sklepů s lisovny – obr. 7. V Horním frejdu (název od živého plotu, kterým byly dříve ohrazeny horní a dolní hranice vinohradu) samostatně stojí štítově orientované lisovny z 18. století, polohopisně zakreslené již na mapě z let 1836–1852. K nejstarším stavbám zde patří lisovna č. 49 se sklepem datovaným rokem 1794 a sklep, který na vyústění ventilace nese jméno Fabián Fiala a rok 1818. Z pohledu obvyklé stavební dokumentace jsou známy pouze kupní smlouvy objektů. Kupodivu však neexistuje dosud žádné použitelné zaměření historického, ale především ani současného stavu podzemních a dokonce ani nadzemních objektů (na zaměření současného stavu se nyní, navíc s přestávkami, pracuje – viz odstavec 2.7). Po změně společenských poměrů, především pak v posledních asi 10 letech vypukl v místě překotný stavební ruch. Byly rozšiřovány nadzemní objekty (lisovny doplněny o vinárny, příp. i ubytovací kapacity), a to, víceméně běžně, přistavením dalšího podlaží na existující parter. S tím šlo v řadě případů i rozšiřování podzemních prostorů. Ty přitom měly původně podobu jen nepříliš dlouhých a velmi jednoduchých „vinných lochů“ – často historicky jen „zemních“ – tzn. nevyzděných. V současné době se však již mnohdy jedná o dlouhé či průřezově rozměrné vinné sklepy s archivy. Rozšiřování sklepů se dělo nejčastěji prodloužením původního sklepa nebo i jeho příčným rozšířením. Nadzemní prostory byly zřizovány klasickými postupy, podzemní prostory jednoduchou ruční ražbou (příčného rozšiřování koncové části sklepa do údajného archivu byl osobně svědkem jeden z autorů tohoto článku; dělo se to na plný průřez, uvedenou ruční ražbou, bez jakéhokoli provizorního zajištění, s naprostou absencí bezpečnostních opatření). Počva sklípků byla běžně ponechána nevyzděná. Na povrchu území byly postupně zřízeny asfaltové kryty obslužných komunikací.

Podle informace osobně zdůrazněné krajským hejtmanem při jednání svolaném počátkem roku 2009 k tehdy aktuální havárii sklepa však, i přes veškeré viditelné stavební zásahy v místě, zde podle údajů místně příslušného stavebního úřadu ve Velkých Pavlovicích neproběhlo v posledních deseti letech ani jedno kolaudační řízení (sic!).

Sesutí prvního sklepa bylo zaznamenáno v dolní uličce již v březnu 2008. Ve třetí dekádě ledna (přesně 23. 1.) 2009, po



Obr. 7 Situace vinných sklepů v Bořeticích – Kraví hoře (<www.mapy.cz>)
Fig. 7 Layout of wine cellars in Bořetice – Kraví Hora (<www.mapy.cz>)

A collapse of the first cellar was registered in the lower row as long time ago as March 2008. During the third decade of January 2009 (precisely on 23rd January), water unexpectedly rushed into two cellars after rapid warming and thawing of all snow, in the same way as it happened a year earlier also in the lower row, with subsequent collapses of the cellars. The left-hand cellar suffered a collapse of the brick vault and was filled with debris throughout its length, up to the entrance neck. In the right-hand cellar, water broke through the left-hand half of the vault and about two thirds of its length collapsed (see Fig. 8). The collapse progress was extremely fast. Even a surface pressing house (No. 53) in the upper row was seriously in the connection with the collapse of the cellars. Its floor caved including partition walls and, at a time lag of several hours, part of an outer wall and part of the ceiling fell down. A collapse crater developed under the foundation of the collapsed wall and a deformed roof frame remained hanging above it – see Fig. 9.

Significant property damage originated (among other things, even the wine stored in the cellars remained buried by the collapses) and it was only owing to lucky coincidence that no serious injuries or losses on human lives were caused.

2.2. General situation

The locality is found in the South Moravian Region, about 3 km north-east of the village of Velké Pavlovice. Cellars and surface buildings pertaining to them were built in two rows, at two levels, along a contour service road on the SE slope of the markedly morphologically rising Kraví hora Hill (about 260 m a.s.l.) – see Fig. 7. The major part of the village of Bořetice is spread on the opposite slope, SE of a not too wide valley along the Trkmanka Brook. The area is intensively cultivated. The significant economic and cultural importance is historically connected with growing grape vine. Vineyards themselves are found on narrow plots of land, immediately above the upper row of cellars. The rows of vine run in parallel with lines of maximum slope on the Kraví hora flank.

The geological cover in which the cellars were built and surface buildings were founded is formed by a thick Pleistocene loess bank. The bedrock in the location consists of the Ždánice-Hustopeče formation in psamitic facies with layers of conglomerates (Eger – Eggenburg). According to laboratory analyses, the respective loess can be categorised as clay with medium plasticity F6/CI (ČSN 73 6133/2010) or sandy-silty clay sasiCI (ČSN EN ISO 14688-2/2005). No aquifer exists in the loess. Nevertheless, water, first of all rainwater or (to a smaller extent) polluted water, is not at all drained in a controlled way, thus it penetrates into the



Obr. 8 Bořetice – Kraví hora, leden 2009 – částečně zavalený sklep p. Václava Bukovského; vlevo od závalového kužele je patrné porušení vyzdívky, v pravé patě závalu jsou uvízlé sudy s vínem

Fig. 8 Bořetice – Kraví hora, January 2009 – partially collapsed cellar of Mr. Václav Bukovský. Damaged brick lining is visible on the left side. There are tuns with wine left at the right-hand collapse toe

rychlém oteplení a odtání sněhu, došlo k náhlému průniku vody do dvou sklepů, stejně jako před rokem opět v dolní řadě, s jejich následným zavalením. U levého sklepa došlo k porušení cihelné klenby a jeho zavalení po celé délce až po vstupní šíji, u pravého sklepa k protlačení v levé polovině klenby a jejímu zřícení v asi 2/3 délky (obr. 8). Vývoj závalu byl nezadržitelně rychlý. V souvislosti se závalem sklepů byla značně postižena i nadzemní lisovna (č. 53) v horní řadě. Její podlaha se propadla, a to včetně příček, a s odstupem několika hodin pak došlo ke zřícení části její obvodové stěny a části stropu. Pod základem zřícené stěny se vypropagoval závalový kráter, nad kterým zůstal viset deformovaný krov objektu – obr. 9.

Vznikly významné majetkové újmy (v závalech zůstalo, mimo jiné, i veškeré uložené víno) a jen šťastnou shodou okolností nedošlo k těžkým zraněním osob či ztrátám na lidských životech.

2.2 Všeobecná situace

Lokalita se nachází v Jihomoravském kraji, asi 3 km SV od Velkých Pavlovic. Sklepy a k nim náležející nadzemní objekty jsou vybudovány okolo vrstevnicové obslužné komunikace v JV svahu výrazně morfologicky vystupující Kraví hory (asi 260 m n. m.), ve dvou řadách nad sebou – obr. 7. Obec Bořetice se rozkládá převážně v protějším svahu na JV nepřilíhající širokého údolí s protékající říčkou Trkmankou. Území je intenzivně zemědělsky obděláváno, značný ekonomický i kulturní význam je historicky spojen s pěstováním vinné révy. Vlastní vinohrady se nacházejí na úzkých parcelách bezprostředně nad horní řadou sklepů a jejich řádky jsou vedeny spádnicově po úbočí Kraví hory.

Geologicky je pokryv, v němž jsou zřízeny sklepy a založeny nadzemní objekty, budován mohutnou návějí pleistocenních spraší. Podloží lokality přitom představuje ždánicko-hustopečské souvrství v psamitické facii s polohami slepenců (eger–eggenburg). Podle laboratorních rozborů lze předmětné spraše zatřídit jako jílu se střední plasticitou F6/CI (ČSN 73 6133/2010), resp. jako písčité siltovité jílu sasiCI (ČSN EN ISO 14688-2/2005). Ve spraších se nenachází žádná zvržená. Především srážkové ani (to v přiměřeně menší míře) odpadní vody však nejsou nijak řízeně odváděny, tím pronikají do podloží vsakem i ronem po spádnicových(!) řádcích vinohradů nad sklepy a stékají po asfaltové komunikaci. Některé nadzemní konstrukce mají pro srážkovou vodu zádržný charakter. Platí to zejména v případě přívalových dešťů a pro prudké odtání a zřetelně je to pozorovatelné ve stopách na stěnách nadzemních

sub-base by the way of seepage or overland flow along the rows of vine following the maximum slope (!) over the cellars and flow along the asphalt road. Some of the surface buildings have the character of water catching dams. This applies first of all to the cases of storm rainfalls and after rapid thawing of snow. Traces can be clearly observed on the walls of the surface buildings. A permanently waterlogged location overgrown with reed (sic!) was even found above the upper row of cellars.

2.3 Technical condition of structures

The technical condition of some of the cellars which were made accessible on the right-hand side of the newly originated collapse was not too good. They were wet, with frequent bulging of the lining at the level of the bottom of side walls (by up to 0.2 m) or crushing of edges of bricks in vaults. On the one hand, some of the cellars found in the close vicinity of the collapse were supported with timbering; on the other hand, the timbering was found damaged, not activated or partly consumed by fungal decay or mildew – see Fig. 10. Defects of masonry structures were revealed on several surface buildings (pressing houses, wine bars). The defects were visible in typical tension cracks and shear cracks, which developed due to extensive settlement of foundations. The technical condition of the road running along the upper row of cellars, displaying significant cracks and defect of the asphalt pavement, was not perfect.

2.4 Causes of the defects

The causes of the defects could be summarised in a statement that the locality is overburdened in all respects. Individual significant partial causes can be presented as follows:

The penetration of water into the ground environment. Ground in this location is formed by Pleistocene loess (see par. 2.2). This material is extremely sensitive to the content of water or moisture due to seepage. As mentioned above, draining of rainwater and sewage is not solved in the entire locality. Penetration of water into the sub-base causes the long-term deterioration of mechanical properties. The fact that the vertical permeability of the loess is, with the highest probability, higher than horizontal permeability and, first of all, the fact that the sub-base in the location is significantly dissected by existing wine cellars (in some places even at several levels) and foundations of buildings contribute to this process. Even according to unambiguous statements of local eyewitnesses, the loess used to be “firmer” and more stable in the past.

Loads on ground. Original modest single-purpose one-storey buildings attached to cellars (pressing houses) were recently



Obr. 9 Bořetice – Kraví hora, leden 2009; částečně zřícená lisovna č. 53 nad zavaleným sklepem p. Václava Bukovského

Fig. 9 Bořetice – Kraví hora, January 2009. Partially collapsed pressing house No. 53 above the collapsed cellar of Mr. Václav Bukovský

objektů. Nad horní řadou sklepů bylo shledáno dokonce místo trvalého zamokření porostlé rakošem (sic!).

2.3 Technický stav objektů

Technický stav některých zpřístupněných sklepů vpravo od nově vzniklého závalu nebyl příliš dobrý. Byly velmi vlhké, s častým boulením obezdívky v opěří při patách klenby (až o 0,2 m) nebo drcením hran cihel v klenbách. Některé sklepy v bezprostřední blízkosti závalu byly sice podepřeny výdřevou, ale ta byla shledána místy poškozená, neaktivovaná či hnilobou a plísní částečně strávená – obr. 10. U řady nadzemních objektů (lisovny, vinárny) byly viditelné poruchy zdíva v typických tahových a smykových tržlinách vzniklých výrazným (pro)sedáním základů. Technický stav komunikace při horní řadě sklepů nebyl nijak skvělý, s výraznými zátrhy a poruchami asfaltového krytu.

2.4 Příčiny vzniku poruch

Příčiny vzniku poruch bylo možné sumarizovat do konstatování, že lokalita je všestranně přetížena. Jednotlivé významné dílčí příčiny lze uvést následovně.

Pronikání vody do horninového prostředí. Základová půda lokality je budována pleistocenními sprašemi. Jde přitom o zeminy mimořádně citlivé na obsah vody, resp. na provlhlání v důsledku jejího pronikání. Jak bylo již uvedeno, není v celé lokalitě nijak řešeno odvedení srážkových a splaškových vod. Jejich pronikání do podloží způsobuje dlouhodobé snižování mechanických vlastností. Tomu napomáhá to, že propustnost těchto spraší je s nejvyšší pravděpodobností ve svislém směru i vyšší než ve směru vodorovném a především to, že podloží lokality je značně strukturováno současnými vinnými sklepy (a to v některých místech i ve více úrovních) a základy objektů. I podle jednoznačného vyjádření místních pamětníků bývaly spraše v minulosti „pevnější“ a stabilnější.

Zatížení základové půdy. Původní skromné jednoúčelové přízemní objekty při sklepech (lisovny) byly ve značné míře a bez jakékoli kontroly v nedávné minulosti přebudovány na víceúčelové, často dvoupodlažní objekty. Tím došlo k výraznému přetížení jejich již tak nedostatečně dimenzovaných základů a následnému vývoji poruch. A současně především k přetížení primitivních konstrukcí sklepů v jejich podloží. To se týká především sklepů v dolní řadě. Není proto zajisté náhodou, že porušené sklepy zatím leží právě v dolní řadě.

Nekontrolované rozšiřování sklepů a jejich špatný technický stav. Sklepy („lochy“) původně jen nejpotřebnější kubatury byly v nedávné době, a platí to i pro současnost, bez jakékoli regulace rozšiřovány jak v délce, tak často i v příčném průřezu. Problematické je to především opět u sklepů dolní řady. Až zaměření současného stavu ukázalo, že mezilehlé pilíře mezi některými sklepy jsou extrémně užší než 1 m! Mimořádně štíhlé horninové pilíře ve spraši přitom nemohou být vůbec nosné. Porušení konstrukce jednoho sklepa tak může jednoduchým dominovým efektem fatálně ovlivnit stabilitu sousedních sklepů. Místně mimořádná koncentrace podzemních prostor je zřejmá z obr. 11. Technický stav některých sklepů navíc není příliš dobrý. Řada z nich rovněž nemá vůbec vyzděnou počvu, a tím tedy postrádá prvek, který může být z hlediska únosnosti již tak subtilního ostění velmi významný (viz dále).

Provoz na obslužné komunikaci. Provoz na pozemní vrstevnicové komunikaci obsluhující horní řadu sklepů také nepříznivě staticky a dynamicky přetížuje podloží, potažmo obezdívku sklepů spodní řady. Platí to především pro intenzivní dopravu v období sklizně a zpracování vína, ale také pro nepravidelnou dopravu v rámci „vinařské turistiky“.

2.5 Model MKP

Pro potvrzení některých předpokladů uváděných v předchozím odstavci bylo chování konstrukcí a prostředí jednoduše parametricky modelováno jako 2D úloha v programovém vybavení MKP



Obr. 10 Bořetice – Kraví hora, leden 2009; jeden ze sklepů bezprostředně vlevo zříceného sklepa, zavalené čelo a boulení vyzdívky v patě opěří, rozpěrná výdřeva je nahnílá a postižená plísní

Fig. 10 Bořetice – Kraví hora, January 2009. One of the cellars immediately on the left side of the collapsed cellar. The collapsed face and bulging of the lining at the toe of the bench. Bracing timbering is affected by fungal decay and mildew

reconstructed to a significant extent to multi-purpose, frequently two-storey buildings, without any control. As a result, the foundations, the dimensions of which had even been inadequate till that time, received significant additional loads, leading to the development of defects. At the same time, in the first place, the loads acting on the primitive structures of the cellars in their sub-base increased. This applies first of all to the cellars in the lower row. This is certainly not accidental that the till now damaged cellars lie in the lower row.

Uncontrolled expansion and poor technical condition of cellars. The cellars (“holes”), originally only with the most necessary volumes, have recently been, and this applies even to the present, enlarged without any regulation, not only in the length but often also in the cross-section. This is problematic first of all in the cases of cellars in the lower row. It was only when the existing condition had been surveyed that it was proved that intermediate pillars between some cellars were in extreme cases narrower than 1 m. Nobody was bothered by the fact that extremely slender ground pillars in loess can never carry any loads. Damaging of the structure of one cellar may therefore fatally influence the stability of neighbouring cellars as a result of a simple domino effect. The exceptional concentration of underground spaces in this location is obvious from Fig. 11. In addition, the technical condition of some cellars is not too good. Many of them have no brick lining at the bottom, thus they lack the element which can be very important for a slender lining (see below).

Traffic on the service road. Traffic on the at-grade contour service road serving to the upper row of cellars also unfavourably structurally affects the sub-base and induces dynamic loads on it, including the linings of cellars in the lower row. This applies, first of all, to intense transport activities during the wine harvest and grape processing, but also to irregular traffic within the framework of “wine tourism”.

2.5 FEM model

The behaviour of the structures and the environment was modelled simply as a 2D problem using the FEM Plaxis software, with the aim of confirming some of the assumptions presented in the paragraph above. The main objective was to assess the deformational behaviour of the structures. Input parameters of the models were derived on the basis of index laboratory tests on loess (paragraph 2.2), using readings from Table 11 of the already invalid ČSN 73 1001/1988 and, at the same time, using the know-how on

Tab. 1 Stupeň stability modelu sklepa – MKP Plaxis

Tab. 1 Degree of stability of the cellar model – FEM Plaxis

Konzistence spraše \ Počva Loess consistency \ Bottom	Neuzavřená Unclosed	Uzavřená Closed
Tuhá Stiff	0,656 0.656	1,096 1.096
Pevná Hard	0,866 0.866	1,690 1.690
Tvrdá Solid	1,097 1.097	2,255 2.255

Plaxis. Hlavním cílem byl odhad deformačního chování konstrukcí. Vstupní parametry modelů byly odvozeny na základě indexových laboratorních zkoušek spraše (kap. 2.2) s odečtením z tab. 11 již neplatné ČSN 73 1001/1988 a současně s využitím znalostí autorů příspěvku o místních charakteristikách spraší v JM regionu. Důležitým výsledkem modelů bylo potvrzení předpokladu, že při nezajištěné počvě není v zásadě možné považovat subtilně vyztužené výrubu v daném prostředí za stabilní (Tab. 1). Při nevyzděné počvě sklepa a tuhé až pevné konzistenci spraše lze očekávat zavalení výrubu, u spraše tvrdé konzistence se již výrub nezhroutí, ale vykazuje značné deformace. Podobně při vyzdění počvě sklepa a tuhé spraši byly deformace vypočteny opět v nepříměřené hodnotě (extrémně až cca 450 mm). Lepší stabilitou konstrukce disponuje v případě vyzdění počvy a pevné potažmo tvrdé konzistence spraše. Deformace v přístropí sklepa pro pevnou a dále tvrdou spraš v takovém případě u modelu činily již poměrně přijatelných asi 21 mm, resp. 14 mm.

Geometrii modelu MKP a současně i jeden z dílčích výsledků (v situaci odpovídající výše uváženému závalu) ilustruje obr. 12.

2.6 Sanace zavalených sklepů

Zajištění stability podloží bylo v uvedeném případě provedeno zaplněním vzniklých dutin. Vstupní šíje levého zavaleného sklepa byla zabeďněna, totéž bylo provedeno asi 3 m od vstupní šíje pravého postiženého sklepa. Prostor byl vyplněn cemento-popílkovou suspenzí (KOPOS). Ta byla do sanovaného prostoru dopravena čerpadlem. Zaplňování bylo rozděleno do tří postupných etap. Každá z nich byla oddělena krátkou technologickou přestávkou sloužící k eliminaci tlaků od tekuté výplně na sousední sklepní prostory. Ty musely být, s ohledem na bezpečnost během zaplňování sanovaných sklepů, zajištěny výdřevou. Plnění směsí bylo ukončeno v úrovni podlahy horního objektu (částečně zřícené lisovny č. 53). Tím byla vytvořena plocha pro opěrný systém pro podepření krovu a stropu. Jako poslední byla vyplněna dutina pod asfaltovou komunikací obsluhující horní sklepy. V půdorysu bývalých



Obr. 11 Bořetice u Velkých Pavlovic – Kraví hora; zaměření a 3D zobrazení částí vinných sklepů dokumentuje jejich místní naprosté natěsnání, některé ze sklepů byly postupně a neřízeně prodlouženy až pod horní řadu lisoven

Fig. 11 Bořetice u Velkých Pavlovic – Kraví Hora. Results of survey and 3D illustration of a part of wine cellars document the huddling of their sites in the location. Some of the cellars were gradually and without control extended up to under the upper row of pressing houses

local characteristics of loess in the South Moravian region gathered by the authors of this paper. An important result of the models was the confirmation of the assumption that the thinly lined excavated openings without stabilised bottoms basically cannot be considered as stable in the particular environment (see Table I). If the cellar bottom is not provided with a brick lining and the consistency of loess is stiff to hard, it is possible to expect that the excavated opening will collapse. If the consistency of loess is solid, the excavation will not collapse, but it will exhibit significant deformations. Similarly, the values deformations calculated for a cellar with the bottom provided with the lining and for stiff consistency were inadequate (up to about 450 mm in extreme cases). The stability of a structure is better if the bottom is lined and the consistency of loess is hard or even solid. In such the cases, modelled deformations in crowns of cellars in hard and solid loess amounted to relatively acceptable 21 mm or 14 mm.

The geometry of the FEM model and, at the same time, one of partial results (in the situation corresponding to the above-mentioned collapse) is illustrated in Fig. 12.

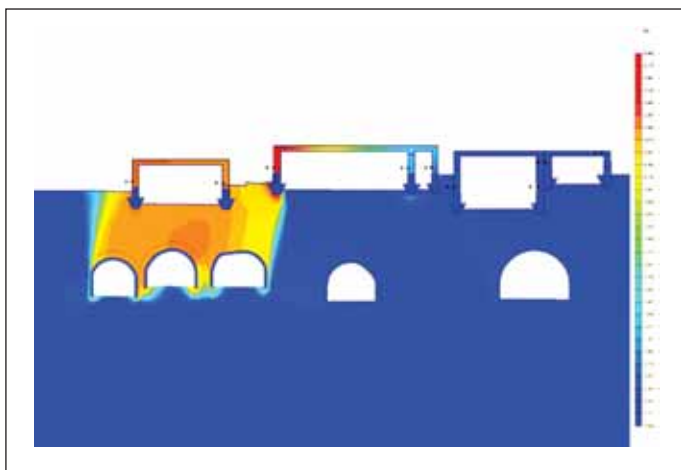
2.6 Repairs of collapsed cellars

The stability of the sub-base was secured in this case by backfilling of the originated caves. The entry neck of the collapsed cellar was boarded up; the same operation was carried out about 3 m from the entry neck in the right-hand cellar affected by the collapse. The space was filled with cement-cinder suspension (KOPOS). The suspension was pumped to the space being repaired. The backfilling process was divided into three stages. Each of them was separated by a short technological interruption serving to eliminate pressures of the liquid backfill on the walls of neighbouring cellars, which had to be supported by timbering with respect to the safety during the course of the process of backfilling the cellars being repaired. The process of backfilling was terminated at the level of the floor of the upper building (the partially collapsed pressing house No. 53). This process formed a surface for erecting a system supporting the roof frame and the ceiling. The cavity under the asphalt road serving the upper cellars was backfilled in the last stage. At the same time, boreholes for additional injection of grout into the loose collapse material and, if necessary, backfilling of remaining smaller caverns, were drilled within the ground plan of the former cellars. About 16 m³ of grout were used for additional grouting. All wine stored in the collapsed cellar had to be sacrificed. There were many thousands of litres there, as well as a valuable wine archive belonging to the unfortunate owner.

2.7 Topographical survey of cellars in Bořetice – Kraví Hora

One of basic problems applicable to areas with great occurrence of wine cellars is either total or, in the better case, only partial absence of data on the topical condition. It is not reasonable if any technical activity is carried out first of all without proper topographical survey. This applies namely in the context of the uncontrolled development of these locations or in cases of imminent or already developed defects. From surveying points of view, surveying of underground structures is to some extent a special task because of the fact that the majority of survey operations deal with taking bearings of surface structures.

A topographical survey was carried out in Bořetice – Kraví Hora in the connection with collapses of cellars in 2008 and 2009. It determined spatial relationships between individual surface buildings and cellars. Results of this survey were subsequently used even for the assessment of the structural condition of affected buildings. The objective of the survey was to determine horizontal gaps between individual underground structures and their depth under the ground surface, under roads and



Obr. 12 Bořetice – Kraví hora, model MKP Plaxis 2D; deformace modelu za předpokladu neuzavřené počvy a prostředí tuhé spraše, vyobrazený zával výborně koresponduje s místem vzniku skutečného propadu

Fig. 12 Bořetice – Kraví hora, FEM Plaxis 2D model. Deformations of the model under the assumption that the bottom is not closed and the environment is formed by solid loess. The illustrated collapse very well corresponds to the origination of the real collapse

sklepů byly současně provedeny vrty pro dodatečnou injektáž nakypřené hmoty závalu a v případě potřeby i vyplnění zbývajících menších kaveren. Pro dodatečnou injektáž bylo použito cca 16 m³ směsi. Veškeré víno uložené v zavaleném sklepě tak muselo být obětováno. Jednalo se o mnoho tisíc litrů a cenný vinný archiv nešťastného majitele.

2.7 Geodetické zaměření sklepů v Bořeticích – Kraví hoře

Jedním ze zásadních problémů platných pro území s velkým výskytem vinných sklepů je buď naprostá, v lepším případě jen částečná absence údajů o jejich aktuálním stavu. Provádět jakoukoli technickou činnost není smysluplné především bez řádného geodetického zaměření. Platí to zejména ve spojitosti s živelným vývojem těchto lokalit nebo v případech hrozících, či již vzniklých, poruch. Z geodetického hlediska je zaměřování podzemních objektů do jisté míry speciální úlohou, to proto, že většina geodetických prací se zabývá zaměřováním objektů povrchových.

V souvislosti se závaly sklepů bylo v Bořeticích – Kraví hoře prováděno v letech 2008 a 2009 i geodetické zaměřování. Byly zjišťovány vzájemné prostorové vztahy jednotlivých povrchových objektů a sklepů. Toto zaměření bylo posléze využito i pro vyhodnocení statiky postižených staveb. Cílem zaměření bylo určit horizontální rozestupy jednotlivých podzemních objektů a jejich hloubku pod terénem, pod komunikacemi a pod budovami na povrchu. Vzhledem k členitému uspořádání jednotlivých sklepů je přitom zapotřebí kompletní prostorové zaměření všech stavebních objektů tak, aby bylo možné vyhotovit souvislou situaci zájmového území. Polohové připojení do souřadnicového systému S-JTSK bylo provedeno technologií GNSS s navázáním na síť permanentních stanic CZEPOS. Výškově bylo měření připojeno do systému Bpv napojením na body nivelačního pořadu 3. řádu (Pae) sítě ČSNS, který prochází Bořeticemi. Měření a jeho vyhodnocení bylo prováděno studenty navazujícího magisterského programu oboru geodézie a kartografie FAST VUT v Brně v rámci výuky.

Výsledkem uvedených činností byla výkresová dokumentace sloužící i jako podklad pro rozhodování o postupu dalších prací. Jedním ze zpracovaných výkresů byl 3D model, který obsahuje veškeré zaměřené prvky a umožňuje zjistit rozměry a vzájemné prostorové vztahy. Výřez z 3D modelu je na obr. 11. Ilustrují se zde mimo jiné složité prostorové vztahy nadzemních a, to především, podzemních objektů v některých částech lokality. Pro praktické použití pak slouží lépe výkresy půdorysů sklepů znázorňující standardně zaměřenou situaci. Důležité bylo zejména výškopisné

under surface buildings. Taking into consideration the articulated configuration of individual cellars, a comprehensive spatial survey of all structures was necessary so that a continuous layout of the area of operations could be plotted. The positional connection to the S-JTSK Uniform Trigonometric Cadastral System was carried out using the GNSS system with connecting it to the network of permanent stations CZEPOS. Heights were connected to the Baltic sea elevation system after adjustment by connecting to points of the 3rd order levelling line (Pae) of the Czech state level network, which passes through Bořetice. The survey and its assessment was carried out by students of the associated Master' degree program in the field of Geodesy and Cartography at the FAST VUT university in Brno as a part of teaching.

The above-mentioned activities resulted in drawings serving among others as the feedback for deciding on the advance of subsequent work. One of the drawings prepared on the basis of the drawings was a 3D model containing all surveyed elements and making it possible to determine dimensions and spatial relationships. A section of the 3D model is shown in Fig. 11. It contains the illustration of, among others, complicated spatial relationships between surface buildings and, above all, underground structures in some parts of the locality. Drawings of ground plans of cellars presenting the layout surveyed in a standard way serve better for the practical use. The level survey determining the terrain configuration was especially important. It is possible to derive gradients of slopes from it, as well as the shape of terrain finishes, the inclines of adjacent fields etc. from it, to be used for the determination of directions of surface water flowing off and, for example, for designing a sewerage system which could help to improve the unsuitable situation in the locality.

The survey of the real condition of the underground spaces proved to be immediately useful even in the case of the cellar which collapsed in the spring of 2009. As described above, the pressing house No. 53 standing above the affected cellar partially fell down during the collapse. The affected cellar was surveyed in advance in the spring of 2008, therefore its spatial position in respect of neighbouring underground and surface structures was known during the subsequent damage removing operations.

Till now the survey of only approximately 15 per cent of this complicated area has been completed.

3 LEGISLATION

The term “underground structure” is specified in the Act No. 61/1899 Coll. [1], in the provision of § 37 of the Act, where it is stipulated in paragraph 1: “...underground structures for the purpose of this Act are understood to be structures created by mining including access parts ...”. The same paragraph continues by letter b) as follows: “...other tunnels and galleries, if their length exceeds 50 m...” and the paragraph even continues by letter d): “...other spaces with the volume exceeding 1000 m³ made accessible to the public or used for entrepreneurial activities...”. The construction of the above-mentioned structures come under the field of activity of the State Bureau of Mines. In the case of doubts whether an activity is the activity carried out in mining-like way, it is the Czech Bureau of Mines who decides (§ 4). Such an underground structure brings even other obligations to its owner. It is, first of all, an obligation to maintain it in a safe condition. Part of this obligation is also securing it against the accumulation of harmful substances and gases and providing safe access routes. The owner or an authorised user is obligated to maintain the underground structure in the safe condition and conduct inspections in prescribed terms through an organisation established by the Mine Ambulance Service (in the SM Region it is the Works Mine Ambulance Service operated by DIAMO,

zaměření, vystihující výškové poměry terénu. Lze z něj rovněž odvodit sklon svahů, průběh terénních úprav v okolí budov, sklon přilehlých polí atd., z čehož lze zjistit rovněž směry odtékání povrchových vod, a tak například i vyprojektovat kanalizaci, která by mohla zlepšit nevhodnou situaci v lokalitě.

Zaměření skutečného stavu podzemních prostor se ukázalo jako okamžitě prospěšné i v případě sklepa, k jehož zavalení došlo na jaře roku 2009. Jak je již popsáno výše, během závalu došlo k částečnému zřízení lisovny č. 53, nacházející se nad postiženým sklepem. Postižený sklep byl zaměřen s předstihem již na podzim roku 2008, takže při následné sanaci vzniklých škod bylo již známo jeho prostorové umístění vzhledem k okolním podzemním i povrchovým objektům.

V současné době je dokončeno zaměření jen přibližně 15 % tohoto komplikovaného území.

3 LEGISLATIVA

Termín podzemní objekt je dán Zákonem č. 61/1988 Sb. [1], a to ustanovením § 37 zákona, ve kterém je uvedeno v odst. 1: „... za podzemní objekty se pro účely tohoto zákona považují objekty vytvořené ražením, a to včetně jejich přístupových částí ...“. Tentýž odstavec, písmeno b) uvádí dále: „... ostatní tunely a štoly, pokud jejich délka přesahuje 50 m ...“ a odstavec pokračuje písmenem d) „... jiné prostory o objemu větším než 1 000 m³ zpřístupněné veřejnosti nebo využívané k podnikatelské činnosti ...“. Tyto stavby potom spadají do působnosti Státní báňské správy. V pochybnostech, zda jde o činnost prováděnou hornickým způsobem, rozhoduje ČBÚ (§ 4). Takovýto podzemní objekt přináší svému majiteli i další povinnosti. Především jde o povinnost udržovat jej v bezpečném stavu. K tomu patří i zajištění proti nahromadění zdraví škodlivých látek a plynů uvnitř a zajištění bezpečných přístupových cest. Vlastník nebo jím písemně pověřený provozovatel je povinen udržovat podzemní objekt v bezpečném stavu a provádět ve stanovených lhůtách prohlídky prostřednictvím organizace se zřízenou báňskou záchrannou službou (v JM kraji: Závodní báňská záchranná stanice DIAMO, s. p. o. z., GEAM Dolní Rožínka). Příslušný OBÚ má povinnost tyto podzemní objekty evidovat. Součástí identifikačních údajů je podle prováděcí vyhlášky kromě jiného přístupná délka objektu, jeho výškové poměry a mapová příloha s vyznačením vstupu do podzemního objektu. Vyhláška ČBÚ 49/2008 Sb. o požadavcích k zajištění bezpečného stavu podzemních objektů stanovuje lhůty prohlídek a způsob ověřování bezpečného stavu. Počítá i se zvláštními prohlídkami, a to u narušeného podzemního objektu. Legislativně je činnost prováděná hornickým způsobem povolována příslušným stavebním úřadem a vrchní dozor při realizaci je prováděn příslušným obvodním báňským úřadem. Ve fázi povolování činnosti je státní báňská správa dotčeným orgánem a vydává stanovisko k povolování činnosti prováděné hornickým způsobem.

U naprosté většiny vinných sklepů se tedy ve smyslu [1] o podzemní objekt nejedná. Týká se to jen jejich malé části – tedy těch nejrozsáhlejších. Průměrný vinný sklep (rozuměno především jeho stavba) by se měl řídit ustanovením Stavebního zákona [3]. Nejběžnějším typem sklepa z pohledu stavebního je zde podsklepení budovy v rozsahu jejího půdorysu, případně v půdorysu menším. V tomto případě stavba sklepa nevyžaduje další opatření než ta, která jsou stanovena stavebním zákonem pro stavbu vlastní budovy. Stavba je poté zaevidována v katastru nemovitostí (viz kap. 3.1). Jde-li o samostatný sklep, u kterého podzemní stavba nepřesáhne 300 m² zastavěné plochy a hloubku nejvýše 3 m, jedná se o jednoduchou stavbu a stavebníkovi stačí pouze ohlášení bez předchozího územního rozhodnutí nebo územního souhlasu. I v tomto případě je však nutné stavebnímu úřadu odevzdat projektovou dokumentaci stavby. Co má obsahovat, stanovuje příslušná vyhláška o dokumentaci staveb. Kromě jiného stavitel prokazuje vlastnické právo k pozemku, na kterém bude stavba realizována (viz následující odstavec). Stavební zákon také neklade zvláštní požadavky na provoz takového vinného sklepa.

s. p. o. from GEAM Dolní Rožínka). The respective Regional Bureau of Mines is obligated to keep a record of these underground structures. Part of identification data, according to a performance decree, is among others an accessible length of the structure, the height condition of the structure and a map appendix with the entrance to the underground structure marked in it. The Czech Bureau of Mines Regulation No. 49/2008 Coll. on requirements for securing the safe condition of underground structures prescribes terms for inspections and the method of verifying the safe condition. It even takes into account special inspections in the case of a damaged underground structure. In terms of legislation, activities carried out in mining-like way are approved by respective Building Control Department; the supervision during construction is conducted by the relevant Regional Bureau of Mines. In the activity approving stage, the State Bureau of Mines is the authorised body and issues opinions on approvals to carry out activities in a mining-like way.

It therefore applies to the absolute majority of wine cellars that they are not underground structures in the meaning of [1]. It applies to only a small part of them, the largest ones. An average wine cellar (to be understood above all as its structure) should follow stipulations of the Building Law [3]. The most ordinary cellar type from the building point of view is a cellar under a building following the footprint of the building or smaller. In this case the construction of the cellar does not require other measures than those which are prescribed by the Building Law for the construction of the building itself. The building is then registered in the Real Estate Cadastre (see Chapter 3.1). When a detached cellar is in question, where the built-up area of the underground structure does not exceed 300 m² and the depth does not exceed 3 m, it is the case of a simple structure and the announcement is sufficient for the builder, without a preceding zoning and planning decision/approval. However, the design has to be submitted to the building control department even in this case. Its content is prescribed by the respective decree on building documentation. Apart from other things, the builder has to prove the property right over the land on which the building is to be constructed (see the paragraph below). In addition, the Building Law does not specify any special requirement for the operation of such a wine cellar.

3.1 Problems of underground spaces registration

Underground structures are, to some extent, specific even as far as their registration is concerned. Depending on its character, the construction follows either the Building Law [3] or the Law on mining activities, explosives and the state mining [1]. In contrast with buildings, completed underground structures are not registered in the Real Estate Cadastre or only the part ending on the surface can be plotted in the cadastral map. Therefore, with the exception of the parts which form elements of the surface topography, the position and overall extent of the underground structure is not registered in the way which is prescribed for buildings by the Building Law.

According to the extent and character of the underground structure, it is possible to distinguish several cases. The most common type of an ordinary cellar (sometime even a wine cellar) is the basement of a building, covering its footprint or with a smaller ground plan. In such the case no complications are encountered. They can arise at other types (independent) cellars or other underground spaces. In the case of underground spaces, these structures must not extend under somebody else's land. It is however difficult to check whether this condition was observed because of the fact that ground plans of underground spaces are not plotted in cadastral maps. A problem can originate even later as the result of the fact that once completed, underground

3.1 Problematika evidování podzemních prostor

Podzemní stavby jsou do jisté míry specifické, i co se týká jejich evidence. Podle svého charakteru se samotná stavba řídí podle Stavebního zákona [3], popř. podle Zákona o hornické činnosti, výbušninách a o státní báňské správě [1]. Na rozdíl od pozemních staveb však podzemní stavby po dokončení nejsou evidovány v katastru nemovitostí, resp. mohou být v katastrální mapě zakresleny pouze částí podzemních prostor vyústějící na povrch. Není zde tedy evidováno, tak jak stanovuje Katastrální zákon pro nadzemní stavby, polohové umístění a celkový rozsah stavby v podzemí, nýbrž pouze ty části, které tvoří prvky polohopisu na povrchu.

Podle rozsahu a charakteru podzemní stavby lze rozlišit několik případů. Nejběžnějším typem obyčejného sklepa (občas i vinného) je podsklepení budovy v rozsahu jejího půdorysu, případně v půdorysu menším – v takovém případě nenastávají žádné komplikace. Ty mohou nastat u dalších typů (samostatných) sklepů nebo ostatních podzemních prostor. V případě podzemních prostor se tyto stavby nesmí dostat pod cizí pozemek. Vzhledem k tomu, že se neprovádí zakresl. půdorysu podzemních prostor do katastrální mapy, lze ovšem jen obtížně kontrolovat, zda byla tato podmínka dodržena. Problém může nastat i dodatečně, a to tím, že podzemní stavby po jejich dokončení nemají vliv na následné dělení parcel. Podzemní stavba se tedy pod cizím pozemkem fakticky ocitnout může! Stavební zákon ovšem připouští i výjimku, kdy stavebník nemusí dokládat vlastnictví parcely, pod kterou provádí podzemní stavbu, a to pokud jde o stavbu veřejně prospěšnou, která funkčně ani konstrukčně nesouvisí se stavbami na pozemku a nemá vliv na využití pozemku, pro které je tento určen.

Současný stav způsobu evidence podzemních staveb je v některých případech zcela nedostačující. Nejvíce se to týká samostatně stojících sklepů, když typickým případem jsou právě sklepy vinné. Již jen tím, že sklep není evidován v katastru nemovitostí a nemá tedy parcelní číslo, nemůže figurovat v kupních smlouvách a různých listinách jako nemovitost. Z hlediska katastru nemovitostí lze říct, že takovýto sklep v podstatě neexistuje. Skutečnost, že sklep nelze evidovat jako nemovitost, přináší jeho majiteli rovněž další komplikace s tím spojené – pokud by například potřeboval půjčku na rekonstrukci sklepa, nemůže jej použít jako zástavu pro čerpání hypotečního úvěru, protože se o nemovitost úředně nejedná.

Popsaná situace by se dala řešit, kdyby se změnil systém evidence nemovitostí tak, že by bylo možné vést katastrální mapu v 3D formátu. Toto řešení je sice obtížné a přináší s sebou i mnoho komplikací, ale vyřešily by se tím složité situace, kterých v praxi není právě málo. V současné době se již poměrně často setkáváme se stavem, kdy se nachází v jediném místě nadzemní i podzemní stavby. A každá z těchto staveb může mít současně i více (podzemních i nadzemních) výškových úrovní nebo podlaží a každá část nebo úroveň může patřit jinému vlastníkovvi. Tato problematika je v současnosti v odborných kruzích široce diskutována, a to právě v souvislosti s koncepcí tzv. 3D katastru nemovitostí.

3.2 Větrání podzemních prostorů

Hlavním kritériem pro zavedení větrání je potřeba nepřekročení stanoveného obsahu škodlivin v ovzduší. Tento požadavek musí v plné míře zajistit projekt větrání. Zvláště pečlivě je v podzemí nutné zjišťování obsahu oxidu uhličitého a uhelnatého a oxidů dusíku. U podzemních objektů, kde místní podmínky mohou mít fyzikální vliv na větrání (např. poklesy barometrického tlaku), je nutné přijmout opatření k zajištění bezpečnosti návštěvníků a musí být součástí provozního řádu podzemního objektu. Tolik pro stavbu a provozování podzemních objektů stanovuje [1].

Pro běžný vinný sklep nelze však ustanovení [1] patrně vyžadovat. Nicméně větrání, především během používání vinného sklepa, je závažným a zatím prakticky, z pohledu platných předpisů, opomíjeným faktorem. Jedná se především o období výroby vína, kdy se působením technologických postupů (při zaskřívání sudů a při kvasném procesu) vyvíjí někdy i značné množství škodlivých

structures do not affect subsequent division of land plots. An underground structure therefore can factually appear under somebody else's property! Nevertheless, the Building Law admits an exception, where the builder does not have to document the ownership of the plot under which he carries out the underground structure if it is the case of a publicly beneficial structure which is not functionally or structurally connected with the buildings existing on the land and has no effect on the use of the land for which the land is dedicated.

The current state of the procedure of registering underground structures is in some cases absolutely inadequate. This applies most of all to detached cellars, where wine cellars are the best typical examples. The fact that the cellar is not registered in the real estate cadastre and therefore has no parcel index is sufficient for the impossibility for the cellar to be quoted in purchasing contracts and various documents as real estate. In terms of the real estate cadastre, it is possible to say that such the cellar is in substance inexistent. The fact that a cellar cannot be registered as real estate brings additional associated complications to the owner, for example if the owner needs a loan for reconstruction of the cellar, he cannot use it as collateral for drawing the land mortgage loan because, in administrative terms, the structure is not a real estate.

The above-described situation could be solved if the real estate registration system is changed and it is possible to maintain cadastral maps in a 3D format. On the one hand, this solution is difficult and brings many complications; on the other hand it would help to solve complicated situations, which are quite numerous in praxis. Today we encounter situations where both surface buildings and underground structures are found in one location relatively often. In addition, each of these structures can have more (underground or above ground) levels or floors and any part or any level can belong to another owner. These problems are currently being widely discussed in professional circles, especially in the context of the concept of the so-called 3D Real Estate Cadastre.

3.2 Ventilation of underground spaces

The main criterion for the installation of ventilation is the need for keeping the content of noxious substances in the atmosphere under prescribed limits. This requirement has to be fully secured by the ventilation design. In the underground, it is especially necessary to monitor the content of carbon dioxide, carbon monoxide and nitrogen oxides. For underground structures where local conditions can have a physical effect on the ventilation of the underground structure (e.g. a decrease in atmospheric pressure), it is necessary to adopt measures securing safety of visitors, which have to be incorporated into the operating instructions for the underground structure. This is what reference [1] prescribes for the construction and operation of underground structures.

However, the stipulations of [1] probably cannot be applied to common wine cellars. Nevertheless, ventilation, first of all during the use of the wine cellar, is a serious factor, which has been till now in praxis neglected in terms of valid regulations. This applies first of all to the wine production season, during which sometimes even a significant amount of harmful gases (sulphur dioxide and carbon dioxide) develops as a result of technological procedures (sulphurisation of tuns and, above all, during the fermentation process). Cases of poisoning of exposed persons, sometimes even with tragic ends, are not exceptional.

4 CONCLUSION

Because of the common geometrical parameters, the absolute majority of wine cellars in Moravia probably cannot be considered as underground structures according to the Act No.

plynů (oxidy siřičitý a zejména uhličitý). Nejsou výjimečné případy otrav exponovaných osob, občas i s tragickým vyústěním.

4 ZÁVĚR

Naprostou většinu vinných sklepů na Moravě nelze patrně s přihlédnutím k jejich běžným geometrickým parametrům považovat za podzemní stavby podle zákona č. 61/1988 Sb. [1]. Většina dalších typických znaků z nich však podle zdravého selského rozumu podzemní stavby činí. Průměrný vinný sklep, je tím rozuměna především jeho stavba, by se měl řídit alespoň ustanoveními Zákona č. 183/2006 Sb. [3]. Je však zcela běžné to, že ani základní pokyny tohoto předpisu se nedodrží. V některých lokalitách je nová stavební činnost řízena zcela nedostatečně, pakliže vůbec (žádné projektování, „lidová tvořivost“ při stavění, jen žádné kolaudace a zbytečné papírování!). Využívání území často překračuje jeho možnosti. Není proto výjimkou, že dochází k periodickým poruchám nebo sériím poruch vinných sklepů a objektů s nimi spojených. Příčiny bývají opět velmi podobné: Zhoršování kvality horninového prostředí způsobené dlouhodobě nevhodným využíváním území (není zajisté náhodou, že případy poruch lze časově nejčastěji umístit do přechodu zimy a jara), přetěžování povrchu území a komunikací nad sklepy, nedostatky v návrhu a realizaci konstrukcí, zanedbání jejich údržby etc. To nehovoříme o problémech vyplývajících například z nedostatečného větrání vinných sklepů nebo z nedostatků z jejich neexistujícího nebo nedostatečného zaměření a evidence.

Vznik významnějších poruch vinných sklepů nebo série takovýchto případů se dlouhodobě periodicky vrací. Vždy jde v těchto případech o nesmírně „vděčnou“ látku pro regionální – tzn. jihomoravská – veřejná média (především TV a tisk). Senzace postupně vyšumí a vše jde dál stejným způsobem jako před havárií. Odborník v dotčených technických disciplínách je přivolán k expertnímu vyjádření a žádá se od něj okamžitá pomoc. Po čase však musí nevyhnutelně dojít k závěru, že nepřilži přehledná situace však vlastně všem tak nějak vyhovuje (samozřejmě až na haváriemi přímo postižené).

*ING. JAN BROTHÁNEK, jan.brothanek@cbusbs.cz,
OBÚ, Brno,*

*DOC. ING. VLADISLAV HORÁK, CSc., horak.vl@fce.vutbr.cz,
Ústav geotechniky FAST VUT, Brno,*

*ING. HYNEK JANKŮ, Ph.D., janku@geotest.cz,
GEOtest, a. s., Brno,*

*ING. MICHAL KURUC, kuruc.m@fce.vutbr.cz,
Ústav geodézie FAST VUT, Brno*

Recenzoval: Ing. Vladimír Prajzler

Poděkování: Článek vznikl za finanční podpory výzkumného záměru MSM0021630519 *Progressivní trvanlivé nosné stavební konstrukce*.

61/1988 Coll. [1]. Nevertheless, according to common sense, most of the other typical features prove that they are underground structures. An average wine cellar, meaning first of all its construction, should conform at least with the Law No. 183/2006 Coll. [3]. Unfortunately, it is absolutely common that even the basic requirements of this regulation are not obeyed. In some localities new building activities are controlled totally insufficiently, if there is any control there (no designing activity, “popular art” during construction, everybody is anxious to avoid any inspection of completed structure and unnecessary paperwork!). The use of the area frequently exceeds its capacity. It is therefore no exception that periodical failures or series of failures of wine cellars and associated buildings happen. The causes are usually again very similar: the deterioration of ground environment quality caused by long-term improper use of the area (it is certainly not by chance that the cases of failures can most frequently be put to the period of transition to winter or to spring), overloading of the terrain surface and roads above cellars, drawbacks in the design and execution of structures, neglecting maintenance etc. We even do not mention problems following, for example, from inadequate ventilation of wine cellars or from flaws due to inexistent or insufficient topographical survey and registration.

Cases of the origination of more significant failures of wine cellars or series of such events in the long term periodically return. In all of the cases the event becomes an extremely “rewarding” topic for regional, i.e. South Moravian, public media (first of all for TV and press). Sensation gradually fades out and everything continues to proceed in the same way as before the incident. An expert in the relevant technical disciplines is called out and is expected to provide immediate help. Nevertheless, after some time a conclusion must inevitably be arrived at that the not too much transparent situation is kind of convenient for everybody (of course, with the exception of the people directly affected by the incidents)...

*ING. JAN BROTHÁNEK, jan.brothanek@cbusbs.cz,
OBÚ, Brno,*

*DOC. ING. VLADISLAV HORÁK, CSc., horak.vl@fce.vutbr.cz,
Ústav geotechniky FAST VUT, Brno,*

*ING. HYNEK JANKŮ, Ph.D., janku@geotest.cz,
GEOtest, a. s., Brno,*

*ING. MICHAL KURUC, kuruc.m@fce.vutbr.cz,
Ústav geodézie FAST VUT, Brno*

Acknowledgements: The article was processed under financial support of the Research Funds MSM0021630519 *Progressive enduring building structures*.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Zákon č. 61/1988 Sb., o hornické činnosti, výbušninách a o státní báňské správě.
- [2] Zákon č. 321/2004 Sb., o vinohradnictví a vinařství.
- [3] Zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon).
- [4] BUREŠ, J., HORÁK, V. Sledování posunů a deformací podzemních prostor Templářských sklepů v Čejkovicích. In Sborník příspěvků 33. konference Zakládání staveb. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2005, s. 317–322.
- [5] HORÁK, V., JANKŮ, H., KLUSÁČEK, D., KURUC, M. Poruchy vinných sklepů v obci Bořetice. In Sborník příspěvků 37. konference Zakládání staveb. Brno: Sekurkon, s. r. o., 2009, s. 181–186.
- [6] KURUC, M., WEIGEL, J., HORÁK, V., ŠVÁB, T. Problematika dokumentace vinných sklepů. In Sborník referátů XVII. konference SDMG. Ostrava: VŠB-TU, 2010, s. 85–90.
- [7] SMOLA, D. Nad sklepy se propadly cesty. m. f. Dnes – příloha Brno, 30. 3. 2004. HUMPOLÍKOVÁ, D. Bořetické pompeje. m. f. Dnes – příloha Brno, 10. 2. 2009.
- [8] <<http://www.wineofczechrepublic.cz>>
- [9] <<http://www.vinarskyfond.cz>>
- [10] <<http://www.ekovinice.com>>

3D ZÁKLADNÍ MAPA DÁLNICE – TUNEL KLIMKOVICE

3D BASIC MOTORWAY MAP – THE KLIMKOVICE TUNNEL

VILÉM STŘEDA

ÚVOD

V rámci výstavby dálnice D 47, byly 6. května 2008 dokončeny a zprovozněny tunely Klimkovice. Tématům realizace a dokončení stavby se věnovaly i další články. Pro připomenutí bych však uvedl několik základních údajů. Dálniční tunely Klimkovice jsou součástí dálnice D 47 v úseku Bílovec – Ostrava. Ražená a hloubená část tubusu A je 1077 m a tubusu B pak 1088 m dlouhá. Definitivní ostění má světlý průřez 72 m². V tomto článku bude popsána realizace dokumentace skutečného provedení stavby (DSPS) ve 3D těchto tunelů. Garantem komplexního geodetického zpracování dokumentace ve 3D byl provoz geodézie a měření firmy Subterra, a. s. Práce na dokumentaci probíhaly v letech 2007 až 2008. Laserscanning tunelů prováděla firma Geodis Brno, spol. s r. o.

PŘEDMĚT DOKUMENTACE

Předmětem dokumentace byl stavební objekt 601 Tunel Klimkovice včetně provozních souborů 611. Ředitelství silnic a dálnic Brno přišlo se zajímavým požadavkem vyhotovit a zpracovat dokumentaci skutečného provedení stavby tunelů Klimkovice pro základní mapu dálnice ve 3D. Protože s tímto řešením komplexního zpracování dokumentace tunelů nebyly ještě v ČR žádné relevantní zkušenosti, rozhodli jsme se vytvořit *Pilotní projekt zpracování DSPS tunelů dálničního typu ve 3D*. Práce byly rozděleny do tří základních etap.

Etapa I. Při průběžném dokončování stavebních prací byly zaměřovány klasickými geodetickými metodami později skryté stavební konstrukce a technologie, vnitřní vybavení v kolektorech, kabelové šachty a kabelové komory. Dále též dodatečné montáže technologií a oblast předportálů na brněnské i ostravské straně.

Etapa II. Pomocí metody pozemního laserového scanování byla zaměřena definitivní obezdívka tunelu, získaná bodová mračna byla připojena do státního souřadnicového systému S – JTSK a státního výškového systému Bpv a nakonec byl vytvořen 3D drátový model tunelů.

Etapa III. Zpracování dat, modelování stavebních a technologických částí a kabeláže a jejich vizualizace.

ETAPA I. GEODETICKÉ PRÁCE

Klasickými geodetickými metodami byly měřeny především skryté stavební konstrukce a technologie, vnitřní vybavení v kolektoru, kabelových šachtách a kabelové chodbě, dodatečné montáže technologií po provedení laserscanningu a oblast předportálů na brněnské i ostravské straně.

Bodové pole

Pro měření dokumentace skutečného provedení stavby byla využita podrobná vytyčovací síť tunelu (PVS) měřená firmou Angermeier Engineers, s. r. o. Tato síť byla v předportálů navázána na body 4083, 4088, 4090, 4091, 4102, 4105, 4108, 4204, 4206, 4207 a 4209 ze základní vytyčovací sítě celé stavby 4707 – zhotovitel GEOS, Opava

Souřadnicový systém: S-JTSK

Výškový systém: Bpv

INTRODUCTION

The 6th May 2008 saw the completion and inauguration of the Klimkovice tunnel tubes, which were part of the D47 motorway construction project. Topics dealing with the realisation and completion of the construction were published even in other papers. To bring the information back to mind, I would like to present some basic data. The twin-tube Klimkovice motorway tunnel is part of the D47 motorway section between Bílovec and Ostrava. The mined and cut-and-cover parts of tubes A and B are 1,077 m and 1,088 m long, respectively. The net cross-sectional area of the tunnel in the final lining is 72 m².

This paper describes the work on **3D as-built design documents** for these tunnel tubes.

The contractor for the comprehensive preparation of 3D documents, as far as surveying is concerned, was the Survey and measurements department of Subterra a. s. The work on the documents was carried out from 2007 to 2008.

The laser scanning of the tunnels was performed by Geodis Brno spol. s r. o.

SUBJECT OF THE DOCUMENTATION

The subject of the documentation was the construction lot 601, the Klimkovice Tunnel, including operating units 611.

The Roads and Motorways Directorate, Brno, brought an interesting requirement to the table for the preparation and processing of the As-built design documents for the Klimkovice tunnels to be incorporated into the 3D basic motorway map. Because of the fact that there was no relevant experience in the Czech Republic with this solution for comprehensive preparation of tunnel construction documents, we decided to develop the "Pilot design for the preparation of as-built documents for motorway-type tunnels in 3D".

The operations were divided into the following three basic stages:

Stage I Classical surveying methods were used during the continuous process of finishing construction work items for documenting the subsequently covered structures and technologies, the inner equipment in utility ducts, cable shafts and cable chambers, as well as additional installations of equipment and the pre-portal areas on the Brno and Ostrava sides.

Stage II The Ground Laser Scanning method was applied to surveying of the final tunnel lining. The point clouds obtained by the survey were connected to the state system of coordinates, the Uniform trigonometric cadastral S – JTSK and to the Baltic Vertical Datum - after Adjustment. Finally a 3D wireframe model of the tunnels was created.

Stage III Processing of data, modelling of civils and technological parts and cable lines; preparing their visualisation

STAGE I: SURVEYING

Classical surveying methods were applied first of all to structures and equipment to be subsequently covered, inner equipment in utility ducts, cable shafts and the cable corridor, equipment installed additionally after the completion of the laser scanning as well as the pre-portal areas on the Brno and Ostrava sides.

Použití měřické přístroje

Totální stanice Leica TCRM 1205 a TCRM 1203 s přesností ověřenými akreditovanou laboratoří, a to $\pm 1,0$ mgon resp. $\pm 1,5$ mgon pro měření směrů a $1 \text{ mm} + 1,5 \text{ ppm}$ pro měření vzdáleností, s příslušenstvím.

Práce v terénu

Naším úkolem bylo zaměření konstrukcí a technologií, které v průběhu dokončování díla zakryje navazující výstavba a konstrukce a nebude možné je naskenovat pomocí laserscaneru. Zaměřit vnitřní vybavení stavebních objektů, v nichž nebude probíhat laserscanning – především se jednalo o drenáže, rozvody tlakové vody, vzduchotechnický kanál, elektrošachty v chodnicích, protahovací krabice v ostění, zemní pásky a nosné konstrukce technologií. Díky výborné spolupráci s firmou Eltodo EG, a. s., dodavatelem technologií do klimkovických tunelů, jsme získávali aktuální údaje a parametry uložených technologií a kabelů. Dále bylo naším úkolem zaměřit oblast předportálů na brněnské a ostravské straně.

Rozsah měření:

- na brněnském portále (SOS hláska, opěrné zdi),
- na ostravské straně (kabelové chodby k prostupu do obj. PTO),
- v kolektoru po vstup do 1. pp trafostanice.

Převážná část zaměření byla uskutečněna tachymetricky, prostorovou polární metodou, pomocí elektronické totální stanice Leica. Měření probíhala z pomocných volných stanovisek, jejichž souřadnice byly určeny protínáním zpět na body PVS. Takto bylo zaměřeno celkem 6821 podrobných bodů. Naměřené údaje byly registrovány do interní paměti totální stanice a vestavěným výpočetním softwarem přepočítány do systému S-JTSK a Bpv. Tyto souřadnice byly následně přeneseny pomocí programu Leica Geo Office Tools do PC.

Měření bylo zahájeno již v průběhu výstavby, před zakrytím technologií v 02/2007. **Ukončeno bylo v 05/2008.**

ETAPA II. LASERSCANNING

Dodavatelem zaměření viditelných prvků stavební části i technologií pomocí laserscanningu byla firma Geodis, s. r. o., divize fotogrammetrie. Laserscanning byl proveden v levé a pravé tunelové rouři a v chodbách tunelových spojek.

Měření v terénu a poloha stanic laserového skeneru

K měření byl použit panoramatický fázový laserový skener německé společnosti Zoller&Fröhlich **Imager 5006**. Měření proběhlo v jednom týdnu 19.–22. 1. 2008 místo plánovaných dvou týdnů, kdy během pěti dvanáctihodinových pracovních dnů bylo ve dvou lidech velmi hustě naskenováno 2450 m tunelových tubusů a tunelových spojek, v rastru 1 mm na 1 mm . Transformace mračen bodů do zvolených souřadnicových systémů byla zajištěna pomocí geodeticky (totální stanicí) zaměřených vřícovacích bodů, které byly během měření vhodně rozmístovány v dosahu skeneru.

Během skenování byl laserový skener umístěn na stativu, který byl připevněn na speciálním pojízdném vozíku. Celkem bylo provedeno měření na 149 stanoviskách skeneru – 59 stanic v tunelovém tubusu A, 58 stanic v tunelovém tubusu B a 32 stanic v pěti tunelových spojkách. Průměrná vzdálenost mezi sousedními stanovisky skeneru byla 15 m . Současně se skenováním byla pořizována fotodokumentace objektu digitální zrcadlovkou Nikon D200 s rozlišením CCD matice $10,2 \text{ Mpx}$. Tato kamera byla umístěna na laserovém skeneru a zkalibrována s projekčním centrem skeneru, aby bylo možné v případě potřeby využít obrazovou informaci při modelování tunelu.

Minor control

The detailed setting out net developed by Angermeier Engineers s.r.o. for the tunnel was used for surveying for the as-built documentation of the structures. This net was connected in the pre-portal area to points No. 4083, 4088, 4090, 4091, 4102, 4105, 4108, 4204, 4206, 4207 and 4209 of the basic setting out net for the entire construction package 4707, which was developed by GEOS Opava.

Co-ordinate system: Uniform Trigonometric Cadastral (S-JTSK)

Vertical datum: Baltic Vertical Datum – after Adjustment

Survey instruments used

Leica TCRM 1205 and TCRM 1203 total stations (with accessories) with the accuracy values verified by an accredited laboratory, namely ± 1.0 mgon or ± 1.5 mgon for bearings and $1 \text{ mm} + 1.5 \text{ ppm}$ for distances.

Field operations

Our task was to survey the structures and equipment which would be covered during the finishing of works by the subsequent construction and it would be impossible to scan them with the Laser Scanner. The survey was to cover the internal equipment of structures which would not be subjected to laser scanning, first of all drains, pressure water pipelines, the ventilation duct, cable shafts in walkways, conduit junction boxes embedded in the lining, earth strips and equipment bearing structures. Owing to excellent collaboration with Eltodo EG, a. s., supplying technologies for the Klimkovic tunnels, we gained topical data and parameters of the equipment and cables installed. In addition, our task was to survey the pre-portal areas on the Brno and Ostrava sides.

The scope of the survey:

- at the Brno portal (emergency call station, retaining walls)
- on the Ostrava side (cable corridors leading to an opening to the services building)
- inside the utility duct up to the entrance to the transformer station on the 1st basement floor

The major part of the survey was carried out tacheometrically, using the spatial polar method, by means of a Leica electronic total station. The survey was conducted by means of observation from auxiliary free stations. Their co-ordinates were determined by resection to points of the detailed setting out net. This method was applied to surveying of the total of 6,821 detailed points. The measured data was stored in the internal memory of the total station, to be recalculated by the built-in calculation software into the Uniform Trigonometric Cadastral S – JTSK and the Baltic Vertical Datum - after Adjustment systems. These co-ordinates were subsequently transferred to a PC using the Leica Geo Office Tools software.

The survey operations started during the course of the tunnel construction in February 2007, before the equipment was covered. They were finished in May 2008.

STAGE II LASER SCANNING

The contractor for taking the bearings of visible elements of the civils and equipment by means of laser scanning was Geodis s.r.o., the Photogrammetry Division. The laser scanning was carried out in both the left-hand and right-hand tunnel tubes and in cross passages.

Field measurements and positions of the laser scanner stations

The survey was conducted using **Imager 5006**, a panoramic phase-shift laser scanner manufactured by Germany-based Zoller&Fröhlich GmbH. The survey took one week, from 19th to 22nd January 2008, instead of the planned two weeks. Two surveyors scanned 2,450 metres of tunnel tubes and cross passages

Použitý laserový skener

Výrobce: Zoller + Fröhlich GmbH
Model: Imager 5006

Základní technické parametry skeneru:

Typ skeneru	polární skenování systém s fázovým dálkoměrem
Vlnová délka dálkoměru	79 m
Minimální délka	1 m
Přesnost měření	<1mm do vzdálenosti 25 metrů
Rozlišení délkového měření	0,1 mm
Rychlost měření	cca 500 000 bodů/s
Vlnová délka laseru	viditelné červené světlo
Divergence svazku paprsků	0,22 mrad
Třída laserového paprsku	3R (ISO EN 60825-1)
Zorné pole horizontální:	360°
vertikální:	310°

Laser scanner used

Manufacturer: Zoller + Fröhlich GmbH
Model: Imager 5006

Basic technical parameters of the scanner:

Scanner type	polar scanning system with a phase shift distance meter
Distance meter wavelength	79 m
Minimum length	1 m
Measurement precision	<1mm up to the distance of 25 metres
Distance measurement discrimination	0.1 mm
Measurement rate	ca 500,000 points/s
Laser wavelength	visible red light
Divergence of the beam of rays	0.22 mrad
Laser beam class	3R (ISO EN 60825-1)
Field of view - horizontal:	360°
- vertical:	310°

Skener Z&F IMAGER5006 je konstrukčně skenovací systém s fázovým dálkoměrem. Vzdálenost laserového paprsku není měřena pomocí měření časových pulzů jako u pulzních skenerů, ale je získána skládáním vln odeslaného a přijatého vlnění. Touto metodou nelze dosáhnout tak velké vzdálenosti jako u pulzních skenerů, dosahuje se ale několikrát vyšší přesnosti při měření, a proto není potřeba provádět vícenásobné skenování. S ohledem na menší měřené vzdálenosti a potřebnou vyšší přesnost a větší rozlišení detailů tunelů bylo na tuto zakázku velmi vhodné použití tohoto skeneru.

ETAPA III. ZPRACOVÁNÍ NAMĚŘENÝCH DAT

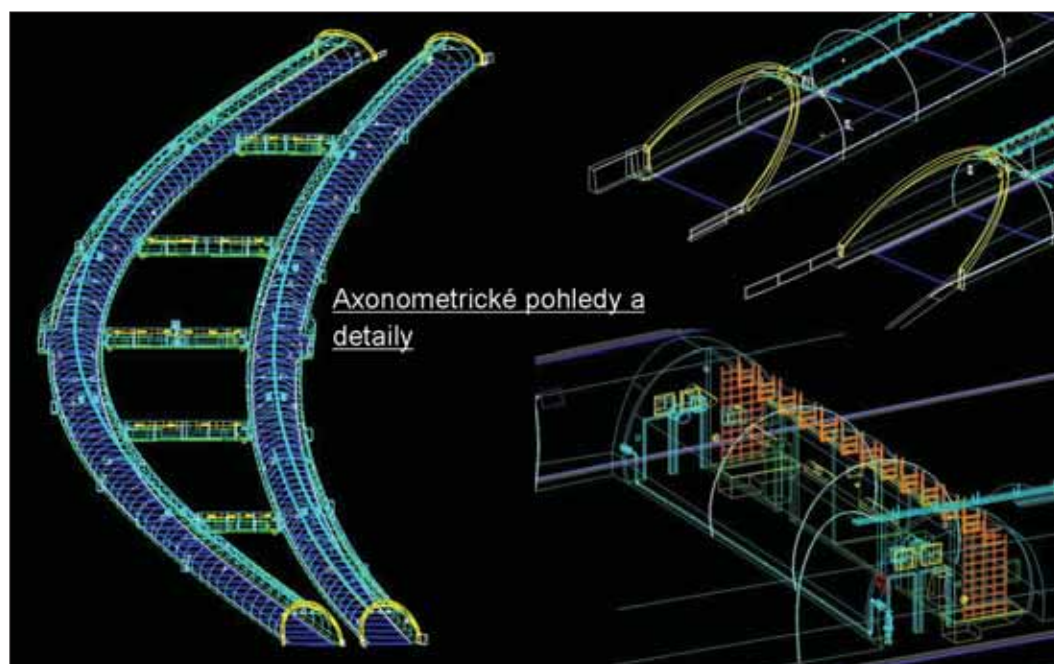
Během skenování bylo celkem pořízeno na 30,4 GB surových dat, což jsou mračna bodů a fotodokumentace z kamery umístěná na skeneru.

Spojení a transformace mračen

Pro zpracování měření byl použit software Z&F Laser Control, ve kterém byla prováděna nezbytná automatická či poloautomatická filtrace a klasifikace všech měřených bodů od šumových bodů a bodů, u kterých se pomocí kvalitněji přeskenovaných a geodeticky zaměřených vřícovacích bodů počítala transformace mračen z lokálního do geodetického souřadnicového systému. Byla použita shodnostní transformace. Výsledné směrodatné odchylky transformací mračen na zaměřené vřícovací body se pohybují v rozmezí 1–3 mm! (tato hodnota poukazuje na vnitřní přesnost transformací bodů na vřícovací body, ne však celkovou přesnost v určené polohy každého bodu). Z tohoto výborného parametru přesnosti lze vyčíst velmi kvalitní skenovací práce, a také

during the course of 5 twelve-hour working days, in a dense 1 mm x 1 mm grid. The transformation of the point clouds into the selected co-ordinate systems was ensured by means of control points (surveyed by a total station), which were suitably placed during the survey within the reach of the scanner.

During the course of the scanning work, the laser scanner was installed on a tripod, which was mounted on a special movable carriage. The measurements were conducted on 149 scanner stations in total; of that number 59 stations were inside the tunnel tube A, 58 stations were in tunnel tube B and 32 stations were in cross passages. The average distance between neighbouring scanner stations was 15 m. Pictures of the structure were taken concurrently with the scanning, using a Nikon D200 digital SLR camera with the CCD matrix definition of 10.2 Mpx. This camera was mounted on the laser scanner and was calibrated with the scanner projection centre so that pictorial information could be used if required while modelling the tunnel.



Obr. 1 Axonometrické pohledy a detaily
Fig. 1 Axonometric views and details

velmi dobře odvedenou práci geodety Subterra, a. s., při zaměřování vřícovacích bodů.

Export a vektorizace bodových mračen

Bodová mračna byla po transformaci převedena do formátu ASCII a následně načtena do prostředí Microstation V8 pomocí MDL aplikace Terrascan a Terrascan Viewer, aby byla uložena ve formátu Terrascan BIN.

Vektorizace byla provedena v 3D grafickém prostředí Microstation V8 standardními modelačními nástroji Microstationu. Práce na vektorizaci tunelu byla rozdělena na čtyři samostatné výkresy týkající se vždy jen určitého typu konstrukčních prvků, jsou to části Stavební, Technologie, Vzdovod, Značení. V každém z těchto výkresů se vektorizovaly prvky předem domluvené s inženýry firmy Subterra, a. s.

ODEVZDANÁ DATA

Zpracování tunelů bylo rozděleno do pěti částí a vždy odevzdáno podle domluveného harmonogramu. Firmě Subterra, a. s., byly předány k dalšímu zpracování závěrečné digitální výkresy:

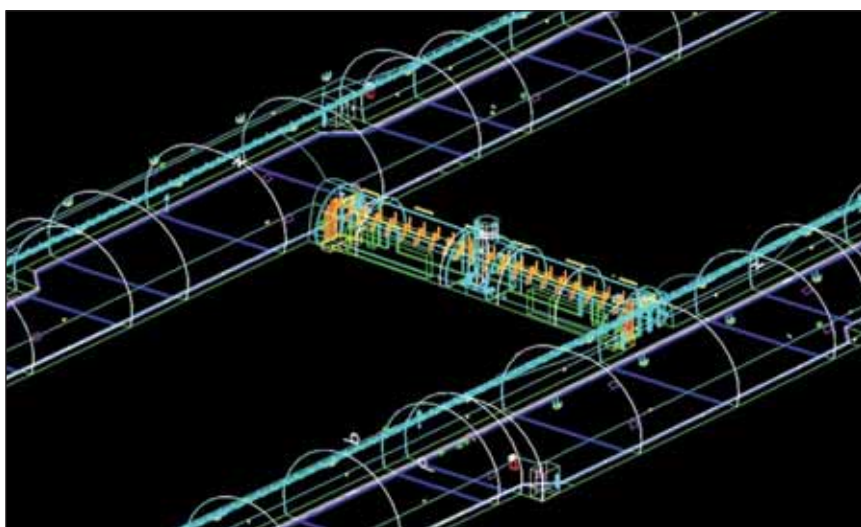
tunel_klimkovice_STAVEBNI.dgn
tunel_klimkovice_TECHNOLOGIE.dgn
tunel_klimkovice_VODOVOD.dgn
tunel_klimkovice_ZNACENI.dgn

Dokumentace skutečného provedení stavby byla zpracována v grafickém programu MicroStation V8.1 od firmy Bentley. MicroStation V8.1 je softwarová platforma, která umožňuje vytvářet modely v prostředí 2D i 3D a jejich následnou editaci, vizualizaci či propojení s databází Oracle 8i (přímo nebo pomocí ODBC) a Access 2000 (pomocí ODBC).

Vykreslování dokumentace probíhalo v těsné návaznosti na provádění geodetických prací v terénu, především laserscanning. Vektorová data z vyhodnocení laserscanneru byla firmou Geodis dodávána průběžně. Během půl roku tak byly vymodelovány stavební a technologické části. V dalších měsících byla ukončena práce na natažení kabeláže do modelu a dále probíhaly práce na vizualizaci.

Pro zpracování byla zvolena struktura dělení dat do několika výkresů:

- tunel_body – obsahuje pevné bodové pole (PVS) a podrobné body,
- tunel_stavebni – obsahuje stavební část tunelu, betonové konstrukce, asfaltové plochy,



Obr. 2 Detaily propojky
Fig. 2 Cross passage details

In terms of the structure, the Z&F IMAGER5006 scanner is a scanning system with a phase shift distance meter. The distance of points from the laser station is not measured by means of measuring time impulses as it is in the case of pulse-based scanners. The distance is obtained by interfering the emitted and received waves. This method does not allow reaching such the long distances as it is in the case of pulse-based scanners, but the accuracy which is achieved by the measurement is several times higher, therefore it is not necessary to carry out multiple scanning. The use of this particular scanner was very reasonable with respect to smaller distances to be measured and the need for higher accuracy and higher resolution of tunnel details required by the contract.

STAGE III PROCESSING OF MEASURED DATA

Up to 30.4 GB of unprocessed data, i.e. point clouds and photos provided by the camera mounted on the scanner, was provided during the scanning operation.

Joining and transforming the clouds

The Z&F LaserControl software was used for processing of the measurements. The software performed required automatic or semi-automatic filtration and classification of all measured points from noise points and calculated the transformation of clouds from the local co-ordinate system into the co-ordinate system developed by the survey, by means of higher-quality re-scanned and surveyed control points. The consistency transformation was used. Resultant standard deviations of the transformations of clouds into the surveyed control points vary between **1 – 3 mm!** (this value shows the internal accuracy of the transformation of the points into the control points, but does not show the overall accuracy in the determination of the position of each point). The above-mentioned excellent accuracy parameter is the proof of the high quality of the scanning work and the very good work on surveying the control points performed by Subterra a. s. surveyors.

Export and vectorisation of point clouds

After the transformation, the point clouds were converted to the ASCII format and subsequently were read-in to the Microstation V8 environment by means of Terrascan and Terrascan Viewer MDL applications, to be downloaded in the Terrascan BIN format.

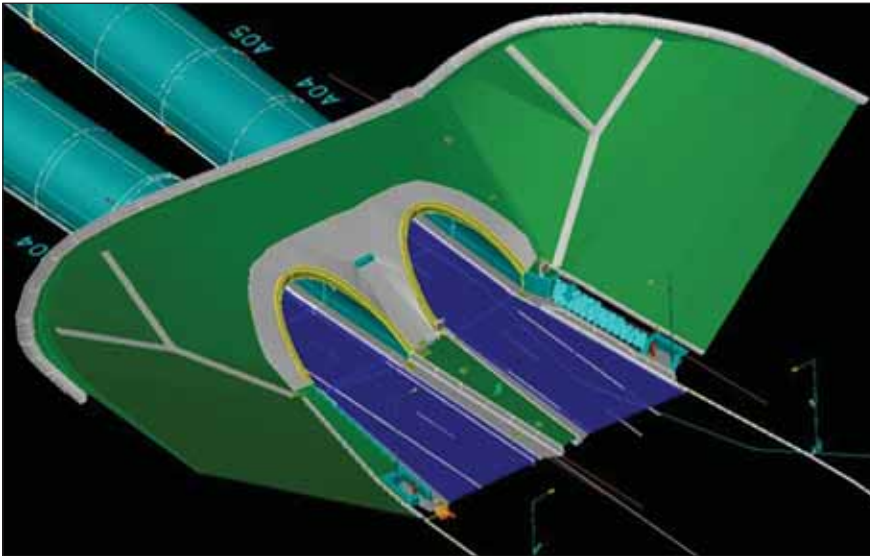
The vectorisation was carried out in the Microstation V8 3D graphic environment using standard Microstation modelling tools. The tunnel vectorisation was distributed among four independent drawings, each dealing with a particular type of structural elements, namely CIVILS, EQUIPMENT, WATER PIPELINE, MARKING. The elements which were vectorised in each of the drawings were agreed in advance by Subterra a. s. technical staff.

SUBMITTED DATA

The results of the operations were divided into 5 parts; each of them was handed over in compliance with the approved schedule. The following final digital drawings were submitted to Subterra a. s. for subsequent processing:

Klimkovice_tunnel_CIVILS.dgn
Klimkovice_tunnel_EQUIPMENT.dgn
Klimkovice_tunnel_WATER_PIPELINE.dgn
Klimkovice_tunnel_MARKING.dgn

The as-built documents were carried out using the MicroStation V8.1 graphic software developed by Bentley. The MicroStation V8.1 is a software platform making the creation of models in both 2D and 3D environments possible, as well as their subsequent editing, visualising or interconnecting them with the Oracle 8i database



Obr. 3 Vizualizace – ostravské předportálí
Fig. 3 Visualisation – the Ostrava-side pre-portal area

- tunel_techologie – obsahuje vstrojení tunelu nosnými konstrukcemi a technologickým zařízením,
- tunel_značení – obsahuje dopravní informační systém, vodorovné a svislé značení,
- tunel_vodovod – obsahuje rozvod tlakové vody v tunelu a předportálí,
- tunel_kabely – obsahuje průběh kabeláže k jednotlivým technologickým prvkům.

Od zhotovitele laserscanningu byly převzaty výsledky skenování ve formě vektorizovaných modelů vyhotovených v příslušných výkresech systému MicroStation. Naskenováno a zvektorizováno bylo především ostění v tunelových rourách, propojkách a viditelné technologie.

Ve formátu MicroStation byly zpracovány námi zaměřené souřadnice. Standardními modelačními prostředky a postupy grafického prostředí MicroStation byly vyhotoveny drátové modely všech konstrukcí a prvků, natažena kabeláž, vyhotoveny popisy a provedena jejich vizualizace. Obvykle má každý prvek, kabel, konstrukce nebo technologie až tři vrstvy:

- drátový model – čárová kresba obsahuje pouze prvky LINE, ARC, BSPLINE,
- vizualizace – vykreslení všech viditelných ploch, obsahuje prvky ELIPSE, SURFACE, SHAPE, SOLID, BSPLINE SURFACE,
- text – popisy prvků podle normy ŘSD, obsahuje pouze TEXT.

Zpracování dat a vyhotovení konečné dokumentace s vizualizací ve 3D pak trvalo zhruba 24 týdnů.

PŘÍNOS ŘEŠENÍ

Již v průběhu zpracovávání 3D dokumentace jsme se zabývali otázkou, jak dále využít tak obrovský soubor informací, jako jsou informace o tunelu, uložené technologie a vedle toho stohy dokumentů s provozní dokumentací tunelu (bezpečnostní dokumentace, tunelová kniha, dopravní řád, provozní řád, řád mimořádného režimu). Připadlo nám logické, soustředit všechny související informace do jednoho úložiště přístupného komukoli.

Data využívají různé skupiny uživatelů napříč profesemi. Proto by bylo vhodné integrovat digitální projektovou dokumentaci, geoprostorovou složku a inteligentní 3D modely. Nejen specialisté různorodých oborů, ale také techničtí pracovníci potřebují bezpečný přístup k aktuálním datům, která je

(directly or using the ODBC) and the Access 2000 database (using the ODBC).

Drawings were plotted in close relationship with the execution of field surveying, first of all the laser scanning. The vector data obtained from the assessment of the laser scanner was continuously submitted by Geodis. Modelling of the civils and equipment parts was completed during a half of a year. The work on downloading the cable installations into the model was finished during the following months and the work on the visualisation proceeded.

The following structure, dividing the data into several drawings, was chosen for processing of the data:

- tunnel_points – it contains fixed minor control points (a fixed setting out net) and detailed points
- tunnel_civils – it contains the civil engineering part of the tunnel, concrete structures, bituminous surfaces

- tunnel_equipment – it contains equipment bearing structures and equipment
- tunnel_marking – it contains the traffic information system, road markings and signing
- tunnel_water_pipeline – it contains pressure water lines inside the tunnel and in the pre-portal areas
- tunnel_cables – it contains cable lines to individual items of the tunnel equipment

The laser scanning contractor submitted the results of scanning in the form of vectorised models executed in respective drawings of the MicroStation system. The main subject of the scanning and vectorising was the lining in tunnel tubes, cross passages and the visible equipment.

The co-ordinates determined by our survey were processed in the MicroStation format.

Wireframe models of all structures and elements were produced, cables were drawn, descriptions were prepared and their visualisation was carried out using standard modelling tools and procedures available in the MicroStation graphic environment.

It is usual that each element, cable, structure or piece of equipment has up to three layers:

- a wireframe model – a line drawing consisting only of the LINE, ARC and BSPLINE elements
- visualisation – plotting of all visible surfaces; it comprises the ELIPSE, SURFACE, SHAPE, SOLID and SPLINE SURFACE elements
- text – descriptions of elements according requirements of the Road and Motorway Directorate; it contains only TEXT

The processing of data and preparation of the final documentation including the 3D visualisation took approximately 24 weeks..

THE BENEFIT OF THE SOLUTION

It was as early as the work on the 3D documentation that we discussed the question how such the huge set of information (such as the information about the tunnel, the equipment installed in it) as well as piles of documents comprising the Operating Documents for the tunnel (safety documentation, tunnelling log book, traffic order, operating instructions, emergency regime order) can be further exploited. It seemed to us logical that all related information should be concentrated in one storing place, which would be available for anybody.

The data is exploited by various groups of users across professions. It would be therefore reasonable if the digital design documentation, the geo-spatial component and intelligent 3D models are integrated. Not only specialists from various branches but also



Obr. 4 Vizualizace portálu
Fig. 4 Portal visualisation

nutné sdílet se spolupracovníky, externími organizacemi, úřady státní správy nebo obchodními partnery.

V rámci spolupráce s firmou Sitewell je připraveno nové, moderní řešení, které bude pomocí současné webové technologie taková data prezentovat v atraktivní podobě z libovolného webového prohlížeče, a využívat naplno práci projektantů z návrhových aplikací (Microstation, AutoCAD Civil nebo specializované CAD/MEP aplikace). Získáváme tak možnost zpřístupnit 3D data společně se souvisejícími popisnými informacemi komukoli bez speciálního softwaru řešením vytvořením nového provozně-technického informačního systému tunelů.

ZÁVĚR

Dokumentace skutečného provedení stavby tunelů Klimkovice byla investorovi předána ve verzi 3D. Bylo vytvořeno dílo, které splňuje podmínky požadavku moderní geoinformační technologie 21. století a nabízí informace a využívání geodat širokému okruhu uživatelů. Podařilo se splnit požadavek investora, ŘSD Brno, zpracovat kompletní dokumentaci skutečného provedení stavby tunelů Klimkovice včetně veškerých uložených technologií v třídimenzionálním provedení (3D). Je to první a zatím jediná realizace komplexního zpracování dokumentace skutečného provedení stavby tunelu dálničního typu ve 3D v České republice.

Že toto dílo vzbudilo zájem odborné veřejnosti, svědčí i ocenění 2. místem v soutěži vypsání Komorou geodetů a kartografů a Českým úřadem zeměměřickým a katastrálním o Technické dílo roku 2008 v oboru inženýrská geodezie a kartografie.

VILÉM STŘEDA, vstreda@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.

Recenzoval: Ing. Karel Křemen

technical staff need a safe access to topical data, which must be shared with co-workers, external organisations, public offices or business partners.

A new, modern solution has been prepared in collaboration with Sitewell, s. r. o. It will present such data in an active form from any web explorer and will fully use the work of designers performed using design applications (Microstation, AutoCAD Civil or specialised 01 CAD/MEP application). In this way we have the opportunity to make 3D data available jointly with related descriptive information to anybody without special software by means of the development of a new operating – technical information system for tunnels.

CONCLUSION

The as-built documentation for the Klimkovice tunnels was submitted to the project owner in a 3D version. The work which was accomplished meets requirements for state-of-the-art geoinformation technologies of the 21st century. It offers information and the exploitation of geodata to a wide circle of users. The requirement of the project owner, the Road and Motorway Directorate, Brno, to carry out comprehensive as-built documentation for the Klimkovice tunnels, including all installed technologies, in a three-dimensional form (3D) was successfully complied with. It is the first and till now the only realisation of comprehensive as-built documentation of a motorway tunnel structure in 3D in the Czech Republic.

The fact that this work has stirred interest among the technical public has been proved by the 2nd place awarded to it in the competition organised by the Chamber of Surveyors and Cartographers and the Czech Office for Surveying, Mapping and Cadastre, for Technical Work of the Year 2008 in the field of engineering geodesy and cartography.

VILÉM STŘEDA, vstreda@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Technická zpráva 3D DSPS tunel Klimkovice/Subterra, a. s., ing. L. Růžička, 2008
- [2] Lasescanning a tvorba 3D drátěného modelu SO 600 tunel Klimkovice na stavbě 4707 Bílovec – Ostrava na dálnici D 47/Geodis Brno, spol. s. r. o., ing. J. Roman, 2008
- [3] Provozně-technický informační systém tunel Klimkovice/Sitewell, Jan Kříž, 2011

TUNEL BLANKA – DEN OTEVŘENÝCH DVEŘÍ 15. 10. 2011

BLANKA TUNNEL – OPEN DAY 15 OCTOBER 2011



Obr. 1 Prohlídková trasa vedla tubusy hloubených tunelů v ulici Milady Horákové

Fig. 1 Guided tour led through the cut-and-cover tunnels under Milady Horákové street



Obr. 3 Na Prašném mostě byly k vidění hloubené tunely v různých úrovních rozestavěnosti

Fig. 3 Cut-and-cover tunnels at various levels of construction progress were visible at Prašný most



Obr. 5 Díky ochranným přilbám připomínaly občas řady diváků červenou řeku...

Fig. 5 Thanks to the protective helmets, the visitors sometimes looked like a red river...



Obr. 2 Návštěvníkům byli opět k dispozici ochotní průvodci

Fig. 2 Qualified guides were once again available for visitors



Obr. 4 Trasa provedla návštěvníky i raženým úsekem Brusnice

Fig. 4 The route led visitors to Brusnice driven section as well



Obr. 6 Stavbu si prohlédl i 1. náměstek primátora ing. Karel Březina

Fig. 6 The construction was also viewed by the first deputy mayor of Prague, Ing. Karel Březina

FOTO: JOSEF HUSÁK
PHOTO COURTESY OF JOSEF HUSÁK

FOTOREPORTÁŽ ZE STAVBY PRODLOUŽENÍ TRASY V.A PRAŽSKÉHO METRA

PICTURE REPORT FROM THE CONSTRUCTION OF THE PRAGUE METRO LINE V.A EXTENSION



Obr. 1 Štít Adéla před protažením stanicí (foto Tatar)

Fig. 1 Adéla shield prior to pulling through the station (photo courtesy of Tatar)



Obr. 2 Cesta štítu Tonda po protažení stanicí (foto Husák)

Fig. 2 Path of Tonda shield after pulling through the station (photo courtesy of Husák)



Obr. 3 Prorážka štítu Adéla (vlevo) do stanice Petřiny 19. 9. 2011 (foto Husák)

Fig. 3 Breakthrough of Adéla shield (left) into Petřiny station, 19 September 2011 (photo courtesy of Husák)



Obr. 4 Průnik technologií NRTM a EPBS ve stanici (foto Tatar)

Fig. 4 Intersection of NATM and EPBS technologies within a station (photo courtesy of Tatar)



Obr. 5 Příprava štítů Tonda a Adéla před protažením stanicí (foto Husák)

Fig. 5 Preparation of Tonda and Adéla shields prior to pulling through the station (photo courtesy of Husák)



Obr. 6 Štít Tonda na cestě do stanice Veveřslavín – zahájení úpadních ražeb (foto Tatar)

Fig. 6 Tonda shield on the way to Veveřslavín station – commencement with descending driving (photo courtesy of Tatar)

Stavíme svět zítřka



Bourání stěn středního dílčího výrubu, stanice Červený Vrch



Větrací objekt a přístupová štola do stanice Červený Vrch



Razba dvoukolejného tunelu ze stanice Motol do stanice Vypich



Montážní šachta pro TBM – Vypich

Akciová společnost HOCHTIEF CZ pro vás realizuje:

- pozemní stavby
- developerské projekty
- projekty dopravní infrastruktury

HOCHTIEF CZ a. s., Plzeňská 16/3217, 150 00 Praha 5, tel.: +420 257 406 000, info@hochtief.cz



www.hochtief.cz

Tunelová forma s ocelovým pláštěm (Blanka)



Systémové bednění krčku tunelové propojky (Blanka)



Pojízdný armovací vůz ze systému PERI VARIOKIT (Mosty u Jablunkova)



Pojízdné bednění stropu hloubeného tunelu se systémem STA44 (VMO Dobrovského)

Stavebnice PERI VARIOKIT

Přizpůsobení jakémukoliv tvaru

PERI

bednění
lešení
služby

www.peri.cz

INSET s.r.o.

Novákových 6, 180 00 PRAHA 8
IČ: 41187628, DIČ: CZ41187628
tel.: +420 266 311 414
fax: +420 266 311 212
e-mail: inset@inset.com
www.inset.com

Obchodní úsek

Vinohrady 40, 639 00 BRNO
tel.: +420 541 217 454
fax: +420 541 246 692
e-mail: obchod@inset.com

Pracoviště:

Praha
Brno
Ostrava
Plzeň
Liberec
Česká Lípa
Žilina (SK)

inset

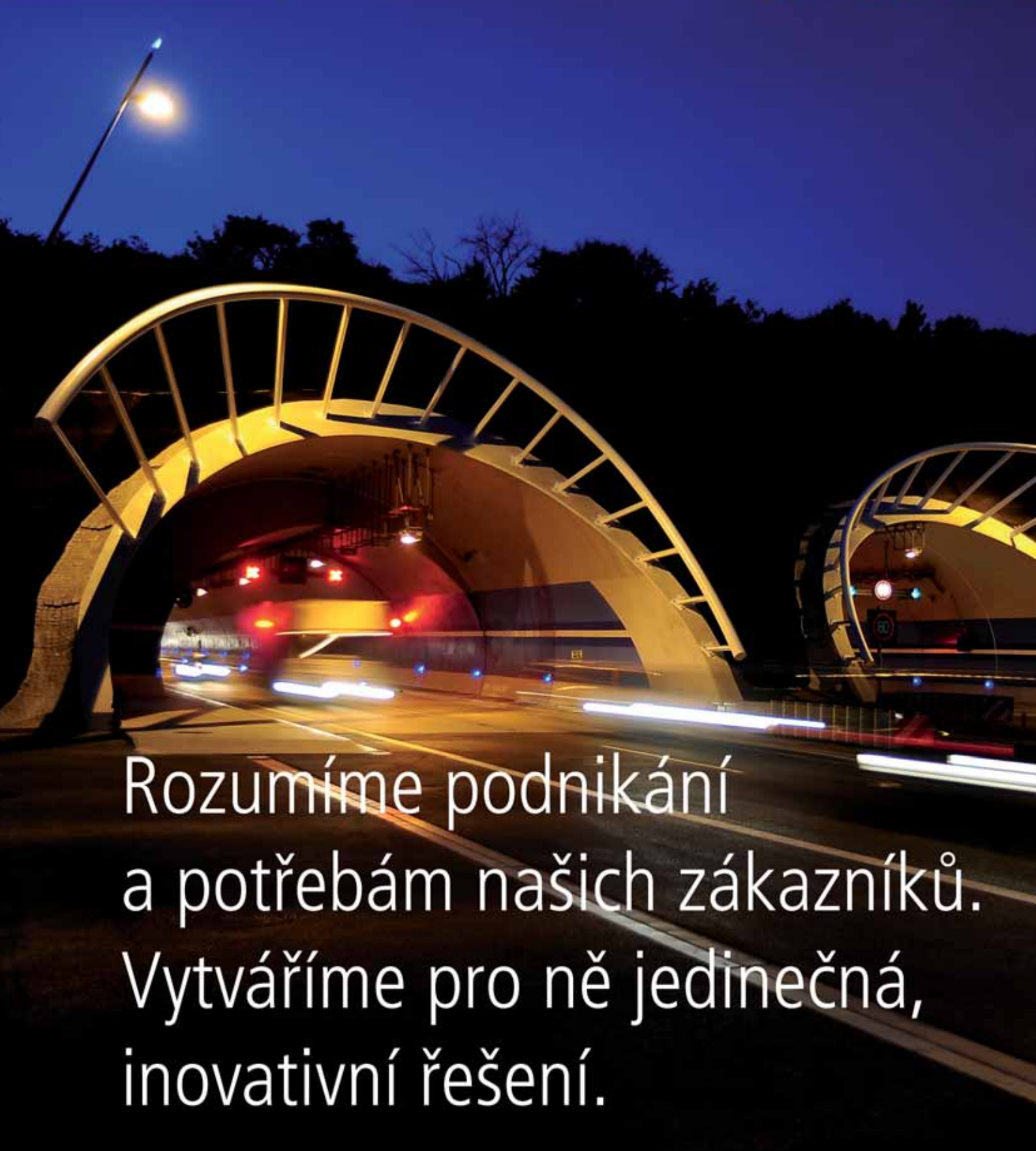
11261

1053220

spolehlivý partner investorů,
projektových organizací
a dodavatelů staveb



inset



Rozumíme podnikání
a potřebám našich zákazníků.
Vytváříme pro ně jedinečná,
inovativní řešení.

ARCADIS Geotechnika a.s. (dříve Stavební geologie – Geotechnika, a.s.) je s již 85 letou tradicí největší a nejstarší geotechnickou konzultační společností v České republice. Je jedinou firmou na českém trhu, která svým klientům nabízí zcela komplexní řešení geotechnických problémů navíc založené na spolupráci s mezinárodní skupinou ARCADIS.

Více informací: www.arcadisgt.cz

Imagine the result

 **ARCADIS** GEOTECHNIKA

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

CVIČNÝ ZÁSAH HBZS NA STAVBĚ PRODLOUŽENÍ TRASY V.A PRAŽSKÉHO METRA MAIN MINE RESCUE STATION (MMRS) INTERVENTION DRILL ON THE PRAGUE METRO EXTENSION V.A CONSTRUCTION SITE

Záchranář (Rescuer), a quarterly journal published by the Main Mine Rescue Station (MMRS), published in its issue No. 3/2001 a report on the MMRS's intervention drill on the Prague metro extension V.A construction site. The intervention was carried out on the night from 2nd to 3rd July in the mined running tunnel at the Vypich site. The intervention drill scenario consisted of releasing an "injured person" from the hyperbaric chamber of an Earth Pressure Balance Shield (EPBS) and transporting him from the front end of the shield to the surface via the previously completed tunnel section, to a shaft and further, in a cage, up the shaft. The most difficult part of the intervention was the transport of the dummy injured person on the evacuation stretcher through the shield. In the constricted space, rescuers had virtually to hand the stretcher one to the other. This was the reason why overcoming a horizontal distance of 90m took 13 minutes.

The drill was undoubtedly beneficial. A worksite accident cannot be excluded even though driving tunnels by means of an EPBS is safer, compared with conventional tunnelling techniques.

NĚKOLIK NOVINEK ZE SVĚTA

DRUHÁ TROUBA TUNELU BOSRUCK PRORAŽENA

Po 17 měsících ražeb probíhajících z obou portálů byla 11. srpna 2011 proražena druhá trouba tunelu Bosruck na dálnici A9 v Rakousku, jehož délka je 5,5 km. Geotechnické podmínky byly stejně obtížné jako u první trouby, o což se zasloužily především bobtnavé horniny, ale celkový pokrok při používání NRTM od dob, kdy byla ražena první trouba, se výrazně projevil v postupu ražby.

Zahájení provozu v druhé tunelové troubě se plánuje na rok 2013, pak bude uzavřena první trouba, která projde rozsáhlou rekonstrukcí. Plný provoz obou trub by měl být zahájen v roce 2015. Z hlediska bezpečnosti provozu bude tunel vybaven pěti nouzovými zálivými a jedenácti propojkami, z nichž 6 je určeno pro pěší a 5 je průjezdných.

PRVNÍ PRORÁŽKA NA BRENNERSKÉM BÁZOVÉM TUNELU

Nejde samozřejmě o prorážku na budoucím hlavním železničním tunelu, nicméně na rakouské straně u městečka Wolf bei Steinach byly rozestavěny tři tunely. Přístupový tunel Wolf a dva tunely, které budou sloužit pouze pro staveništní dopravu, Padaster a Saxener. Jejich hlavním posláním je snížit zátěž okolních obyvatel hlukem a snížit dopad na životní prostředí. Právě tunel Padaster dlouhý 690 byl po ražbě probíhající z obou portálů po 11 týdnech proražen 24. června 2011.

VELKÉ ZAKÁZKY FIRMY STRABAG

Italská pobočka firmy Strabag v konsorciu s další italskou firmou získala zakázku na projekt a stavbu 11 km silnice mezi Grossetem a Sienou v Toskánsku. Součástí je šest tunelů, z nichž nejdelší je 1,5 km. Největší most na trase má pilíře vysoké 95 m a délku 900 m.

Také v Kanadě získal Strabag po dokončení ražeb na 10 km dlouhém tunelu pod Niagarskými vodopády další významnou zakázku. V oblasti Toronta bude stavět 15 km dlouhý kanalizační sběrač. Ražen bude čtyřmi TBM o průměru 3,6 m od firmy Caterpillar Tunnelling Canada Corporation (dříve Lovat).

REKORDNÍ TUNELOVACÍ STROJ PRO TUNEL ORLOVSKÝ V PETROHRADĚ

V produkci tunelovacích strojů firmy Herrenknecht dojde k velkému skoku z hlediska průměru stroje. Účastníci exkurze

Čtvrtletník Hlavní báňské záchranné služby (HBZS) *Záchranář* uveřejnil ve svém čísle 3/2011 zprávu o cvičném zásahu HBZS Praha na stavbě prodloužení trasy V.A pražského metra. Zásah byl uskutečněn v noci z 2. na 3. června 2011 v raženém traťovém tunelu na staveništi Vypich. Scénářem cvičného zásahu bylo vyproštění „zraněného“ z přetlakové komory zeminového štítu (EPBS), jeho transport z čela štítu vyraženým tunelem do šachty a šachtou na laně na povrch. Nejobtížnější částí zásahu byl transport figuranta na evakuačních nosítkách štítem. Ve stísněném prostoru si záchranáři museli nosítka podávat prakticky z ruky do ruky, a proto jim překonání vodorovné vzdálenosti 90 m trvalo 13 minut.

Cvičení bylo jistě prospěšné. I když ražba zeminovým štítem je v porovnání s konvenční ražbou bezpečnější, pracovní úraz se při ní vyloučit nedá.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, *novotny@metrostav.cz*,
sekretář CzTA ITA-AITES

CzTA viděli v říjnu roku 2010 v továrně firmy ve Schwanau montáž tehdy největšího štítu na světě, který měl průměr 15,55 m a byl určen pro tunel Sparvo v Itálii. V letošním roce objednala petrohradská společnost u firmy Herrenknecht výrobu štítu (Mixshield) pro ražbu automobilového tunelu délky cca 1 km pod řekou Něvou. Tunel má umožnit lepší spojení dvou částí města rozděleného řekou.

Štít bude mít průměr 19,25 m a během hodiny provozu bude schopen vytěžit 600 m³ horniny. Pro firmu Herrenknecht je to největší jednotlivá objednávka v její historii. Ražba štítem by měla být zahájena začátkem roku 2013 a zahájení provozu v tunelu je plánováno na rok 2016.

GOTTHARDSKÝ BÁZOVÝ TUNEL BY MOHL BÝT UVEDEN DO PROVOZU V ROCE 2016

Detailní analýza ukázala, že gotthardský bážový tunel možná bude otevřen v prosinci roku 2016, což by znamenalo jednorozhodnutí předstih před dříve uvažovaným termínem. Otázkou zůstává, zda bude možno ihned dosáhnout předpokládané kapacity, tj. 7 vlaků za jednu hodinu v jednom směru. Záležet bude na postupu prací na bážovém tunelu Ceneri a na příjezdových trasách na jihu a severu.

PRVNÍ LINKA PODZEMNÍ DRÁHY V PANAMĚ

První podzemní dráha ve Střední Americe se staví ve městě Panama. Z délky 13,7 km bude v podzemí asi 7 km. Tunely budou raženy dvěma štíty EPBS o průměru 9,73 m. Při příležitosti dokončení tovární montáže prvního štítu navštívil 23. srpna 2011 závod firmy Herrenknecht ve Schwanau i prezident Panamy Ricardo Martinelli Berrocal. Štíty budou do Panamy dodány v říjnu a listopadu roku 2011.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, *sekretář CzTA ITA-AITES*

Pramen: Geomechanics and Tunnelling č. 5/2011, ročník 4

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

60. GEOMECHANICKÉ KOLOKVIUM, SALZBURG 6.–8. ŘÍJNA 2011
60TH GEOMECHANICS COLLOQUIUM, SALZBURG, 6–8 OCTOBER 2011

The paper is on the course of the sixtieth geomechanics colloquium, which took place from 6 to 7 October in Salzburg. The professional part of the colloquium always had a high level and was split into four thematic areas:

- benefit of geotechnical measurements
- prevention of extraordinary events and lessons learnt
- tunnelling method selection criteria
- modern large underground structures

On Saturday 8 October 2011, an excursion took place to the largest current underground construction in Austria – at the underground pumped storage power station, Reisseck II, which is located in Carinthia, above the Möll river valley near the town of Kolbnitz, around 25 km from Spital am Drau.

Úctyhodné, již šedesáté geomechanické kolokvium se konalo jako obvykle v Salcburku od čtvrtka 6. do soboty 8. října 2011. Čtvrtek a pátek byly věnovány přednáškám v salcburském kongresovém centru, v sobotu následovala pro nevelkou skupinu přihlášených osob exkurze na největší současnou podzemní stavbu v Rakousku – na podzemní přečerpací elektrárnu Reisseck II, která se nachází v Korutanech nad údolím řeky Möll u městečka Kolbnitz asi 25 km od Spitalu am Drau. Shodou okolností tuto stavbu o 10 dnů dříve navštívili účastníci odborného zájezdu CzTA ITA-AITES, o čemž informujeme na jiném místě.

Kolokvium zahájil předseda Rakouské geomechanické společnosti (ÖGG) prof. Wulf Schubert z TU Graz. Připomněl kulaté výročí kolokvia, nárůst členů ÖGG i zvyšování počtu účastníků kolokvia za poslední dekádu. Ten v posledních šesti letech kolísá mezi přibližně 800 k 1000 účastníkům (kolem tisíce osob se zúčastňuje v letech, kdy kolokviu předchází ve středu rakouský tunelářský den Tuneltag). Jeho perioda je dvouletá a bude opět v příštím roce.

Prof. Schubert pak připomněl významného geologa prof. Ernesta H. Weisse, který zemřel v roce 2010 a kterého označil za geologického genia. Přednášku k jeho počtě a k připomenutí jeho díla pak přednesl R. Gerstner.

Odborná část kolokvia měla jako vždy vysokou úroveň a byla rozdělena do čtyř tematických okruhů:

- přínos geotechnických měření,
- předcházení mimořádným událostem a z nich získaná poučení.

Po skončení této sekce se ve čtvrtek v odpoledních hodinách konala panelová diskuse na téma: *Systémová rizika v průběhu projektování, stavby a provozu jako zdroj/zárodek nehod?*

V pátek pokračovaly přednášky dalšími okruhy:

- kritéria pro výběr tunelovací metody,
- současné velké podzemní stavby.

V jednotlivých sekcích zazněly následující přednášky:

Přínos geotechnických měření

Současný stav vyhodnocování a interpretace dat získaných z monitoringu deformací tunelů (Wulf Schubert, Bernd Moritz)

Sledování chování systému horninový masiv – konstrukce se při stavbě tunelů provádí obecně v mnoha zemích. Avšak mnohdy ohromný potenciál geotechnického monitoringu a jeho vyhodnocování se nevyužije. V příspěvku jsou i na konkrétních příkladech ukázány běžné dnešní vyhodnocovací metody, rozdílů a jejich přínosy.

Časový rámec a souvislosti získávání měřených dat – záměr a skutečnost (Herbert Walter, Christian Kitzler)

Příspěvek popisuje tři příklady monitoringu a uvádí jejich

přednosti a nedostatky. Ukazuje důležitost včasného zahájení měření, jeho dostatečné četnosti i potřebu dlouhodobějšího sledování dokončených konstrukcí.

Geotechnický monitoring provozovaného tunelu podzemní dráhy v Turíně umístěného pod nově budovaným železničním tunelem (Giovanni Barla, Marco Alessio, Francesco Antolini, Marco Barla, Matteo Gilardi)

Příspěvek se zabývá programem monitoringu při budování nového železničního tunelu, jehož trasa kříží provozovanou linku metra 1, která se nachází pod budovaným tunelem.

Provádění observačních metod při ražbě tunelovacími stroji – stavby H3-4 a H8 v dolní části údolí Innu (Ulrich Maidl, Manfred Köhler, Klaus Schretter)

Mezi roky 2007 a 2009 pracovali v dolní části údolí Innu u Radfeldu a Jenbachu dva štíty firmy Herrenknecht. Příspěvek uvádí zkušenosti z provádění monitoringu na této stavbě a vyvozuje z nich závěry jak efektivně a ekonomicky provádět monitoring při ražbě štítů v nesoudržných zeminách.

Geotechnický monitoring jako klíčový prvek zajištění bezpečnosti pod nestabilní skalní stěnou u Dürnsteinu v údolí Wachau (Martin Müllegger, Gerold Lenz, Hans J. Laimer)

Příspěvek se zabýval opatřeními, která bylo nutné provést po skalním zřícení, ke kterému došlo začátkem července 2009 blízko malebného městečka Dürnstein v dunajském údolí Wachau. Byla zavalena železniční trať a některé balvany dopadly až na silnici B3 na břehu Dunaje. Objem zříceného skalního materiálu byl nejméně 11 000 m³ a největší skalní blok měl přibližně 1 000 m³.

Vyhodnocování a interpretace dat získaných z monitoringu v průzkumném tunelu EKT Paierdorf (Thomas Pilgerstorfer, Nedin Radončić, Bernd Moritz, Andreas Goricki)

V rámci průzkumných prací pro stavbu 32,9 km dlouhého Koralmtunelu byl vyražen 8 km dlouhý průzkumný tunel. Jeho účelem bylo získat údaje o horninovém masivu a hlavně o tzv. lavantalské poruchové zóně, kterou bude hlavní tunel procházet v délce asi 450 m.

Předcházení mimořádným událostem a z nich získaná poučení

Poučili jsme se z neštěstí v mastkovém dole Lassing? (Alfred Maier)

Příspěvek uvažuje o dostatečnosti a kompetentnosti opatření pro předcházení a zvládnutí mimořádných událostí (havarijní plány apod.). Vychází přitom z mimořádné události, ke které došlo na zmíněném dole 17. 7. 1998.

Poznatky získané ze sesuvu půdy u Gschlieffgrabenu – Rakousko (Rainer Poisel, Robert Hofmann, Alesander Preh, Thomas Sausgruber, Michael Schiffer)

Předmětem příspěvku byl sesuv půdy včetně skalní sutě o objemu 3,5 až 5 mil. m³, ke kterému došlo nedaleko Gmundenu u obce Gschlieffgraben ležící na břehu jezera.

Zkušenosti z hloubení šachty v Athabasca Basin a geotechnické poznatky pro budoucí šachty (James F. Hatley, Rashid Bashir)

Athabasca Basin se rozprostírá na severu Saskatchewanu a na severozápadě Alberta v Kanadě. Z geologického hlediska je tvořen komplexem sedimentárních hornin, často značně narušených a zvodnělých. Hloubení šachty v horninách s velkými přítoky vody pod tlakem až 5 MPa přinášelo velké problémy.

Tunelování v obtížných podmínkách v Himálaji (Johann Golser, Edward A Button)

Geotechnické zajišťování bezpečného tunelování – účinná cesta k snížení rizik (Bernd Moritz, Josef Koinig, Georg-Michael Vavrovsky)

Přes intenzivní geotechnické průzkumy vždy zůstávají určité nejistoty o chování horninového masivu. Na to je nutné myslet při projektování, ale také včas a kvalifikovaně reagovat v průběhu ražby. Proto rakouské spolkové dráhy (ÖBB) uplatňují systematicky od roku 2000 program geotechnického zajišťování/řízení bezpečnosti tunelování.

Kritéria pro výběr tunelovací metody

Charakteristiky a možnosti NATM, ADECO-RS a mechanizovaného tunelování (Matthias Flora, Walter Purrer, Konrad Bergmeister)

Příspěvek porovnává a charakterizuje tři hlavní současné tunelovací metody. Čerpá přitom ze závěrů workshopu, který se konal v rámci BrennerCongressu 2011 za účasti vybraných expertů z Itálie, Rakouska a Švýcarska.

Tunel Pummersdorf – riziková analýza pro výběr vhodné tunelovací metody (Dietmar Bach, Reinhold Hödl, Johann Lemmerer, Alois Vigl)

Plánovaný železniční tunel délky asi 3,5 km se bude nacházet poblíž St. Pölten a je navržen jako dvojkolejný. Z průzkumů a z analýzy vyplynulo, že z technického hlediska jsou obě uvažované metody – NATM a EPBS rovnocenné. Cenové porovnání ukázalo, že metoda EPBS vychází dražší, avšak rozdíl byl v mezích konkurenčního tržního prostředí. I proto se investor rozhodl zařadit do zadávací dokumentace obě metody. Doufá, že soutěž mezi NRTM a EPBS povede ke snížení ceny tunelu.

Některé příklady výběru tunelovací metody (Markus Spiegl, Eckart Schneider)

Příspěvek na třech příkladech (Brennerský bázový tunel, druhá trouba tunelu Bosruck a železniční tunel v údolí Innu, část H4) ukazuje rozdílné postupy, které byly použity při hledání nejvhodnější tunelovací metody.

Výběr tunelovacích metod na gotthardském bázovém tunelu (Heinz Ehrbar, Alex Sala, Raphael Wick)

Na příkladu mimořádné tunelové stavby příspěvek ukazuje, že při volbě tunelovací metody nejsou geotechnické podmínky výlučným kritériem. V úvahu se musí brát řada dalších včetně požadavků na ochranu přírody a životního prostředí, možnosti zřídít přístupy k mezilehlým místům na trase vhodným pro zahájení ražeb apod.

Kritéria pro výběr tunelovací metody na příkladu první a druhé trouby tunelu Pfänder (Max John, Gerhard Pilsner)

V létech 1974–1975 byly raženy průzkumné štoly pomocí dvou TBM (Robbins pr. 3,65 m a Wirth pr. 3,60 m) z obou portálů první trouby. Ze severu bylo vyraženo 2,1 km a z jihu 4,65 km. V tendru byly uvedeny dvě možné metody – TBM a NRTM. Na základě nabídek vybral investor pro tento silniční tunel délky 6,7 km metodu NRTM, kterou byl tunel proveden v letech 1977 až 1979.

Pro stavbu druhé tunelové trouby byla provedena řada porovnání, na základě kterých bylo doporučeno, aby v zadávací dokumentaci byly opět připuštěny obě metody. Investor Asfinag toto doporučení přijal s tím, že NRTM označil za základní a TBM jako druhou plně rovnocennou. Z šesti nabídek, které přijal, dvě nabídly pouze TBM a jedna NRTM, ve dvou dalších, které nabídly obě metody, byla cena z NRTM nižší než cena z TBM. Nejnižší nabídka byla na ražbu TBM (o 3,8 % nižší než nejbližší nabídka NRTM). Asfinag pro ražbu vybral metodu TBM.

Tunely Granitztal – rozhodovací proces při výběru tunelovací metody (Hanns Wagner, Gerald Zwittig, Josef Daller, Alfred Fasching)

Tunely Granitztal navazují na tunel Koralm na trati mezi Gratzem a Klagenfurtem. Ražené části těchto dvou tunelů jsou

2,6 a 2,9 km dlouhé a tvoří je dvojice jednokolejných tunelů. Na základě průzkumů a analýz bylo rozhodnuto, že v zadávací dokumentaci jednoho z tunelů budou uvedeny obě metody a rozhodnutí přinese vyhodnocení soutěže.

Výběr tunelovací metody pro nový semmeringský bázový tunel (Zafer Ekici, Christoph Rüegg, Nicole Wilfinger, Oliver K. Wagner, Johannes Weigl)

Příspěvek se zabývá připravovaným novým bázovým tunelem v Semeringu, jeho plánovaná délka je 27,3 km.

Současné velké podzemní stavby

Přečerpávací vodní elektrárna Reisseck II v Korutanech (Manfred Freitag, Markus Larcher, Andreas Hager)

Pozn.: redakce časopisu Tunel doufá, že o této významné stavbě uveřejní v roce 2012 článek přislíbený Ing. Manfredem Freitagem z firmy Verbund Hydro Power AG.

Tunel císaře Viléma – mechanizované tunelování na samých hranicích zkušenosti (Bodo Tauch, Dieter Handke, Marco Reith)

Starý dvoukolejný tunel císaře Viléma délky 4,2 km se nachází v Německu poblíž řeky Mosely. Byl dán do provozu v roce 1879, a proto vyžaduje zásadní rekonstrukci i z hlediska bezpečnosti. Ukázalo se jako nutné v první fázi rekonstrukce vybudovat souběžný jednokolejný tunel. Jako tunelovací stroj byl vybrán štít schopný pracovat v otevřeném a uzavřeném módu, případně v polootevřeném módu s použitím stlačeného vzduchu. Příspěvek se zabývá kritérii použitelnými v kritických situacích při ražbě na rozhraní otevřeného nebo uzavřeného módu.

Tunel Himmelreich na obchvatu Hasmannstätten – od průzkumné kaloty k tunelu s dokončeným ostěním (Norbert Reichard, Jürgen Voringner, Michael Rappold)

Zmíněný obchvat nedaleko Gratzu má délku 2,3 km a jeho součástí je 1,045 km dlouhý tunel Himmelreich. Nejprve se v roce 2005 až 2006 vyrazila od západního portálu 740 m dlouhá průzkumná štola v kalotě, která sloužila také k odvodnění masivu. Vlastní ražba včetně následných prací probíhá od roku 2010.

Městský tunel v Waidhofenu nad Ybbsem – obtížie vyplývající z tunelování v sesuvném území (creeping soil) při nízkém nadloží (Markus Brunner, Ernst Enengl)

Stavba městského tunelu ve Waidhofenu musela projít sesuvným územím. Projekt s tím počítal, nicméně skutečnost byla nepříznivější a v průběhu stavby bylo nutné zvolit dodatečná opatření, která umožnila situaci zvládnout.

TBM ražba hlavního přivaděče k přečerpací vodní elektrárně Nant de Drance (Markus Weh, Francois Bertholet)

Celkem 5,6 km dlouhý přivaděč pro PVE Nant de Drance ve Švýcarsku byl ražen pomocí TBM o průměru 9,45 m. Nepříznivé geotechnické podmínky zastižené při ražbě včetně neočekávaně vysokých přítoků vody pod tlakem až 42 barů vedly k řadě přerušování ražeb, a tím ke zpoždění oproti časovým předpokladům. Musel být prováděn velký rozsah injektáží před i za razicí hlavou. Příspěvek popisuje návrh a provádění injektáží i jejich efekt pro zlepšení podmínek ražby.

Crossrail – projekt a provádění (Chris Dulake)

Největší současný stavební projekt v Evropě, Crossrail, je nová 118 km dlouhá železniční trať. Směřuje od východu na západ a pod vlastním Londýnem ji tvoří dvojice tunelů délky 21 km. Je popsán návrh ražeb metodou střikaného betonu i tunelovacími stroji, systém opatření pro zmenšení deformací a smluvní rámec hlavní stavební zakázky.

Sborník příspěvků

Sborník příspěvků z 60. Geomechanického kolokvia tvoří číslo 5/2011 časopisu ÖGG Geomechanik und Tunnelbau/Geomechanics and Tunnelling. Časopis vychází v německo-anglické mutaci a je jedním z nejlepších periodik v oboru podzemních staveb.

61. Geomechanické kolokvium

61. Geomechanické kolokvium se bude konat v Salcburku 11. a 12. října 2012. Jeho hlavní téma je **50 let NRTM** a jednotlivé sekce budou zaměřeny na:

- Rozvoj NRTM
- Aspekty mechaniky hornin u vodních elektráren
- Modely pro pronikání, lepivost a opotřebování nástrojů

• Jaká je rozumná cena za bezpečnostní opatření?

Ve středu 8. října 2012 předchází kolokviu opět po dvou letech rakouský Tuneltag, jehož pořadatelem je Rakouská tunelářská asociace ITA-AITES.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, ita-aites@metrostav.cz,
sekretář CzTA ITA-AITES

TUNELÁŘSKÉ ODPOLEDNE 3/2011 TUNNELLERS' AFTERNOON 3/2011

The topic for the third tunnelling afternoon in 2011 (TA 3/2011), which are half-day seminars organised every quarter by the Czech Tunnelling Association ITA-AITES, was the secondary lining in tunnels and the Královopolské tunnels in Brno where assembly of technological equipment and other finishing works are currently taking place.

The event took place in Brno and its programme included a morning excursion to the construction of the Královopolské tunnels. Around 40 people took part, going through both tunnel pipes and the technology centre in two groups (fig. 1). The knowledgeable lecture about construction was presented by staff of Brněnské komunikace a.s., and one of two groups was led by the technical director, Ing. Josef Luňáček (fig. 2).

Tématem třetího tunelářského odpoledne v roce 2011 (TO 3/2011), což jsou půldenní semináře pořádané každé čtvrtletí Českou tunelářskou asociací ITA-AITES, byly sekundární ostění tunelů a brněnské Královopolské tunely. V těch probíhají montáže technologického vybavení a další dokončující práce.



Obr. 1 Společné foto účastníků exkurze (foto: doc. Ing. V. Horák)
Fig. 1 Group photo of excursion participants (photo courtesy of doc. Ing. V. Horák)



Obr. 2 Technický ředitel Brněnských komunikací, a. s., Ing. Josef Luňáček při výkladu (foto: doc. Ing. V. Horák)
Fig. 2 Technical director of Brněnské komunikace, a.s., Ing. Josef Luňáček giving the lecture (photo courtesy of doc. Ing. V. Horák)

Akce se konala v Brně a v jejím programu byla i dopolední exkurze na stavbu Královopolských tunelů. Té se zúčastnilo asi 40 osob, které si ve dvou skupinách prošly obě tunelové trouby i technologické centrum (obr. 1). Zsvěčený výklad o stavbě podali pracovníci a. s. Brněnské komunikace, jednu ze dvou skupin vedl technický ředitel Ing. Josef Luňáček (obr. 2).

Hlavní podíl na přípravě TO 3/2011 měl doc. Ing. Vladislav Horák, CSc. z Fakulty stavební VUT v Brně, Veveří 95, kde se konaly odpolední přednášky.



Obr. 3 První tři přednášející Ing. L. Kurc, Ing. R. Krempaský a Ing. V. Dohnálek odpovídají na dotazy účastníků (foto: doc. Ing. V. Horák)
Fig. 3 The first three speakers, Ing. L. Kurc, Ing. R. Krempaský and Ing. V. Dohnálek, answer participants' questions (photo courtesy of doc. Ing. V. Horák)

První ze šesti přednášek se zabývala **navrhováním sekundárního ostění Královopolských tunelů** a přednesl ji Ing. Lukáš Kurc z firmy Amberg Engineering Brno, a. s. Tématem druhé byla **realizace sekundárního ostění v tunelu I** a přednesl ji Ing. Jaroslav Krempaský ze společnosti OHL ŽS Brno, a. s.

Obdobné téma, ale zaměřené na **realizaci sekundárního ostění v tunelu II**, zaznělo v přednášce pracovníka a. s. Subterra Ing. Stanislava Kotoučka.

Po přestávce byl program zaměřen již obecně na sekundární ostění tunelů. Nejprve promluvil Ing. Michal Sedláček, Ph.D., z firmy KO-KA, s. r. o., na téma **Definitivní ostění podzemních staveb z hlediska betonáře**. Doc. Dr. Ing. Jan Pruška z ČVUT Praha se zaměřil na **použití stříkaného betonu pro definitivní ostění tunelů** s důrazem na metodu LaserShell, která byla vyvi-

nuta ve Velké Británii po havárii ražených tunelů na letišti Heathrow v roce 1994. Spoluautorem přednášky byl doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.

Poslední a velmi zajímavou přednášku prezentoval Ing. Petr Cikrle, Ph.D. (FAST VUT v Brně). Hovořil o **nových trendech ve zkoušení betonu v konstrukci**. Upozornil, že pokrok v technologii betonu a používání betonů s vyššími pevnostmi je nutné respektovat také při zkoušení betonu v konstrukcích. Proto bylo vyvinuto pro zkoušení betonu plně integrované elektronické kladívko Silver Schmidt.

Prezentace přednesené na TO 3/11 lze vyhledat na www.ita-aites.cz

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, ita-aites@metrostav.cz, sekretář
CzTA ITA-AITES

ODBORNÝ SEMINÁŘ: NOVÉ TECHNICKÉ PREDPISY A ICH VYUŽITIE PRI NAVRHOVANÍ A VÝSTAVBE DIAĽNIČNÝCH TUNELOV PROFESSIONAL SEMINAR: NEW TECHNICAL REGULATIONS AND THEIR USAGE WHEN DESIGNING AND BUILDING MOTORWAY TUNNELS

On 27 September 2011, a professional seminar with the name "New technical regulations and their usage when designing and building motorway tunnels" took place in Bratislava. The seminar was organised by the Slovak tunnelling association with the support of the National Motorway Association and the Presidium of the Fire Protection and Rescue Service.

The main theme of the seminar was the presentation of two new technical regulations and their usage in upcoming competitions for motorway sections with tunnels. The new technical regulations are processed in the form of technical conditions and are focused on fire safety and ventilation of road tunnels.

A related topic was the use of the two regulations for the procurement of motorways according to contractual conditions of the so-called FIDIC Yellow Book.

Dňa 27. septembra 2011 sa v Bratislave konal odborný seminár pod názvom *Nové technické predpisy a ich využitie pri navrhovaní a výstavbe diaľničných tunelov*. Seminár zorganizovala Slovenská tunelárska asociácia s podporou Národnej diaľničnej spoločnosti a Prezídia hasičského a záchranného zboru.

Podujatie svojim programom nadväzovalo na seminár venovaný bezpečnosti cestných tunelov, ktorý sa konal v júni roku 2009. Kľúčovým bodom seminára bola dohoda o vytvorení pracovných skupín, ktorých úlohou malo byť revidovanie existujúcich a vytvorenie nových technických predpisov týkajúcich sa



Obr. 1 Predsedníctvo seminára tvorené zástupcami STA, NDS a Prezídia HaZZ
Fig. 1 Presidency of the seminar was made up of representatives of STA, NDS and the Presidium of the Fire Protection and Rescue Service

prevádzkovej bezpečnosti cestných a diaľničných tunelov. Koordináciou činnosti pracovných skupín, vytvorených zo zástupcov Ministerstva dopravy, Ministerstva vnútra – Prezídia HaZZ, NDS, projektových organizácií a špecialistov na danú problematiku, vrátane odborníkov zo zahraničia, bola poverená Slovenská tunelárska asociácia. V priebehu rokov 2010 a 2011 boli spracované dva nové technické predpisy vo forme technických podmienok, ktoré sú venované protipožiarnej bezpečnosti a vetraniu cestných tunelov.

Hlavnou témou tohtoročného seminára bola prezentácia oboch nových technických predpisov a ich použitie v pripravovaných súťažiach na diaľničné úseky s tunelmi. Súvisiacou témou bolo použitie oboch predpisov pri obstarávaní diaľnic podľa zmluvných podmienok tzv. žltej knihy medzinárodnej federácie konzultantných inžinierov FIDIC. Keďže oba predpisy súvisia s bezpečnosťou prevádzky tunelov, svoje skúsenosti z prevádzkových tunelov nám predstavili zástupcovia Hasičského a záchranného zboru.

V prvom bloku seminára Ing. Ján Dekánek zo spoločnosti Apolloprojekt ako hlavný autor prezentoval nové znenie technických podmienok *Protipožiarne bezpečnosť cestných tunelov*. Kpt. Ján Jochman z okresného riaditeľstva HaZZ Levoča oboznámil prítomných so skúsenosťami zo zásahov hasičov pri mimoriadnych udalostiach, ku ktorým došlo v tuneli Branisko v predošlom období. Npor. Martin Blaha z HaZÚ Bratislava v svojom vystúpení analyzoval poznatky z koordináčného cvičenia záchranných zložiek, ktoré sa uskutočnilo v auguste tohto roku v tuneli Sitina. Obaja zástupcovia hasičov v svojich príspevkoch formulovali aj námety a odporúčenia na návrh vybavenia diaľničných tunelov.

V druhom bloku seminára predstavil nezávislý expert na vetranie dr. Alexander Rudolf z Nemecka ako hlavný autor znenie technických podmienok *Vetrание cestných tunelov*. V nadväzujúcom príspevku sa Dipl. Ing. Petr Pospíšil zo spoločnosti Gruner sústredil na požiarne vetranie v cestných tuneloch. Ako posledná na seminári vystúpila investičná riaditeľka Národnej diaľničnej spoločnosti Ing. Viktória Chomová s príspevkom o *Použití zmluvných podmienok žltej knihy FIDIC pri plánovanej výstavbe diaľničných úsekov s tunelmi*.

Seminár sa konal v priestoroch hotela Holiday Inn v Bratislave a zúčastnilo sa ho takmer 90 účastníkov zo Slovenska a z Českej republiky, zastupujúcich najmä štátne organizácie, stavebné spoločnosti a projektové firmy.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ

MEZINÁRODNÍ KONFERENCE AFTES „UNDERGROUND SPACE FOR TOMORROW“ AFTES INTERNATIONAL CONFERENCE “UNDERGROUND SPACE FOR TOMORROW”

On 17 to 19 October 2011, the traditional international conference of the French tunnelling company AFTES, the national branch of ITA-AITES, took place in Lyon, France.

The conference takes place every three years. It is co-organised by the Spanish, Portuguese, Swiss, Italian and Belgian national branches of the international tunnelling association, ITA-AITES. With the number of foreign participants from 40 countries, the selected themes – among other trans-European connections – and an extensive exhibition of almost 200 exhibitors gave it a truly European dimension.

Ve dnech 17. až 19. října 2011 se konala ve francouzském Lyonu tradiční mezinárodní konference francouzské tunelářské společnosti AFTES, národní pobočky ITA-AITES.

Konference se koná každé tři roky. Je spoluorganizována španělskou, portugalskou, švýcarskou, italskou a belgickou národní pobočkou mezinárodní tunelářské asociace ITA-AITES.

Konference, která se koná každé tři roky, měla tradičně vysokou odbornou úroveň. Množstvím zahraničních účastníků ze 40 zemí, volená témata – mezi jinými transevropská spojení a rozsáhlá výstava téměř 200 vystavovatelů jí dodaly skutečně evropský rozměr.

Francouzská AFTES, která letos slaví 40 výročí založení, tak tuto událost svou konferencí náležitě ocenila.

V předsednictvu konference zasedal mimo jiné i francouzský ministr dopravy a nejvyšší představitelé místní i celostátní samosprávy, mající na starosti rozvoj a dopravní infrastrukturu.

U kulatého stolu se za jejich účasti diskutovalo o problematice transevropských spojení, zejména sever-jih pod Alpami, ale také západ-východ. Probíraly se otázky přípravy těchto staveb, jejich financování a koordinace mezinárodní spolupráce.

Jednání konference probíhala paralelně ve dvou sálech a v několika sekcích s následujícími tématy:

A1 Podzemní prostory a udržitelný rozvoj. (*Underground space and sustainable development*)

A2 Kvalita podzemních staveb. (*Quality of underground infrastructure*)

B1 Technické inovace u městských tunelů. (*Technical innovation in urban tunneling*)

B11 Poslední inovace v technologii TBM. (*Latest innovations in TBM technology*)

B12 Zajímavé tunelovací práce prováděné TBM. (*Interesting TBM works*)

B13 Ražení městských tunelů konvenčními tunelovacími metodami. (*Conventional urban tunneling*)

B2 Inovace při tunelování v horách. (*Technical innovations in mountain tunneling*)

B21 Nové technologie, průzkumné metody a výpočty. (*New methods for investigation, design and construction*)

B22 Konvenční tunelování ve středních hloubkách. (*Conventional tunneling at medium depth*)

B23 Tunelování TBM ve velkých hloubkách. (*TBM tunneling at great depth*)

B24 Tunelování TBM ve středních hloubkách. (*TBM tunneling at medium depth*)

C Dlouhodobá životnost podzemních děl. (*The long life of underground constructions*)

C1 Strategie pro řízení provozu tunelu. (*Strategy for tunnels management*)

C2 Rozsáhlé inovace městských tunelů. (*Heavy renovation of urban tunnels*)

C3 Rozsáhlé inovace tunelů na mezinárodních tratích. (*Heavy renovation of underground international links*)

C4 Materiály a metody pro údržbu tunelů za provozu. (*Methods and products for tunnel maintenance*)

D Zvyšování přitažlivosti podzemních staveb. (*Making underground space more attractive*)

D1 Tunely ohleduplné k životnímu prostředí. (*Towards environmental-friendly tunnels*)

D2 K novým podzemním prostorám ve městech. (*Towards new underground spaces in the city*)

E Otázky smluvních vztahů a financování. (*Project financing and contracts*)

Konference byla v mnohém inspirující i pro nás, specialisty podzemních staveb v České republice. Zejména témata týkající se ražení tunelů v městské zástavbě byla velmi zajímavá a poučná.

Za potvrzení stojí stále větší důraz na získávání spolehlivých dat o horninovém prostředí, ve kterém se tunel razí, rozsahu a komplexnosti geomonitoringu, kde se nijak nešetří na množství měření ani měřických míst. Spolu s tím se logicky neustále zvětšuje role a účinnost řízení geotechnických rizik v průběhu ražeb tunelů, které se stává běžnou součástí řízení výstavby.

Velmi přínosná byla výstava, kde bylo možné se názorně seznámit s téměř všemi prvky tunelářských technologií, které jsou dnes používány. Stejně tak s metodami matematického modelování, dimenzování, přístrojů a používáním geotechnického monitoringu atp.

Na stáncích vystavovatelů bylo možno vést o všech aspektech tunelování zasvěcenou diskusi.

Je škoda, že se z České republiky zúčastnil jediný zástupce. Konference AFTES bezesporu patří k těm, které nabízejí významné množství nových poznatků, námětů a inspirace.

ALEXANDR ROZSYPAL, rozspal@geotechnika.cz,
ARCADIS Geotechnika, a. s.

Pozvánka na 17. mezinárodní seminář

ZPEVNĚNÍ, TĚSNĚNÍ A KOTVENÍ HORNINOVÉHO MASIVU A STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ 2012

Seminář se koná pod záštitou České tunelářské asociace ITA-AITES ve dnech 19.-20. ledna 2012 v nové aule VŠB-TU Ostrava, Tř. 17. listopadu 15, Ostrava-Poruba. Pořadatelem semináře jsou VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební, katedra geotechniky a podzemního stavitelství, a Minova Bohemia, s. r. o.

Další informace lze získat na adrese: hana.sedlarova@vsb.cz

Invitation to the 17th international seminar

REINFORCEMENT, SEALING AND ANCHORING OF ROCK MASSIF AND BUILDING STRUCTURES 2012

The seminar is taking place under the auspices of the Czech Tunnelling Association ITA-AITES from 19th to 20th January 2012, in the new aula at VŠB-TU Ostrava, Tř. 17. listopadu 15, Ostrava-Poruba. The seminar organisers are VŠB-TU Ostrava, Faculty of Civil Engineering, Department of Geotechnics and Underground Engineering, and Minova Bohemia, s. r. o.

More information can be obtained from: hana.sedlarova@sb.cz

VÝROČÍ / ANNIVERSARIES

75 LET ING. MIROSLAVA KOLEČKÁŘE
75TH BIRTHDAY OF ING. MIROSLAV KOLEČKÁŘ

Koncem roku 2011 se dožil v plném pracovním nasazení významného životního jubilea náš spolupracovník, kolega a člen velké tunelářské rodiny Ing. Miroslav Kolečkář.

Narodil se 2. 10. 1936 v Konici na Moravě. V letech 1954–1959 studoval na Vojenské technické akademii v Brně – obor stavební. Studium ukončil s vyznamenáním, během studia pracoval jako pomocná vědecká síla na katedře stavební mechaniky.

Během své odborné praxe pracoval převážně v oblasti podzemních staveb, statiky a zakládání, a to 20 let v projekci, 20 let u dodavatele a dosud 12 let u investora.

V roce 1959 nastoupil do Vojenského projektového ústavu v Praze, atelieru zvláštních a podzemních staveb a jako statik a vedoucí projekční skupiny navrhl řadu konstrukcí. Kromě vedení statické skupiny byl hlavním specialistou ústavu pro podzemní stavby a členem celostátní komise ovlivňující řešení problematiky metra.

Z období projekce nutno zmínit originální návrh prvního halového podchodu v Československu uprostřed Václavského náměstí s použitím předpjatých hlavic a podchycení okolních budov (viz Inž. stavby 1968/12) a návrh nového řešení prostupových částí ražených stanic pražského metra s výraznými úsporami nedostatkové a drahé litiny. Toto řešení se používá jako typové dodnes.

Sledování deformací nadložní zástavby při ražbách tunelů a velkých hloubených staveb se mu pak stalo celoživotní specializací. O této problematice publikoval řadu článků.

V roce 1979 na výzvu Metrostavu Praha nastoupil do funkce vedoucího odboru předvýrobní přípravy a projekce. Tato funkce mu umožnila plně uplatnit znalosti z projektování a nadále se věnovat otázkám deformací nad raženými stanicemi (viz Inž. stavby 1979/5). Studoval příčiny havárií při výstavbě tras A, B pražského metra a získané zkušenosti dále uplatňoval ve svém profesním životě. Se svými kolegy zavedl unifikaci ražených a hloubených stanic metra, úspěšná řešení některých staveništních dvorů nahrazených trvalou bytovou výstavbou (oblast Jinonic), návrh mostního řešení trasy metra místo zemního valu v oblasti Nových Butovic a řadu dalších nových řešení.

V letech 1991–1995 působil ve funkci hlavního inženýra výstavby Strahovského tunelu (viz Silniční obzor 11/1997). Trvale udržoval spojení s katedrami geotechniky a zakládání ČVÚT Praha, řadu let byl členem zkušebních komisí, lektoroval knihu prof. Bažanta *Zakládání staveb*, kde prosadil uvádění úplných konkrétních příkladů a výpočtů jako pomoc inženýrům.

Třetí etapu svého profesního působení spojil od roku 1998 s investorskou firmou VIS, a. s., a zejména s řízením monitoringu podzemních staveb. Zde pracuje dosud. V letech 1998–2003 vedl Radu monitoringu tunelu Mrázovka, dosud nejrozsáhlejší monitoring v historii českého tunelářství. Uplatňování observační metody a sdíleného rizika investora se zhotovitelem umožnilo milionové úspory a minimalizaci zajišťování nadložní zástavby.

Koncepce monitoringu tunelu Mrázovka se stala základem pro monitoring dalších podzemních staveb v České republice (viz publikace *Tunel Mrázovka*).

O výsledcích monitoringu tunelu Mrázovka přednesl referát na světovém kongresu v Sydney v roce 2002.



Ing. Miroslav Kolečkář, an untiring member of our large tunneling family, will celebrate an important anniversary at the end of 2011.

He was born on October 2, 1936 in the Moravian town of Konice. He studied civil engineering at the Military Technical Academy in Brno from 1954 to 1959 and graduated *magna cum laude*. During his studies, he worked as a research assistant in the department of structural mechanics.

Over the course of his career, he has worked mainly in the field of underground engineering, statics, and foundation engineering. He spent 20 years working as a designer, 20 years working for a contractor, and the last 12 years with an investor.

In 1959, he joined the Military Design Institute in Prague in the atelier of special and underground construction. He designed many structures as a structural engineer and design group head. In addition to managing a group of structural engineers, he also worked as the chief specialist of the institute for underground construction and he was member of the national committee dealing with the issues of metro line construction.

Highlights of his design career include the original design of the first pedestrian subway in Czechoslovakia under Wenceslas Square utilizing pre-cast concrete heads and underpinning the surrounding buildings (see Inž. stavby 1968/12) and a new design for passage parts of driven stations of the Prague metro with significant savings of scarce and expensive cast iron. This solution is still utilized today.

Monitoring of surface development deformations during tunneling and deep excavations has become his lifetime specialization. He has published numerous articles in this field.

In 1979, he was invited by Metrostav Praha to take the position of the head of pre-production preparation and design. This position enabled him to fully exercise his design skills and to continue focusing on the issues of deformations above driven stations (see Inž. stavby 1979/5). He studied the causes of accidents during construction of lines A and B of Prague metro and applied the collected experience in his professional career. Together with his colleagues, he defined unification of driven and cut-and-cover metro stations, the economic design for some construction yards replaced by permanent residential development (Jinonic area), the design of a bridge for a metro line to replace the earthen embankment in the area of Nové Butovice, and a number of other innovative solutions.

Between 1991 and 1995 he worked as the chief engineer of Strahovský tunnel construction (see Silniční obzor 11/1997). He maintained contact with the Departments of Geotechnical Engineering and Foundation Engineering of the Czech Technical University in Prague. For many years, he was a member of university examination committees. He reviewed Dr. Bažant's book *Zakládání staveb (Foundation Engineering)*, where he pushed for the presentation of full and complete examples and calculations as an aid for engineers.

In 1998, he entered into the third phase of his professional career by joining VIS, a.s., an investment company, where he has focused on the management of underground project monitoring. He is still with this company today. Between 1998 and 2003 he chaired the Monitoring Committee of Mrázovka tunnel - so far the most extensive monitoring project in the history of Czech tunneling. Observation method application and risk sharing between the investor and contractor enabled savings amounting to millions of crowns and minimization of surface development securing.

The monitoring concept of Mrázovka has become the foundation for monitoring other underground structures in the Czech Republic (see *Tunel Mrázovka* publication).

He presented the results of Mrázovka tunnel monitoring during the 2002 World Congress in Sydney.

V letech 2005–2007 zajišťoval pro Ministerstvo dopravy a Evropskou unii ve sdružení s anglickou firmou Fabermaunsell supervizní činnost pro ražbu tunelu Libouchec, kde se výrazně podílel na prosazení první rearmované sekundární obezdívky silničního tunelu v České republice, a tím na značných úsporech času výstavby a nákladů.

Od roku 2006 organizuje a řídí monitoring hloubených tunelů stavby Malovanka v severním předpolí Strahovských tunelů a monitoring při probíhající ražbě odvodňovací štoly pod jižní částí Strahovských tunelů. Současně se podílí investorsky a projektově na zahájení ražby průzkumné štoly Radlické radiály. To se očekává ve 4. čtvrtletí 2011 a bude startem největší pražské tunelové stavby v nastávajících deseti letech.

Jubilant je od roku 1994 autorizovaným inženýrem v oboru geotechnika a dopravní stavby a autorem desítek odborných článků a příspěvků na českých i mezinárodních konferencích a kongresech. V nich vždy konkrétně uváděl změřené hodnoty a závěry z toho plynoucí a nebál se publikovat i nákladové údaje spojené se stavbami a s monitoringem, což nebývá obvyklé.

Jako koncepční a trvale použitelné lze hodnotit zejména článek *Monitoring tunelu Mrázovka z pohledu investora* v čas. Tunel/2002 a referát na konferenci Podzemní stavby Praha 2003 se sumarizací výsledků deformací nad velkoplošnými tunely, které byly do té doby realizovány (Sborník s. 316–317).

V roce 2007 byl členem vědecké rady 33. světového kongresu v Praze a podílel se na řešení dílčích sekcí jednání.

Ing. Kolečkář však nežil jen prací, aktivně sportoval jako hráč košíkové a rugby a rekreačně provozoval i další sporty. V rodině má radost ze tří vnoučat. Trojka je mu osudná, jako tři prošlá zaměstnání a tři velké stavby, na které rád vzpomíná – podchod Václavské náměstí, Strahovský tunel a tunel Mrázovka.

Osobně jsem s Mirkem Kolečkářem spolupracoval od roku 1973 na mnoha akcích. Vždy jsem si u něho cenil vysokého pracovního nasazení, výborné organizace práce, důrazu na logické myšlení i zdravého sebevědomí. V soukromí je Mirek dobrým společníkem s mnoha zájmy a se smyslem pro humor. V jeho přítomnosti nikdy není nuda.

Přejeme jubilantovi, aby mu vydržel pracovní elán i nadále a aby se v plném zdraví dočkal zahájení další velké stavby – tunelu Radlice, na jehož přípravě se v současné době podílí.

ING. JAROSLAV NĚMEČEK, SATRA, s. r. o.

From 2005 to 2007, he worked with the British company Fabermaunsell on supervision of the Libouchec tunnel construction for the Ministry of Transport and for the European Community; he significantly contributed to promotion of the first plain concrete secondary lining of a road tunnel in the Czech Republic, which resulted in considerable construction time and cost savings.

Since 2006, he has organized and managed monitoring of the Malovanka cut-and-cover tunnels in the northern forefield of the Strahov tunnels and monitoring of drainage gallery excavation under the southern section of the Strahov tunnels. He also works as the representative of investor and designer in commencement with excavation of an exploratory gallery for the Radlická radial. The works are expected to start during the 4th quarter of 2011 and they will represent the beginning of the largest tunneling project in Prague for the next ten years.

Since 1994, he has been a certified engineer in the field of geotechnical engineering and transport structures. He has published dozens of professional articles and has contributed at both Czech and international conferences and congresses. He always published specific measured values and resulting conclusions. He was not afraid to publish any cost information connected with construction projects and monitoring although such transparency is unusual.

His most important publications include his conceptual and timeless paper *Monitoring tunelu Mrázovka z pohledu investora (Mrázovka Tunnel Monitoring from the Perspective of the Investor)*, which was published in Tunel magazine in 2002 and his presentation given at the Podzemní stavby Praha 2003 (Underground Projects, Prague, 2003) conference where he summarized the results of deformations over large-diameter tunnels completed by then (Proceedings, pages 316–317).

In 2007, he became a member of the scientific committee of the 33rd World Congress in Prague. He participated in preparation and discussions addressing specific sections.

Ing. Kolečkář does not live only for his work. He was formerly an active basketball and rugby player, and also enjoyed other sports and leisure activities. He is proud of his three grandchildren. The number three is significant for him - he has held three jobs, he worked on three major projects that he likes to remember – the Wenceslas Square subway, Strahovský tunnel, and Mrázovka tunnel.

I have personally worked with Mirek Kolečkář on numerous projects since 1973. I have always appreciated his deep commitment, excellent work organization, emphasis on logical thinking, and healthy self-confidence. Among his friends, Mirek is a good companion with many interests and a good sense of humor. No one gets bored when he's around.

We wish him endless enthusiasm for his work and hope that he will be around to see the opening of another great project – Radlice tunnel which he is currently helping to prepare.

ING. JAROSLAV NĚMEČEK, SATRA, s. r. o.

Z HISTORIE PODZEMNÍCH STAVEB FROM THE HISTORY OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

MALEŠICKÝ TUNEL V PRAZE MALEŠICKÝ TUNNEL, PRAGUE

The Malešický tunnel goes under the Tábor hill in Prague (fig. 1). The freight route from Libeň to Vršovice, between the stations of Praha Libeň and Praha Malešice, passes through it. The tunnel was built between 1914 and 1919, it is 358 m long and 8.7 m wide. The driving took place from both portals at the same time. On the northern side, towards Libeň (as is usual for the majority of older tunnels on Czech Railway lines), a modified Austrian tunnelling method was used with a lower directional gallery, which was mined into an upper (vault) gallery. On the southern side, Malešice, the above-mentioned modified Austrian method was used, as well as the Belgian tunnelling method. Driving took place in greywacke Ordovician shale, sometimes with inserts of quartz sandstones and quartzite of the Letná

Formation ([3], fig. 2). During driving, problems arose as a result of unsuitable geotechnical properties of the given (significantly tectonically damaged) formation on the northern side, as well as the relatively abundant water sources.

The idea of the paper is to remember the mastery of our predecessors, who managed to build this railway tunnel even during the enormously complex economic period of World War I, in difficult geotechnical conditions. It has served its purpose for almost 100 years.

Do rukou jednoho z autorů tohoto příspěvku se čirou náhodou dostala velice zajímavá medaile z období 1. světové války: „Na paměť proražení tunelu pod vrchem Tábořem...“ (obr. 5). A odtud již vedla cesta k bližšímu seznámení se s nepříliš povědomým



Obr. 1 Situace vedení Malešického tunelu v Praze [4]
Fig. 1 The layout of the Malešický tunnel in Prague [4]

železničním tunelem v Praze. Tento tunel je dnes v databázi železničních tunelů na území ČR pojmenován jako **Malešický**.

Malešický tunel prochází v Praze pod vrchem Tábor (obr. 1). Je jím vedena nákladní spojka z Libně do Vršovic, mezi stanicemi Praha Libeň a Praha Malešice. Důvodem poměrně malé znalosti jeho existence je s nejvyšší pravděpodobností to, že byl původně určený výhradně pro nákladní dopravu a osobní vlaky jím projížděly jen výjimečně. A to jen v případech, kdy z důvodu traťových výluk jím musela být vedena objízdná trasa. Další zajímavostí stavebně dvoukolejného tunelu je to, že z malešické strany do něj vedou dvě koleje, zatímco z libeňské jen jedna. Vysvětlení je jednoduché: Tunel byl původně vybudován jako dvoukolejný, ale probíhá jím pouze jedna kolej. V části tunelu směrem k Malešicím byla položena za druhé světové války (v roce 1944) výtažná kolej z Malešic, která je však nyní odpojena. Kolej končící v tunelu se používala jako výtažná při posunu z malešického nádraží [1], [5].

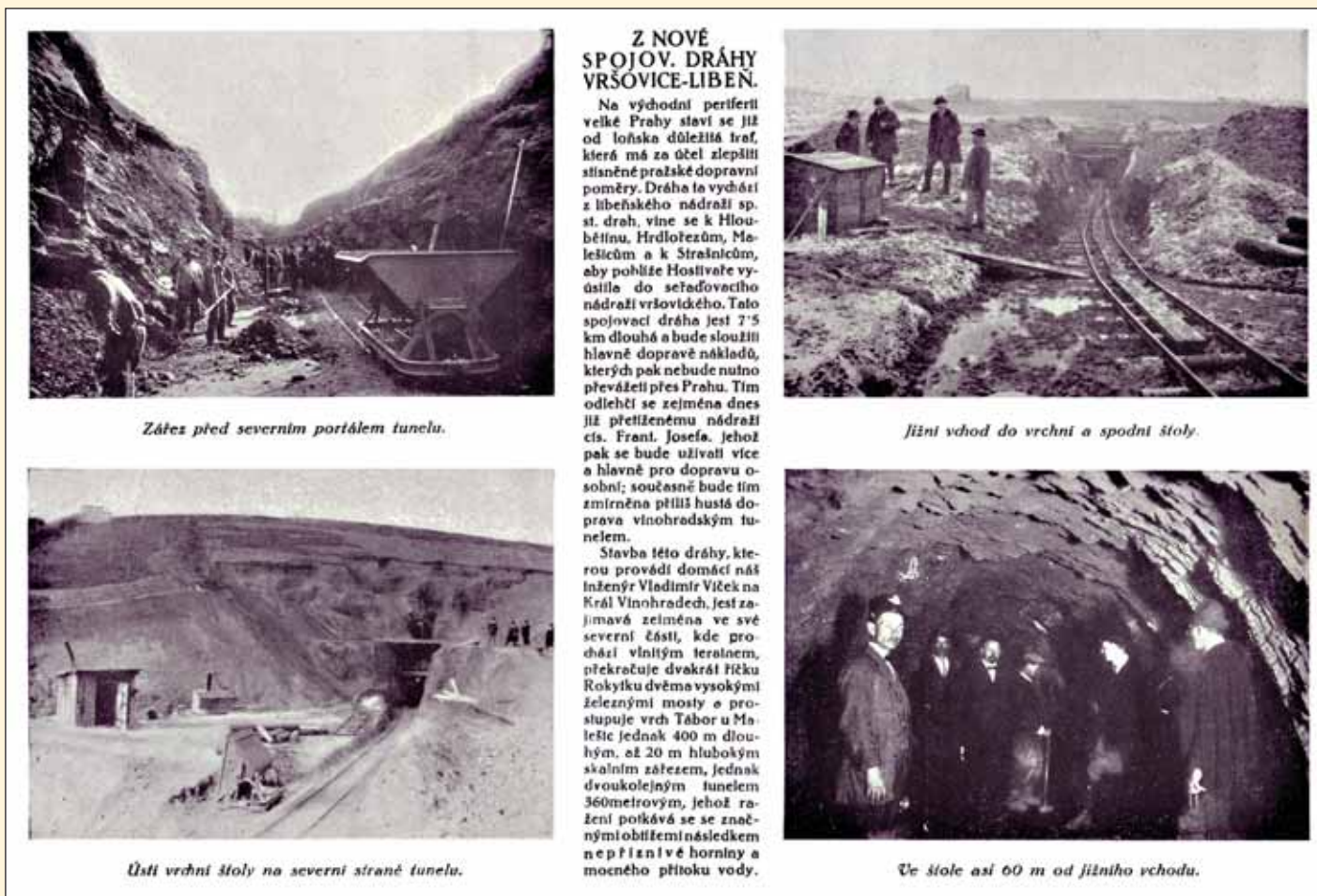


Obr. 2 Výřez z inženýrskogeologické mapy Prahy M 1:5 000, list 4-1 [3]
Fig. 2 Cut of the engineering geology map of Prague 1:5000, sheet 4-1 [3]

Celková délka nákladní spojky z Libně do Vršovic činí asi 7,5 km. Tunel byl vybudován v letech 1914 až 1919, jeho délka dosahuje 358 m při šířce 8,7 m. V severním předpolí tunelu je trať vedena cca 400 m dlouhým a až 20 m hlubokým zářezem. Ražba probíhala současně s obou portálů. Na severní straně směrem k Libni byla použita (tak jako u naprosté většiny starších tunelů na tratích ČD) modifikovaná rakouská tunelovací metoda s dolní směrovou štolou, která byla rozfárána do horní (stropní) štoly. Na jižní, malešické, straně byla použita jak již výše uvedená modifikovaná rakouská metoda, tak rovněž i tunelovací metoda belgická. Ražení probíhalo v drobových ordovických břidlicích, místy s vlozkami křemenných pískovců a křemenců letenského souvrství ([3], obr. 2). Během ražení se vyskytly potíže vyplývající jak z nepříznivých geotechnických vlastností uvedeného (výrazně tektonicky porušeného) souvrství na severní straně, tak i z poměrně vydatných přítoků vody. Rubanina z tunelu stejně jako hornina ze zářezu byly využity ke stavbě železničního tělesa při přemostění říčky Rokytky, resp. deponovány v její nivě. Tunel byl dílem stavební firmy Ing. Vladimír Vlček z Královských Vinohrad. Poutavou krátkou reportáží o stavbě otiskl v roce 1915 časopis Český svět – obr. 3 [2]. Velmi zajímavý je i dobový snímek z výstavby jižního portálu tunelu na obr. 4 [1]. Vlastní tunelovací práce byly ukončeny v březnu 1917 a do provozu byl tunel uveden v červnu 1919. Jedinou zásadní modernizací předmětného traťového úseku a potažmo i Malešického tunelu byla elektrifikace v roce 1951.

Jak je už zmíněno v úvodu příspěvku, podnětem k našemu pátrání po historii tohoto polozapomenutého železničního tunelu byla uvedená pamětní medaile. Následovala dobová zmínka v časopise Český svět z roku 1915 [2]. Největší objev se pak skrýval v archivu fy SŽDC v Praze Holešovicích. Kromě evidenčního listu Malešického tunelu se zde v papírových deskách uchovaly původní pečlivou rukou prokreslené návrhy obou portálů a jednotlivých typů obezdívky tunelu [6]. Při opatrném rozkládání věkem zažloutlých, v pravém slova smyslu až uměleckých děl tehdejších tunelových inženýrů, kteří přibližně před sto léty navrhovali podzemní stavby na obdobných základních principech jako dnes, si člověk uvědomuje, že zákonitosti jako horninový tlak (tlačivost hornin), vliv tektonického porušení a zvodnění horninového masivu na stabilitu nezajištěného výrubu apod. jsou pořád stejně aktuální. Vedle části výkresové projektové dokumentace tunelu se dochovala rovněž i další badatelsky cenná historická perla spojená s touto stavbou. Jedná se o „Zprávu o vyšetření geologických poměrů tunelu Tábor ve st. km 3 070–3 400 na železniční spojnici Libeň – Nusle“ od horninového státního rady Ing. Maxe Singera z Vídně, vydanou v roce 1914 [6]. Lze bez nadsázky říci, že se jedná o plnohodnotný inženýrskogeologický posudek pro přípravu projektu tunelu, vycházející jak z geologických map, místní geologické dokumentace, tak i ze zkušeností z ražeb tehdejších tunelů v obdobné geologii. Na základě z geologického zhodnocení byla trasa navrhovaného tunelu rozdělena do úseků podle navrhovaného typu obezdívky tunelu. Vedle portálových úseků byla navržena obezdívka s lehkým tlakovým profilem na délce úseku 54 m, obezdívka s těžkým tlakovým profilem na délce úseku na dl. 230 m a v poruchových zónách horninového masivu byla navržena obezdívka s těžkým tlakovým profilem a spodní klenbou (úsek 40 m). Takže vedle historie navrhování podzemních staveb jsme nahlédli i do historie inženýrské geologie v podzemním stavitelství.

Již v úvodu zmíněným a velmi zajímavým artefaktem připomínajícím výstavbu Malešického tunelu je i nositelná bronzová medaile (obr. 5). Na jejím aversu je velmi realisticky znázorněna prolomená směrová štola, nad kterou si podávají ruce dvě múzy. Levá (heraldicky) z nich přitom drží v ruce jeden ze stavovských symbolů – olejový tunelářský kahanec. Pod počvou,



Obr. 3 Z nové spojovací dráhy Vršovice – Libeň (Český svět, 1915) [2]

Fig. 3 From the new connecting line, Vršovice – Libeň (Český svět, 1915) [2]

na které múzy stojí, je uveden následující nápis: NA PAMĚŤ PROTAŽENÍ TUNELU POD VRCHEM TÁBOREM R. 1915 VĚNUJE PODNIKATEL STAVEB ING. VLAD. VLČEK. Na reversu medaile je opět mimořádně realisticky a v pravém slova smyslu i edukačně zobrazen řez pro tehdejší dobu charakteristickou obezdívkou tunelu s prolomenou směrovou štolou. Velmi sugestivně zde působí hornina vystupující v obnažené čelbě. Po obvodu medaile je potom veden následující text: STAVBA



Obr. 4 Dobový snímek z výstavby jižního portálu Malešického tunelu [1]

Fig. 4 Period shot from the construction of the southern portal of the Malešický tunnel [1]

SPOJ. DRÁHY Z LIBNĚ K VRŠOVICŮM DLE PROJEKTU ŘEDITELSTVÍ CK STÁT. DRAH V PRAZE. Na horní hraně medaile je přiletováno kruhové ouško. Závěs (stužka, točená šňůrka...) se nedochoval. Na aversu je signatura medailéra, na reversu signatura zhotovitele. Takováto nositelná medaile je v našich poměrech mimořádně neobvyklá a autoři článku mohou potom jen spekulovat, zda se na jejím zhotovení a následném udělování zásadním způsobem nepodepsala právě doba 1. světové války, kdy po vzoru oceňování aktuálních válečných zásluh byla ve 2. roce války obdobně oceněna i zásluha na poli výstavby c. k. státní dráhy v zářezí.

Nález historických dokumentů spojených s Malešickým tunelem (tunelem pod vrchem Tábor v Praze) přímo vyzývá vypravit



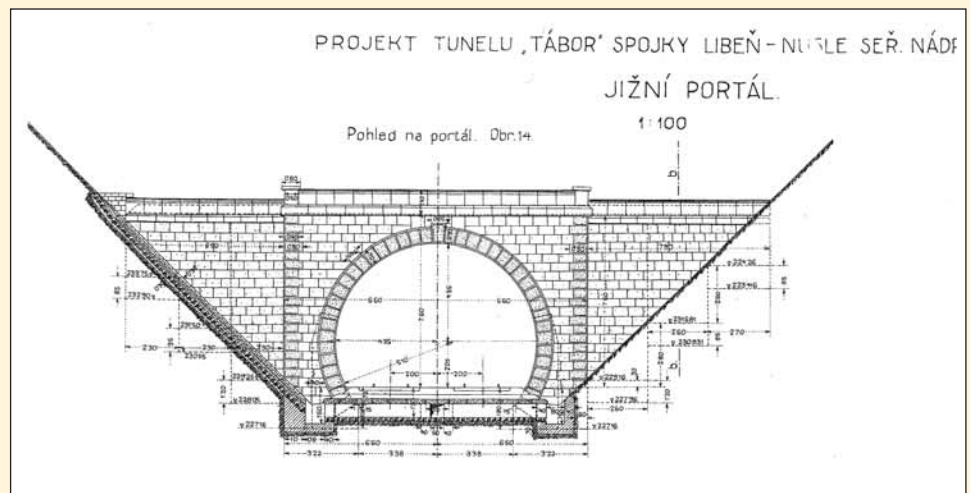
Obr. 5 Medaile „Na paměť proražení tunelu pod vrchem Tábořem...“, 1915, bronz 30 x 30 mm

Fig. 5 Medal to commemorate the breakthrough of the tunnel under the Tábor hill..., 1915, bronze, 30 x 30 mm

se za touto dopravní stavbou, skrytou v prostředí malešických ohrad a skladů v bezprostřední blízkosti areálu botanické zahrady – v prostředí, které na vás dýchne až skoro „hrabalovskou“ poetikou. A navíc, téměř na závěr, i dobrá zpráva: Dnes lze každou sobotu či neděli osobním vlakem projet tímto tunelem (mezi stanicemi Praha – Hostivař a Praha – Libeň) v rámci pražské integrované dopravy.

A vlastním závěrem lze pouze připomenout mistrovství našich předků, kteří dokázali i během hospodářsky nesmírně složitého období 1. světové války postavit v nelehkých geotechnických podmínkách Malešický železniční tunel. Tunel, který již téměř 100 let úspěšně slouží svému účelu, ostatně stejně jako naprostá většina ostatních tunelů na našich železničních tratích.

DOC. ING. VLADISLAV HORÁK, CSc.,
horak.vl@fce.vutbr.cz,
Ústav geotechniky FAST VUT Brno,
RNDr. RADOVAN CHMELAR, Ph.D.,
radovan.chmelar@pudis.cz, PUDIS, a. s.



Obr. 6 Projekt jižního portálu [6]
Fig. 6 Southern Portal design [6]

Poděkování: Článek vznikl za finanční podpory výzkumného záměru MSM0021630519 Progresivní trvanlivé nosné stavební konstrukce.

Acknowledgements: The article was processed under financial support of the Research Funds MSM0021630519.

Autoři rovněž děkují pracovníkům fy SŽDC Ing. Bohuslavu Stečínskému a p. Janu Markovi za nezištnou pomoc při získání historických podkladů.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] ZIMEK, P. *Z historie železničních tunelů*. 1. vyd. Praha : ČD, 32 s.
- [2] *Z nové spojov. dráhy Vršovice–Libeň*. Český svět, Praha, 1915.
- [3] Inženýrskogeologická mapa Prahy M 1:5 000, list 4–1. Praha, M. Kleček, PÚDIS, 1969
- [4] <www.mapy.cz>
- [5] Evidenční list pro dvojkolejný tunel Malešický, archiv fy SŽDC
- [6] Archiv fy SŽDC

RAŽENÍ TRAŤOVÝCH TUNELŮ PRSTENCOVOU METODOU NA TRASE I.C PRAŽSKÉHO METRA DRIVING RAIL TUNNELS USING THE RING METHOD ON THE I.C LINE OF THE PRAGUE METRO

In 1967, on the recommendation of Soviet experts, it was decided that “underground sections of the tram lines” would not be built in the centre of Prague, but separate metro lines would be built instead. At that time, Czech tunnel builders were given the task of building on line I.C1, using a conventional method, the pair of driven track tunnels in the sections from Muzeum to the station IP Pavlova (340 m plus 372 m), from the station IP Pavlova to Nuselský Most (2 x 447 m), from Náměstí Hrdinů to Pankrác station (2 x 587 m) and from Budějovická to Kačerov stations (2 x 573 m). The Soviet experts recommended their widely used and trusted ring method to us for driving track tunnels.

The ring method was one of the conventional driving methods. It connects experience from driving using classical methods and timbering and traditional driving using steel equipment (or reinforcement), regularly used in mine passages. The principle of the ring method is based on excavating a short cut with a full cross-section, and its rapid fitting with a ring of permanent lining including filling out the area behind the lining. The aim was to proceed so fast to have no or only minor supplementary measures to extend, or ensure safety and the necessary period of stability of an unsecured excavation cut.

To drive Prague’s metro tunnels using the ring method, the mechanisms available at the time were used, primarily driving machines (erectors) from the USSR, and later machines of the Czech origin. Lining segments positioned with the erectors and non-mechanised shields consisted either of cast-iron lining segments or reinforced concrete parts. When driving the **track tunnels**, the height and width of the excavation was only around 5.6 m, so the overbreaks from the face, or even the ceiling with higher overburden, did not usually threaten the stability of the overburden and built-up area. All the same, it was necessary to seek suitable measures to increase or secure safety and the necessary period of stability for the non-fitted section of the stope.

Když bylo v roce 1967 na doporučení sovětských expertů rozhodnuto nebudovat v centru Prahy „podzemní úseky tramvajových tratí“, nýbrž rovnou budovat separátní trasy metra, bylo stanoveno vybudovat jako první úsek trasy metra z Florence do stanice Kačerov, dnes označený jako I.C1. Tehdy byli tuneláři postaveni před úkol vybudovat na trase I.C1 konvenční metodou ražené dvojice traťových tunelů v úsecích od Muzea ke stanici I. P. Pavlova (340 m+372 m), od stanice I. P. Pavlova k Nuselskému mostu (2x447 m), od náměstí

Hrdinů ke stanici Pankrác (2x587 m) a ze stanice Budějovická do stanice Kačerov (2x573 m). Sovětskými experty nám byla doporučena u nich široce užívaná a osvědčená prstencová metoda ražení traťových tunelů.

Prvé dva ražené traťové úseky razil o. p. Vojenské stavby pomocí sovětských razicích erektorů, a tunely vystrojoval skládaným ostěním převážně z litinových tybinků, dodávaných ze SSSR. Druhé dva úseky tunelů razil n. p. Výstavba kamenouhelných dolů Kladno pomocí vlastní razicí soupravy a vystrojoval je skládaným ostěním ze železobetonových dílců vlastní výroby. Organizace razicích prací vycházela z rozhodnutí, že staveništní doprava v podzemí bude zajištěna zpravidla dvoukolejnou drážkou a svislou dopravou těžní šachtou s těžním „důlním zařízením“.

HISTORIE VÝVOJE PRSTENCOVÉ METODY

Prstencová metoda je jednou z konvenčních metod ražení. Navazuje na zkušenosti z ražeb klasickými metodami s výdřevou a na tradiční ražení s ocelovou výstrojí (resp. výztuží), běžně užívanou v důlních chodbách. Pro ražby delších traťových tunelů podzemních drah, resp. meter, bylo třeba postupovat při ražbě zpravidla porubem (na plný průřez) a s jedinou čelbou. To vyžadovalo cyklický postup ražení (tj. vyrubání záběru včetně jeho vystrojení) s využitím dočasné (krátkodobé) stability soudržných a skalních hornin a rychlé zabudování trvalé výstroje výrubu. Pokud se při ražení (bez použití štítu) osazuje v provedeném záběru již skládané ostění z prefabrikovaných segmentů, pak se razí prstencovou metodou.

ZÁSADY RAŽENÍ PRSTENCOVOU METODOU

Princip prstencové metody spočívá ve vyrubání krátkého záběru v plném průřezu a v jeho rychlém vystrojení prstencem trvalého skládaného ostění včetně vyplnění rubu za ostěním. Snahou je postupovat tak rychle, aby nebyla nutná pokud možno žádná, nebo jen malá doplňující opatření pro prodloužení, resp. zajištění bezpečnosti a potřebné doby stability nezajištěného záběru výrubu.

Doba stability vyrubaneho záběru je značně ovlivněna řadou faktorů, např.:

- horninovými poměry (geologickými a geotechnickými vlastnostmi horninového prostředí),
- hydrogeologickými poměry,
- velikostí průřezu výrubu,
- délkou záběru výrubu,
- způsobem rozpojování horniny při ražbě apod.

Potřebnou dobu stability nezajištěného záběru určuje vedle kvalifikace personálu:

- dostupná mechanizace razicích prací,
- organizace razicích prací,
- dostupné a nasazení schopné pomocné metody pro prodloužení nebo zajištění potřebné doby stability záběru výrubu.

Všechny tyto faktory pak mají za následek řadu úprav základní zásady ražení podle aktuálních podmínek a nasazených doplňujících opatření.

SOVĚTSKÉ RAZICÍ UKLADAČE

Pro ražbu tunelů pražského metra prstencovou metodou byly vedle horninových poměrů rozhodující dostupné mechanismy, zejména razicí ukladače (erektoři) dodané ze SSSR. Tyto ukladače byly určeny do skalního horninového prostředí, rozpojovaného především trhavinami, a proto byly velmi robustní. Při ražbách se postupně poznávaly jak přednosti, tak některé nedostatky této metody, nasazených mechanismů i užívaných typů skládaného ostění.



Obr. 1 Práce s erektořem

Fig. 1 Erector operation

STRUČNÝ POPIS UKLADAČE

Razicí ukladač byl složen ze dvou plošin, tvořených ocelovými rámy, o celkové délce cca 14 m. Na přední silně dimenzované plošině byla výsuvná a otočná ruka ukladače umístěna asi uprostřed výrobního průřezu. Tato přední plošina se pohybovala kráčením po drahách na spodní nohu její rámové konstrukce, zpravidla pouze směrem kupředu. V úrovni osy ruky byly po obou stranách umístěny kupředu výsuvné pracovní plošiny, ze kterých byl ručně odtrháván rozvolněný líc výrubu po odstřelu, případně dosbíjen požadovaný obrys výrubu a vrtán záběr dalšího odstřelu. Tyto plošiny při ukládání tybinků (dílců) musily být staženy, aby uvolnily prostor pro otáčení ruky. Těsně pod klenbou ostění tunelu byly na přední plošině umístěny výsuvné podpěrné nosníky, které podpíraly horní dílce ostění do doby uzavření prstence a jeho aktivace. Pro ochranu před rozletem kamenů byly v čele po obou stranách za mechanickou rukou ukladače osazeny těžké otvírací mříže nad plošinou i pod plošinou.

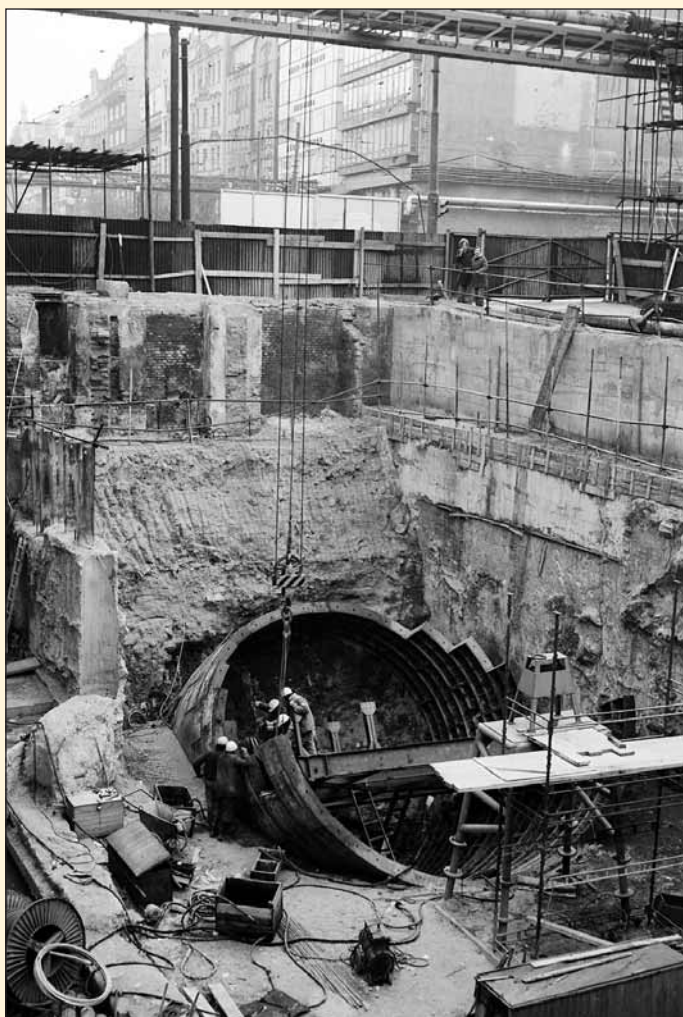
Na druhé, lehčí plošině, která byla vlečena za přední plošinou, bylo zařízení pro injektáž, další agregáty a zvedací zařízení. Ovládací pult byl na přední plošině.

Za razicím ukladačem byla vlečena výhybnová plošina pro ruční manipulaci s vozíky důlní drážky.

CYKLUS RAŽENÍ

Při ražbě sovětským erektořem cyklus obsahoval tyto práce:

- vyrubání záběru
 - navrtání čela výrubu podle vrtného schéma,
 - nabití náloží do vrtů,
 - odstřel, odvětrání, obtrhání,
 - zajištění stropu a čela výrubu,



Obr. 2 Hloubení eskalátorového tunelu
Fig. 2 Driving an escalator tunnel

- odklizení rubaniny,
- vyčištění dna a úprava lůžka pro spodní dílec ostění (resp. tybink),
- osazení prstence skládaného ostění
 - uložení spodního dílce,
 - postupné ukládání bočních dílců vč. podepření horních dílců,
 - zasunutí závěrných dílců,
 - současné zakládání rubového prostoru (budování čílka), aby se aktivací zajistila potřebná tvarová stálost osazeného prstence a podepřel se líc výrubu.

S opožděním za cyklem se prováděla výplňová injektáž cementovou maltou a po jejím vytvrdnutí těsnící injektáž prostoru rubové výplně a horninového prostředí za výplní.

Čílka byla zpravidla vyskládaná ručně z cihel na sucho, mezery mezi cihlami zaplnila až výplňová malta. Kvalita čílek, hlavně jejich doklínování ve vrcholu výrubu, závisela především na lidském faktoru (dělníků, techniků i stavebního dozoru) a byla zpravidla velmi nízká, pokud bylo čílko ve vrcholu v každém prstenci vůbec zabudováno. Nekvalitní čílka zvětšovala rozpětí prostorové kupole výrubu v čelbě a způsobovala občas narušení dočasné stability jak líce klenutého výrubu nad posledními záběry, tak i vlastního svislého čela výrubu. Charakteristickým projevem nedokonalého čílkování bylo klínovité vypadávání horniny nad posledním zabudovaným prstencem při celkem stabilním čelu výrubu.

ZAJIŠTĚNÍ STABILITY ČELBY VÝRUBU

Při ražení **traťových tunelů** byla výška a šířka výrubu jen cca 5,6 m, a proto klínovité vypadávání horniny z čela, nebo i ze stropu při vyšších nadloží, zpravidla neohrozilo stabilitu nadloží a zástavbu. I tak ale bylo nutno hledat vhodná opatření pro zvýšení či zajištění bezpečnosti a potřebné doby stability nevystrojeného úseku výrubu.

Dostupných prostředků nebylo mnoho a rychlost jejich nasazení byla značně omezená. Byly připraveny segmenty ocelových oblouků (zpravidla upravené důlní výztuže), ocelové pažiny union, dřevěné i železobetonové důlní pažiny, dřevěné klíny a podkladky, později i lemované plechy, pneumatická betonáž a výplňová injektáž. I když stříkaný beton byl znám a užíván, kapacita stříkacích souprav byla velmi nízká (1–2 m³/h). Také nasazení systematických kotev bylo prakticky vyloučeno, protože v ohrožených místech bylo nutno nasadit nevýkonné ruční vrtání, které bylo spojeno s velkým ohrožením obsluhy vrtačky.

Zajištění stropu a čela výrubu se provádělo pouze v případě zjištěné nestability některého bloku, při průchodu zónou porušení nebo zónou zasaženou zvětráním. Základním prostředkem zajištění bylo klasické zapažení. Ve stropě se zatahovaly s mezerami plechové pažiny Union, které bývaly 2,0 až 2,5 m dlouhé. Zadní konec se opíral o uložený prstenec ostění, přední konec se podpíral buď dřevěnými stojkami osazenými do zářezu v čele, nebo ocelovým obloukem, uloženým v patě klenby za rubem budoucího prstence ostění. Čelo výrubu bylo zajištěno zpravidla dvěma teleskopickými příčnicí, které byly vzepřeny dřevěnými kuláči do horniny za rubem posledního prstence ostění a v čele se proti příčnicím uklínovaly svislé příložné pažiny z fošen.

Odtěžování rubaniny bylo velmi zdoluhavou prací. Lžicové nakladače s obsahem lopaty 0,25 m³ (později pak 0,4 m³) rubaninu nakládaly „přes hlavu“ do huntů – vozíků úzkokolejné drážky o obsahu cca 1 m³, které se řadily za výhybnovou plošinou erektoru do vlaku. Během odtěžování rubaniny již vrtali miněři v kalotě výrubu vrty pro odstřel dalšího záběru. Technické zlepšení přineslo nasazení nakladače se zásobníkovými vozy Häglund.

Ve stabilnějších břidlicích byl často volen záběr výrubu 1,5 m, takže ve staničních tunelech se v každém druhém záběru zabudovaly dva prstence, resp. v traťových tunelech se zabudovaly dva prstence v každém druhém záběru. Obvyklý denní postup byl na traťových tunelech 3 m (na staničních tunelech 2 m) zabudovaného ostění denně v každé čelbě, což byl dlouhodobý průměr při dvou až třech čelbách na jednu těžní šachtu. Občasné organizované rekordy s výkony nad 100 m za měsíc vyžadovaly však omezení (nebo již ukončení) ražeb na ostatních čelbách



Obr. 3 Z výstavby stanice
Fig. 3 From the construction of the station

a zpravidla i delší dokončovací (především injektážní) práce v „rekordním“ úseku po rekordu.

Za klady ražení sovětskými erektoři lze považovat: cyklický postup ražení s rubáním krátkých záběrů; možnost přizpůsobit snadno vrtné schéma a nálože aktuálním horninovým poměrům a kvalitě horniny za přiměřených seismických účinků; přijatelné rychlosti postupů ražeb 2 až 3 m denně; rychlé vystrojení a stabilizování výrubu trvalým skládaným ostěním, a tím dostatečné omezení rozvoje deformací. Významnou výhodou bylo i současné vybudování pevného a trvalého dna, které poskytovalo bezpečný podklad pro kolejovou drážku staveništní dopravy a pro odvedení tunelových vod. Zabudované ostění poskytovalo okamžitou, prakticky plnou nosnost a vylučovalo tak možnost vzniku havarijních situací za čelbou. Při pečlivém a včasné zaplnění rubového prostoru za ostěním vylučovalo nepřijatelné poklesy povrchu v nadloží. Nasazení několika téměř stejných mechanismů usnadňovalo jejich údržbu a pravidelnou kontrolu a opravu po proražení každého příslušného traťového úseku.

Za nedostatky zejména z dnešního pohledu lze považovat: chybějící mechanizaci vrtných prací jak pro rozpojování, tak pro kotvení či jehlování; obtížnost nasazení doplňujících opatření pro prodloužení nebo zajištění potřebné doby stability vyraženého záběru výrubu; chybějící mechanizace zakládky, resp. čílkování ostění; a také pracné a dost nespolehlivé systémy těsnění ostění.

Razící erektoři byly řešeny pro pravidelný posun pouze o délku jednoho prstence ostění především kupředu bez jednoduchého odsunu zpět. Případně nutný odsun ukladače z čelby znamenal dlouhé přerušování cyklu prací. Délky záběrů se předpokládaly 1 m (max. 2 m) s vrtním pouze ručními pneumatickými vrtačkami. Hydraulicky ovládaná ruka pro ukládání tybinků, která se otáčela kolem vodorovné osy asi uprostřed výrubního průřezu, a stojiny nosné konstrukce ukladače však velmi omezily přístupnost k čelbě a prakticky zcela vylučovaly nasazení výkonných vrtacích souprav i jiných vhodných mechanismů (např. rypadel, výložníkových fréz a výkonných nakladačů).

Skládané ostění ukládané sovětskými ukladači a nemechanizovanými štíty bylo buď z litinových tybinků, nebo ze železobetonových dílců. Z počátku (v letech 1969 a 1970) se ukládalo jen ostění z litinových tybinků. Po zkušenostech se skládaným ostěním tunelů metra v SSSR a v Maďarsku se používalo i v Praze skládané ostění ze železobetonových dílců. Nejdříve se dílce skládaného ostění dovážely z Maďarska, později se vyráběly železobetonové dílce pro ostění traťových i staničních tunelů pražského metra v závodu Prefa v Lužci nad Vltavou.

Tato ostění se používala také pro vystrojování traťových tunelů, ražených nemechanizovanými štíty v úsecích tunelů od Hlavního nádraží ke stanici Florenc (2x485 m), od Nuselského mostu ke stanici Náměstí Hrdinů (2x432 m) a od vidlice Pankrác ke stanici Budějovická (2x790 m).

UKLADAČ VKD (VÝSTAVBA Kladenských dolů)

Při ražbě traťových tunelů trasy I.C2 mezi stanicemi Náměstí Hrdinů a Budějovická byla nasazena prstencová metoda modifikovaná jednak ukladačem VKD, jednak odlišným typem ostění. Zásadní rozdíl mezi ukladači sovětskými a VKD byl v uložení snadno pojízdné, samohybné konstrukce ukladače VKD na kolejnicích upevněných ve středu bočních segmentů ostění. Pod erektořem byl tak vytvořen dostatečný volný prostor pro menší vrtací soupravu na kolejovém podvozku a také pro různé typy nakladačů klepetových, lžícových, nebo i odtěžujících souprav Håglund. Významná byla možnost při každém záběru vrtním, odstřelu a odtěžování odsunout ukladač od čelby tak, aby v čelbě nepřekážel, byl mimo přímý dosah odstřelu při trhacích



Obr. 4 Stanice Staroměstská
Fig. 4 Staroměstská station

pracích a mohla se v klidu provést údržba nebo i oprava ukladače. Ukladač VKD byl proti původnímu razicímu erektořu mnohem lehčí konstrukcí při stejné únosnosti.

Na dvoudílné konstrukci (strojní plošině) ukladače, dlouhé 10,34 m, byl umístěn vlastní ukladač, zavěšený uprostřed pod plošinou. Ukladač byl posuvný v podélném směru, s otočnou a výsuvnou rukou, obdobnou jako u sovětských erektořů. Na strojní plošině byly i výsuvné a závěsné plošiny pro obsluhu vrtaček či sbíjecích kladiv, pro nabíjení, dobírání a obtrhání průřezu a pro nástřik betonu. Dále byly na ní umístěny: hydraulický agregát k pohonu, ovládací pult (stanoviště obsluhy), pomocné zdvihadlo s únosností 2 t, zařízení na stříkání betonu nebo vhanění výplňové malty za ostění a potřebné rozvody (vody, elektřiny, stlačeného vzduchu).

Za ukladačem se pak samostatně posunovala po stejné koleji jeřábová plošina se dvěma zdvihadly (6 t a 1,7 t) k přemístování kontejneru se suchou směsí stříkaného betonu na strojní plošinu, a pro pomocné zvedání při provozu a opravách v tunelu.

Při ražbě na trase I.C byl k odtěžení rubaniny nasazen lžicový nakladač přes hlavu o obsahu 400 litrů a samovýklopné vozy o obsahu 1,8 m³.

Prstence železobetonového skládaného ostění VKD měly šířku 75 cm a tloušťku 20 cm. Byly složeny ze čtyř velkých segmentů a jednoho malého zámkového. Průměr ostění 5,20 / 5,60 m byl proti ostění z litinových tybinků Ø 5,1/5,5 m zvětšen. Ostění bylo vyráběno Prefou Hýskov z betonu B 400 (dnes C-35) ze síranovzdorného cementu. Prstence byly mezi sebou staženy dvěma průběžnými šroubovými táhly. Rub byl opatřen izolačním epoxydehtovým nátěrem.

Stříkaný beton byl určen pro krátkodobou ochranu záběru výrubu a také pro zaplnění rubových prostorů za ostěním.

Těsnění spár vyplněním drážek cementovou aktivovanou maltou a těsnící injektáž za rub ostění nebyly součástí komplexu ukladače VKD; tyto práce se prováděly nezávisle na ražbě ze samostatných zařízení.

Bohužel toto zařízení nebylo na metru v Praze dále rozvíjeno a ukladače se využívaly pouze pro výstavbu krátkých úseků tunelů s litinovým ostěním, kde by jinak bylo nutno nasadit „ruční montáž“ pomocí vrátků.

Podobné typy ukladačů využívala Výstavba dolů uranového průmyslu (VDUP, pozdější Subterra) pro ražbu štol a kanalizačních stok (v Praze, ČSR i v zahraničí).

ING. KAREL ZÁVORA, bývalý zaměstnanec a. s.
METROPROJEKT Praha

VLAKOM Z TURCA DO BANSKEJ BYSTRICE CEZ 22 TUNELOV BY TRAIN FROM TURIEC TO BANSKA BYSTRICA VIA 22 TUNNELS

When a railway line has 22 tunnels in a section no longer than 40 km, it is clear that the line is in especially complicated terrain, for which construction must have been unusually challenging. Passengers on this route, situated in Slovakia, can therefore have the opportunity not only to admire the unusually beautiful scenery of the surrounding mountains, but also appreciate the technical aspects of the railway line construction with so many tunnels, bridges, viaducts, embankments, and retaining and support walls.

The railway line mostly leads through steep valley slopes of the Great Fatra mountain range and partially the adjacent slopes of the Starohorske and Kremnicke hills. The highest mountain in its way is the Malý Šturec, where the track passes through the longest railway tunnel in Slovakia (4,697 m). The overall length of all 22 tunnels is 12,211 m. Of these, 6 are shorter than 100 m, 13 are between 100 and 1,000 m long, and only 3 exceed 1,000 m. The main part of the overall length of the tunnels was however situated in relatively good rock, mainly represented by Guttenstein limestone and dolomite. Geological conditions were more suitable than not, but intense water ingress (even pressurized in some places) made the excavation more difficult. Excavated rock could not be used as adequate construction rock. Mostly, therefore, the construction rock not only had to be from nearby, but often also from quite distant quarries (granite blocks from as far as Silesia, travertine from Spišské Podhradie). The amount of imported construction rock amounted to 702,600 m³.

When driving, the current Austrian tunnelling method with wooden timbering was applied, with a directional gallery section of 8–12 m². When driving the Čremošnianský tunnel, remarkable performance was achieved with a maximum daily advance up to 6.5 m. In other tunnels, advances up to 0.13 to 4.13 m per day were achieved. The qualification of surveyors was confirmed by the accuracy the tunnel builders met with upon breakthrough of the longest

tunnel. Directional deviation was only 28 mm and the height deviation was as little as 5 mm.

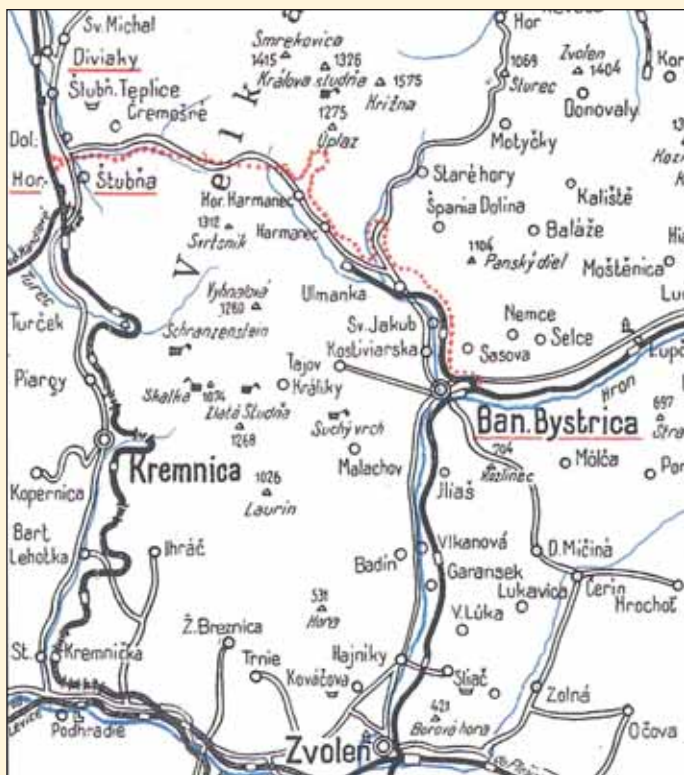
With such a large scope of tunnelling, bridge, ground and other works, the overall time for construction is surprising. It started back in September 1936, and finished in December 1940. The highest number of workers on the construction was recorded at the site in May 1938 with 12,339 people, of which nearly half - more precisely 5,701 - participated in the tunnelling work.

Keď je na trase železničnej trate 22 tunelov v úseku dlhom nie viac ako 40 km, netreba nikoho presviedčať, že ide o trať v mimoriadne komplikovanom teréne, v ktorom stavba musela byť mimoriadne náročná. Cestujúci na tejto trati majú tak príležitosť obdivovať nielen mimoriadne pekné scenérie okolitých hôr, ale oceňovať aj technickú stránku vybudovanej železničnej trate s tolkými tunelmi, mostami, viaduktami, násypmi, zárubňami a opornými múrmi. Bežný cestujúci si však sotva môže domyslieť mnohé ďalšie súvislosti a históriu vzniku trate od štádia prvých zámerov a koncepcií, projektovania, prípravy, priebehu výstavby, až po jej prevádzku. Bez zaujímavosti sú nielen údaje o rozsahu a tempe prác, organizácii, veľkom počte pracovníkov, razičských výkonov tunelárov, použitej technike, ale aj obeť, ktoré si stavba tak veľkého rozsahu vyžiadala, vrátane obetí na ľudských životoch.

Výnimočnosť trate z Turca do Banskej Bystrice sa dá dokladovať aj tým, že z celkového počtu 231 tunelov v železničnej sieti na území ČR a SR je približne jedna desatina na jedinej 40 km dlhej trati. Tento pomer v slovenskej relácii je ešte dramatickejší. Pri celkovom počte 80 železničných tunelov v SR sa tento podiel dostáva na hodnotu jednej štvrtiny a táto relácia je ešte silnejšia v pomere počtu tunelov ku kilometrovým dĺžkam tratí.

Myšlienka vybudovania železničnej trate z Banskej Bystrice cez Harmanec do Turčianskych Teplíc sa prvýkrát zrodila v Budapešti v šesťdesiatych rokoch 19. storočia. Tento traťový úsek mal byť súčasťou Severnej uhorskej dráhy spájajúcej Budapešť so severným Slovenskom na trase, ktorá mala viesť cez Lučenec – Zvolen – Banskú Bystricu – Harmanec – Turčianske Teplice do Vrútok. Jej primárnym cieľom bolo napojenie Maďarska na Košicko-bohuminskú dráhu. V júli v roku 1870 však Uhorský snem rozhodol o zmene trasy s presmerovaním zo Zvolena na Kremnicu. Do roku 1872 bola táto verzia aj realizovaná. K myšlienke vybudovania železnice na pôvodne zamýšľanej trase cez Harmanec sa vrátila Ústredná stavebná správa ministerstva železníc v Prahe v medzivojnovom období. Stavba sa začala v roku 1936 a dokončila sa v roku 1940. V pamätnom spise ku ukončeniu stavby a otvoreniu premávky sa uvádza: „Ministerstvo dopravy a verejných prác, Ústredná stavebná správa železničná v Bratislave odovzdáva verejnosti do premávky pomerne najnákladnejšiu z doterajších železničných stavieb na Slovensku, hlavnú železnicu Banská Bystrica – Dolná Štubňa, tvoriacu ostatný spojovací článok stredoslovenskej transverzály Nitra, prípadne Trenčín – Handlová – Banská Bystrica – Červená Skala – Margecany.“ Iné pramene uvádzajú aj iný dôvod. Návrat ku tejto trase nastal, keď sa ukázala potreba vybudovania druhej koľaje z Vrútok na stredné Slovensko a pri návrhu zdvojnásobenia trate z Vrútok cez Kremnicu sa zistilo, že je výhodnejšie vybudovať prepojenie Turca s Pohroním cez Harmanec.

Trasa je vedená väčšinou strmými údolnými úbočiami pohoria Veľká Fatra a sčasti v príhlahých svahoch pohorí Starohorské vrchy a Kremnické vrchy. Najvyššou horskou prekážkou je sedlo Malý Šturec, ktoré trať prekonáva ešte stále najdlhším železničným tunelom na Slovensku (4697 m). Staršie predvojnové generácie si ho môžu pamätať pod menom Benešov tunel, počas II. svetovej vojny to bol tunel Andreja Hlinku, po skončení vojny opäť Benešov tunel a až po roku 1948 je známy ako tunel Čremošnianský. Železničná trať na tejto trase prekonáva výškový rozdiel až 350 m na veľkej



Obr. 1 Situačná mapa železničnej trasy Dolná Štubňa – Banská Bystrica (trasa je uvedená červenou bodkovanou čiarou)

Fig. 1 Layout map of the Dolná Štubňa – Banská Bystrica railway route (the route is marked by a red dotted line)

dĺžke so stúpaním do 18 %. Celková dĺžka všetkých 22 tunelov je 12 211 m. Z nich 6 je kratších ako 100 m, 13 má dĺžku v rozpätí od 100 do 1000 m a iba 3 (vrátane najdlhšieho Čremošnianskeho) prekračujú hranicu 1000 m.

Po stránke geologických podmienok trasa takisto nie je zvlášť priaznivá. Striedajú sa tu mnohé útvary od paleozoika až po antropozoikum. V podrobnejšom vyjadrení ide o kryštalické bridlice (ruly), permské zlepenice (verrucano), pieskovce, ílové bridlice keuperu, slienité vápence, dolomity, andezity, andezitové tufy, ale aj zeminy rôznej kvality vrátane svahových sutí. Prevažná časť z celkovej dĺžky tunelov bola však situovaná v relatívne dobrých horninách zastúpených najmä guttensteinskými vápencami a dolomitmi. Stavbu povrchových úsekov komplikovala náchylnosť svahov k zosuvu, miestami podmočený terén a relatívne veľká potreba zárezov. Pre tunelárov boli geologické podmienky skôr priaznivé ako nepriaznivé, ale razenie sťažovali intenzívne prítoky vody a na viacerých miestach aj tlakovej. Výška nadložia v miestach najväčšieho prevýšenia terénu bola až 318 m. Kvalitu skalných hornín do istej miery charakterizuje aj to, že na žiadnom úseku budovanej trate skalné horniny neboli také, aby sa dali použiť ako plnohodnotný stavebný kameň. Zväčša sa preto stavebný kameň musel dovážať nielen z blízokých, ale často aj dosť vzdialených lomov (žulové kvádre až zo Sliezska, travertínové zo Spišského Podhradia). Množstvo dovezeného stavebného kameňa predstavovalo objem 702 600 m³.

Zaujímavé je, že napriek pestrej geologickej stavbe územia, geológovia na základe prieskumných vrtvov, kopaných sond a razenia dvoch krátkych prieskumných štôlní (v km 10,6–11,00 a v km 16,4–16,5) poskytli pomerne hodnoverné podklady, ktoré sa počas stavby aj potvrdili. Medzi geológmi, ktorí k tomu prispeli, boli aj také odborné kapacity ako D. Andrusov a J. Záruba-Pfeffermann. Do istej miery je prekvapujúcim faktom to, že vo výrazne krasovom prostredí počas razenia tunelov sa nevyskytli (okrem intenzívnych sústredených výverov vody s výdatnosťou až 50 l/s) komplikácie spôsobené krasovými javmi. V Čremošnianskom tuneli maximálny odtok vody počas razenia bol na banskobystrickej strane 760 l/s, na turčianskej 83 l/s. Po ukončení stavebných prác sa celkový odtok podzemnej vody z tunela znížil v celoročnom priemere na 500 l/s.

Pokiaľ ide o razenie tunelov, vo všetkých sa aplikovala vtedajšia rakúska tunelovacia metóda s drevenou výdrevou, smerovou štôlniou prierezu 8–12 m², z ktorej sa vo vzdialenosti 5–12 pásov razili šikmé rampy do úrovne bočných stien klenby. Dĺžka pásov v závislosti na horninových podmienkach sa pohybovala od 6 do 12 m. Z týchto rámp sa potom razila klenbová štôlnia prierezu 5 až 7 m², ktorá sa v ďalšej fáze razičských prác rozšírila na kalotu tvarom a prierezom zodpovedajúcu budúcej klenbe tunela. Pri razení Čremošnianskeho tunela sa dosiahli pozoruhodné výkony s maximálnym denným postupom až 6,5 m. Na ostatných tuneloch sa dosahovali postupy v rozsahu od 0,13 do 4,13 m za deň. Počas razenia sa najdlhší tunel prevetrával pomocou 6 ventilátorov (po troch na obidvoch portáloch) s vetračkami s odstupňovaním priemeru od 300 do 1000 mm. Zhruba v polovici jeho dĺžky je vyhlbená približne 100 m hlboká vetracia šachta priemeru 4,5 m vystrojená železobetónovým ostením. Jej efekt v účinnosti vetrania bol niekedy tak silný, že sa musel tlmiť redukciami prierezu na jej vyústení na povrch vetracími dverami. Definitívne ostenie tunelov je kombináciou betónu a kamenného muriva. V klenbových častiach ide vždy o kvádre z tesaného kameňa. Bočné steny (opery) sú murované iba na úsekoch s prejavmi vyšších horninových tlakov. V ostatných častiach sú bočné steny z monolitického betónu ukladaného za drevené debnenie. Spodná klenba sa budovala dodatočne, a to len v úsekoch s vyššími tlakovými prejavmi.

Kvalifikáciu geodetov potvrdila presnosť, s akou sa stretli tunelári na prerážke najdlhšieho tunela. Smerová odchýlka bola 28 mm a výšková iba 5 mm.

Mechanizáciu pri razení tunelov predstavovali pneumatické vítačky a zbíjačky, vrátky, čerpadlá, vibrátory na zhutňovanie betónu a z novších mechanizmov dokonca aj cementové delo, nakladače a pásové dopravníky. Posledné dva mechanizmy na stavbe boli

iba dva, takže prevažnú časť rúbaniny tunelári nakladali lopatou do výklopných vozíkov, ťahaných dieselovou lokomotívou. Na obidvoch stranách najdlhšieho tunela boli vybudované nádvorja so zámočníckymi dielňami vybavenými sústruhmi, brúskami, vítačkami, píľami na kov, zvráťacími agregátmi a kováčskymi vyhňami. V dielňach na spracovanie dreva boli okrem okružných píľ (cirkulárok) aj rámové píly (gátre). Na jednom z nádvorí boli inštalované aj drviče, granulátory a triediče na prípravu plniva do betónu. Celkový príkon inštalovaných 41 elektromotorov predstavoval 1410 kW. V tom nie je započítaný príkon 9 rôzne veľkých naftových motorov.

Ďalšími početnými objektmi na trati sú mosty, viadukty a priepusty. Dovedna je ich 166 a medzi nimi vyniká železobetónový viadukt vypínajúci sa nad údolím do výšky 42 m s rozpätím hlavného oblúka 55 m. Zemné práce na povrchových objektoch dosiahli sumárne objem 2 620 000 m³. Objem v tuneloch vyrúbanej horniny predstavuje 549 000 m³. Dĺžka zárubných a oporných múrov dosahuje viac ako 5 km.

Pri tak veľkom rozsahu tunelárskych, mostárskych, zemných a ďalších prác je prekvapujúci celkový čas trvania stavby. Jej začiatok sa datuje na september 1936, ukončenie v decembri 1940. Najvyšší počet pracovníkov na stavbe zaznamenali na stavbe v máji 1938 v počte 12 339 osôb, z toho takmer polovica, presnejšie 5 701 osôb sa podieľalo na tunelárskych prácach. Dobrou ilustráciou náročnosti stavby je napríklad aj ukazovateľ objemu zemných prác na 1 km trate. V prípade celej dĺžky tejto trate je to 77 000 m³/km, v prepočte na časť trate vedenej na povrchu 90 000 m³/km. V porovnaní s inými ťažkými traťovými úsekmi to bola neporovnateľne vyššia hodnota. Na stavbe podobne komplikovaných tratí napr. Handlová – Horná Štubňa 45 000 m³/km, Veselí n/Moravou – Nové Mesto n/Váhom 52 300 m³, Červená Skala – Margecany 32 000 m³.

Smutnou bilanciou tejto stavby boli početné úrazy. Ich počet sa vyšplhal až na hodnotu 2 266, z ktorých 492 bolo ťažkých a 35 smrteľných. Po stránke hygieny a ochrany zdravia neboli pomery na stavbe až tak zlé. Ubytovne boli vybavené pitnou vodou, robotníci sa stravovali v kantínach, varilo sa v 6 kuchyniach, tunelári mali nepremokavé obleky, k dispozícii bolo 7 sušiarň pracovných odevov. K zariadeniu staveniska patrilo aj 5 sanitných miestností vybavených najpotrebnejšími liekmi a obväzmi. Okrem toho boli trvalo k dispozícii 3 sanitky. Impozantný je aj údaj o počte ubytovní



Obr. 2 Portál Čremošnianskeho tunela z banskobystrickej strany pri slávnostnom otvorení trate v r. 1940 (Kukučík, 2002)

Fig. 2 Čremošné tunnel portal from the Banská Bystrica side during the inauguration of the railway track in 1940 (Kukučík, 2002)

a miestností pre robotníkov, dozorcov stavby. Bolo ich celkom 220 z ktorých 118 si vybudovali podnikateľské firmy a postavenie 102 barakov financoval investor.

Stavbe nepriali ani hydrometeorologické pomery. Už údaj o maxime teplotného rozpätia +34 až -31 °C je sám osebe dosť výstražný. Počas tuhej zimy v roku 1939/40 pri poklese vonkajšej teploty -31 °C i v dlhých tuneloch klesala teplota hlboko pod bod mrazu. V jednom z nich, dlhom 1 131 m, namerali -16 °C. Pre zlé poveternostné podmienky sa stavebné práce zastavili v úhrnnom počte na 482 dní, z toho v zime na 151 dní a v lete pre dážď na 331 dní.

Stavba sa v roku 1936 začínala pod gesciou Ústrednej stavebnej správy Ministerstva dopravy v Prahe. Hlavné vedenie stavby od roku 1939 prevzal orgán rovnakého mena, zmenilo sa iba sídlo, ktorým sa stala Bratislava. Miestne vedenie stavby prevzala Stavebná správa SŽ v Banskej Bystrici. V čase dokončovania stavby predstavoval vedenie stavby tento personál: 1 prednosta, 6 samostatných vedúcich, 3 pridelení stavbyvedúci, 1 komisár výkupu, 1 geometer, 1 konštruktér, 1 účtovník a 33 pomocných síl.

Celá stavba bola rozdelená na 6 stavebných úsekov. Stavebné úseky boli pridelené zhotoviteľom na základe verejnej súťaže a každý úsek zo strany hlavného vedenia bol zverený samostatnému stavbyvedúcemu. Z plejády zhotoviteľov za zmienku stoja viaceré podnikateľské subjekty, napospol pražskej proveniencie. Medzi nimi

je zo stavby slovenských železničných tunelov v medzivojnovom období najviac známy Ing. Zd. Kruliš, ktorému boli zverené tunelárske najobtiažnejšie stavebné úseky č. 5, č. 6a a 6b. Úsek č. 1 budovala firma „Posista“ úsek č. 2 Ing. J. V. Velflík, Ing. J. Záruba-Pfeffermann, Ing. J. Schwarz a spol., úsek č. 3 Lanna akc. spol. a úsek č. 4 Ing. B. Hlava.

V závere exkurzu do historickej železničnej stavby možno uviesť ešte aj takúto zaujímavosť. Keď jedna z povstaleckých skupín počas SNP pod tlakom nemeckej armády ustupovala harmaneckým údolím a na svoju záchranu prechodom do Turčianskej kotliny chcela využiť Čremošiansky tunel, Nemci pri severnom portáli zo strany Turca povstalcem zahatali únik. Návrat do Harmaneckej doliny už tiež nebol možný, lebo dolinu blokovali postupujúce nemecké jednotky. Niektorého z nich vtedy napadla spásonosná myšlienka využiť na únik z tunela vetraciu šachtu. Únik sa podaril, zachránilo sa tak niekoľko desiatok povstalcov. Vetracia šachta tak splnila úplne inú úlohu, na ktorú jej stavitelia určite ani nepomysleli. Zachránené životy počas vojny sa tak stali protiváhou obetí počas budovania trate. Tento príklad nezamýšľaného dobra tunelov určite nie je celkom ojedinelý. Odporcom stavby tunelov by sa mohli pripomenúť aj takéto a podobné príklady ich využitia.

*ING. JOZEF FRANKOVSKÝ, (beata.voskarova@skanska.sk),
ING. JÁN GATIAL, (jan.gatial@skanska.sk), Skanska SK, a. s.*

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Pamätný spis vydaný pri dokončení stavby železničnej trate Dolná Štubňa – Banská Bystrica, Ústredná stavebná správa železníc v Bratislave, december 1940
- [2] Krejčířík, M. *Po stopách našich železníc*. Praha : Nadas, 1991
- [3] Kukučík, R., Kukučík, P. *Železničné a cestné tunely*. Bratislava : ŽSR, 2002
- [4] Krčík, M. *Fáračky a smoking*. Martin : Vydavateľstvo Matice slovenskej, s. r. o., 2006

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICE CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA

SOUBOR STAVEB MO V ÚSEKU MYSLBEKOVA – PELC-TYROLKA

TUNEL ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA (KRÁLOVSKÁ OBORA)

S blížícím se koncem roku finišují i práce na definitivním ostění, tak aby bylo možno stavbu předat pro montáž technologického vybavení tunelů. V severní tunelové troubě bylo dokončeno definitivní ostění téměř celého dvoupruhového tunelu, zbývá dokončit posledních 5 sekcí horní klenby nouzového zálivu. Tím mohl být odstaven jeden dvoupruhový bednicí vůz. V 3 pruhovém tunelu STT se dokončuje betonáž posledních dvou mostovek, na horní klenbě zbývá položit hydroizolace na 10 sekcích, armaturu a betonáž na 15 sekcích.

Dále finišují i práce na definitivním ostění vzduchotechnických objektů. V propojovacím kanálu SO 9021.03, který dosud sloužil jako dopravní cesta pro zásobování materiálem, se provádí pokládka hydroizolace a armatury horní klenby. Definitivní ostění horní klenby propojovacího kanálu SO 9021.04 je kompletní, stejně tak dělicí stěna do 6. sekce, v sekcích 7 až 9 probíhá výstavba přetočené příčky. Je dokončeno definitivní ostění v největším objektu, strojovně vzduchotechniky SO 9021.05, kde probíhá montáž jeřábové dráhy a začínají se provádět vnitřní konstrukce. Definitivní ostění je rovněž dokončeno v objektech SO 9021.06 (TGC 5), vzduchotechnických kanálech SO 9021.07 a SO 9021.08. V SO 9021.06 probíhá betonáž vnitřních konstrukcí, v SO 9021.07 se dokončuje betonáž dělicí stěny a v SO 9021.08 je dělicí stěna dokončena.

V současné době probíhá realizace definitivního ostění TP14 u nouzového zálivu, které je tvořeno stříkaným betonem realizovaným na fóliovou hydroizolaci. Přípravuje se provádění definitivního ostění TP13, které

THE CZECH REPUBLIC

CITY RING ROAD STRUCTURES: MYSLBEKOVA – PELC-TYROLKA

ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA TUNNEL (KRÁLOVSKÁ OBORA PARK)

With the end of year approaching, works on the final lining are finishing in order to hand over the structure for installation of tunnel technology. The final lining has been completed almost all down the two-lane tunnel length of the northern tunnel tube; there are just five last sections of an emergency lay-by vault to be finished. This enabled removing one two-lane tunnel shutter from operation. In the three-lane tunnel of the northern tunnel tube, the last two road sections are being completed. The vault membrane is to be installed in 10 sections, and reinforcing steel and concrete in 15 more sections.

Works on the final lining of ventilation facilities are also finishing. Insulation membrane and reinforcement of the vault is installed in the interconnection duct SO 9021.03, which has been used as the material transport path so far. Final lining of the upper crown of the interconnection duct SO 9021.04 is complete, as well as the partition wall into section 6; twisted partition is being constructed in sections 7 to 9. Final lining has been completed in the biggest structure - the ventilation machine hall SO 9021.05 where the crane track is currently installed and internal structures are constructed. The final lining is also being completed in objects SO 9021.06 (TGC 5), and in the ventilation ducts SO 9021.07 and SO 9021.08. Internal structures are concreted in SO 9021.06, the partition wall concreting is being finished in

bude tvořeno monolitickým betonem a od úrovně mezistropu stříkaným betonem.

V JTT 2 pruh i 3 pruh jsou dokončeny mazaniny v technických chodbách, v STT ještě probíhají. Dále se provádějí úpravy povrchů a nátěry JTT a STT. Práce probíhají v souladu s platným harmonogramem stavby.

TUNEL MYSLBEKOVA – PRAŠNÝ MOST (BRUSNICE)

Ražby včetně spodní klenby a vyprofilování tunelu byly dokončeny k 1. září 2011. Od té doby probíhají v tunelu práce na definitivním ostění tunelových trub. Betonáže ostění v STT jsou téměř dokončeny s výjimkou portálového bloku č. 1, který by měl být vybetonován do poloviny listopadu. Potom bude tunelová forma přesunuta z STT do JTT a bude kontinuálně pokračováno s výstavbou těchto sekcí definitivního ostění. Spodní klenba je v JTT betonována v předstihu již od poloviny září. V současné době je provedeno 220 metrů kompletního dna. V předstihu před betonážemi jsou prováděny izolační a armovací práce.

Spodní klenba VZT kanálu je kompletně dokončena a u horní klenby schází jeden blok. Probíhá příprava pro betonáž přechodového bloku mezi VZT kanálem a šachtou. Tento atypický blok bude vyžadovat provedení samostatného tesařského bednění.

PRODLOUŽENÍ TRASY METRA V.A

Po dokončení montáže na konci června se také druhý mechanizovaný štít S-610 vydal na cestu ke stanici Petřiny a dne 12. 7. 2011 zahájil ražbu PTT. Mezitím první štít S-609 dorazil po 2,5 měsících ražby ke stanici Petřiny. Dne 11. 8. 2011 byla zaznamenána historicky první prorážka EPBS v České republice průnikem razičí hlavy do levého opěrového tunelu stanice. Jeho příkladem pak následoval štít S-610 po 2 měsících ražby. Oba tunelovací stroje, pomocí nichž je prováděna ražba jednokolejných tratových tunelů, měly možnost dočkat se nemalého mediálního zájmu. Stalo se tak na prorážkách do stanice Petřiny. Jako první se této pocty dočkal stroj Tonda (S609), který razí levý tratový tunel metra. Slavnostní okamžik prorážky si nenechali ujít pražští radní v čele s primátorem Svobodou i ředitelů na výstavbě zúčastněných společností. Dne 19. září se do stanice prorazila i Adéla. V té době měla za sebou téměř pětisetmetrový úsek vyraženého tunelu, na kterém se podařilo dosáhnout denního výkonu až 24 metrů, k čemuž kromě příznivé geologie přispělo i využívání zkušeností, které osádky získaly při pracích s Tondou. Adéla nyní bude čekat na dokončení betonových konstrukcí nutných pro protažení stanic a poté započne s ražbou tratového úseku Petřiny – Veleslavin. Štítový úsek ze šachty na BRE1 ke stanici Petřiny razily přes polohy subhorizontálně uložených vrstev jílovců a pískovců. Na čelbě byly zaznamenány přítoky vody od 1 do 10 litrů, výjimečně až k 15 litrům za sekundu. Po dokončení ražeb LTT a PTT se předpokládalo, že oba štíty se přesunou po vybetonovaných lůžkách předem vyraženými opěrovými tunely jednodílné stanice Petřiny. První ze štítů Tonda pak 5. října opět zahájil ražbu LTT od stanice Petřiny ke stanici Veleslavin, kde si již stačil vylepšit svůj maximální denní výkon na 27 m. Druhý ze štítů Adéla se v době sepsání této informace posunuje stanicí Petřiny s cílem, aby na začátku listopadu zahájil ražbu PTT.

Ve stanici Petřiny je první etapa výstavby ukončena. Oba boční výrubky byly s předstihem vyraženy a zajištěna tak možnost protažení strojů EPBS stanicí. Po dobu provozu technologie EPBS v prostoru stanice bude s omezením ražena kalota středního výrubu jednodílné stanice. Další razičí činnost ve stanici je zcela závislá na postupech štítů a vyklizení opěrových tunelů od logistiky EPBS. Úplně uvolnění stanice od dopravy a technologických tahů za štíty se předpokládá na jaře příštího roku. Z těchto důvodů je pozornost stavby upřena na ražby doprovodných objektů stanice, tj. na větrací šachty a na eskalátorový tunel. Šachta je těsně před dokončením primárního ostění. Ražba ET bude zahájena začátkem listopadu. Všechny objekty stanice Petřiny, které jsou podle HMG na kritické cestě, jsou dokončeny a HMG je tak naplňován s předstihem.

Ve stanici Veleslavin se razí boční staniční tunely. V době uzávěrky čísla bylo na levém staničním tunelu vyraženo 89 m a na pravém 64 m. Oba staniční tunely budou ukončeny ve staničení 100 m, poté se provede ještě zarážka pro EPBS, opěrné prstence a lůžka pro protažení obou strojů.

Tím by mělo být umožněno na konci prosince a začátkem roku 2012 vlastní protažení EPBS. Práce na ražbách stanice potom budou přerušeny až do zajetí strojů za jámu E2 a následnému přepojení technologie, tedy asi do května 2012. Do té doby budou razičské osádky Subterra, a. s., vedené

SO 9021.07, and the partition wall has already been completed in SO 9021.08.

At present, final lining is being constructed in TP14 near the emergency bay, which is executed as shotcrete on membrane waterproofing. The final lining of TP13 is being prepared. It will consist of monolithic concrete and - starting from the intermediate ceiling - of shotcrete.

In the southern tunnel tube (both on the two- and three-lane tunnels), concrete floors in technical corridors have already been completed. The works are still in progress in the northern tunnel tube. Furthermore, surface treatment and paint works are being carried out in both the southern and northern tunnel tubes.

The works are proceeding in accordance with the valid construction schedule.

MYSLBEKOVA - PRAŠNÝ MOST TUNEL (BRUSNICE)

Driving including the invert and tunnel scaling, was completed on 1 September 2011. Since then, work on final lining construction has continued in the tunnels. Concreting of the lining in the northern tunnel tube is almost completed with the exception of portal section No. 1, which should be completed by mid-November. The tunnel shutter will then move from the northern to the southern tunnel tube and work on final lining sections will continue there. The invert in the southern tunnel tube has been finished since mid-September. 220 meters of complete invert have already been completed. Waterproofing and reinforced steel have been installed in advance of the concreting works.

The lower vaults of the ventilation duct have been completed and only one section of the top vault is missing. Concreting of the transition section between the ventilation duct and the shaft is being prepared. A custom made formwork will have to be manufactured for this non-standard section.

V.A METRO LINE EXTENSION

Once assembled at the end of June, the second mechanized shield S-610 set off on its journey towards Petřiny station and, on 12 July 2011, it commenced with driving the right tunnel. In the meantime, the first shield S-609 arrived at Petřiny station after 2.5 months of work. On 11 August 2011, the first EPBS breakthrough in the history of the Czech Republic took place, when the shield arrived at the left bench tunnel of the station. The second shield (S-610) followed its example after two months of work. Both tunnel boring machines, which are used to drive the single-track tunnels, were subject to considerable media interest. This was the case during the breakthrough into Petřiny station. The S609 shield (known as Tonda), which is driving the left track tunnel, was the first one to be honored this way. This festive moment of the breakthrough was a can't miss event for the representatives of Prague led by the mayor, Mr. Svoboda, as well as for the managers of the construction companies. The second shield, called Adéla, arrived at the station on 19 September. At that time, it had driven almost five hundred meters, and daily advance rates reached up to 24.0 meters - in particular thanks to the favorable geology and also thanks to the experience the crews gained on the Tonda shield. Adéla now must wait for completion of the concrete structures necessary for pulling it through the station and it will then continue driving the Petřiny – Veleslavin section. The section between the BRE1 shaft and Petřiny station was driven through layers of subhorizontally deposited claystone and sandstone formations. Water ingress between 1 and 10 liters per second (and occasionally up to 15 liters per second) was registered at the face. It is expected that after driving the left and right tunnel tubes, both shields will be moved over concreted floors through bench tunnels of Petřiny single-aisle station. The first shield - Tonda - resumed works on the left tunnel tube between Petřiny and Veleslavin stations on 5 October, having already improved its maximum daily advance to 27.0 m. While writing this article, the second shield - Adéla - is being pulled through Petřiny station in order to be able to start driving another right tunnel tube section at the beginning of November.

The first construction phase in the Petřiny station has already been completed. Both side excavations had been completed in advance in order to

manažerem projektu ing. Panuškou provádět únikový objekt ze stanice, což bude obnášet hloubení jámy a ražbu štol.

DÁLNIČNÍ D8 – 805 – LOVOSICE – ŘEHLOVICE

Na stavbě dálnice D8 – 0805 Lovosice – Řehlovice proběhla dne 4. 8. 2011 slavnostní a při současném dokončení definitivních obehzdívek tedy odložená prorážka obou tunelových trub, a to na pražském portálu tunelu Radejčín. Následně byly na pražském portálu prováděny výkopy a podkladní betony pro jižní tunelovou troubu v hloubené části tunelu. V hloubené části ústeckého portálu se provádí v době napsání příspěvku betonáž horních klebeň jižní tunelové trouby. Na navazujícím tunelu Prackovice probíhá zásyp konstrukcí hloubených úseků.

TUNELY VMO DOBROVSKÉHO

Všechny stavební práce na tunelech již byly dokončeny s výjimkou požárního vodovodu, který by měl být hotový do konce listopadu. Dále už budou probíhat jen dokončovací práce na technologickém vybavení tunelu.

Současně se opravují poškozené povrchové objekty. Ke dni uzávěrky tohoto čísla časopisu jich už bylo opraveno asi 50 %. Tyto opravy budou postupně pokračovat i v dalších letech, tak jak i doznívají vlivy ražby na povrchovou zástavbu.

TUNELY NA ŽELEZNIČNÍ TRATI PRAHA – ČESKÉ BUDĚJOVICE

ÚSEK: VOTICE – BENEŠOV U PRAHY

Práce na železniční koridorové stavbě se pomalu dostávají do další fáze své realizace. Novou plánovanou hodnotou totiž bude kompletní dokončení prvního ze čtyř zde budovaných tunelů, a to Olbramovického, který bude v listopadu předán investorovi a do konce tohoto roku má být jedna z jeho kolejí již uvedena do provozu.

Těsně před dokončením je také nejdelší Zahradnický tunel, a to včetně příslušející únikové štol.

INZERCE

Společnost Atlas Copco s.r.o. hledá uchazeče na pozici

Product Manager for Underground Equipment

In this position you will be mainly responsible for:

- Product Marketing
- Market Intelligence
- Liaise with the Product Divisions
- Prepare and control sales and profit
- Make regular field and customer visits

In case you are interested in this position, look for more information on www.atlascopco.com or write to hana.randakova@cz.atlascopco.com

Atlas Copco's Mining and Rock Excavation Technique business area provides equipment for drilling and rock excavation, a complete range of related consumables and service through a global network. The business area innovates for sustainable productivity in surface and underground mining, infrastructure, civil works, well drilling and geotechnical applications. Principal product development and manufacturing units are located in Sweden, the United States, Canada, China and India.



allow for EPBS shields pulling through the station. The central top heading of the single-aisle station will be driven (with certain limitations) during the period of EPBS technology presence in the station. Other driving works in the station are totally independent of the advance of the shields and from clearing the bench tunnels of EPBS logistics. The station should be completely free of transport and shield back-up technology by next spring. For these reasons, attention is currently primarily being paid to work on the auxiliary parts of the station, i.e., ventilation shafts and the escalator tunnel. The primary lining of the shaft is nearly completed. Construction of the escalator tunnel will start at the beginning of November. All parts of the Petřiny station, which are on critical path according to the schedule, have been completed and the construction is thus ahead of schedule.

Side tunnels are currently being driven in the Veleslavín station. At the time of the closing date, 89 m of the left station tunnel and 64 m of the right station tunnel were excavated. Both station tunnels will be completed once chainage has reached 100 m; after that, initial excavation for EPBS, support rings, and beds for pulling both machines through the station.

The tunnels should be ready for pulling the EPBSs through the station at the end of December and at the beginning of 2012. Excavation works in the station will be subsequently interrupted until both machines pass behind the E2 construction pit and after the technology will be re-connected, i.e., approximately until May 2012. Until then, the tunneling teams of Subterra a.s. led by ing. Panuška, the project manager, will construct escape facilities of the station consisting of shaft and gallery.

D8 MOTORWAY – 805 – LOVOSICE – ŘEHLOVICE

At the D8 motorway construction site – 0805 Lovosice – Řehlovice, 4 August 2011 was the festival day of final lining completion and postponed breakthrough of both tunnel tubes at Prague portal of Radejčín tunnel. Subsequently, excavation works and blinding concrete works were performed at Prague portal for the cut-and-cover tunnel section. At the time of writing this article, the top vault of the southern tunnel tube was concreted in the cut-and-cover part of the Ústecký portal. Cut-and-cover sections of adjacent Prackovice tunnel were already backfilled.

BRNO RING ROAD – DOBROVSKÉHO TUNNELS

All construction works on the tunnels have already been completed except the fire water supply pipeline, which should be finished before the end of November. After that, only finishing works on tunnel technology will be performed.

Damaged buildings on the surface are currently being repaired. About 50% of the buildings have been repaired as of the closing date of this article. The repairs will continue in the future as the impact of the tunnels on surface development will gradually fade away.

TUNNELS ON PRAGUE – ČESKÉ BUDĚJOVICE RAILWAY SECTION: "VOTICE – BENEŠOV U PRAHY"

Works on the railway corridor construction are gradually moving towards the next phase. The next milestone will be the complete completion of the first of four planned tunnels - Olbramovický. This tunnel will be handed over to the investor in November and operation on one of its rails should start before the end of the year.

The longest tunnel - Zahradnický - including relevant escape gallery is nearly completed.

In contrast, concreting and other finishing works are still taking place on the Tomice I and Tomice II tunnels. The final lining in the Tomice I tunnel has already been completed (with the exception of sidewalks and multi-channel). These works will be finished after completion of concreting in the nearby Tomice II tunnel. Handles, traction mains, and signs are currently installed here. In the Tomice II tunnel, both portals have been concreted and final lining construction has been advancing from the exit (Prague) portal. The final lining should be completed before the end of November. Landscaping is currently being completed at the entrance (Budějovický) portal.

Naproti tomu na zbývajících tunelech Tomice I a Tomice II ještě probíhají betonáže a další dokončovací práce. Betonáž definitivního ostění tunelu Tomice I je dokončena kromě chodníků a multikanálu. Tyto práce se dodělají po dokončení betonáže na sousedních Tomicích II. V současné době se zde montují madla, trakce a značení. Na tunelu Tomice II jsou potom vybetonovány oba portály a od jeho výjezdového (pražského) probíhá betonáž definitivního ostění, která by měla být hotova do konce listopadu. Na vjezdovém (budějovickém) portále se dokončují i terénní úpravy.

Všechny práce na všech výše zmíněných tunelech provádí firma Subterra, a. s., s kolektivy vedenými ing. Šponarem a ing. Němečkem, a to v souladu s harmonogramem stavby.

ŽELEZNIČNÍ TUNEL JABLUNKOV Č. 2

Po obnovení ražeb již byly dokončeny ražby horních bočních štol v havarovaném úseku. Z podle projektem dělené čelby tunelu byla štola A (levá horní) proražena, zatímco u štoly B (pravá horní) byl ponechán desetimetrový celík. Štoly tak mají délku 117 m (A), resp. 107 m (B). Ze štoly E (střed kaloty) bylo vyraženo 10 m a následně byla ražba opět v souladu s projektem zastavena. Šlo jen o to dosáhnout plné kaloty až do staničení 70 m, což se podařilo. Nyní probíhá zpětné vyztužení kaloty v úseku staničení 70–12 m nosníky HEBREX, což jsou práce, které by měly trvat ještě celý listopad.

Až budou vyztužovací práce v daném úseku dokončeny, umožní to provést příbírku operí a protiklenby v primárním ostění až do staničení 70, což je nyní fakticky začátek zavaleného úseku s dokončenými horními bočními štolami A a B. Tyto práce by měly být dokončeny k 1. únoru roku 2012. Zatím se plnění harmonogramu pracovníkům firmy Subterra, a. s., vedeným ing. Středulou daří.

*ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz, METROSTAV, a. s.,
ING. KAREL FRANCIK, Ph.D., kfranczyk@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.*

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNEL TURECKÝ VRCH

Stavba železničního tunela Turecký vrch délky 1775 m pokračovala v jesenných měsících betonážemi podkladných betónov a chodníkov s káblými trasami. Betonáž sekundárneho ostenia v tuneli bola na jeseň ukončená, zostávajú betonáže ostenia únikovej štólne, ktoré by mali prebiehať počas zimného obdobia. V tuneli zostáva na najbližšie obdobie už len realizácia pevnej jazdnej dráhy a potrubia požiarneho vodovodu. Prvá kolaj železničného úseku Nové Mesto nad Váhom – Zlatovce by mala byť uvedená do prevádzky v lete 2012. Investorm stavby sú Železnice Slovenskej republiky a zhotoviteľom združenie vedené spoločnosťou OHL ŽS, a. s., pričom ďalšími členmi združenia sú Skanska SK, a. s., Váhostav Sk, a. s., Doprastav, a. s. a Eltra, spol. s r. o.

VÝSTAVBA ÚSEKOV DIALNICE D1 S TUNELMI

Po tom ako Ministerstvo dopravy, výstavby a regionálneho rozvoja ukončilo v priebehu roku 2010 spoluprácu na dvoch projektoch verejno – súkromného partnerstva (PPP) na výstavbu a realizáciu diaľnic, vláda SR ohlásila záujem na pokračovaní výstavby diaľnice D1 štandardným spôsobom s kombinovaným financovaním z európskych fondov a štátneho rozpočtu. V priebehu roku 2011 pripravila a vyhlásila Národná diaľničná spoločnosť, a. s., niekoľko verejných súťaží na úsekoch diaľnice D1, ktoré boli pôvodne súčasťou tzv. prvého balíku PPP projektov. V septembri 2011 boli otvorené obálky s ponukami na výstavbu druhej časti úseku Jánovce – Jablonov pri meste Levoča s tunelom Šibenik dĺžky 600 m. Vyhodnotenie súťaže a uzatvorenie zmluvy s vybraným uchádzačom sa očakáva ešte v tomto roku. V októbri bola vyhlásená súťaž na úsek D1 Hubová – Ivachnová, ktorej súčasťou bude aj tunel Čebrať s dĺžkou 2026 m. Termín na odovzdávanie ponúk bol stanovený na január 2012. Ak obidve súťaže prebehnú podľa predpokladov, mohla by byť v roku 2012 začatá výstavba oboch spomenutých tunelov.

*ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s.*

All works on all above-mentioned tunnels are being carried out by Subterra, a.s. Teams are led by ing. Šponar and ing. Němeček and the construction is on schedule.

RAILWAY TUNNEL JABLUNKOV NO. 2

Since resumption of construction work, excavation of upper side wall drifts in the failed section have already been completed. From the face divided according to the design, gallery A (top left) has been completely excavated while a 10 cm rock section has been left in place in gallery B (top right). Galleries thus are 117 m (A) and 107 m (B) long. 10 meters of gallery E (central section of the top heading) have already been completed and the works were subsequently interrupted in accordance with the design. The aim was to excavate the full top heading up to the chainage of 70 meters. This has been achieved. The top heading between chainage 70 and 12 m is currently retroactively reinforced with HEBREX girders. These works will continue until the end of November.

Once the reinforcing works are completed, it will be possible to excavate the bench and invert in the primary lining up to the chainage of 70 meters, where the beginning of the collapsed section with completed upper side wall drifts A and B is currently located. These works should be completed before 1 February 2012. Subterra's teams, led by ing. Středula, are currently on schedule.

*ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz, METROSTAV, a. s.,
ING. KAREL FRANCIK, Ph.D., kfranczyk@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.*

THE SLOVAK REPUBLIC

TURECKÝ VRCH TUNNEL

Construction of the Turecký vrch railway tunnel, which will be 1,775 m long, continued during the autumn by blinding concrete placement and by construction of sidewalks with cable routes. Secondary tunnel lining had already been completed in the autumn, it is still necessary to finish the emergency gallery lining - these works will be performed during the winter. In the near future, it is only necessary to finish the carriageway and fire water distribution pipeline. The first track of Nové Mesto nad Váhom – Zlatovce railway tunnel should be put into operation in Summer, 2012. Investor of the construction project is Železnice Slovenskej republiky (Slovak Railway). Contractors have established a consortium led by OHL ŽS, a.s., its other members are Skanska BS, a.s., Váhostav - Sk, a.s., Doprastav, a.s., and Eltra, spol. s r.o..

CONSTRUCTION OF D1 MOTORWAY SECTION WITH TUNNELS

After the Ministry of Transport, Construction, and Regional Development completed cooperation on two public-private partnership (PPP) projects dealing with motorways construction in 2010, the Slovak government announced interest in continuing with D1 motorway construction in standard way using combined financing from the European funds and from the state budget. During 2011, Národná diaľničná spoločnosť a.s. (National Motorway Society) organized and announced several tenders for D1 motorway sections that had been originally part of so called first package of PPP projects. Envelopes with offers for construction of the second part of Jánovce – Jablonov close to Levoča town with Šibenik tunnel (600 m) were opened in September, 2011. It is expected that the tender will be evaluated and contract with selected bidder will be concluded before the end of this year. Another tender for D1 section between Hubová and Ivachnová was announced in October. This section will comprise Čebrať tunnel with the length of 2,026 m. Deadline for offers submission is in January, 2012. If both tenders take place as expected, construction of both tunnels could start in 2012.

*ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s.*

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

www.ita-aites.cz

ODBORNÝ ZÁJEZD DO RAKOUSKA SPOJENÝ S VÝJEZDNÍM ZASEDÁNÍ REDAKČNÍ RADY ČASOPISU TUNEL PROFESSIONAL TRIP TO AUSTRIA COMBINED WITH THE TRAVEL MEETING OF THE EDITORIAL BOARD OF TUNEL MAGAZINE

After last year's excursions in Germany to tunnels for the high-speed railway between Erfurt and Ebensfeld and the factory of the company Herrenknecht in Schwanau, in 2011, there was a professional trip of CzTA to Carinthia in Austria. The journey took place from 5 to 8 October 2011 and its main aim was the construction of the underground pumped storage power station, Reisseck II. Participants also visited the Grosser Mühlendorfer See dam, which will serve as the upper reservoir for the pumped storage power station, and the very interesting mining museum in Klagenfurt.

Po loňských exkurzích v Německu na tunely vysokorychlostní železnice mezi Erfurtem a Ebensfeldem a do výrobního závodu firmy Herrenknecht ve Schwanau směřoval v roce 2011 odborný zájezd CzTA do rakouských Korutan. Cesta se uskutečnila ve dnech 5. až 8. října 2011 a jejím hlavním cílem byla stavba **podzemní přečerpací vodní elektrárny (PVE) Reisseck II.**

Při cestě tam autobus s účastníky projel rekonstruovanou původní tunelovou troubou Tauernského tunelu, která byla znovu uvedena do provozu v červnu 2011. Tímto datem skončil obousměrný provoz v jedné troubě Tauernského tunelu. Někteří účastníci si mohli připomenout exkurzi CzTA v říjnu roku 2009, která směřovala na tehdy dokončovanou druhou troubu tunelu.

Prvním mimořádným zážitkem ve čtvrtek 6. 10. 2011 byla cesta na staveniště PVE Reisseck II. Autobus musel z údolí řeky Möll u městečka či vesnice Kolbnitz vystoupat na dvanácti kilometrech mnoha serpentínami asi 1000 výškových metrů. Naštěstí původní šterková



Obr. 1 PVE Reisseck II – cesta k ústí přístupového tunelu do kaverny (foto Přemysl F. Kuchař)

Fig. 1 Excursion participants on the way to Reisseck II pumped storage power station (photo courtesy of Přemysl F. Kuchař)

cesta byla pro příjezd těžkých i rozměrných nákladů na stavbu podstatně upravena, především poloměry zatáček byly zmírněny a silnice rozšířena. Dostala také nový asfaltový povrch. Výhled do údolí více a více připomínal pohled z okénka letadla.

Hlavní zařízení staveniště bylo vybudováno v roce 2010 na boku údolí Mühlendorfer Graben ve výšce 1600 m n. m. Je dimenzované pro 250 osob a má vše, co velká stavby potřebuje včetně betonárny. Pro tu se musí všechno kamenivo dovážet z údolí, vytižená rula nemá bohužel vhodné parametry.

V zasedací místnosti účastníky nejprve jeden z vedoucích pracovníků investora, kterým je Verbund Hydro Power AG, Dipl.-Ing. Manfred Freitag, seznámil s koncepcí a současným stavem stavby. PVE Reisseck II mimořádným způsobem doplní existující skupiny vodních elektráren Malta a Reisseck I/Kreuzeck. Oba dosud hydraulicky nezávislé systémy propojí a tím zvýší jejich přečerpávací kapacitu o 40 %. Elektrárna bude zpracovávat spád cca 600 m. Na stavbě se pracuje nepřetržitě a termín uvedení do provozu je stanoven na září 2014.

Kaverny

Elektrárna Reisseck II je umístěna v rulovém masivu dobré kvality s pouze menšími poruchami. Přístupná je asi 200 m dlouhým tunelem (obr. 1). Hlavní podzemní prostory PVE, jejichž výlom byl zahájen v březnu 2011, jsou:

- kaverna pro dvě turbosoustrojí, která je 58 m dlouhá, 25 m široká a 43 m vysoká (obr. 2). Její výlom byl členěn na sedm výškových úrovní;
- kaverna transformátorů (d – 60 m; š – 18 m; v – 15 m); výrub byl proveden ve dvou výškových úrovních.

Horní tlakový přivaděč

Razít se bude z prostoru pod Schoberboden plát, z místa které se nachází přibližně ve výšce 2200 m n. m. Od staveniště PVE se sem musela vybudovat nová komunikace 6,4 km dlouhá s dvanácti serpentínami. Po ní se dopravují díly otevřeného TBM, jehož montáž probíhá v podzemní montážní komoře. Průměr řezné hlavy je 7,03 m. Přivaděč je dlouhý 3,58 km a většinu jeho délky vyrazí TBM. Nejprve má sklon 0,7 % a za armaturní komorou (18x12x12 m) se sklon zvyšuje na 3 %. Poslední část pro zaústění (načepování) do existující přehrady Grosser Mühlendorfer See je ve sklonu 17,1 %. Po dokončení ražeb se TBM v hoře rozmontuje a jednotlivé díly se dopraví zpět vyraženým tunelem.

Podmínky pro ražbu otevřeným TBM mají být příznivé, v trase se má vyskytnout jen několik ne příliš rozsáhlých poruchových zón. Definitivní ostění bude betonové tl. 40 cm o vnitřním průměru 6,2 m.

Šikmá tlaková štola

Na horní tlakový přivaděč naváže šikmá tlaková štola o vnitřním průměru 3,6 m. Má délku 1413 m, z toho na šikmou část připadá 817 m a na vodorovnou 596 m. Měla být ražena TMB o profilu 4,3 m i konvenčně (vodorovná část). Tunelářsky právě šikmá část představuje největší problém vzhledem k poruchovým zónám. Definitivní konstrukce bude betonová s ocelovým pancířem o vnitřním průměru 3,6 m.

Po seznámení se stavbou si účastníci prohlédli podzemní kaverny PVE.

Další průběh exkurze

V pátek měla exkurze pokračovat prohlídkou vysokohorské přehrady Grosser Mühlendorfer See nad staveništem PVE Reisseck, ale časový

Tab. 1 Základní údaje o lanovce Reisseckbahn

Sekce	1 Zandlach – Schütter	2 Schütter – Trog	3 Trog – Schoberboden
Délka	1185 m	1260 m	1130 m
Převýšení	567 m	535 m	495 m
Průměrné stoupání	55 % (max. 82 %)	48 %	49 %



Obr. 2 Pohled do kaverny strojovny PVE
Fig. 2 View of the cavern of the pumped storage power station machine room

plán byl změněn. Rakouští kolegové nás varovali, že se blíží prudká změna počasí a prohlašovali, že zítra jak na staveništi elektrárny, tak na přehradě bude 30 cm sněhu. Z jejich předpovědi jsme byli trochu rozpačití, ale rozhodli jsme se páteční program uskutečnit ihned, tj. ve čtvrtek odpoledne.

V údolí Mölltal nastoupili účastníci v dolní stanici Zandlach do vagonu pozemní lanovky Reisseckbahn, která je vyvezla z cca 700 m n. m. na stanici Schoberboden ve výšce 2237 m n. m. Samotná lanovka je úctyhodné dílo. Je tvořeno třemi sekcemi, mezi kterým jsou dvě přestupní stanice (obr. 3, 4). Lanovka byla postavena pro dopravu materiálů na stavbu horských přehrad a její první sekce byla uvedena do provozu v roce 1950. Dnes slouží turistům, ale vedle toho zásobuje horský restaurant Reisseck a dopravuje potřebné pro údržbu přehrad (nad Grosser Mühlendorfer See je ještě přehrada Kleine Mühlendorfer See).

Na konečné stanici Schoberboden se musí ještě přestoupit do vláčku, který jede k horské restauraci. Než na své 3,3 km dlouhé cestě vjede do



Obr. 5 Pohled na přehradu Grosser Mühlendorfer See
Fig. 5 View of the Grosser Mühlendorfer See



Obr. 3 Přestupní stanice lanovky Reisseckbahn
Fig. 3 Transfer station of the Reisseckbahn funicular



Obr. 4 Kolejiště lanovky pod přestupní stanicí
Fig. 4 Funicular tracks under the transfer station

tunelu dlouhého skoro 2 km, viděli účastníci zařízení staveniště pro horní tlakový tunel, kam se dovážejí díly TBM. Pak museli účastníci zdolat asi 90 výškových metrů, aby se dostali na korunu hráze Grosser Mühlendorfer See (obr. 5). Do vnitřku přehrady se ovšem nedostali, protože pravidelná prohlídka se koná dopoledne v 10:00 hod.

Přicházející mlha signalizovala změnu počasí. Předpovědi byly přesné. Přes noc na pátek se silně ochladilo, v údolích přišlo a přes den i sněžilo. Lanovka nejezdila a na staveništi PVE Reisseck napadlo jistě 20 až 30 cm sněhu.

Náhradním programem byla návštěva velmi zajímavého **důlního muzea v Klagenfurtu** (Museum v hoře – Das Museum im Berg). Nachází se v podzemních prostorách a štolách vyražených z bývalého lomu na zelenou břidlici. Tato velmi kvalitní tvrdá hornina se používala od středověku jako stavební kámen pro hradby a další stavby



Obr. 6 Paradoxides Bohemicus – zkamenělina z Čech v klagenfurtském důlním muzeu
Fig. 6 Paradoxides Bohemicus – Czech fossil at Klagenfurt mining museum

v Klagenfurtu. Těžila se zde až do roku 1942, kdy bylo rozhodnuto vyrazit z lomu podzemní prostory pro protiletectký úkryt. Zachránilo se v něm v době náletů tisíce lidí.

Muzeum má tři sekce:

- velmi rozsáhlá a hodnotná je mineralogická sekce, jejímž základem byla sbírka Ing. Franze Müllera; největším exponátem je monokrystal kouřového křemene nalezený v roce 1981 – je 1 m vysoký, v obvodu má 1,5 m a váží 200 kg;

- sekce hornická – prezentuje velmi bohatou historii rudného hornictví v Korutanech i oblečení, nástroje a způsob života dřívějších horníků;
- paleontologická sekce provede návštěvníka 500 miliony let vývoje země; návštěvník z Čech zde nalezne i zkamenělinu ze své vlasti – Paradoxides Bohemicus (obr. 6).

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, sekretář CzTA ITA-AITES

ZAHÁJENÍ PŘÍPRAVY 12. MEZINÁRODNÍ KONFERENCE PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2013 COMMENCEMENT OF THE PREPARATION OF THE 12TH INTERNATIONAL CONFERENCE: UNDERGROUND CONSTRUCTION PRAGUE, 2013

The ITA-AITES Czech Tunnelling Association (CzTA) started to prepare the already 12th International Conference Underground Construction Prague, 2013, which will be held in Prague from 22nd to 24th April 2013. The Clarion Congress Hotel Prague premises in Prague 9 – Vysočany were again chosen as the conference venue. Parts of the conference will be a technical exhibition and a poster section.

Mr. Alexandr Butovič, Ph.D., is the chairman of the Organising Committee; Mr. Matouš Hilar, Ph.D. is in charge of the Scientific Council.

Organisation Agency: Guarant International s. r. o., Opletalova 13, 110 00 Praha 1, e-mail: ps2013prague@guarant.cz.

Connection to the conference secretariat: ps2013@satra.cz

Česká tunelářská asociace ITA-AITES (dále CzTA) zahájila přípravu již 12. Mezinárodní konference podzemní stavby Praha 2013, která se bude konat v Praze od 22. do 24. dubna 2013. Pro konferenci byly opět zvoleny prostory hotelu Clarion Congress Hotel Prague v Praze 9-Vysočanech. Součástí konference bude i technická výstava a posterová sekce.

Předsedou organizačního výboru je Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., a vědeckou radu povede doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.

Organizační agentura: Guarant International, s. r. o., Opletalova 13, 110 00 Praha 1, e-mail: ps2013prague@guarant.cz.

Spojení na sekretariát konference: ps2013@satra.cz

*ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, novotny@metrostav.cz,
sekretář CzTA ITA-AITES*

EDIČNÍ PLÁN ČASOPISU TUNEL NA ROK 2012 EDITORIAL PLAN FOR THE MAGAZINE TUNEL FOR 2012

Those interested in publishing and advertising in Tunel magazine should be aware that the deadlines in 2012 are as follows:

Issue 2/2012 – 26.3.2012; 3/2012 – 4.6.2012; 4/2012 – 14.9.2012 and no. 1/2013 has a deadline of 7.12.2012.

We must insist that you **keep to these terms** – articles are subject to editorial proceedings and are all translated into Czech!!!

Note: articles including graphic attachments must be delivered to the editorial office by the deadline; column contributions and advertisements may be delivered around 4 weeks later. When preparing articles, follow the instructions for authors (these can be found on www.ita-aites.cz, where you can also find the instructions for preparing advertisements).

Zájemce o publikování a inzerování v časopise Tunel upozorňujeme, že termíny uzávěrek v roce 2012 jsou následující:

čís. 2/2012 – 26. 3. 2012; 3/2012 – 4. 6. 2012; 4/2012 – 14. 9. 2012 a č. 1/2013 má uzávěrku 7. 12. 2012.

Žádáme naléhavě o **dodržování termínů** – články procházejí recenzním řízením a všechny jsou překládány do anglického jazyka!!!

Pozn.: do termínu uzávěrky musí být dodány do redakce články včetně grafických příloh; příspěvky do rubrik časopisu a inzeráty mohou být dodány asi o 4 týdny později. Při přípravě článků dodržujte pokyny pro autory (lze je nalézt na www.ita-aites.cz, kde jsou i pokyny pro přípravu inzerátů).

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, sekretář CzTA ITA-AITES

Pozvánka na odborný seminář Olšanka 2012

ARCADIS Geotechnika, a. s., pořádá společně s Českou silniční společností dne 29. 2. 2012 již 16. odborný geotechnický seminář, který se uskuteční v kongresovém centru hotelu Olšanka v Praze 3. Letošním hlavním tématem semináře budou

Přechody mostů pozemních komunikací

Odborným garantem semináře je Ing. Vítězslav Herle z ARCADIS Geotechnika, a. s.

Seminář je určen především projektantům inženýrských a dopravních staveb, pracovníkům investorských organizací a zhotovitelských stavebních firem, inženýrským geologům i geotechnickým specialistům. Seminář je zařazen do projektu celoživotního vzdělávání ČKAIT a bude pravděpodobně hodnocen jedním kreditním bodem.

Součástí semináře bude doprovodná výstava odborných firem.

Na semináři bude předneseno osm příspěvků včetně přednášky

Transit zones earthworks – structure. Spanish experience and innovations

(Přechodové oblasti ze zemních těles na konstrukce. Španělské zkušenosti a inovace)

kterou přednese španělský odborník Dr. Francisco Cabrera Jerónimo, ADIF, Ministerstvo stavebnictví, Španělsko

Pozvánky včetně závazných přihlášek budou rozepisovány během ledna 2012. Více informací najdete na

www.arcadisgt.cz