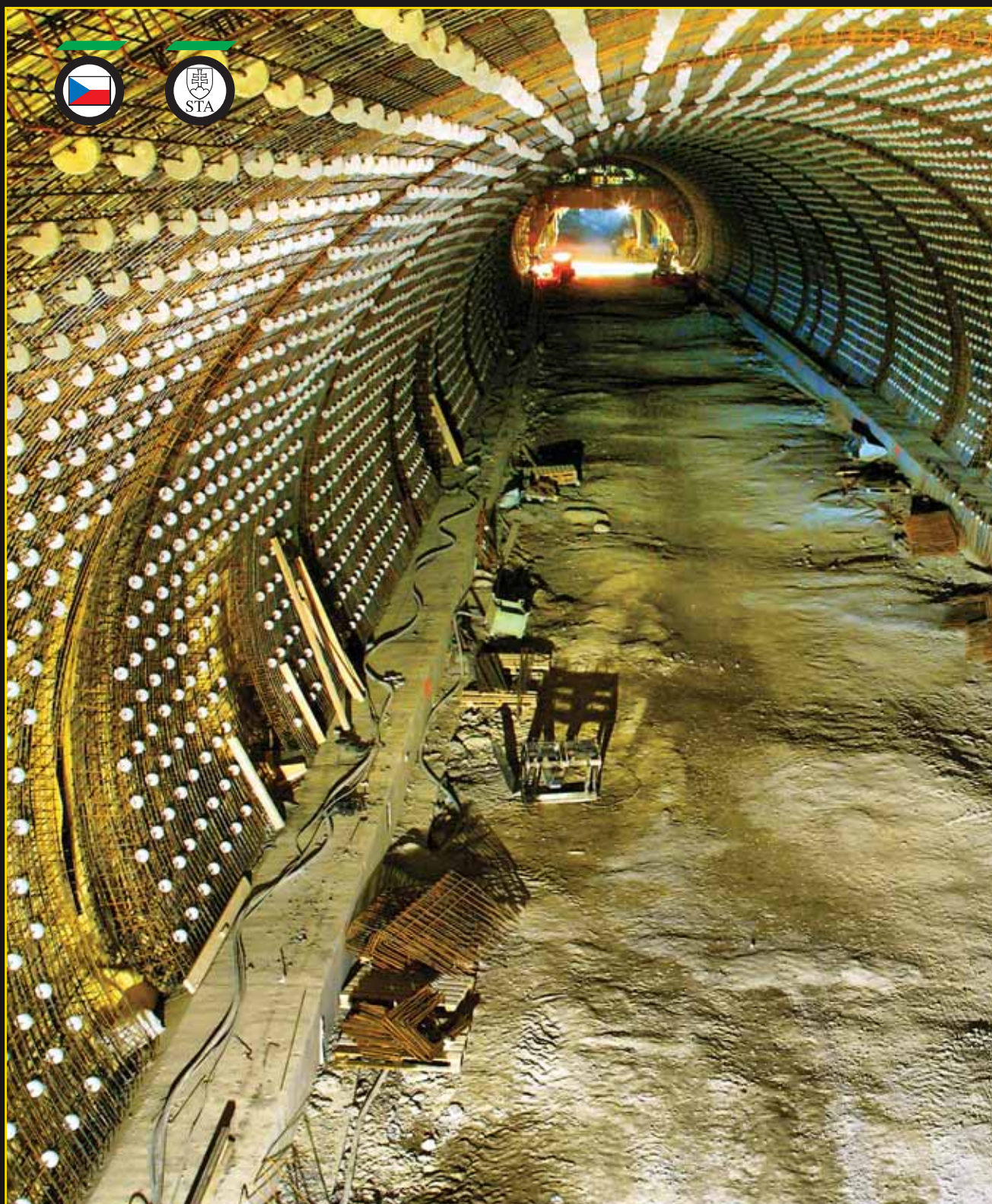


Tu nel

č. 4
2009

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





Vážené čitateľky a čitatelia časopisu Tunel,

nielen v odborných kruhoch, ale aj v radoch širokej verejnosti k najviac obdivovaným objektom v odbore dopravného staviteľstva patria mosty. A právom. Na moste sa dajú obdivovať nielen odvážne konštrukčné riešenia, ale aj vydarené architektonické stvárnenie viditeľné zo všetkých strán. Netýka sa to len mostov z kategórie megastavieb. V mnohých prípadoch obdivujeme aj menšie alebo aj celkom malé mosty, ak sú zaujímavé konštrukčne a materiálovo stvrnené a pekne začlenené do prírodného alebo urbánneho prostredia. Na moste je, jednoducho povedané, všetko exteriérom, kým pri tuneloch exteriér takmer úplne chýba. Konštrukciu tunelovej rúry obostiera plášť horninového masívu. Po celej dĺžke vnímame z neho iba jeho interiéru. Tak sa dostávame pri porovnávaní mostov s tunelmi k najväčšiemu rozdielu. Tunely sú pred naším zrakom ukryté a zapamätáme si z nich nanajvýš vstupné portály, kým mosty sú viditeľné už zďaleka a zo všetkých strán. Aj verejnosť mosty prijíma s oveľa väčším pochopením. O svoju priazeň sa tunely musia uchádzať oveľa komplikovanejšie a dlhšie. Okrem toho, na svoju prezentáciu majú oveľa kratší čas. Tunel spravidla prejdeme za niekoľko sekúnd, nanajvýš minút a zapamätáme si z neho iba portálové objekty. To ale nič nemení na fakte, že ako projekčná, tak realizačná stránka výstavby tunelov v ničom nezaostáva v náročnosti za spomínanými mostami. Tomuto tvrdeniu celkom určite nebudú odporovať hlavne projektanti tunelov a ich organizácie, ktorým je venované toto číslo časopisu Tunel.

Prvá z firiem, firma AMBERG ENGINEERING BRNO, a. s., Brno je súčasťou veľkej skupiny firiem Amberg. Druhou firmou je projektová, inžinierska a konzultačná firma IKP Consulting Engineers, s. r. o., so sídlom v Prahe. Neprislúcha mi vo svojom úvodníku hodnotiť tieto firmy, predstavia sa v tomto čísle nášho časopisu samé. Obe sú renomované a známe projekčné organizácie, ktoré bezpochyby už majú svoje pevné miesto v tunelovom staviteľstve tak v oboch našich štátoch ako aj v zahraničí. V tomto čísle nájdete niekoľko zaujímavých článkov, ktorých autormi sú práve zástupcovia týchto firiem.

Časopis Tunel je už niekoľko rokov nástrojom, ktorý pomáha osvetliť problematiku výstavby a prevádzky tunelových stavieb prevažne pre úzku cieľovú skupinu odborníkov zainteresovaných na príprave, financovaní, projektovaní, výstavbe, riadení prevádzky a bezpečnosti tunelov a operáciách stváňiacich s bezpečnosťou a odstraňovaním havárií. Svojimi článkami, fotografiami a reklamou obnažuje tunelové stavby, aby sa aspoň čiastočne zviditeľnili medzi ostatnými dopravnými stavbami. Ambíciou časopisu je, prirodzene aj propagácia využívania podzemných priestorov na mnohé ďalšie účely. Túto svoju rolu určite plní, čo dokazuje v posledných rokoch zvyšovaním nákladu a rozširovaním rozsahu.

V najbližšom období nás čaká na Slovensku veľký štart tunelových stavieb. Všetci dúfame, že ho už nič neohrozí a budeme svedkami širokej spolupráce slovenských a českých tunelárov, ktorá sa už v týchto rokoch uplatňuje hlavne na tunelových stavbách pražského okruhu. Pod hlavičkou domácich, ale aj zahraničných tunelových firiem pracuje mnoho schopných slovenských a českých odborníkov, ktorých spája láska k tomuto odboru. Nedostatočná naplnenosť domáceho stavebného trhu tunelovými stavbami nútila doteraz hlavne slovenských tunelárov hľadať uplatnenie v zahraničí. Všetko zlé je však na niečo dobré, a to stále platí. Skúsenosti zo zahraničia určite naplno uplatnia na domácich stavbách, ktoré na nich v krátkej budúcnosti čakajú.

Preto mojím priánim je, aby táto dobrá spolupráca naďalej trvala a želám si, aby to neboli len tie mosty, čo od nepamäti ľudí spájali.

*Ing. Ondrej Vida
člen redakčnej rady*

Dear TUNEL readers,

It is not only in professional circles but also among the general public that bridges are counted among the most admired structures in the field of transport-related construction projects. They are entitled to it. Apart from the bold structural design, the excellent architectural design, visible from all sides, also deserves appreciation. This statement does not apply only to bridges from the category of megastructures. Often we even admire smaller or even rather small bridges if they are interesting as far as the structure is concerned and nicely incorporated into the landscape of or urban environment. Simply put, everything that forms a bridge is the exterior, while there is no exterior in the case of a tunnel. A tunnel tube structure is enveloped by ground. We can only perceive its interior throughout its length. This is how we arrive at the biggest difference when comparing bridges with tunnels. Tunnels are hidden from our sight and the only thing we may remember are entrance portals, while bridges are visible already from a great distance and from all sides. Even the public accepts bridges with greater understanding. Tunnels must strive for favour in a more complicated way and for a longer time. In addition, the time they have available to present themselves is much shorter. Our passage through a tunnel takes mostly several seconds or minutes, at the most. We can retain in our memory only its portal structures. However, that does not alter the fact that the designing work and construction work on tunnels does not fall behind the above-mentioned bridges in terms of exactingness. This statement will certainly not be contradicted, first of all, by tunnel designers and their organisations, to which this TUNEL issue has been dedicated.

The first of these organisations, AMBERG ENGINEERING BRNO, a. s., Brno, is part of a big group of companies, Amberg. The other company is Prague-based IKP Consulting Engineers, s. r. o., a designing, engineering and consultancy firm. It is not for me to evaluate these companies in my editorial. They will introduce themselves in this issue of our magazine. They are both renowned and famous design organisations, which have already won firm positions within the tunnel construction industry in both of our countries and abroad. You can find several interesting papers in this issue by authors representing these companies.

TUNEL journal has been for several years a tool helping to clarify problems of construction and operation of tunnels, mostly for a narrow target group of professionals involved in the preparation, funding, designing and construction of tunnels, tunnel operation management, safety in tunnels and operations connected with the safety and remedying of accidents. It exposes tunnel structures through its articles, photographs and advertisements so that they are made visible, at least partially, among other transport-related structures. Naturally, an ambition of the journal is also to promote the use of underground spaces for many other purposes. It is certainly successful in this role; it has proved this success in recent years by increasing the print run and broadening the content.

In the nearest future, we expect a great start of tunnel construction projects in Slovakia. We all hope that there is nothing now that could jeopardise it and that we will witness broad collaboration of Slovak and Czech tunnellers, which has acquitted itself well during recent years, first of all at constructions of tunnels on the Prague City Ring Road. Employed by domestic and foreign tunnel construction companies, there are many competent Slovak and Czech professionals who are joined together by their love to this branch of industry. The insufficient volume of work available on the domestic market has forced tunnellers, first of all those from Slovakia, to seek fulfilment abroad. Nevertheless, there is no great loss without some small gain. They will certainly use the experience gained abroad in Slovakian construction projects, which are awaiting them in the close future.

My desire therefore is that this good collaboration continues to exist. I believe that bridges will not remain the only means of connecting people, existing for time immemorial.

*Ing. Ondrej Vida
Member of Editorial Board*





VÁŽENÉ KOLEGYNĚ, VÁŽENÍ KOLEGOVÉ,

s potěšením jsem přijal možnost vás oslovit v úvodníku podzimního vydání časopisu TUNEL, a to nejen úvodním slovem, ale i některými články přibližujícími vám naše konkrétní projekty z posledního období. Dovolím si říci, že „hlavní pevný kořen“ naší firmy vyrůstá z dlouhé skutečně evropské tradice podzemního stavitelství dané jak vysokou odborností a zkušenostmi podloženými aplikací moderních postupů a technologií, tak i důrazem na kvalitu a hájení zájmů zákazníka. Firma IKP Consulting Engineers vychází v oblasti tunelů z dlouholeté tradice firmy ILF Consulting Engineers, ze které vznikla a na jejíž zkušenosti navazuje. Získání pozice na českém trhu nebylo zejména v počátcích firmy jednoduché, naše činnost se orientovala především na studii a poradenské činnosti. Z tohoto období lze uvést projekt rekonstrukce Nelahozevských tunelů, konzultační činnost pro investora při výstavbě tunelu Mrázovka nebo technickou pomoc pro zhotovitele po zřícení moravského portálu tunelu Hřebeč. K prvním velkým projektům určitě patří realizační dokumentace tunelu Branisko na Slovensku, kde jsme, kromě mnoha dalších technických úprav původního řešení, použili z důvodu zajištění stability východního portálu tunelu poprvé na území bývalého Československa tzv. konstrukci „želvy“. Rostoucímu významu železniční dopravy a potřebě modernizace tratí odpovídala řada projektů železničních tunelů. Patří k nim projekty tunelů Vepřek, Malá Huba, Hněvkovský I, Votický, Olbramovický, Tomický I nebo technicky náročný projekt nového Třebovického tunelu prováděného v bobtnavých jílech. První realizační projekt železničního tunelu Vepřek pro nás představoval šanci ukázat zkušenosti s NRTM. Výsledkem bylo ocenění Stavba roku 2004 za uplatnění nových technologických postupů a zkvalitnění parametrů železničního koridoru. Realizační dokumentace tunelu Libouchec na dálnici D8 umožnila prosazení další ze zahraničních zkušeností – použití nevyztuženého definitivního ostění, i když jeho prosazení nebylo jednoduché a neobešlo se bez určitých potíží. Jiná situace již byla při provádění supervize realizační dokumentace tunelů Nového spojení v Praze. Díky pozitivnímu přístupu zástupců SŽDC i dodavatelské firmy Metrostav se nám podařilo iniciovat použití nevyztuženého ostění podstatně rychleji a se zdárným koncem.

Velkou prověrkou naší práce jsou realizační projekty, kde se i sebemenší chyba okamžitě projeví. Po úspěšné realizaci tunelů Vepřek, Libouchec, náročném projektu únikové šachty tunelu Březno nebo tunelů stavby 513 na silničním okruhu kolem Prahy lze konstatovat, že jsme v prověrce obstáli. Naše práce přináší kromě precizní dokumentace i četné úpravy technického řešení, vedoucí jak k úspoře investičních nákladů, tak ke zjednodušení realizace a následného provozování tunelů. Jedním z příkladů je i technické řešení vzduchotechnického objektu Nouzov na stavbě 513 publikované v tomto čísle časopisu TUNEL.

Vážíme si i důvěry zhotovitelů firem, které se na nás obrací i v případě problémů při provádění. Kromě sanace zříceného portálu a části tunelu Hřebeč jsme asistovali na straně zhotovitele i při zmáhání rozsáhlého závalu a vyproštění tunelovacího stroje na tunelu Březno. Po opakovaných závalech na tunelu Blanka v Praze provádí naše firma i supervizi realizační dokumentace této stavby. V současné době pracujeme na realizační dokumentaci tří železničních tunelů na traťovém úseku Votice – Benešov, který tvoří část významného železničního spojení Praha – Linč. Českou premiérou na těchto tunelech je náš návrh na použití vodonepropustného ostění tunelu Votický v délce 590 m. Věříme, že aplikací zahraničních zkušeností při projektování i provádění poradenské činnosti v oblasti podzemních staveb přispíváme k posunu českého tunelářství na světovou úroveň.

Železná opona na dlouhou dobu uzavřela našim odborníkům kontakt s tunelářsky vyspělými zeměmi, a i když v tomto roce slavíme 20. výročí pádu komunismu v naší republice, stále se ještě objevují mezery, které způsobilo přerušení tunelářské tradice v České republice. Společnost IKP Consulting Engineers, s. r. o., působí od roku 2004 jako ryze česká firma pod dnes známým názvem s kanceláři v Praze, Plzni, Českých Budějovicích a na Slovensku v Bratislavě, Košicích a Žilíně. Skutečnost, že nejsme klasickým projektovým ústavem, ale konzultační kanceláří poskytující úplný inženýrský servis zákazníkům, chceme dokumentovat i v tomto čísle časopisu uveřejněným článkem o nově vznikajícím tunelu v Českém Krumlově.

Věřím, že vás jako čtenáře i z krátkého představení témat naší práce zaujmou. Závěrem bych chtěl popřát všem zákazníkům našich kanceláří v České republice i na Slovensku i vám, čtenářům časopisu TUNEL, hodně štěstí v celém příštím roce 2010 a mnoho úspěšně realizovaných projektů.

Zdráhů!

DEAR COLLEAGUES,

It is a pleasure for me to be given the opportunity to address you through the autumn issue of TUNEL journal, not only through this editorial but also through several papers outlining concrete projects of ours, which have been implemented in the recent period. I am taking the liberty of saying that the “main, principal roof” of our company has grown from the long, truly European, tradition of underground engineering characterised by great expertise and lots of experience gained by applying modern procedures and technologies, as well as placing stress on quality and protecting our customers’ interests. IKP Consulting Engineers, s.r.o., starts, in the field of tunnels, from the long-standing tradition of the ILF Consulting Engineers company, from which it originated and the experience of which it follows up. The objective to win a position on Czech market was not at all simple to attain, especially in the beginning. Our activities were focused mainly on studies and consultancy. From this period, we can mention the Nelahozeves tunnel reconstruction design, consultancy for the owner during the Mrázovka tunnel construction or technical assistance for the contractor after the collapse of the Moravian portal of the Hřebeč tunnel. One of the first large designing contracts certainly was the detailed design (the means and methods design) for the Branisko tunnel, Slovakia, where we used, apart from many other technical modifications of the original solution, a method referred to as a “turtle shell” (a variant of the cover-and-cut technique) to ensure the stabilisation of the eastern portal. It was the first application in former Czechoslovakia. The growing importance of railway transport and the need for upgrading railway tracks was reflected in the need for railway tunnels and designs for them. Let me mention the Vepřek, Malá Huba, Hněvkov I., Votice, Olbramovice and Tomice I tunnels or a technically complicated design for the new Třebovice tunnel, passing through swelling clays. The first detailed design for the Vepřek rail tunnel presented an opportunity for us to show our experience with the NATM. It resulted into the Construction of the Year 2004 award made to our company for implementing new technological procedures and improving parameters of a railway corridor. The detailed design for the Libouchec tunnel on the D8 motorway allowed us to introduce another element of our foreign experience – the use of unreinforced final lining, despite the fact that pushing it through was not simple and could not be done without certain problems. The situation was already different when the supervision over the detailed design for the New Connection tunnels in Prague was being carried out. Owing to the positive attitude of representatives of the Railway Infrastructure Administration (SŽDC) and the contractor, Metrostav a.s., we managed to initiate the use of an unreinforced lining significantly faster and with a successful end.

Detailed designs, where any merest error immediately comes out, are great tests of our work. After the successful completion of constructions of the Vepřek and Libouchec tunnels as well as the complex design for an escape shaft on the Březno tunnel or tunnels on construction lot 513 of the Prague City Ring Road, it is possible to state that we have stood the tests. Our work does not mean only producing precise design documents. It often calls for modifications of technical solutions, leading to both savings in capital expenditures and simplifying the construction process and the subsequent tunnel operation. One of the examples is the technical solution for the Nouzov ventilation station on construction lot 513, which is presented in this TUNEL journal issue.

We also appreciate the trust of construction contractors, who have turned to us even in the cases of problems encountered during the course of construction. Apart from the rehabilitation of the collapsed portal and part of the Hřebeč tunnel, we assisted, on behalf of the contractor, in the restoration of the extensive Hřebeč tunnel collapse and uncovering of the tunnelling machine buried in the collapse. After the repeated collapses of the Blanka tunnel, Prague, our firm is carrying out supervision over the means and methods design for this project. At the moment we are working on the design of means and methods for three rail tunnels on the Votice – Benešov track section, which forms a part of the important rail line between Prague and Linz. The above-mentioned tunnels saw a Czech premiere in the form of our proposal to use a water retaining lining for the 590m long Votice tunnel. We believe that, through applying foreign experience in the design and consultancy process in the field of underground construction, we have contributed to the process of shifting the Czech tunnel construction industry up to the worldwide level.

The Iron Curtain had closed the contact with countries boasting advanced tunnelling industries for our specialists for a long time. Gaps resulting from the break in the tunnel construction tradition in the Czech Republic keep emerging, despite the fact that we are celebrating the 20th anniversary of the fall of communism in our republic. IKP Consulting Engineers, s.r.o. has worked as a purely Czech company since 2004, under its, today well known, name, with its offices in Prague, Plzeň, České Budějovice and in Bratislava, Košice and Žilina, Slovakia. We would like to document the fact that we are a consultancy office providing the full scope of engineering services for our clients, not a classical designing institute, by publishing a paper on a newly originating tunnel in Český Krumlov in this TUNEL issue.

I believe that even the short introduction will attract your attention to our work topics. To conclude, I would like to wish all customers of our offices in the Czech Republic and Slovakia, as well as you, TUNEL journal readers, lots of luck throughout the next year 2010 and many successfully implemented projects.

God speed you!

DIPL.-ING. BORIS KLEMENT

**jednatel společnosti IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.
Acting Secretary of IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.**



VÁŽENÍ ČTENÁŘI,

dovolte mi, abych vám v krátkosti přiblížil profil skupiny firem AMBERG Group, jejíž součástí je i společnost AMBERG ENGINEERING Brno, a. s.

Jádrum a největší součástí Amberg Group je AMBERG ENGINEERING AG. Zakladatelem první projektové kanceláře Amberg specializované výhradně na podzemní stavby byl pan Dr. Rudolf Amberg. Stalo se tak v roce 1966 v městečku Sargans ve Švýcarsku. Následovalo postupné otevírání dalších kanceláří v kantonech Curych, Chur a Bern. Všechny kanceláře ve Švýcarsku jsou součástí jedné akciové společnosti AMBERG ENGINEERING AG. Nejstarší zahraniční filiálkou je právě AMBERG ENGINEERING Brno, a. s., založená v říjnu 1993. Následovaly další zahraniční pobočky v Singapuru (SGP), v Bratislavě (SK) a v Madridu (E).

Dnes jsou firmy AMBERG ENGINEERING AG (CH), AMBERG ENGINEERING Brno, a. s. (CZ), AMBERG ENGINEERING Slovakia s. r. o. (SK), AMBERG Infraestructuras S. A. (E) a AMBERG & TTI ENGINEERING Ltd (SGP) samostatné právní subjekty s jedním většinovým vlastníkem a v rámci AMBERG Group jsou si vzájemně rovné.

Dalšími součástmi AMBERG Group jsou dvě švýcarské akciové společnosti. AMBERG TECHNOLOGIES AG se zabývá měřeními a průzkumy včetně vývoje a výroby měřicích zařízení a softwaru pro podzemní stavby. Společnost Versuchsstollen Hagerbach AG (VSH) sídlí v podzemních prostorách nedaleko Sargans a věnuje se praktickému výzkumu a vývoji v nejrůznějších oborech podzemních staveb. Je možné zde provádět v měřítku 1:1 veškeré činnosti související s podzemními stavbami – nasazení razicích strojů, vyztužování a zpeňování hornin, budování jakéhokoli ostění tunelů, zkoušení stavební chemie, požární výcvik, trhací práce apod. Je zde k dispozici akreditovaná laboratoř mechaniky hornin, podzemní betonárna s akreditovanou laboratoří pro zkoušení betonu, plně vybavené školicí centrum, specializované centrum pro výcvik požární techniky a hasičů při zásahu v podzemí, podzemní střelnice a k tomu samozřejmě kompletní zázemí pro veškeré uvedené činnosti v podzemí. Podzemní prostory VSH jsou rovněž bohatě využívány ke komerčním účelům. Jednou z největších akcí, které se zde jednou za tři roky pořádají, je bezesporu podzemní veletrh IUT s pravidelnou účastí všech světových firem v oblasti podzemního stavitelství a tisíců návštěvníků.

Jednou z obrovských výhod všech členů skupiny AMBERG Group je synergie mezi všemi jejími členy. Výsledky, úspěchy, neúspěchy, zkušenosti a poznatky (AE know-how) ze všech realizovaných zakázek po celém světě jsou vždy a plně k dispozici celé skupině AMBERG Group.

AE Brno působí převážně na českém trhu v oblasti projektování podzemních staveb, speciálního zakládání, sanací sesuvů, sanací podzemních staveb, mostů a s tím souvisejících inženýrských činností. Součástí brněnské filiálky je i oddělení AMBERG TECHNOLOGIES, které se významně podílí na vývoji veškerého softwaru AMBERG TECHNOLOGIES pro měření v podzemí.

AE Brno patří v ČR k menším projektovým kancelářím, ale přesto se může pochlubit jedním z primátů v České republice. Je to projekt Pisáreckého tunelu v Brně, který byl poprvé v ČR projektován a následně i realizován včetně ostění ražených úseků z prostého betonu důsledně observační metodou (též nazývanou NRTM).

V současné době můžeme být svědky postupného vznikání třetí dimenze životního prostoru, což dnešní podzemní stavby rozhodně jsou. Do podzemí se dnes stěhuje všechno, co na povrchu překáží, způsobuje problémy nebo jakýmkoli způsobem omezuje využívání zemského povrchu lidmi. Obdobně jako se ve středověku začala stěhovat do podzemí kanalizace a vodovodní přivaděče, stěhuje se do podzemí dnes především doprava, skladování nejrůznějších materiálů a nebezpečných látek, čistírný odpadních vod, životní prostředí narušující výroba, výroba, výzkum a vývoj vyžadující specifické konstantní prostředí, jaderné laboratoře apod. Prakticky neexistuje žádné průmyslové odvětví či vědeckotechnický obor, pro které by podzemní prostory nebyly nějakým způsobem s výhodou využitelné. A všichni členové AMBERG Group jsou připraveni tyto směle projekty navrhovat a podílet se na jejich realizaci.

ING. VLASTIMIL HORÁK

*člen představenstva a ředitel AMBERG ENGINEERING Brno, a. s.
Member of the Board and Director of AMBERG ENGINEERING Brno, a. s.*

DEAR READERS,

Allow me to briefly introduce to you the profile of AMBERG Group, with its part, AMBERG ENGINEERING Brno, a.s.

The core and largest part of Amberg Group is AMBERG ENGINEERING AG. The first Amberg designing office which was specialised solely in underground construction was founded by Dr. Rudolf Amberg. It happened in the small town of Sargans in Switzerland in 1966. Opening of other offices in the cantons of Zürich, Chur and Bern followed step by step. All offices in Switzerland are parts of one joint-stock company, AMBERG ENGINEERING AG. Our AMBERG ENGINEERING Brno, a. s., founded in October 1993, is the oldest foreign affiliation. Other foreign affiliations in Singapore (SGP), Bratislava (SK) and Madrid (E) followed.

Today AMBERG ENGINEERING AG (CH), AMBERG ENGINEERING Brno, a. s. (CZ), AMBERG ENGINEERING Slovakia s. r. o. (SK), AMBERG Infraestructuras S. A. (E) and AMBERG & TTI ENGINEERING Ltd. (SGP) are independent legal entities with one major owner. They are equals within AMBERG Group.

Other parts of AMBERG Group are two Swiss joint-stock companies. AMBERG TECHNOLOGIES AG is involved in measurements and surveys, including the development and production of measurement equipment and software for underground construction. Versuchsstollen Hagerbach AG (VSH) company seat is in underground spaces near Sargans. Its business comprises practical research and development covering widely assorted fields of underground construction. It is possible to carry out full-scale all activities associated with underground constructions: applying excavation equipment, reinforcing and consolidating ground, installing any type of tunnel lining, building chemistry testing, fire training, blasting etc. The facility has its own accredited rock mechanics laboratory, an underground batching plant with an accredited concrete testing laboratory, a fully equipped training centre, a specialised centre for training in operation of fire-fighting equipment and fire fighters intervention during an underground fire, an underground firing range and, of course, all back-up facilities for all of the above-mentioned underground activities. The underground spaces are also widely used for commercial purposes. One of the greatest events which are held there every three years is, undoubtedly, the IUT underground fair, which is regularly attended by all world's leading companies in the field of underground construction and thousands of visitors.

One of great advantages of all AMBERG Group members is synergy among all of them. Results, achievements, failures, experience and AE know how from all contracts carried out all over the world are always available throughout AMBERG Group.

AE Brno operates mostly on the Czech market, in the areas of designing for underground constructions, specialist foundation, stabilisation of slides, rehabilitation of underground structures, bridges and engineering activities associated with these areas. Part of the Brno affiliation is the AMBERG TECHNOLOGIES department, which significantly participates in developing of all AMBERG TECHNOLOGIES underground measurement software.

Even though AE Brno belongs among smaller designing offices in the Czech Republic, it can boast primacy as far as the Pisárky tunnel in Brno is concerned. This tunnel was the first in the Czech Republic to be designed and subsequently constructed using the observational method (called also the NATM), including an unreinforced concrete lining in mined tunnel sections.

Currently, we can see the gradual origination of the third dimension of the living space, certainly represented by today's underground structures. Nearly everything that is in the way, causes problems on the surface or restricts the use of the earth's surface by people moves today underground. Similarly to the Middle Ages when sewerage and aqueducts started to move underground, today it is above all transportation, storing of wildly assorted materials and dangerous substances, water treatment plants, production causing damage to the environment, production, research and development requiring a specific constant environment, nuclear laboratories etc. that are moved underground. Virtually no other branch of industry or scientific-technical branch exists for which the use of underground spaces would not be in a way advantageous. All members of AMBERG Group are prepared to carry out designs for these bold projects and participate in their implementation.

KRÁLOVOPOLSKÉ TUNELY V BRNĚ – HLOUBENÁ ČÁST ŽABOVŘESKY KRÁLOVO POLE TUNNELS, BRNO – ŽABOVŘESKY CUT-AND-COVER SECTION

LUBOMÍR KOŠÍK, JAROSLAV LACINA

ÚVOD

Hloubená část Žabovřesky navazuje na raženou část Královopolských tunelů, která již byla obsáhle pojednána v článku časopisu Tunel v čísle 1/2009. Hloubená část Žabovřesky představuje rozsáhlý soubor stavebních objektů budovaných mnoha různými technologiemi a vyznačuje se obzvláštními nároky na koordinaci a postup projekčních prací. Výstavbu značně komplikují přeložky inženýrských sítí, organizace veřejné dopravy stavenišťem, blízkost rezidenční zástavby, náročné statické řešení a další faktory. Pro potřeby výstavby hloubených tunelů byla provedena stavební jáma tunelu I a II, v době vzniku článku probíhala betonáž železobetonových rámců tunelu I a připravovala se výstavba tunelu II. S předstihem byla provedena konstrukce definitivního portálu.

GEOLOGICKÉ POMĚRY

Svrchní vrstvy jsou tvořeny převážně konstrukčními vrstvami stávajících vozovek o mocnosti až 1 m. Stavební jáma tunelu I zastihne pouze souvrství neogenních jíílů. Hloubením stavební jámy tunelu II je odkryt i kvartérní pokryv, který tvoří spraše a sprašové hlíny, popř. podložní fluviaální sedimenty – jíilovité hlíny. Nejvíce zastižené zeminy neogenního masivu mají charakter soudržných zemín – jíílů nebo jíilovitých hlín převážně pevné nebo méně tuhé konzistence. Podzemní voda byla zjištěna v provedených vrtech IG průzkumu jen ojediněle. Bývá vázána na bázi tenkých vrstev písků a štěrků při povrchu terciérních jíílů. Z povrchu potrháných jíílů se ztrácí podél trhlinek do hlubších poloh v terciéru. V prostoru stavební jámy Žabovřesky byla voda konstatována pouze v oblasti kolem provizorního portálu tunelu II, a to pouze v archivních vrtech.

PAŽENÍ STAVEBNÍ JÁMY

Pažení stavební jámy tunelu I bylo navrženo jako rozepřené pilotové stěny v osové vzdálenosti 14,15 m. Stavební jáma tunelu II je řešena obdobně, zasahuje však svojí pravou stranou do svahu zářezu Žabovřeské a přibližuje se tak k výškové panelové zástavbě na ulici Voroněžská. Pažení stavební jámy se proto skládá z několika typů pažení konstrukcí. Pažení odřezu svahu pod ulicí Voroněžská, které zajišťuje odkop na úroveň pro vrtání pilot, je provedeno jako kotvená zápo-



Obr. 1 Stavební jáma tunelu I pohledem z přilehlého objektu na ul. Voroněžská

Fig. 1 Construction trench for Tunnel I, viewed from an adjacent building in Voroněžská Street

INTRODUCTION

The Žabovřesky cut-and-cover section joins the mined part of the Královo Pole tunnels, which was dealt with in detail in a paper published in TUNEL issue 1/2009. The Žabovřesky cut-and-cover section comprises an extensive package of structures, which are built by various techniques. It is characterised by exceptional requirements for coordination and the design work procedure. The construction is significantly complicated owing to relocations of utility networks, organisation of public transport through the construction site, residential development in close vicinity, difficult structural design and other factors. The construction trench for cut-and-cover tunnels I and II has been completed. Reinforced concrete frames for Tunnel I are being cast at the time of the preparation of this paper, while the construction of Tunnel II is under preparation. The final portal structure was built in advance.

GEOLOGICAL CONDITIONS

Upper layers are formed mainly by up to 1m thick structural layers of existing roads. The construction trench for Tunnel I will encounter only Neogene clay series of strata. The Quaternary cover consisting of loess and secondary loess or underlying fluvial sediments – clayey loams – is cut through and exposed by the excavation of the construction trench for Tunnel II. The character of the majority of the encountered Neogene soils is that of cohesive soils – clays or clayey loams, mostly of firm or less firm consistency. Ground water was found in boreholes carried out by the engineering geological survey only sporadically. It is usually bound to the base formed by thin sand and gravel layers on the surface of Tertiary clays. It seeps from the surface of fissured clays along fissures to deeper levels in the Tertiary ground mass. Water was registered in the space of Žabovřesky construction trench only in the area around the temporary portal of Tunnel II, only in archive boreholes.

CONSTRUCTION TRENCH SUPPORT

The support of the construction trench for Tunnel I was designed in the form of braced pile walls built along the tunnel axis with 14.15m separation. The construction trench for Tunnel II is designed similarly; its right side extends into the slope of the trench for the Žabovřeská section, thus it gets close to high-rise panel buildings in Voroněžská Street. The support of the construction trench therefore consists of several structures. The support of the shelf under Voroněžská Street, securing the slope cutting to the level required for drilling for anchors, is performed as an anchored soldier beam and lagging wall installed from a 2m deep pre-trench. HEB 240 sections are designed for the soldier beams (9 to 14m long, at 1.54 – 2.0m intervals). They are anchored by one tier of 15.5 – 16.5m long six-strand anchors passing through steel walers. Timber lagging was used.

The design for the construction trench for the tunnel itself comprised bored piles 1000mm in diameter, drilled at 1.50m spacing, again forming braced pile walls. The pile walls are 16.0 – 16.5m deep; 8.6 to 11m of this depth is exposed by the excavation. The pile heads are connected by a capping beam with the dimensions of 1.2 x 0.8m. Pile walls supporting the construction trenches for Tunnel I and II are braced in one to two levels by Ø610/8mm steel tubes installed at 2.5 – 4m spacing. The bracing levels had to be selected taking into consideration the necessity for deepening the excavation under the braces. The spacing of braces in the ground plan and the lengths of partial steel walers under the braces were designed with respect to the dismantling work which will be performed step by step, during the casting of individual expansion blocks of the cut-and-cover tunnels.

The pile walls protecting all parts of the construction trench will be trimmed during the gradual excavation of the trench and will be provided with an up to 0.5m thick layer of levelling concrete, which will serve as a substrate for the closed heavy waterproofing of the tunnel tube.

TEMPORARY TUNNEL PORTALS

The temporary portal of Tunnel I is an 800mm thick, 20.0m deep diaphragm wall, arched in ground plan (roughly in a horseshoe shape). The



Obr. 2 Rozepřená stavební jáma tunelu I, v pozadí zárodek ražené části
Fig. 2 The braced construction trench for Tunnel I with a germ of the mined part in the rear

rová stěna ze svahovaného předkopu výšky 2 m. Zápory jsou navrženy z profilů HEB 240–280 délky 9 až 14 m v osových vzdálenostech 1,54–2,0 m. Jsou kotveny v jedné řadě šestipramencovými kotvami délky 15,5–16,5 m přes ocelové převázky. Pažiny byly použity dřevěné.

Pažení samotné stavební jámy tunelu bylo navrženo z vrтанých pilot o průměru 1000 mm s roztečí 1,50 m opět jako rozepřené pilotové stěny. Hloubka pilotových stěn je 16,0–16,5 m při odkopu 8,6 až 11 m. V koruně jsou piloty spojeny převázkovým trámem příčných rozměrů 1,2x0,8 m. Pilotové stěny stavební jámy tunelu I a II jsou rozpírány v jedné až dvou úrovních trubkovými ocelovými rozpěrami z ocelových trubek \varnothing 610/8 mm v rozteči 2,5–4 m. Úrovně rozpírání musely být voleny s ohledem na nutnost provádění výkopových prací pod rozpěrami. Půdorysné rozteče rozpěr a délky dílčích ocelových převázkových trámů pod rozpěrami byly navrženy s ohledem na postupnou demontáž rozpěr při betonáži jednotlivých dilatačních celků hloubených tunelů.

Pilotové stěny všech částí stavební jámy budou při postupné těžbě jámy začištěny a opatřeny vyrovnávací vrstvou betonu tloušťky do 0,5 m, která bude sloužit jako podklad pod uzavřenou tlakovou hydroizolaci tunelové trouby.

PROVIZORNÍ PORTÁLY TUNELŮ

Provizorní portál tunelu I je proveden jako půdorysně zaklenutá (má přibližně tvar podkovy) podzemní stěna tl. 800 mm, hloubka podzemní stěny je 20 m při max. odkopu 13,2 m. V koruně jsou podzemní stěny vyztuženy železobetonovou převázkou. V hloubce 1,5 m pod korunou podzemních stěn je provedeno rozepření ocelovými trubkami \varnothing 610/8 mm. V úrovni 6,5 m pod korunou stěn jsou podélné části pažení kotveny předpjatými pramencovými kotvami. V pravé boční stěně portálu je situováno napojení vzduchotechnického kanálu. Pro tento účel bude ve stěně vybourán otvor rozměrů 10x4,75 m.

Provizorní portál tunelu II byl navržen opět jako zaklenutá podzemní stěna hloubky 25 m při maximálním odkopu 15,5 m. Stěny jsou rozepřeny v koruně ocelovými rozpěrami, dále je po výšce stěna kotvena dvěma řadami předpjatých lanových kotev.

Do podzemní stěny je prořezán diamantovými kotouči otvor ve tvaru profilu ražené části. Ze stavební jámy bude vyražen zárodek ražené části.

HLOUBENÉ TUNELY

Hloubené tunely byly navrženy jako zasypaná uzavřená železobetonová monolitická rámová konstrukce v délce 115,65 m (TI), resp. 131,61 m (TII) navazující na konstrukci definitivního portálu, který je společný pro obě tunelové trouby. Součástí tunelu II je i vzduchotechnický kanál, který propojuje oba tunely v blízkosti provizorních portálů.

Hloubený tunel byl navržen v souladu s ČSN EN 206-1 z betonu C30/37 XF2, výztuž je navržena z oceli B500B (10505 R), krytí výztuže je navrženo 50 mm z líce, 40 mm z rubu. Mimo to musí ostění splňovat požadovanou požární odolnost R180 DP1.

Tloušťka ostění hloubeného tunelu je 800 mm, strop je navržen se střechovitým sklonem horního povrchu 1,54 %. Základová a stropní deska jsou ve vetknutí do stěn zesíleny v příčném směru trojúhelníkovými



Obr. 3 Pohled do stavební jámy tunelu I ze zárodku ražené části
Fig. 3 View down the construction trench for Tunnel I from the germ of the mined part

excavation exposed maximum 13.2m of the wall. At the top, the diaphragm walls are reinforced by a reinforced concrete capping piece. Steel tubes \varnothing 610/8mm bracing the walls are installed at the depth of 1.5m under their crowns. Pre-tensioned stranded anchors support the wall parts parallel with the tunnel centre line at the level of 6.5m under the crowns of the walls. A ventilation duct is located in the right-hand side wall of the portal. A 10 x 4.75m opening will be broken through the wall for this purpose.

The temporary portal of Tunnel II was also designed as a 25.0m deep diaphragm wall, arched in ground plan, with the maximum depth of the excavation of 15.5m. The walls are supported in the crown by steel braces; further there are two tiers of pre-tensioned stranded anchors installed up the wall height.

An opening in the shape of the mined part profile is cut through the wall with diamond discs.

CUT-AND-COVER TUNNELS

The cut-and-cover tunnels were designed as a backfilled, reinforced concrete, cast-in-situ closed frame structure, 115.65m (TI) or 131.61m (TII) long, connecting to the final portal structure, which is common for both tunnel tubes. A ventilation duct, interconnecting the two tunnel tubes in the vicinity of temporary portals, is part of Tunnel II.

The cut-and-cover tunnel is designed in C30/37 XF2 concrete, in accordance with requirements of ČSN EN 206-1 standard. Reinforcement is designed in steel grade B500B (10505 R), concrete cover over the reinforcement 50mm from the inner surface and 40mm from the outer surface. In addition, the lining must meet requirements for R180 DP1 fire resistance.

The cut-and-cover tunnel lining is 800mm thick; the roof deck is designed with a camber of 1.54% provided on the top surface. The thickness of the foundation slab and roof slab is increased at the fixing points in the



Obr. 4 Stavební jáma tunelu II, pohled shora
Fig. 4 Construction trench for Tunnel II



Obr. 5 Stavební jáma tunelu II, pohled od definitivního portálu
Fig. 5 Construction trench for Tunnel II – viewed from the final portal

náběhy s šířkou 1000 mm a výškou 500 mm. Výchozí příčný řez hloubenou částí je dán průjezdným profilem 8,50x4,50 m – šířková kategorie T – 8,50. Světlá šířka tunelového tubusu je 11 350 mm.

V dilatačním celku I-13 tunelu I, který navazuje na raženou část tunelu, je pak světla šířka zvýšena oboustranně o 1300 mm na šířku 13 950 mm. Toto rozšíření je navrženo proto, aby bylo možno umístit v rozšířené části elektrovýklenky, SOS výklenek a hydrantový výklenek. Mimo to je v dilatačním celku navržen mezistrop tl. 600 mm a napojení na vzduchotechnický kanál.

U prvního dilatačního celku na hloubený tunel navazuje vzduchotechnický kanál a nad tunelem je umístěn technologický portálový objekt. V případě tunelu II je opět zvětšena oboustranně světla šířka prvního dilatačního úseku u provizorního portálu o 1300 mm, aby bylo možno umístit elektrovýklenky, přípojku požárního vodovodu s hydrantem a SOS výklenek. Mimo to bylo nad stropem tohoto celku nutné navrhnout kabelový prostor (komora), kterým bude tunel propojen



Obr. 7 Zárodek ražené části tunelu I, v pozadí nad jámou bednění mostu na větví H5
Fig. 7 The germ of the mined part of Tunnel I with formwork for H5 bridge in the rear, above the trench



Obr. 6 Prořezávání otvoru pro zárodek tunelu I v podzemní stěně provizorního portálu
Fig. 6 Cutting an opening through a diaphragm wall of the temporary portal for the germ of Tunnel I

transverse direction by triangular haunches (100mm wide and 500mm high). The basic cross section through the cut-and-cover part is derived from the clearance profile of 8.50 x 4.50m, which is required for T-8.50 width category. The net width of the tunnel tube is 11,350 mm.

The net width in expansion block I-13 of Tunnel I, which is connected to the mined part of the tunnel, is increased on both sides by 1300mm, to the width of 13,950mm. This enlargement is designed to allow the installation of power niches, an SOS niche and a hydrant niche in the enlarged part. In addition, a 600mm thick suspended slab and a connection to the ventilation gallery will be located in this expansion block.

The ventilation duct is connected to the cut-and-cover tunnel at the first expansion block; a portal service facility is located above the tunnel. As far as Tunnel II is concerned, the width of the first expansion block is also enlarged by 1300mm on both sides at the temporary portal so that power niches, a hydrant connection and an SOS niche can be installed in them. It was, in addition, necessary to design a space for cables (a chamber) above the roof deck of this block through which the tunnel will be interconnected with the portal service facility standing on the cut-and-cover tunnel and incorporated, in addition, into an 8m high revetment wall. The newly provided cable space and the space of a fire main shaft will have two independent entries with covers in the terrain surface, under the footing of the revetment wall.

The lining of the ventilation duct is also designed as a cast-in-situ reinforced concrete frame structure, which will be constructed in a braced construction trench secured by 600mm-diameter piles with a capping piece at the wall crown. The lining is 800mm thick; the roof deck is designed with a camber of 1.50% on the upper surface. The inner net width of the ventilation gallery is 8400mm; the net height is 2500mm.

The structural analysis of the cut-and-cover tunnels was carried out using SCIA a.s. software. The assessment covered the basic expansion block section and the section for which the increased height block was designed, where the maximum height of backfill reaches 5.5m. Among others, traffic, which is carried above the tunnel in various construction stages, was also taken into consideration in the structural analysis. A separate analysis of loads and calculation of inner forces were carried out for all 14 expansion blocks of Tunnel II. The reason is the high heterogeneity of the loading, which results from the complicated spatial configuration of structures in the tunnel overburden and complicated routes of roads above the tunnel. The use of lightweight concrete and lightweight backfill is designed to minimise the loads acting on the tunnel roof deck above Tunnel II, where the maximum overburden height reaches up to 13.0m.

WATERPROOFING

Load-bearing structures are protected against ground water and rain water effects by a closed waterproofing system covering the outer surface around the whole tunnel circumference, using 3mm thick plasticised PVC membranes. The cut-and-cover tunnel section at the temporary portal is virtually completely under the water table. The demanding details of the joints between the waterproofing of the cut-and-cover and mined tunnel sections are adequate to this situation. The waterproofing is divided into sections by means of water bars complemented by DN6 injection tubes. An areal safety system is installed in each section – DN10 injection tubes. All injection tubes are



Obr. 8 Bednicí vůz
Fig. 8 Travelling shutter

s portálovým technologickým objektem, stojícím na hloubeném tunelu a zakomponovaným navíc do 8 m vysoké zárubní zdi. Nově zřízený kabelový prostor a prostor šachty pro požární vodovod bude mít dva samostatné vstupy s poklapy v terénu pod patou zárubní zdi.

Ostění vzduchotechnického kanálu je rovněž navrženo jako železobetonová monolitická rámová konstrukce, která bude zhotovena do rozpírané stavební jámy pažené pilotami průměru 600 mm s převážkou v koruně stěny. Tloušťka ostění je 800 mm, strop je navržen se střešovitým sklonem horního povrchu 1,50 %. Vnitřní světlá šířka větrací štoly je 8400 mm, světlá výška činí 2500 mm.

Statický výpočet hloubených tunelů byl proveden statickým softwarem firmy SCIA a. s. U tunelu I je provedeno posouzení základního a zvýšeného dilatačního úseku s max. přesypávkou výšky 5,5 m. Nad tunelem je mimo jiné v různých stádiích vedena doprava, se kterou bylo taktéž ve statickém výpočtu uvažováno. U tunelu II byla pro všech 14 dilatačních celků provedena separátní analýza zatížení a výpočet vnitřních sil. Důvodem je velká různorodost zatížení, která je vyvolána komplikovaným prostorovým uspořádáním objektů v nadloží tunelu a komplikovaným vedením komunikací nad tunelem. Kvůli minimalizaci zatížení tunelového stropu jsou nad tunelem II, kde maximální výška nadloží dosahuje až 13 m, navrženy lehčené betony a lehčené záskyby.

HYDROIZOLACE

Proti účinkům podzemní a povrchové vody jsou nosné konstrukce chráněny uzavřenou rubovou celoplošnou hydroizolací z měkčeného PVC tl. 3 mm. Hloubený tunel v místě provizorního portálu je prakticky celý pod úrovní hladiny spodních vod. Tomu odpovídají i náročné detaily napojení hydroizolace hloubených a ražených částí tunelů.

Hydroizolace je rozdělena na sekce prostřednictvím těsnících pásů, doplněných o injektážní hadičky DN6. V každé sekci je instalován plošný pojistný systém – injektážní hadičky DN10. Všechny rozvody jsou vyvedeny do sběrných injektážních krabic, osazených v líci definitivního ostění.

Hydroizolace hloubených částí bude napojena v místě provizorního portálu na hydroizolaci ražených tunelů. Rubová ochrana izolační fólie bude provedena celoplošně položenou geotextilií minimální gramáže 500 g/m². Ve dně a na stropní desce je izolace ochráněna proti poškozování netkanou geotextilií minimální gramáže 800 g/m² a betonovou mazinou (dno), respektive betonem s jednou vrstvou výztužných sítí (strop) nebo přízdívkou. Problematické jsou zejména detaily napojení hydroizolace v jednotlivých stádiích výstavby, vzhledem ke kolizi s rozpěrami stavební jámy.

POSTUP VÝSTAVBY

Postup výstavby musel být přizpůsoben návrhu rozepření stavební jámy. V případě tunelu I je u většiny dilatačních celků prováděna nejprve betonáž základové desky a posléze jsou na bednicím vozíku provedeny stěny společně se stropem. Tento postup bohužel nelze uplatnit i v případě tunelu II. Zde je nutno po betonáži základové desky provést betonáž části stěn, přestavět rozpěry do definitivních stěn tunelového tubusu, a teprve poté lze dokončit zbytek stěn a strop tunelu.



Obr. 9 Pohled shora na tunel I, vlevo tunel II, v pozadí stropní deska definitivního portálu
Fig. 9 View of Tunnel I; Tunnel II on the left side, the definite portal roof deck in the rear

connected to collecting boxes embedded in the inner surface of the final lining.

The waterproofing systems of the cut-and-cover parts and the mined tunnels will be joined at the temporary portal. The whole area of the waterproofing membrane will be protected on the outer surface by a minimum 500g/m² fleece. The waterproofing membrane on the bottom and the roof deck is, in addition, protected against damaging by a minimum 800 g/m² non-woven geotextile and concrete screed with one layer of welded mesh (on the roof deck) or a retention wall. Namely the details of joining the waterproofing at individual construction stages are problematic with respect to a collision with the braces installed in the construction trench.

CONSTRUCTION SEQUENCE

The construction sequence had to be adjusted to suit the design for the construction trench bracing. Regarding Tunnel I, the slab foundation is cast first in the majority of expansion blocks; the walls and roof decks are cast subsequently using a travelling shutter. Unfortunately, this sequence cannot be applied to Tunnel II. In this case, only part of the walls can be cast after completing the casting of the bottom. Then the braces must be repositioned to support the walls of the tunnel tube final lining. Only then can the casting of the remaining part of the walls and the roof deck be finished.

FINAL PORTAL

The space in the final portal area is very constricted – there is a temporary road touching the left side of the portal, diverting public traffic from the original six-lane road to a two lane road. The traffic volume reaches, according to the last traffic census, 25,000 vehicles per day! This road cuts deep into the



Obr. 10 Hydroizolace hloubené části
Fig. 10 Waterproofing of the cut-and-cover part



Obr. 11 Definitivní portál
Fig. 11 Definite portal

DEFINITIVNÍ PORTÁL

Prostorové poměry v oblasti definitivního portálu jsou velmi stísněné – po levé straně probíhá těsně provizorní komunikace, převádějící veřejnou dopravu z původní šestiproudé komunikace ve dvou pružích. Intenzita dopravy dosahuje podle posledního sčítání 25 000 vozidel za den! Tato komunikace je hluboce zaříznuta do svahu zářezu ulice Žabovřeská. Na pravé straně navazuje portál tunelu na větev mimoúrovňové vozovky H5 a protihlukové galerie. Na stropní desce portálu jsou uloženy vnitřní stěny galerií, přes konstrukce galerií stropní deska přenáší i zatížení lávky pro pěší nad portálem přes čtyřproudovou komunikaci.

Nosnou svislou část konstrukce portálu tvoří po obou stranách podzemní stěny tloušťky 800 mm. Hloubka podzemních stěn je 21 m, mezi tunelovými troubami I a II tvoří pažicí podzemní stěny výztužený pilíř. Střední stěny obou tunelů jsou mezi sebou propojeny výztužnými dvěma příčnými stěnami rovněž z podzemních stěn tl. 800 mm.

Podzemní stěny jsou rozepryeny v definitivním stavu deskami dna tunelů a stropní deskou. Desky dna tunelů tloušťky 800 mm jsou rozděleny na dva dilatační celky se zalomenými pracovními spárami. V příčném směru je deska kloubově „vetknuta“ do podzemních stěn.

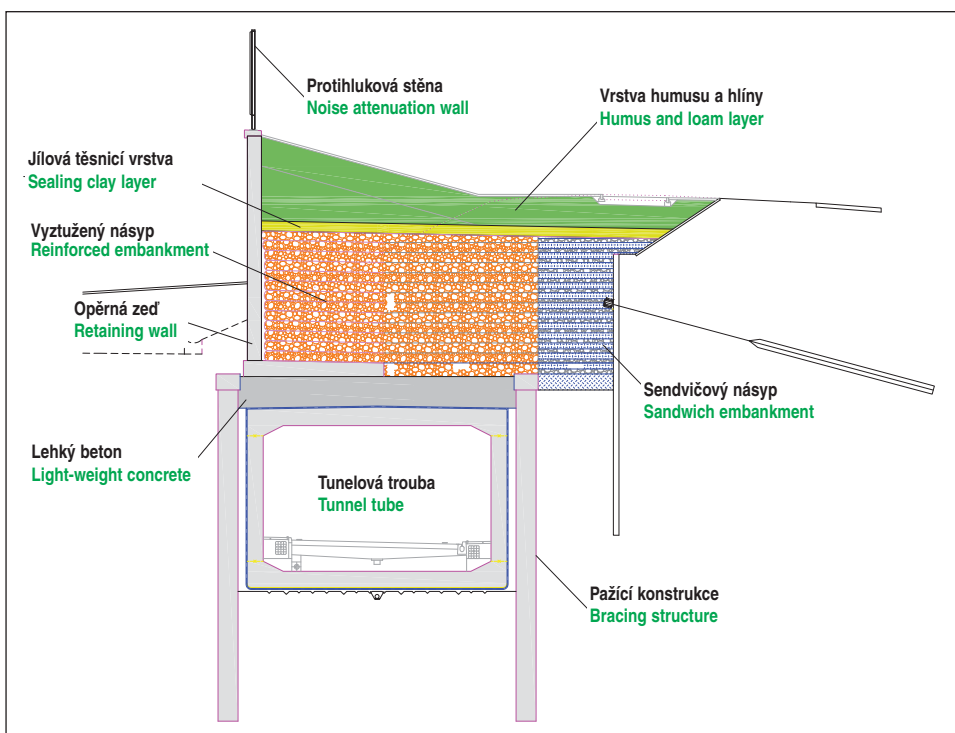


Obr. 12 Definitivní portál tunelu, nad stropní deskou je již zhotovena část galerie
Fig. 12 Definite tunnel portal with a part of the gallery above the roof deck complete

slope of Žabovřeská Street open cut. On the right side, the tunnel portal is connected to a ramp of grade-separated intersection H5 and a noise attenuation gallery. Inner walls of galleries are placed on the portal roof deck; the roof deck even carries the load imposed, through the gallery structures, by a pedestrian bridge above the portal crossing a four-lane road.

The load-bearing vertical part of the portal structure is formed by 800mm thick diaphragm walls on both sides. The diaphragm walls are 21.0m deep; diaphragm walls form a supporting pillar between tunnel tubes I and II. Central walls of the tunnel tubes are interconnected by two transverse walls, also formed by 800mm thick diaphragm walls.

In the final state, the diaphragm walls are braced against each other by bottom slabs and a roof deck. The 800mm thick tunnel bottom slabs are divided into two expansion blocks with rebated day joints. Transversally, the slab is “fixed” by a hinge in the diaphragm walls. The hinge is formed by two 250mm wide continuous grooves, which are milled to the depth of 75mm into the diaphragm wall, at the upper and lower surface, with inclined holes for R20 dowels drilled into them. The roof deck and the final portal ledge form one expansion block above both tunnel tubes. In a cross section it is designed as a two-span continuous beam. The roof deck thickness of 1100mm is increased above supports by means of longitudinal sills to the resulting thickness of 2100mm. With a view to the total area of 501m², the casting was divided into two steps. A transverse day joint was designed to be in the middle of the length so that the influence of the structure shrinking was minimised; the lag of the casting was adjusted accordingly. The roof deck was carried out at the end of December 2008; the gallery above the roof deck has been partially completed.



Obr. 13 Příčný řez lehčeným zásypem
Fig. 13 Cross-section through the light-weight backfill

EMBANKMENTS OVER TUNNEL II

Tunnel tube II cuts into the slope under Voroněžská Street. Above the tunnel tube, there is a ramp of the intersection between Žabovřeská and Hradecká Streets, crossing it at an acute angle, and high retaining walls with noise attenuation walls. The height of the tunnel backfill reaches up to 13m. Since the tunnel tube in the cut-and-cover section is rectangular in cross-section, it was very difficult to design the tunnel roof deck for this overburden height. For that reason, the weight of the Tunnel II overburden was reduced in the critical section by the design guaranteeing that the maximum equivalent height of a common soil embankment did not exceed 8m. The weight reduction comprises two parts:

Kloub je tvořen dvěma vyfrézovanými průběžnými drážkami šířky 250 mm do hloubky 75 mm do podzemní stěny při horním a spodním povrchu, do kterých budou navrtány šikmé otvory pro trny R20. Stropní deska a římsa definitivního portálu tvoří jeden dilatační celek nad oběma tunelovými troubami. V příčném řezu je navržena jako spojitý nosník o dvou polích. Tloušťka desky 1100 mm je nad podporami zesílena podélnými prahy na výslednou tl. 2100 mm. Vzhledem k celkové ploše 501 m² betonáž proběhla ve dvou krocích. Příčná pracovní spára s vrubovým kloubem byla navržena v polovině délky, aby byl minimalizován vliv smrštění konstrukce, čemuž byl i přizpůsoben odstup betonáže. Stropní deska byla realizována ke konci prosince 2008, v současné době je již částečně provedena galerie nad stropní deskou.

NÁSPY NAD TUNELEM II

Tunelová trouba II se zařezává do svahu pod ulici Voroněžská. Nad tunelovou troubou probíhá šikmo pod ostrým úhlem mimoúrovňová rampa křižovatky ulic Žabovřeská-Hradecká a dále také vysoké opěrné stěny s protihlukovými stěnami. Zásyp tunelu dosahuje mocnosti až 13 m. Jelikož tunelová trouba má v hloubené části obdélníkový průřez, bylo velmi obtížné nadimenzovat strop tunelu na tuto výšku nadloží. Proto bylo navrženo vylehčení nadloží tunelu II v kritickém úseku tak, aby maximální ekvivalentní výška násypu z běžné zeminy nepřesáhla 8 m. Vylehčení sestává ze dvou částí:

- **vrstva lehkého betonu** s kamenivem LIAPOR frakce 4–8 typu LAC 2/0,6. Navržený beton má objemovou hmotnost v suchém stavu 500–600 kg/m³, po nasycení vodou maximálně 940 kg/m³. Lehký beton bude vyplňovat prostor mezi pažnicemi stěnami nad tunelovou troubou. Vrstva betonu mocnosti do 4,2 m bude na povrchu uzavřena hutným podkladním betonem. Zpevněná plocha podkladního betonu slouží jako podklad pro betonáž úhlové opěrné zdi s výškou dířku až 11,5 m. Při této výšce je problém s dimenzováním zdi na zemní tlak, a to i s ohledem na zakotvené protihlukové stěny v koruně stěny. S ohledem na uvedená fakta je navržena druhá část konstrukce nadloží;

- **vyztužený vylehčený násyp** z kameniva LIAPOR frakce 8–16. Násyp bude proveden po vrstvách tloušťky 500 mm. Výztuž jednotlivých vrstev je z jednoosých geomíří TENSAR. Mezi opěrnou zdí a vyztuženým násypem bude ponechána vzduchová mezera šířky 150 mm pro umožnění deformace násypu a zamezení bočního tlaku na zeď. Poslední dvě vrstvy vyztuženého násypu budou v čele postupně dotaženy k rubu opěrné zdi. Čelo v těchto vrstvách je nutno zpevnit separační a výztužnou geotextilií. Ta musí přenést zatížení od hutnicích mechanismů při provádění nadložních vrstev tak, aby nedošlo ke zborcení vrstev do volného prostoru šířky 150 mm mezi čelem vyztuženého násypu a rubem zdi. Nad vylehčeným násypem bude provedena těsnicí jílová vrstva tloušťky 500 mm. Měla by zamezit pronikání většího množství srážkové vody do vysoce porézního lehčeného násypu. Současně řeší jílové těsnění i proveditelnost následné výsadby zeleně v prostoru nad tunelem do 1,5 m silné vrstvy humusu nad jílovým těsněním.

ZÁVĚR

V době vzniku článku byla již téměř dokončena betonáž hloubeného tunelu I, připravovala se výstavba tunelu II a probíhaly projekční práce lehčených zásypů a lehčených betonů nad tunelem II. Po celou stavbu probíhá podrobný monitoring – měření deformací stavební jámy, zejména v blízkosti 12podlažního objektu na ul. Voroněžská. Jsou měřeny deformace u již zhotovených a zatížených dilatačních celků. V obou případech naměřené hodnoty odpovídají předpokladům projektu. K dalšímu průběhu projekčních a stavebních prací na hloubených částech Královopolských tunelů bychom se rádi vrátili samostatným příspěvkem v některém z příštích čísel.

ING. JAROSLAV LACINA, jlacina@amberg.cz,
ING. LUBOMÍR KOSÍK, lkosik@amberg.cz,
AMBERG ENGINEERING BRNO, a. s.

Recenzoval: prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.



Obr. 14 Situace
Fig. 14 Layout

- **A light-weight concrete layer** using LIAPOR aggregate, fraction 4–8 of LAC 2/0.6 type. The volume weight of this concrete in dry condition is 500 – 600 kg/m³ or maximum 940 kg/m³ when saturated with water. The light-weight concrete will fill the space between the retaining walls above the tunnel tube. The up to 4.2m thick concrete layer will be closed on the surface by dense blinding concrete. The hard surfaced area formed by the blinding concrete serves, in addition, as a base for casting of an angular retaining wall with the shaft up to 11.5m high. At this height, there is a problem with designing the wall for earth pressure, also with respect to the noise attenuation walls which are anchored in the wall crown. The second part of the overburden structure is designed taking into consideration the above-mentioned facts.

- **A reinforced light-weight embankment** from LIAPOR aggregate, fraction 8–16. The embankment will be carried out in lifts 500mm thick. Individual layers will be reinforced by TENSAR uniaxial geogrid. A 150mm wide air space will be left between the retaining wall and the reinforced embankment to allow deformations of the embankment and prevent side pressures from acting on the wall. The last two layers of the embankment will be gradually joined to the reverse side of the retaining wall. The front edges of these layers must be reinforced by separation and reinforcing geotextile. It must carry the loads induced by compaction equipment during the work on the overlaying layers and prevent the layers from collapsing to the 150mm wide free space between the front of the reinforced embankment and the reverse side of the wall. A 500mm thick sealing clay layer will be laid on the light-weight embankment. It should prevent larger amounts of storm water from intruding into the highly porous light-weight embankment. At the same time, the clay sealing solves the viability of subsequent planting in the space above the tunnel, to a 1.5m thick layer of humus above the clay sealing.

CONCLUSION

At the time in which this paper was originating, the casting of the cut-and-cover Tunnel I was nearly completed, the construction of Tunnel II was under preparation and the work on the design for the light-weight backfills and light-weight concrete over Tunnel II was underway. Detailed monitoring has been performed throughout the construction time. It has comprised measuring of deformations of the construction trench, first of all in the vicinity of a 12-storey building in Voroněžská Street. Deformations are measured on the already completed and loaded expansion blocks. In both cases the measured values comply with the design assumptions. We would like to come back to the next development of the design and construction work on the cut-and-cover sections of the Královo Pole tunnels through a separate paper to be published in one of the future issues.

ING. JAROSLAV LACINA, jlacina@amberg.cz,
ING. LUBOMÍR KOSÍK, lkosik@amberg.cz,
AMBERG ENGINEERING BRNO, a. s.

ZKUŠENOSTI Z REALIZACÍ SANACÍ ŽELEZNIČNÍCH TUNELŮ

EXPERIENCE IN REHABILITATION OF RAILWAY TUNNELS

JIŘÍ MATĚJČEK

ÚVOD

Každý tunel je svým způsobem originál, vyžaduje specifický přístup a použití specifických metod jak pro podrobný průzkum, tak pro projekt a následnou sanaci. Ne vždy je k dispozici kompletní dokumentace k tunelu, někdy jsou v ní nesrovnalosti a nejasnosti vzhledem k realitě. V průběhu provozování tunelu také často dochází k dílčím sanačním zásahům, které mohou ovlivňovat celkový stavebně-technický stav tunelu.

Firma AMBERG ENGINEERING Brno, a. s., se kromě projektování novostaveb tunelů zabývá také rekonstrukcemi tunelů stávajících. V následujícím textu jsou uvedeny obecné zásady přístupu k sanačním železničním tunelům a následně příklady některých zajímavých realizací v České a Slovenské republice.

NEJČASTĚJŠÍ TYPY POŠKOZENÍ V ŽELEZNIČNÍCH TUNELECH V ČR

Obvyklé typy poškození, se kterými je možné se v tunelech setkat:

- statické narušení ostění (havárie, aktivní trhliny v materiálu ostění),
- průsaky podzemní nebo průsakové vody z rubu na líc ostění, které navíc v zimním období způsobují vznik ledopádů a rampouchů ohrožujících provoz v tunelu, úkapy vody ohrožují trakční vedení nebo jiné technologické vybavení,
- výluhy – důsledek vyluhujícího účinku prosakující vody přispívající k degradaci materiálu ostění, dochází k zanášení drenáží, dlouhodobě mohou zmenšovat světlý profil tunelu,
- velké dutiny a kaverny za ostěním – v kombinaci s geologickými poruchami a přítoky podzemní vody jsou zdrojem velkých problémů – pokud voda nemá kam odtéct, dochází k zavodnění a v zimním období k zamrznutí vody v kavernách a následným tlakům na ostění tunelu, na které není ostění obvykle dimenzováno,
- degradace materiálů ostění způsobené různými vlivy (klimatickými, provozem, atd.), koroze odhalené výztuže – zeslabení nosné funkce ostění,
- koroze kovových částí vstrojení tunelu,
- nefunkční odvodňovací zařízení v rubu ostění nebo v kolejovém loži,
- koroze částí koleje v drážních tunelech – ohrožení bezpečnosti provozu na trati.

Ve většině starších železničních tunelů se vyskytuje více typů poškození najednou. Jejich příčina, význam a nutnost sanace se mohou lišit. Investor musí jednoznačně určit, co očekává od sanace, respektive jaký výsledný stavební stav po dokončení sanačních prací je pro něj přijatelný. Ne vždy je totiž výsledný efekt sanace stoprocentní. Například průsaky vody jsou obvykle závislé na atmosférických srážkách a sanovat nebo



Obr. 1 Harrachovský tunel – výchozí stav
Fig. 1 Harrachov tunnel – starting condition

INTRODUCTION

Any tunnel is, in a way, an original requiring specific approach and specific methods to be applied to both the detailed survey and the design and subsequent rehabilitation operations. Not always is a comprehensive tunnel documentation package available or, sometimes, there are inconsistencies and uncertainties in the documents in view of the reality. Partial rehabilitation interventions are often conducted during the tunnel operation period; they may affect the overall structural condition of the tunnel.

AMBERG ENGINEERING Brno, a.s. is engaged, apart from designing new tunnel structures, also in designing reconstructions of existing tunnels. The text below presents general principles of approaching rehabilitation of rail tunnels, with several examples of interesting rehabilitation operations in the Czech and Slovak Republics.

THE MOST FREQUENT TYPES OF DEFECTS IN RAILWAY TUNNELS IN THE CZECH REPUBLIC

Common types of defects which can be encountered in tunnels:

- structural damage to the lining (collapses, active cracks in the lining material),
- ground water or storm water seeping from the outer surface to the inner surface of tunnel lining, which, in addition, cause the origination of icefalls and icicles in winter seasons jeopardising the traffic in the tunnel; dripping water is a threat to the catenary or other tunnel equipment.
- extracts – a result of the leaching effect of seeping water; they contribute to the deterioration of the lining material, blocking of drains; the net tunnel profile may be reduced in the long term,
- big voids and caverns behind the lining – combined with geological failures and groundwater inflows they are sources of serious problems – if water cannot flow off, they are inundated and, in winter seasons, the water freezes in the caverns and subsequently develops pressures for which the tunnel lining is usually not designed,
- deterioration of lining materials due to various effects (climatic ones, traffic etc.); corrosion of exposed reinforcement bars – reduction in the structural function of the lining,
- corrosion of metal components of the tunnel lining,
- non-functional drainage on the outer surface of the lining or in the ballast,
- corrosion of rail components in railway tunnels – a threat to operation safety on the rail line.

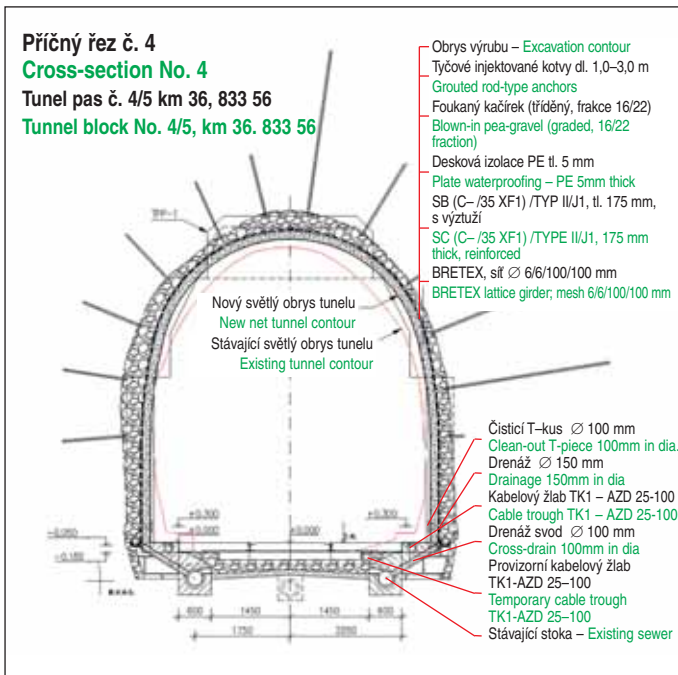
The majority of older rail tunnels display more types of defects at a time. Their causes, significance and necessity for rehabilitation may differ. The client must unambiguously specify what he expects from the rehabilitation or which resulting state after the completion of the rehabilitation work is acceptable for him. This is because of the fact that the resulting effect of the rehabilitation is not always perfect. Water leaks, for instance, usually depend on precipitation and rehabilitating or waterproofing the entire tunnel is ineffective or financially very demanding.

SURVEY OPERATIONS

The necessary extent of survey operations and the methods to be used are the first things to be determined on the basis of a preliminary tunnel examination and studying archive design documentation.

Today the majority of older tunnels are unsuitable in terms of spatial passability. The reason is the period in which the tunnels were built and regulations valid at that time, but also by rehabilitation works which were carried out earlier (centering, additional rehabilitation shotcrete, improperly changed position of track etc.). There are various methods of measuring the spatial passability, starting by a clearance gauge and photogrammetry to continual scanning of the tunnel using 3D scanners.

A detailed condition survey or documentation of the tunnel lining, possibly including adjacent revetment walls and portals, are necessary not only for the documentation of the structural condition of the tunnel



Obr. 2 Harrachovský tunel – projekt sanace

Fig. 2 Harrachovsky tunnel – design of the refurbishment

izolovat proti průsakům preventivně celý tunel je neefektivní, respektive finančně velmi nákladné.

PRŮZKUMNÉ PRÁCE

Na základě předběžné prohlídky tunelu a prostudování archivní projektové dokumentace se v první řadě stanovuje nutný rozsah průzkumných prací a metody, které budou použity.

V současné době většina starších tunelů nevyhovuje z hlediska prostorové průchodnosti. Je to dáno dobou výstavby a tehdy platnými předpisy, dříve provedenými sanacemi (podskružení, dodatečný sanační torcret, nevhodně upravená poloha koleje) atd. Metody měření prostorové průchodnosti jsou různé, od obrysnice a fotogrammetrie až ke kontinuálnímu snímání (skenování) tunelu 3D scannery.

Podrobná pasportizace nebo dokumentace tunelového ostění, případně i navazujících zárubních zdí a portálů, je nutná nejen pro zdokumentování stavebního stavu tunelu pro investora, ale také jako podklad pro pozdější projekt sanace tunelu. Je potřeba kvantifikovat rozsah všech poškození a jejich pravděpodobné příčiny, aby se mohla efektivně navrhnout účinná a technicky proveditelná sanační opatření. Pasportizace se dá dělat mnoha způsoby. Skupina firem AMBERG Group má k dispozici vlastní software – TunnelMap. Tento software byl vyvinut právě pro pasportizaci tunelů a umožňuje přímý grafický záznam pasportizace do počítače v tunelu. Výstupy z této pasportizace jsou dobrým výchozím podkladem nejen pro projekt sanace, ale také pro plánování financí na provoz a údržbu. Při opakovaných pasportizacích stejnou metodou je pak možné kvantifikovat postup a rozšiřování poruch ostění nebo naopak úspěšnost či neúspěšnost sanačních zásahů (nejmarkantněji např. průsaky přes ostění).

Obvykle nejdůležitější částí průzkumů je stavebně-technický průzkum materiálů ostění. Na základě těchto průzkumů lze stanovit kvalitu materiálů, rozsah degradace působením vlhkosti, mrazu, atd. Standardně se provádějí jádrové vrty a odběr vzorků (určení pevnostních charakteristik, materiálové složení, chemický rozbor, atd.). Ve složitějších případech se používají geofyzikální metody pro interpretaci komplikovanějších poměrů za ostěním.

Důležitou součástí průzkumů pro projekt sanace je odběr vzorků podzemní vody a posouzení případné chemické agresivity na ostění.

VYHODNOCENÍ PRŮZKUMNÝCH PRACÍ

Výsledkem průzkumů a měření by měly být následující údaje:

- Rozsah sanací podle typu způsobu poškození.
- Analýza prostorové průchodnosti.
- Míra poškození materiálu ostění, jeho předpokládaná životnost, efektivnost jejich sanace nebo výměny za nové materiály.

Podle míry agresivity podzemní vody na konstrukce lze volit vhodné materiály pro sanaci.



Obr. 3 Harrachovský tunel – realizace

Fig. 3 Harrachov tunnel – construction

for the client, but also as grounds for the subsequent design for the tunnel rehabilitation. It is necessary to quantify the extent of all defects and probable causes of the defects so that effective and technically viable rehabilitation measures can be designed. The condition survey can be carried out in many ways. Amberg Group has TunnelMap, its own software available for the group members. This software was developed specifically for surveying conditions of tunnels; it makes computer recording of the condition survey possible graphically, directly in the tunnel. Outputs of the condition survey are good starting grounds not only for the rehabilitation design but also for planning of operational and maintenance costs. It is subsequently possible during repeated condition surveys using the same method to quantify the progress and expansion of defects in the lining or, conversely, the success or ineffectiveness of the rehabilitation interventions (most markedly, for example, seepage through the lining).

Usually the most important part of the surveys is the structural survey of the lining materials. Results of these surveys are used for determining quality of the lining materials, the extent of deterioration due to moisture, frost etc. The standard practice is to carry out core holes and take samples (for the determination of strength properties, material composition, chemical analyses etc.). In more complex cases, geophysical methods are used for the interpretation of more complicated conditions behind the lining.

Taking ground water samples and assessment of contingent aggressive chemical action on the lining is also important part of surveys for a rehabilitation design.

ASSESSMENT OF SURVEY RESULTS

The surveys and measurements should provide the following data:

- The extent of rehabilitation operations assorted according to defect types.
- An analysis of spatial passability.
- The extent of damage to the lining material, the anticipated life length of the lining material, effectiveness of the rehabilitation or replacement by new materials.



Obr. 4 Bohuslavický tunel – výchozí stav

Fig. 4 Bohuslavice tunnel – starting condition

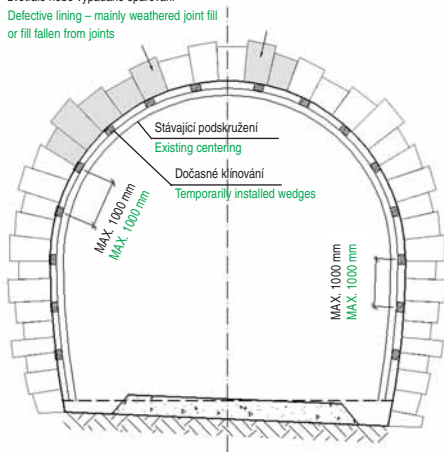
Schéma kotvení 1:50 – Anchoring configuration 1 : 50

Fáze 1 – možno provádět v částečných výlukách

Phase 1 – work possible during partial track possessions

- Stávající dřevěné pažení bude zcela odstraněno. Bude stanoven rozsah sanace
Existing timbering will be completely removed. The rehabilitation extent will be determined
- Pro zachování podpěrného efektu skruže bude provedeno nové klinování po vzd. max. 1000 mm z dřevěných hranolů, zajištěných dvojicí klinů – Re-wedging will be carried out to maintain the supporting effect of the centering, with wooden battens secured by a pair of wedges, at maximum spacing of 1000mm
- V případě nutnosti bude provedeno lokální přikotvení klenby samostatnou kotvou
If necessary, local tying-back of the vault by a separate anchor will be carried out
- Budou osazeny geodetické body – Survey points will be installed
- Povrch obezdívky bude následně očištěn otrýskáním (po dobu tryskání budou geodetická zrcátka sundána). Včetně vyčištění spar – Surface of the lining will be subsequently cleaned by sand blasting (survey targets will be removed during the sand blasting). Inclusive of joint cleaning
- Bude provedeno hloubkové spárování – Deep pointing will be carried out

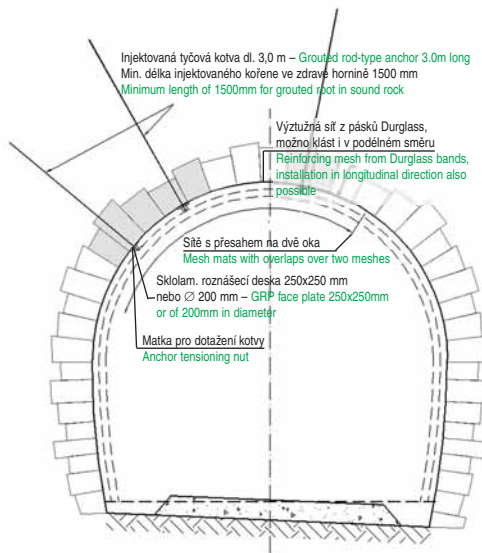
Poškozená obezdívka – zejména zvětralá nebo vypadané spárování
Defective lining – mainly weathered joint fill or fill fallen from joints

**Fáze 2 – možno provádět pouze v plných výlukách**

Phase 2 – full track possessions are necessary

- Bourání původních skruží – Breaking of original centerings
- Dočasné osazení sklolaminátových sítí Glasspree – přesah sítí v příčném i podélném směru minimálně na dvě oka (3 pásy) – Temporary installation of Glasspree glassfibre reinforced plastic mesh – minimum overlapping of mats of two meshes (three bands) both laterally and transversally
- Vrtání kotev a jejich osazení (injektované kotvy, alternativně lepené kotvy)
Drilling for anchors and installation (grouted anchors, alternatively resin anchors)
- Aktivace kotev – Activation of anchors

Injektovaná tyčová kotva dl. 3,0 m – Grouted rod-type anchor 3.0m long
Min. délka injektovaného kořene ve zdravé hornině 1500 mm
Minimum length of 1500mm for grouted root in sound rock



Materials suitable for the rehabilitation can be chosen depending on the magnitude of corrosive action of ground water on structures.

REPAIR DESIGN

A single-stage detailed design is usually required for smaller works – repairs. Designs for more extensive operations – reconstructions – are carried out in compliance with a directive of the Railway Infrastructure Administration, requiring two design stages as the minimum (the Conceptual design and the Design).

A usual problem to be solved by the rehabilitation design is the extent of rehabilitation work (the preparation of a detailed list of works and valuation of the works) – it is often adjusted later, during the works execution.

It is not always reasonable to solve all details in the design. They can be derived from the technologies used. The important thing is to define principles of the design and materials to be used for the rehabilitation.

Works supervision; putting stress on correctness of all workmanship details

Professional technical supervision carried out either directly by the tunnel administrator, an independent professional or the designer is important part of the tunnel rehabilitation process. Because of the fact

that special technologies and materials are used, it is essential to supervise the works execution permanently (preferably continually), to solve details on site and check the correct works procedure so that contingent errors can be corrected early, during the rehabilitation, and it is not necessary to deal with them later, after the handover of the works to the user. Great stress must be placed first of all details of the waterproofing system, cross-drains, sealing around anchor heads, connections between tunnel parts being rehabilitated and untreated parts etc. A single poorly carried out detail, improperly chosen material etc. may depreciate the entire tunnel rehabilitation with a cost in the order of tens of millions of CZK.

EXPERIENCE GAINED DURING THE WORKS**The Harrachov tunnel – rehabilitation of tunnel blocks TP 2 through TP 5**

In the past, this tunnel experienced absolutely improper rehabilitation interventions, which became after several years virtually ineffective, namely the grouting, application of shotcrete, hose cross-drains, partial replacement of the masonry lining. Crumbling “rehabilitation” shotcrete combined with extreme amounts of ice in the tunnel tube were one of the reasons why the condition became inadequate and the tunnel posed a high risk for traffic.

Taking into consideration significant water inflows into the tunnel, the decision was made that the lining had to be completely replaced and new intermediate waterproofing had to be installed. One of the main reasons for

Obr. 5 Bohuslavický tunel – projekt sanace**Fig. 5 Bohuslavice tunnel – rehabilitation design****PROJEKT OPRAVY**

U menších staveb – oprav – se obvykle jedná o jednostupňovou realizační dokumentaci. Pro větší stavby – rekonstrukce – se projektová dokumentace zhotovuje podle směrnice GR SŽDC a má minimálně dva stupně (Přípravná dokumentace a Projekt).

Obvyklým problémem u projektu sanace je rozsah sanačních prací (sestažení podrobného soupisu a jeho ocenění) – často bývá upřesňován až přímo během provádění.

Není vždy účelné projektovat všechny detaily, ty vyplývají z použitých technologií, podstatné je definovat principy řešení a výběr použitých materiálů pro sanaci.

DOZOR PŘI PROVÁDĚNÍ, DŮRAZ NA SPRÁVNÉ PROVÁDĚNÍ VŠECH DETAILŮ

Důležitou součástí sanace tunelu, která se váže na projekt, je odborný technický dozor, prováděný buďto přímo správcem tunelu, nezávislým odborníkem, nebo projektantem. Vzhledem k používání speciálních technologií a materiálů je nezbytně nutné dozorovat provádění prací průběžně (nejlépe nepřetržitě), řešit na místě detaily, kontrolovat správný postup prací, aby případné chyby mohly být napraveny ještě během sanace a nemusely být řešeny až po předání stavby uživateli. Velký důraz je nutno klást zejména na provedení detailů hydroizolace, drenážních svodnic, těsnění hlav kotev, napojení sanovaných a nesanoovaných částí tunelu, apod. Jeden špatně provedený detail, špatně zvolený materiál, apod. může znehodnotit celou sanaci tunelu v rádech desítek milionů korun.

ZKUŠENOSTI Z REALIZACÍ**Harrachovský tunel – Sanace tunelových pasů TP 2 až TP 5**

V minulých obdobích byly v tomto tunelu provedeny zcela nevhodné a po několika letech prakticky neúčinné sanační zásahy – injektáže, torkrety, hadicové svodnice, dílčí přezdvíhání obezdívky. Opadávající „sanační“ torkret v kombinaci s extrémním zaledněním v tunelové trubě byl jedním z důvodů nevyhovujícího stavu a představoval vysoké riziko pro dopravu (obr. 1).

**Obr. 6 Bohuslavický tunel – výsledek sanace****Fig. 6 Bohuslavice tunnel – rehabilitation results**

Vzhledem k výrazným přítokům vody do tunelu bylo rozhodnuto o totální výměně ostění a provedení nové mezilehlé hydroizolace. Jedním z hlavních důvodů pro tento způsob sanace byl dříve provedený podrobný vrtný průzkum ostění a horniny za ostěním, z něhož se dalo s vysokou mírou pravděpodobnosti odvodit stabilní skalní prostředí za ostěním. Stávající obezdívka pasů 2 až 5 ze žulových kvádrů byla vybourána a nahrazena novým samonosným ostěním ze stříkaného železobetonu tl. 175 mm. Izolace byla provedena z plastových desek PE-HD s patními drenážemi. Rubová strana byla vyplněna drenážním šterkovým materiálem (obr. 2 a 3).

Již po provedení první etapy (pasy TP 4 a TP 5) se předpoklady projektu splnily a stejná technologie byla použita i v navazujícím úseku (pasy TP 2 a TP 3). Z toho vyplývá, že pokud je možné dosáhnout souvislé plně výluky v dostatečné délce a pokud je investor schopen alespoň po etapách takový typ opravy financovat z provozních prostředků, je možné řešit sanaci jakéhokoli raženého tunelu obdobným způsobem – rychle a operativně.

Bohuslavický tunel – náhrada podsukružení kotvenými sítěmi

Při poslední stavební úpravě v Bohuslavickém tunelu v roce 1973 bylo provedeno podsukružení tunelu ocelovými rámy (kolejnicemi) a zapažení obezdívky dřevěnými pažinami s uklínováním. Podle archivních podkladů bylo podsukružení provedeno kvůli zvětrávajícímu spárování a vyjíždění zdicích kamenů z klenby, tedy z důvodu vážného narušení obezdívky. V částech bez podsukružení bylo také zaznamenáno poškození některých kvádrů a zejména špatný stav spárování obezdívky.

Stav podsukružení i viditelné obezdívky po 35 letech byl zcela nevyhovující – průsaky vody, výdřeva byla napadena hnilobou, kolejnicové spoje silně zkorodované, vypadávání dřevěných klínů (obr. 4).

V době přípravy projektu nebylo možné z důvodu nedostatku výluk odstranit pažinky zakrývající ostění na větší části tunelu, a tedy alespoň vizuálně zjistit stav ostění. Realizační projekt proto vycházel zejména z existujících starších podkladů.

Bylo navrženo kompletní odstranění podsukružení a jeho nahrazení systémem příkotvených výtuzných lícových sítí. Vzhledem ke klimatickým podmínkám byly navrženy nekovové (nekorodující) materiály – sklolaminátové vlepované a injektované kotvy a sítě, v místě největších průsaků byla navržena dvoufázová těsnící injektáž (obr. 5 a 6).

Realizace potvrdila nutnost provádět průzkumy v předstihu před realizací. Pokud to není možné z časových, provozních nebo jiných důvodů, je nutné řešit projekt variantně s tím, že zhotovitel a investor musí být připraveni na operativní změny technologie sanace i rozsahu až v průběhu realizace. Dnes je možné konstatovat, že navržené řešení je vhodné pro výše popsaný způsob a rozsah poškození. Jedná se o jedinečné a úspěšné využití již známých a používaných materiálů a technologií poněkud odlišným způsobem.



Obr. 7 Banskoštiavnický tunel – výchozí stav

Fig. 7 Banská Štiavnica tunnel – starting condition

this way of rehabilitation was the result of a detailed borehole survey of the lining and the rock mass behind the lining, from which a stable ground environment behind the lining could be deduced with a high degree of probability. The existing lining of blocks No. 2 through 5, consisting of granite ashlar, was broken out and replaced by a new, 175mm thick, self-supporting shotcrete lining. The waterproofing system consisted of PE-HD plastic plates and toe drains. The space behind the outer surface of the lining was backfilled with drainage gravel (see Figures 1 to 3).

The design assumptions were fulfilled already after the completion of the first stage (blocks No. 4 and 5); the same technology was therefore applied also to the adjacent section (blocks No. 2 and 3). It follows from this fact that if full and continuous closing of a tunnel to traffic is possible at a sufficient length of time and the client is able to provide operating funds for such a type of repairs, the refurbishment of any mined tunnel can be solved in a similar way – quickly and operatively.

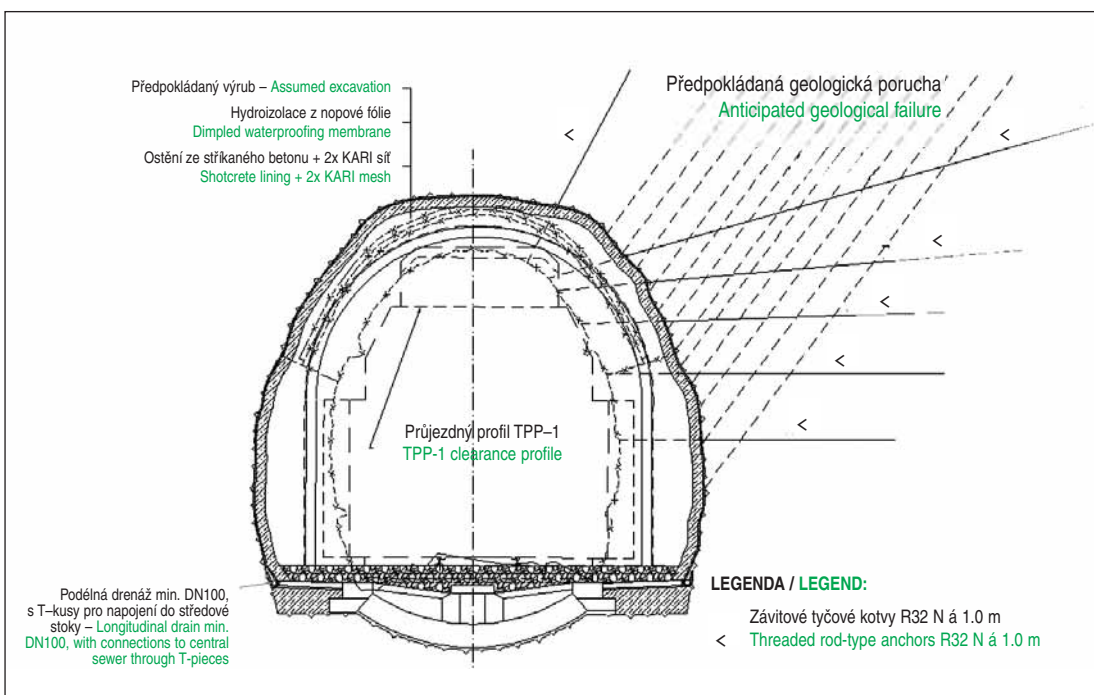
The Bohuslavice tunnel – replacement of a centering by anchored mesh

During the last construction work on the Bohuslavice tunnel in 1973, steel frames (rails) were installed in the tunnel, acting as a centering, and the lining was braced by timber lagging fixed by wedges. According to archive documents, the centering was erected because the joint fills had been affected by weathering and masonry blocks had been falling from the vault as a result of serious erosion of the lining. Some defective ashlar and, above all, poor condition of the jointing were also registered in the parts without the centering.

The condition of the centering and visible lining after 35 years was absolutely unsatisfactory: seeping water, rotted timbering, heavily corroded rail joints, falling out timber wedges.

The lagging covering the lining within the major part of the tunnel could not be removed during the design stage because of insufficient closures, thus even the visual examination of the condition of the lining could not be carried out. The detailed design was therefore based mainly on existing older documents.

The design required that the centering be completely removed and be replaced by a system of mesh reinforcement tied to the surface by anchors. With regard to the climatic conditions, non-metallic (non-corrosive) materials were designed – fiberglass anchors (resin bonded and grouted) and mesh; two-stage grouting was



Obr. 8 Banskoštiavnický tunel – projekt sanace

Fig. 8 Banská Štiavnica tunnel – rehabilitation design



Obr. 9 Banskoštiavnický tunel – realizace (bourání ostění, zkracování kotev)
Fig. 9 Banská Štiavnica tunnel – rehabilitation works (breaking off the lining, cutting the length of anchors)

Ačkoli oprava Bohuslavického tunelu byla objemem prací a financí spíše menší stavbou, ukázala se jako velmi pozitivní stálá přítomnost projektanta a zástupce investora na stavbě jako odborného dozoru. Všechna rozhodnutí týkající se změn v technologii nebo v rozsahu prací oproti předpokladům v projektu mohla být uskutečněna okamžitě a přímo na místě bez jakéhokoli zdržení.

Banskoštiavnický tunel

Banskoštiavnický tunel je dlouhý 1194 m. I přes svoje poměrně nízké stáří (60 let) je tunel ve špatném stavebně-technickém stavu. V ostění tunelu byly použity nevhodné materiály. Kamenná část ostění je provedena převážně z rhyolitu z místního kamenolomu, který je sice dekorativní, avšak porézní, a tudíž namrzavý. Stejný materiál byl zcela nevhodně použit i jako kamenivo do většího betonu ostění. Navíc betony jsou silně porézní a nehomogenní.

Zásadním problémem tunelu je prosakující voda, která v zimních obdobích zamrzá a zasahuje do průjezdného profilu. Nekvalitní beton ostění a jeho kamenná část z porézního rhyolitu zvětrávají a postupně degradují. Nejpravděpodobnější příčinou deformací klenby v podskružených úsecích, jakož i drcení některých spár mezi kameny ostění, byl tlak ledu na rub ostění (obr. 7).

Na základě výsledků průzkumných prací byla navržena rekonstrukce celkem 101 ze 151 tunelových pasů:

- statické zajištění deformovaných tunelových pasů. Tyto pasy byly před započítím rekonstrukce dočasně podepřeny ocelovými skružemi z kolejnic,
- vyřešení hydroizolace silně zamokřených tunelových pasů,
- nahrazení nejvíce poškozených betonových opěr tunelových pasů,
- výměna všech záchranných výklenků,
- ošetření zvětrávajícího kamenného ostění portálů tunelu,
- sanace předportálových zárubních zdí včetně jejich odvodnění.

Celkové náklady na realizaci sanace v tomto rozsahu byly jako jednorázová investice neúnosné pro trať regionálního významu. Proto investor přistoupil k realizaci po malých částech podle závažnosti stavu ostění v tunelu a míry ovlivnění provozu. V prvních etapách realizace byl opraven úsek s největším poškozením ostění, kde v minulosti dokonce došlo k závalu. Jednalo se o podskružený úsek délky cca 25 m (čtyři tunelové pasy). Sanace spočívala v ubourání ostění v tloušťce cca 450 mm, vyrovnání povrchu stříkaným betonem, provedení hydroizolační vrstvy z nopové fólie a následně zhotovení nového ostění ze stříkaného betonu vyztuženého KARI sítěmi. Před zahájením bouracích prací byla původní obezdívka zajištěna tyčovými kotvami. Ty byly po odbourání zkráceny a ponechány jako trvalý kotevní prvek (obr. 8 a 9).

Unikátní bylo mimo jiné použití hydroizolačních nopových fólií (obr. 10).

Hlavními problémy realizace byly relativně krátké termíny výluk – v jedné výluce bylo možno realizovat cca 1,5 tunelového pasu.

designed for locations exhibiting the greatest seepage. (See Figures 4 through 6).

It was confirmed by the construction process that the surveys must be conducted in advance of the works. If this is impossible due to the lack of time or for operating or other reasons, the design must be solved in variants; both the contractor and client must be prepared for operative changes of the rehabilitation technology and the scope of the works later, during the construction. It is possible today to state that the designed solution is suitable for the above-mentioned type and extent of damage. It is an example of unique and successful use of known and generally used materials and technologies in a slightly different way.

Despite the fact that the Bohuslavice tunnel repair is rather small in terms of the volume of works and finances, the permanent presence of the designer and client's representative on site, providing professional supervision, proved to be very positive. All decisions regarding changes in the technology or the scope of works compared with the design assumptions could be implemented immediately, directly on site, without any delay.

The Banská Štiavnica tunnel

The Banská Štiavnica tunnel is 1194m long. Despite its relatively low age (60 years), the tunnel is in a poor structural condition. Unsuitable materials were used for the tunnel lining. The rhyolite masonry, which was mostly used for a part of the lining, is, on the one hand, decorative, on the other hand, it is porous and, as a result, frost susceptible. The same material was used, absolutely improperly, as aggregates for the majority of the lining concretes. In addition, the concretes are heavily porous and inhomogeneous.

Seeping water is the crucial problem of the tunnel. It freezes in winter seasons and extends into the clearance profile. The poor quality concrete lining and the masonry part of the lining in rhyolite have been weathering and gradually degrading. The most likely cause of deformations of deformations of the vault in the sections supported by centering and crushing of some joints in the stone masonry is the pressure exerted by ice on the outer surface of the lining.

The reconstruction of 101 tunnel blocks out of the total of 151 was designed on the basis of the results of the surveys as follows:

- Stabilising deformed tunnel blocks. These blocks were temporarily supported by steel frames from rails;
- Solving the problem of waterproofing tunnel blocks heavily affected by water;
- Replacing the most damaged concrete side walls of the tunnel blocks;
- Replacing all SOS recesses;
- Treating the weathering stone masonry forming the tunnel portals;
- Rehabilitation of pre-portal revetment walls and the drainage of the walls.



Obr. 10 Banskoštiavnický tunel – hydroizolační nopová fólie
Fig. 10 Banská Štiavnica tunnel – dimpled waterproofing membrane



Obr. 11 Banskštiavnický tunel – dokončený úsek sanace
Fig. 11 Banska Štiavnica tunnel – finished part of the refurbishment

Před zahájením bouracích prací byly zpevněny prostory zakládky mezi ostěním a lícem výrubu cementovou injektáží tak, aby při bourání nedošlo k záválu.

Přes obezdívku bylo provedeno přikotvení předpokládaných poruch za ostěním zavrtávacími tyčovými kotelmi. Injektáž kotev v klenbě byla provedena dvousložkovou PUR pryskyřicí, v opěře pak cementovou směsí.

Bourání ostění probíhalo po pásech délky 1 m v celém rozsahu ostění.

Tímto postupem bylo dosaženo úspor bouracích prací a zároveň tak vznikl relativně rovný povrch pro pokládku deštníkové hydroizolace.

Na kvalitu povrchu ostění ze stříkaného betonu měl zásadní vliv výběr prefabrikované směsi. Základním požadavkem na beton byla kromě pevnostních charakteristik zejména smršťovitost stříkaného betonu (minimalizace vzniku smršťovacích trhlin).

Při vrtání kotev v oblasti dřívějšího záválu se objevily silné přítoky vody. Tento přítok se podařilo výrazně omezit těsnicí injektáží prováděnou přímo při injektáži kotev. Redukovaný přítok vody byl sveden odvodňovacím žlábkem typu Omega do podélné drenáže v patě opěry a dále do středové stoky. Hlavním problémem při této sanaci bylo členění opravy na malé úseky. Realizační tým byl pak nucen napojovat hydroizolaci a definitivní ostění ve více spárách v rámci jednoho úseku sanace.

ZÁVĚR

Uvedené příklady ukazují, že vynaložení menších finančních nákladů a provádění oprav v reálném čase (tehdy, kdy je to zapotřebí a bez zbytečných odkladů) jsou výrazně efektivnější a v součtu levnější, než nákladné investice na rekonstrukce celých tunelů nebo celých traťových úseků, kdy je nutné navíc respektovat a dodržet požadavky norem a legislativy jako pro novostavby, což je v případě starých železničních tunelů jen velmi obtížně technicky řešitelné.

Jako rozhodující podklady pro zvolení správného způsobu a rozsahu sanace jsou především:

- definování požadavků na stav tunelu a trať po sanaci,
- odpovídající (co nejpodrobnější) diagnostika tunelu (prohlídka, průzkumy, zaměření),
- shromáždění všech dostupných archivních podkladů,
- odborná analýza příčin vzniku nevyhovujícího stavu (efektivnější je odstranit příčinu poruchy, než její důsledky).

Velmi důležité je, aby byl hned na počátku stanoven cíl sanace. V případě regionálních tratí jde ve většině případů o udržení existujícího stavu a udržení míry bezpečnosti provozu. Teprve následně je vhodné posuzovat i navazující úseky trati, respektive celkové podmínky na daném traťovém úseku. Není obvykle vhodné stanovovat „přemrštěné“ požadavky na konkrétní tunel, když na jiných úsecích trati tyto parametry stejně nebudou nebo nemohou být z jakýchkoli jiných důvodů dodrženy.

**ING. JIŘÍ MATĚJČEK, jmatejcek@amberg.cz,
 AMBERG ENGINEERING BRNO, a. s.**

Recenzoval: doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.

As a one-shot investment, the total costs of the rehabilitation work in the above-mentioned scope are prohibitive for a rail line of regional importance. For that reason the client divided the construction into small parts, according to severity of the tunnel lining condition and the magnitude of the effect on traffic. The initial stages of the works covered the section exhibiting the most serious defects of the lining, in which even a collapse had occurred in the past. It was an about 25m long section (four tunnel blocks) stabilised by the centering. The rehabilitation comprised breaking off an about 450mm thick layer of the lining, application of levelling shotcrete on the surface, installation of a dimpled sheet waterproofing membrane and construction of a new shotcrete lining reinforced by KARI mesh. The original lining was stabilised before the commencement of the works by anchor rods. When the breaking off of the lining was finished, the length of the anchors was reduced and the rods were left as a permanent anchoring element.

The use of the dimpled sheet membrane is also unique (see Figures 7 through 11).

The main problems for the works resulted from relatively short periods of traffic closures; about 1.5 tunnel blocks could be completed during one closure.

The packing which filled the space between the lining and the excavated tunnel wall, stabilised by cement grouting to prevent a collapse during the breaking off operation.

The anticipated ground failures behind the lining were tied back by self-drilling anchor rods, which were installed through the lining. Anchors in the roof were grouted using PUR two-component resin, while cement grout was used on side walls.

The breaking of the lining proceeded in steps, completing 1m long stretches around the whole tunnel circumference.

Owing to this procedure, savings were achieved in the breaking off operations and, at the same time, a relatively even surface originated, allowing the installation of the umbrella-type waterproofing system.

The quality of the surface was most of all affected by the selection of ready-mix concrete mixture. The basic requirement for concrete was, apart from strength-related characteristics, above all shrinkage of sprayed concrete (minimisation of the development of shrinkage cracks).

Heavy water inflows were encountered during the drilling for anchors in the area of the former tunnel collapse. The inflow rate was successfully reduced by permeation grouting, which was carried out concurrently with the grouting of anchors. The reduced water inflow was diverted via an Omega-type drainage channel to a longitudinal drain at the toe of the side wall and further to a central drainage duct. The main problem of this rehabilitation follows from the division of the repair operation into short sections. As a result, the working team was forced to connect the waterproofing membrane and the final lining at more joints within one section being rehabilitated.

CONCLUSION

The above-mentioned examples show that the system of spending smaller amounts of financial expenditures carrying out repairs in real time (at the time when they are necessary, without unnecessary delays) is significantly more effective and, all in all, cheaper than expensive reconstructions of entire tunnels or entire track sections, where it is in addition necessary to comply with requirements of standards and legislation applicable to new constructions, which is a task technically very difficult to meet in the cases of old railway tunnels.

The grounds crucial for the selection of a proper procedure and scope of rehabilitation are above all:

- defining requirements for the condition of the tunnel and the track after rehabilitation,
- adequate (as detailed as possible) tunnel diagnostics (inspections, condition surveys, geodetic surveys),
- collecting all available archive documents,
- carrying out an expert analysis of causes of the origination of the unsatisfactory condition (removing causes is more effective than removing their consequences).

It is very important for the rehabilitation to define at the very beginning its objective. In the cases of regional rail lines it is usually to maintain the existing state and maintain the degree of safety. Only then is it reasonable to assess even the adjacent sections of the track or overall conditions throughout the particular route section. It is usually unreasonable to impose exaggerated requirements for a particular tunnel when, for whichever reason, these requirements will not be or cannot be met on other sections of the route.

**ING. JIŘÍ MATĚJČEK, jmatejcek@amberg.cz,
 AMBERG ENGINEERING BRNO, a. s.**

TUNEL UETLIBERG: PREMIÉRA NOVÉHO TUNELOVACÍHO STROJE

UETLIBERG TUNNEL: PREMIERE OF NEW TUNNELLING MACHINE

STEFAN MAURHOFER

POPIS STAVBY A REKAPITULACE

Tunel Uetliberg ve Švýcarsku je nejdelší tunel na nové rychlostní komunikaci západního obchvatu Curychu, která spojuje obchvat Birmensdorf na západě se státní dálnicí Curych–Chur na východě. Tunel tedy spojuje dálniční křižovatku Curych-západ s křižovatkou Curych-jih (obr. 1).

Stavba tunelu Uetliberg se skládá ze dvou souběžných, přibližně 4,4 km dlouhých tunelových trub. Obě trouby jsou propojeny každých 300 m propojkami pro pěší a každých 900 m propojkami pro vozidla. Výklenky SOS jsou instalovány po 150 m. Technologické objekty se strojovny jsou umístěny u západního i východního portálu. Tunel klesá od západního portálu k východnímu v podélném sklonu 1,6 %.

Cena stavby je přibližně 1,12 mld. švýcarských franků.

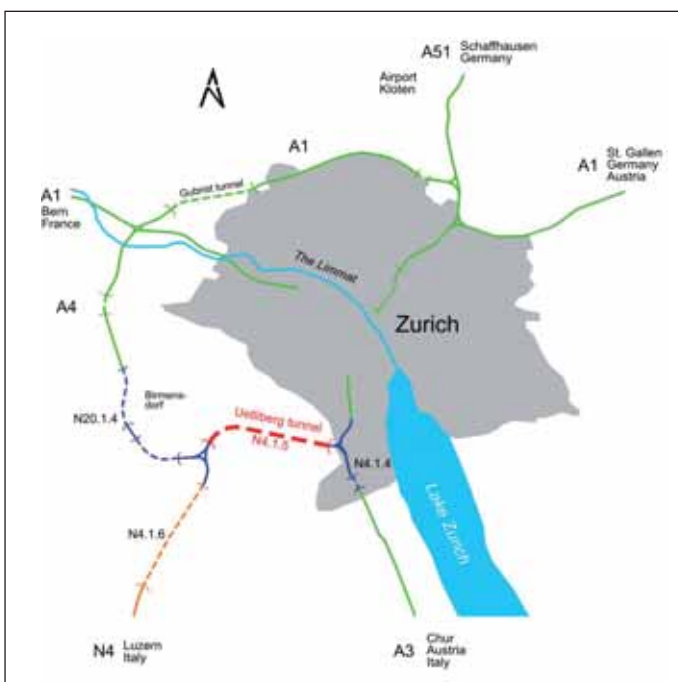
Práce na hrubé stavbě začaly v březnu 2001 a tunel Uetliberg byl uveden do provozu v květnu 2009.

GEOLOGIE

Ve směru od západu na východ prochází tunel Uetliberg pod dvěma souběžnými hřebeny kopců (Ettenberg a Uetliberg), mezi nimiž leží údolí řeky Reppisch. Maximální výška nadloží tunelu pod kopcem Uetliberg je přibližně 320 m.

Než se dorazilo k úsekům molas Eichholzu (500 m) a Uetlibergu (2800 m), musela ražba projít třemi úseky měkké horniny (úseky Gjuch, Diebis a Juchegg).

Horní sladkovodní molasa se skládá ze střídajících se vrstev obsahujících výchozy tvrdého pískovce a vrstvy měkkého slínu a variant obou vrstev. Obecně jsou vrstvy uloženy horizontálně.



Obr. 1 Státní silnice v oblasti Curychu

Fig. 1 National Highways in the Zurich area

PROJECT DESCRIPTION AND OVERVIEW

The Uetliberg Tunnel in Switzerland is the longest tunnel in Zurich's new Western Bypass Expressway, connecting the Birmensdorf bypass in the west with the existing Zurich-Chur national motorway in the east. Thus the tunnel links the Zurich-West motorway interchange with the Zurich-South interchange (shown in Figure 1).

The Uetliberg Tunnel project comprises two parallel tubes, each about 4.4 km long. The two tunnel tubes are connected every 300 m by a transverse walkway and every 900 m by a transverse roadway. The SOS niches are spaced 150 m apart. Portal stations with machinery rooms are located at the west and east portals. The tunnel falls with a gradient of 1.6% from the west portal to the east portal.

The Project costs are about CHF 1.12 billion.

The carcass construction started in March 2001. The opening of the Uetliberg Tunnel was in May 2009.

GEOLOGY

From west to east, the Uetliberg Tunnel passes under two parallel ranges of hills (Ettenberg and Uetliberg) with the Reppisch Valley in between. Maximum overburden of the tunnel under the Uetliberg is about 320 m.

Before the molasse sections of Eichholz (500 m) and Uetliberg (2,800 m) were reached, three sections of soft ground (Gjuch, Diebis and Juchegg) had to be driven.

The upper fresh water molasse consists of interchanging strata comprising hard sandstone outcrops and soft marl layers plus a variation in the two strata.

Generally, the strata are flatly bedded.

The permeability of the marls is low. They can be considered as more or less impervious. The sandstones have a low porosity but moderate fissure water may occur owing to the fissures. Overall, it is possible to assume a moderate permeability.

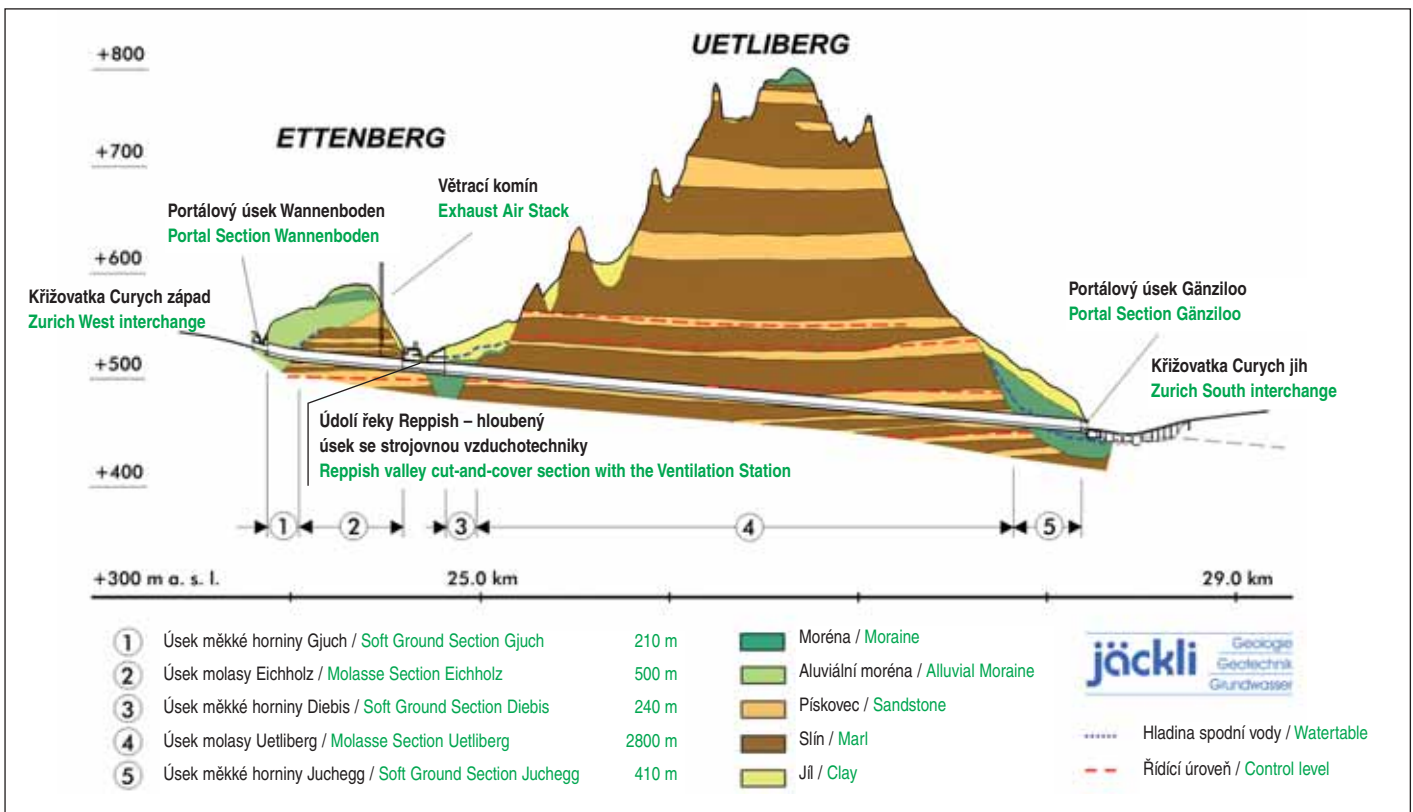
TUNNEL CROSS-SECTIONS

The horseshoe cross-section used in all of the soft ground sections (SG) and for the drill-and-blast excavation in the Eichholz molasse section (MO-EIC) is about 14.70 m wide and about 12.70 m high (see Figure 3). The face area is roughly 143 to 148 m².

The standard cross-section for the Uetliberg molasse section is 14.40 m wide and 14.20 m high (see Figure 4). The face area is about 160 m².

METHODS OF EXCAVATION

All of the soft ground sections were driven with the core method of tunnel construction. Normally, temporary support measures consisted of steel arches (HEM-180 girders spaced 1 m apart) and a 25 cm thick layer of steel-fibre-reinforced shotcrete. The section under the Ettenberg (Eichholz molasse section), which is about 500 m long, was excavated by blasting. Three drill-and-blast divisions were used: crown, bench and base.



Obr. 2 Podélný geologický profil tunelu
Fig. 2 Geologic profile along the tunnel

Propustnost slínů je malá a dají se považovat za víceméně nepropustné. Pískovce jsou málo porézní, ale kvůli puklinám se může vyskytnout puklinová voda. Celkově se předpokládala mírná propustnost.

PŘÍČNÉ ŘEZY TUNELU

Příčný řez, který se použil ve všech úsecích procházejících měkkými horninami (SG) a pro ražby pomocí trhacích prací v úseku molasy Eichholz (MO-EIC), je přibližně 14,70 m široký a 12,70 m vysoký (obr. 3). Plocha výrubu je přibližně 143 až 148 m².

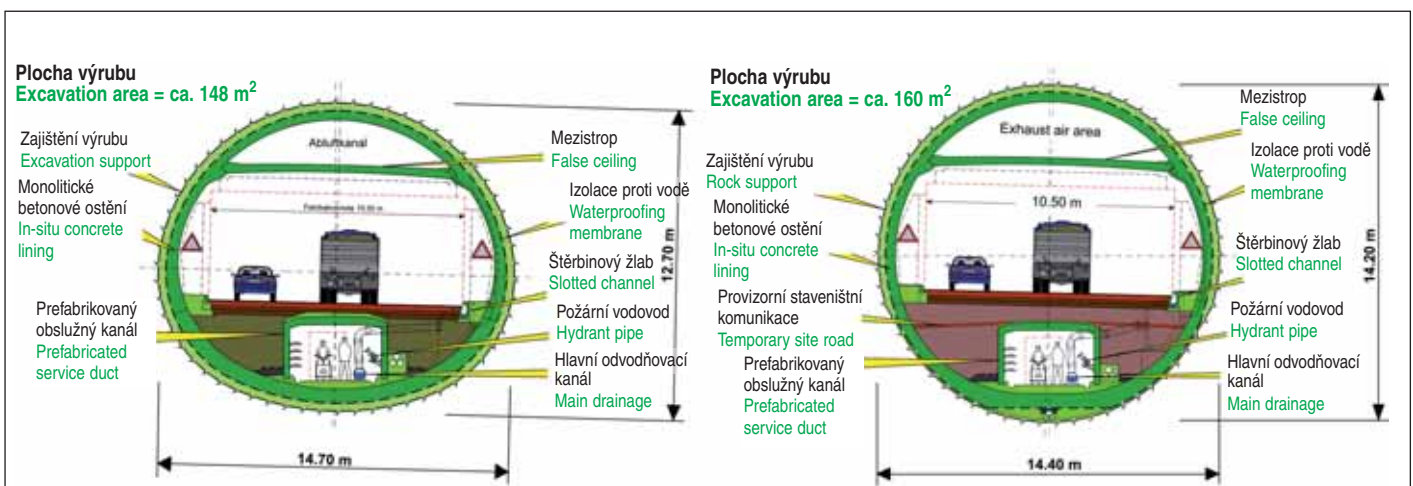
Standardní příčný řez v úseku molasy Uetliberg má šířku 14,40 m a výšku 14,20 m (obr. 4). Plocha výrubu je zhruba 160 m².

METODY RAŽBY

Všechny úseky ražby v měkkých horninách se prováděly sekvenční tunelovací metodou. Normálně byla provizorní výstroj tvořena ocelovými oblouky (rámy z těžkých profilů HEM-180 po

Tunnel excavation of the Uetliberg Molasse section was carried out with a pilot tunnel boring machine (TBM Type Wirth TB III 500 E, diameter 5.00 m) followed later by a tunnel bore extender (TBE Type Wirth TBE 500/1440) employing the undercutting technology. With this technique, the cutting rollers work against the rock's tensile strength, which is much lower than its compressive strength. The TBE extended the pilot tunnel to the final cross-section diameter of 14.00 to 14.40 m. The head of the TBE consisted of a two piece cutterhead body with six cutter arms. It rotated on the inner kelly, which was braced and positioned in the pilot tunnel and in the extended tunnel cross-section. The cutters, which were offset both axially and radially from the tunnel axis, were mounted on radially movable slides on the cutter arms. When the six arm boring head rotated, the rollers were shifted from an inner to an outer boring diameter. When the nominal boring diameter was reached, the slides were retracted. Then the continuously rotating head was shifted by one 20 cm advance towards the face, and boring of the next round could begin.

Excavation support, which comprises Swellex rock bolts, cable bolts, mesh and shotcrete (use of steel supports where necessary),



Obr. 3 Standardní příčný řez pro měkké horniny a úsek s trhacími pracemi
Fig. 3 Standard cross-section for soft ground and drill&blast sections

Obr. 4 Standardní příčný řez pro úsek molasy Uetliberg
Fig. 4 Standard cross-section for Uetli molasse section



Obr. 5 Řezná hlava rozšiřovacího tunelovacího stroje TBE
Fig. 5 The TBE boring head

1 m) a 25 cm silnou vrstvou stříkaného drátkobetonu. Úsek pod horou Ettenberg (úsek molasy Eichholz), který je dlouhý asi 500 m, byl ražen pomocí trhačích prací. Používalo se horizontální členění čelby na kalotu, opěří a dno.

Při ražbě tunelu v úseku molasy Uetliberg se prováděl pilotní tunel s využitím tunelovacího stroje (TBM typu Wirth TB III 500 E, průměr 5 m). Po jeho vyražení následovalo použití rozšiřovacího tunelovacího stroje (Tunnel Bore Extender = TBE; typ Wirth TBE 500/1440), pracujícího technologií podřezávání. Při této technologii působí řezná dláta proti pevnosti horniny v tahu, která je mnohem menší než její pevnost v tlaku. Strojem TBE se pilotní tunel rozšířil na konečný průměr příčného řezu 14,00 až 14,40 m. Hlava stroje TBE byla dvoudílná a měla šest řezných ramen. Otáčela se na vnitřním hřídeli, který byl zasunut a zafixován v pilotním tunelu a v rozšířené části tunelu. Řezné nástroje, které byly vzájemně odsazeny axiálně i radiálně od podélné osy tunelu, byly osazeny na radiálně pohyblivých saních na ramenech řezné hlavy. Zatímco se šestiramenná řezná hlava otáčela, řezná dláta se posunovala směrem od vnitřního průměru ražby k vnějšímu průměru výrubu. Když bylo dosaženo stanoveného průměru výrubu, saně se stáhly zpět. Potom se posunula stále se otáčející hlava o 20 cm vpřed směrem k čelu výrubu a bylo možno zahájit ražbu dalšího záběru.

Výstroj výrubu, která se skládá z horninových svorníků Swellex, lanových kotev, svařovaných sítí a stříkaného betonu (s použitím ocelových rámu v případě potřeby), se osazuje ihned za řeznou hlavou. Izolace proti vodě, betonová protiklenba, prefabrikovaný obslužný kanál, blok s kabelovým kanálem a boční zásypy byly prováděny pod závěsem stroje TBE, který byl zavěšen na horninových svornících osazených ve stropě výrubu. Betonový prstenec vnitřního ostění a mezistrop se prováděly následně vzadu.

POROVNÁNÍ STROJNÍ RAŽBY A RAŽBY POMOCÍ TRHAČÍCH PRACÍ

Během roku 2003 probíhala ražba strojem TBE pět dnů v týdnu, na dvě pracovní směny, od 7:00 hodin ráno do 22:00 hodin večer, celkem 14 hodin za den. Od 23:00 hodin večer do 3:00 hodin ráno se provádělo zajišťování výrubu a údržbářské práce. Denní postupy se pohybovaly mezi 5 a 7 m. Nejvyšší denní postup byl 12 m. Od začátku roku 2004 byl zahájen třísměnný provoz se zkrácenou třetí

is installed right behind the cutter head. Waterproofing, concrete invert, service duct (prefabricated elements), a cable conduit block, and side backfilling were installed beneath the back-up equipment behind the TBE suspended from rock bolts in the ceiling. The concrete ring of the inner shell and the intermediate ceiling were installed successively later on in the rear areas.

COMPARISON OF MECHANICAL AND DRILL AND BLAST HEADING

During the year 2003, TBE heading took place on five days per week in two-shift operation: from 07.00 o'clock in the morning to 22.00 o'clock in the evening during 14 hours. From 23.00 o'clock in the evening to 03.00 o'clock in the morning rock support and maintenance work were done. Daily advances were between 5 m and 7 m. The peak daily advance was 12 m. Starting at the beginning of 2004, three-shift operation was adopted with a reduced third shift responsible for support and maintenance work. So TBE-heading took place also on five days per week, but from 06.00 o'clock in the morning to 22.00 o'clock in the evening without a break, remaining support and maintenance work from 22.00 o'clock in the evening to 06.00 o'clock in the morning. This new working schedule yielded average daily advance ranging from 9 m to 11 m. The peak daily advance was 16.5 m. In the back-up zone, all of the work on the invert - which means invert arch, service duct and backfilling - was carried out simultaneously with heading.

The previously completed pilot tunnel of 5.0 m in diameter was driven in three-shift operation with an average advance of 20 m/day. The peak advance rate was 42.6 m/day.

This yields an average advance of mechanical driving for the entire cross-section of about 6.6 m/day, including finishing of the invert in the back-up zone.

Drill-and-blast heading was done on a two-shift basis, five days per week from 06.00 o'clock in the morning to 22.00 o'clock in the evening, followed by mucking and completion of maintenance work. Crown heading regularly produced advances of 6 m/day, with a peak daily advance of 8 m. Core, side wall benches and invert excavation followed completion of the crown heading with an advance rate of 8 m/day. This yields an average advance of drill-and-blast heading over the entire cross-section of 4 m/day, without completion of the invert installations.

The cost comparison for excavation and support, not including seal supports or installations, showed that TBE heading was less costly than drill-and-blast. If the cost of removing the additional excavation debris is taken into account, produced by TBE heading as a result of the larger cross-section, the drill-and-blast's cost disadvantage is cut in half.



Obr. 6 Sekvenční metoda pro všechny ražby v měkkých horninách
Fig. 6 Core method for all soft ground heading

směnou, která odpovídala za zajištění výrubu a údržbu. Ražba strojem TBE se tedy konala také po dobu pěti dnů v týdnu, avšak bez přestávky od 6:00 hodin ráno do 22:00 hodin večer. Zbývající zajištění a údržbářské práce byly prováděny od 22:00 hodin večer do 6:00 hodin ráno. Toto nové rozvržení pracovní doby vedlo k průměrným denním postupům v rozmezí od 9 do 11 m. Nejvyšší denní postup byl 16,5 m. V oblasti závěsu byly prováděny současně s ražbou všechny práce ve dně, to znamená provádění protiklenby, obslužného kanálu a zpětných zásypů.

V předstihu dokončený pilotní tunel o průměru 5 m serazil v třísměnném provozu, průměrnou rychlostí 20 m/den. Nejvyšší rychlost postupu byla 42,6 m/den.

Výsledná průměrná rychlost postupu strojní ražby pro celý profil byla přibližně 6,6 m/den včetně dokončení dna v oblasti závěsu.

Ražba pomocí trhacích prací se prováděla ve dvousměnném provozu, pět dnů v týdnu, od 6:00 hodin ráno do 22:00 hodin večer, s následným odvozem rubaniny a prováděním údržbářských prací. Při ražbě kaloty se pravidelně dosahovalo výkonu 6 m/den, nejvyšší denní postup byl 8 m. Ražba opěrů a protiklenby následovala po dokončení ražby kaloty rychlostí 8 m/den. Výsledkem byla průměrná rychlost postupu ražby celého profilu pomocí trhacích prací 4 m/den (bez dokončení instalací ve dně).

Porovnání nákladů na ražbu a zajištění výrubu, bez započtení podpor izolace a instalací, ukázalo, že ražba strojem TBE byla méně nákladná než ražba s použitím trhacích prací. Pokud se započtou náklady na odklizení a další nakládání rubaniny z ražby strojem TBE vzniklé v důsledku většího profilu ražby, nákladová nevýhodnost použití trhacích prací se snížila o 50 %.

SHRNUTÍ

Na závěr je možno informovat o pozitivních výsledcích po provedení 1900 metrů ražeb v měkké hornině a uložení 10 000 tun oceli. V průběhu tohoto dvouletého období bylo úspěšně vyraženo 1900 metrů tunelu v měkké hornině. Rychlost ražeb, která byla v nabídce zhotovitele stanovena na 1,2 m za den pro celý profil s plochou 148 m², byla dosažena a dokonce překročena. Systematická montáž ocelových rámců umožnila organizování účinného a předvídatelného procesu ražby prakticky bez nepříjemných překvapení a komplikací, přes výjimečnou různorodost geologických útvarů. Celkové zajištění na čelbě a zajištění dílčích výrubů, prováděné kotvením čela výrubu a cementovými injektážemi, fungovalo v kterémkoli okamžiku.

Úspěšné rozšiřování obou tunelových trub v úseku molasy Uetliberg ukázalo, že technologie podřezávání funguje dobře. Působením na pevnost horniny v tahu namísto pevnosti v tlaku bylo možné snížit množství vynaložené energie přibližně o 50 %. Přesnost vyraženého profilu byla velmi dobrá.

Strojní ražba strojem TBE v tunelu Uetliberg umožnila zmenšení rozsahu zajištění výrubu ve srovnání s ražbou pomocí trhacích prací.

Díky trvale prováděnému vyhodnocování horninových poměrů bylo možné provádět strojní ražbu velkých profilů v molase bez použití betonových dílců ostění. Aby bylo použití této metody úspěšné, byl proveden výběr předem definovaných typů zajištění horniny. Zajištění se muselo instalovat hodně vpředu, ihned za řeznou hlavou.

Ve skutečnosti bylo z důvodu většího profilu nutno odvázet více rubaniny, avšak část tohoto materiálu se dala použít na zásypy všech obslužných kanálů v tunelových úsecích.

Vezmeme-li v úvahu všechny faktory, prokázalo se, že ražba strojem TBE v úseku molasy Uetliberg byla ekonomická.

Objednatel:	Stavební úřad kantonu Curych, Odbor zakládání staveb, Útvar státních silnic a dálnic
Projektant:	Amberg Engineering Ltd.
Stavební dozor:	Amberg Engineering Ltd.
Zhotovitel:	Uetli Joint Venture
Průzkum:	Amberg Technologies Ltd.

STEFAN MAURHOFER,
AMBERG ENGINEERING Ltd, Švýcarsko

Recenzoval: Ing. Karel Franczyk, Ph.D.



Obr. 7 Řezná hlava stroje TBE míjí propojku pro pěší
Fig. 7 TBE-cutterhead passing an accessible cross-passage

SUMMARY

In conclusion, positive results can be reported after 1,900 meters of tunnelling in soft ground and the installation of 10,000 tonnes of steel. During this two-year period, about 1,900 meters of tunnel has been driven successfully through soft ground. The excavation rate specified in the contractor's bid, 1.2 m advance per day over the entire cross-section of 148 m² was achieved and even exceeded. The systematic installation of steel supports has made it possible to organize efficient and predictable tunnelling progress practically free of unpleasant surprises and complications despite these exceptionally heterogeneous geological formations. Overall support at the working face and support of the partial cross-sections was insured at all times with face anchors and cement injections.

The successful enlargement of the two tubes in Uetliberg molasse section showed that the back-cutting technology functions well. It was possible to reduce the energy output by some 50% through working against the rock's tensile strength rather than its compressive strength. The cross-sectional accuracy was very good.

The mechanical heading with the TBE in the Uetliberg tunnel allowed reducing the excavation support, compared to drill and blast heading.

It was feasible to mechanically drive large cross-sections in the molasse without the aid of concrete segments by constantly assessing the rock conditions. To be successful with this method, a selection of pre-defined types of rock support was made. The rock support had to be placed well forward, behind the cutter-head.

In fact there was more excavated material to remove because of the larger cross-section, but a part of this material could be used to backfill all service ducts in the tunnel sections.

All things considered the mechanical heading with the TBE proved to be an economic way to drive through the Uetliberg molasse section.

Client:	Baudirektion Canton of Zurich, Foundation Engineering Office, Dept. for National Highways and Trunk Roads
Project design:	Amberg Engineering Ltd
Job Site Supervision:	Amberg Engineering Ltd
Contractor:	Uetli Joint Venture
Survey:	Amberg Technologies Ltd.

STEFAN MAURHOFER,
AMBERG ENGINEERING Ltd, Switzerland

JAK SE RODÍ TUNEL – STUDIE PROVEDITELNOSTI MĚSTSKÉHO TUNELU V ČESKÉM KRUMLOVĚ

HOW A TUNNEL IS BORN – FEASIBILITY STUDY OF AN URBAN TUNNEL IN ČESKÝ KRUMLOV

VLADIMÍR PRAJZLER, PAVEL PAŠKA, LUKÁŠ MAŠÍN, JIŘÍ ČINKA, LUMÍR LUŠTICKÝ

ÚVOD

Jsou města, která z historického pohledu berou člověku dech. Atény, Benátky, Praha, Český Krumlov se krásou vyrovnají divům přírody a vzbuzují v člověku pychu na to, co vytvořil. V němém úžasu zhlížíme na díla, která postavili naši dávní předci v naprosté dokonalosti, bez mnoha stupňů plánování, autocadu, 3D modelů a výpočetních programů. Čechy si své výjimečné postavení v Evropě získaly mimo jiné díky vydatnosti svých nerostných zásob. Stará hornická města Jihlava, Kutná Hora, Jáchymov, Příbram, Kašperk, Nový Knín, Jílové a Český Krumlov podporovala úspěchy českého státu ve středověku a bez jejich přínosu by Čechy a Morava pravděpodobně už dávno zmizely z mapy Evropy. Historická centra těchto měst odrážejí jejich bývalou slávu a bohatství.

Stavbu nových tunelů jsme zatím v České republice zvyklí vidat pouze na dálnicích a ve velkých městech – v Praze a v Brně. Výjimkou je jen tunel Hřebeč a hloubený tunel na obchvatu Jihlavy. Dostupnost nových technologií a možnost čerpat finance z evropských zdrojů otvírají příležitosti přemýšlet o tunelových stavbách i v jiných lokalitách, než na dálniční síti a v metropolích. Přitom některá místa se pro stavbu tunelů přímo nabízejí – viz např. obchvat Vrchlabí na silnici II/295 z Prahy do Špindlerova Mlýna, kde velký spád silnice vedené v hlubokém zářezu činí problémy především v zimních měsících. Dalším příkladem je i Objížděková ulice na silnici II/157 v Českém Krumlově, která byla vybudována v roce 1964 jako jeden z prvních městských obchvatů v jižních Čechách, procházející skalním zářezem na okraji břehu Vltavy – viz obr. 1, jejíž náhradou by se měl stát právě navrhovaný tunel.

V minulém století nebyl dostatek finančních zdrojů ani zkušeností pro stavbu tunelů v České republice – kromě metra v Praze. Úspěšná realizace řady silničních a železničních tunelů v posledních letech, obrovský nárůst automobilové dopravy a zvýšené požadavky na ekologické aspekty, dávají předpoklady pro využití tunelových staveb v daleko větší míře.

Středověké sídlo prošlo bohatou historií, a to bez ničivých požárů či vojenských tažení. Díky tomu si město uchovávalo svůj historický charakter a patří mezi nejzachovalejší celky městské architektury u nás i ve světě. Jako významná památková rezervace s více než třemi sty



Obr. 1 Letecký snímek Českého Krumlova s vyznačením trasy tunelu
Fig. 1 Aerial photo of Český Krumlov with the tunnel route layout

INTRODUCTION

There are towns breathtaking for people from the historical point of view. Beauties of Athens, Venice, Prague or Český Krumlov, equalling the wonders of nature, raise pride in people in what they have created. Struck dumb, we look down at the pieces of work which was carried out by our ancestors, absolutely perfectly, without many planning stages, the AutoCad software, 3D models and computation programs. Bohemia won its unique position in Europe, among others, due to yield of its mineral resources. The success of Czech politics in the Middle Ages was supported by the old mining towns of Jihlava, Kutná Hora, Jáchymov, Příbram, Kašperk, Nový Knín, Jílové and Český Krumlov. Without their contribution, Bohemia would have disappeared from the map of Europe ages ago. Historic centres reflect the past glory and wealthiness of these towns.

We are accustomed to seeing construction of new tunnels in the Czech Republic only on motorways and in big cities, Prague and Brno. The only exception is the Hřebeč tunnel and a cover-and-cut tunnel on the Jihlava by-pass road. The availability of new technologies and possibility of drawing funds from European sources has opened up opportunities to consider construction of tunnels even in other locations than on the motorway network and in big cities. Some locations even offer the opportunity for tunnel constructions – for example the by-pass of Vrchlabí on II/295 road from Prague to Špindlerův Mlýn, where the steep gradient of the road running in a deep open trench creates problems, most of all in winter seasons. Another example is Objížděková Street (By-pass Street) on II/157 road in Český Krumlov, leading in a rock cut on the Vltava River bank (see Fig. 1), which was built in 1964 as one of the first town by-passes in Southern Bohemia. The tunnel being currently proposed should replace this road alignment.

With the exception of the metro construction in Prague, there was a lack of funding and experience for tunnel constructions in the Czech Republic in the past century. The successful construction of many road/railway tunnels during the past years, the immense increase in the volume of motor-vehicle traffic and higher environmental requirements have formed preconditions for the use of tunnel structures to a much larger extent.

The medieval town of Český Krumlov has a chequered history behind it, without devastating fires or wars. Owing to this fact, the town has kept its historic character and belongs among the best preserved complexes of urban architecture both in the Czech Republic and worldwide. As a significant heritage site with over three hundred ancient monuments, the town was inscribed on the UNESCO World Heritage List of cultural and natural properties in 1992. As the only Czech town, it was rated 16th in the list of 109 world's most beautiful historic destinations, which is published by National Geographic Traveler, a worldwide prestigious magazine. The growing popularity of the town has also been reflected in the number of visitors, which has increased by tens of per cent since 2002. In 2008, there were up to 200 thousand vehicles and 7 thousand coaches on parking lots in the town, and the total number of visitors reached up to 1 million 200 thousand (over 50% of them arrived by cars). Poor transport accessibility, the missing incorporation of the region into the international motorway network and the deteriorating traffic situation in the town form a limit to the attendance rate. The high traffic flows which were proved during a census in 2005, the growing number of visitors to the town and the preparation of the construction of the D3/R3 motorway prodded the municipality into ordering this study, with a financial contribution from the State Fund for Transport Infrastructure.

chráněnými objekty bylo město zapsáno v roce 1992 do Seznamu světového kulturního a přírodního dědictví UNESCO. Jako jediné české město bylo v roce 2008 zařazeno na 16. místo seznamu 109 nejkrásnějších historických míst světa, který sestavuje prestižní světový časopis National Geographic Traveler. Rostoucí popularitě města odpovídá i počet návštěvníků, který se od roku 2002 zvýšil o desítky procent. V roce 2008 bylo na parkovištích města až 200 tisíc vozidel a 7 tisíc autobusů a celkový počet návštěvníků dosáhl až 1 milion 200 tisíc, z nichž více než 50 % přijíždí v osobním automobilu. Limitem růstu návštěvnosti je špatná dopravní dostupnost, nenapojení regionu do mezinárodní dálniční sítě a zhoršující se dopravní situace ve městě. Vysoké intenzity dopravy prokázané při sčítání v roce 2005, narůstající počet návštěvníků města i příprava výstavby dálnice D3/R3 vedly město k zadání této studie s finančním příspěvkem Státního fondu dopravní infrastruktury.

Tunel délky 516 m a nový most přes Vltavu jsou součástí přeložky silnice II/157, jež má odlehčit předpokládané zátěži křižovatky na silnici I/39 a II/157 u Porákova mostu, odklonit tranzitní dopravu dále od centra a snížit hlukovou zátěž na památkově chráněnou zónu – viz obr. 2. Zlepšení dopravní dostupnosti podpoří významně rozvoj cestovního ruchu a společně s napojením rozvojových ploch a revitalizovaných areálů tak stavba umožní další ekonomický rozvoj města a řešení zaměstnanosti.

Na hlavní tah z Českých Budějovic k Lipenskému jezeru do Černé v Pošumaví se ve městě připojuje silnice II/157 od Kaplice. Komunikace s novým mostem přes Vltavu a tunelem spojí křižovatku na předměstí Českého Krumlova na silnici I/39 přímo s křižovatkou silnic II/157 a II/160. Zároveň se počítá s napojením nově plánovaných ploch podél Vltavy, které budou sloužit převážně rekreačním a dalším účelům, výhodou bude i zkrácení cesty k autobusovému nádraží a k nemocnici. Studie stabilizuje trasu přeložky silnice II/157 a provádí její posouzení z hlediska umístění, výstavby, splnění požadovaného dopravního účelu, vlivu na životní prostředí a efektivnosti vynaložených finančních prostředků.

VÝCHOZÍ ÚDAJE

V digitálním věku máme daleko více možností při obstarání podkladů, které si shromáždíme v počítači a které nám slouží pro přípravu projektu. Katastrální mapa zájmového území, základní mapa ČR, zakreslení stávajících sítí od jednotlivých správců, ortofotomapa, územní plán města Český Krumlov, dopravně-inženýrské posouzení, geologické podklady, mapa poddolovaných území, vše je k dispozici v otevřené formě. K tomu možnost doplnění o geodetická měření vlastním servisem naší firmy.

Kromě jednání se zástupci městského úřadu, rozhodujících investorů rozvojových lokalit, bylo pro řešení trasy tunelu a navazujících křižovatek rozhodující vyjádření Hasičského záchranného sboru a Policie ČR.

INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ HODNOCENÍ

Zájmové území se nachází severovýchodně od centra Českého Krumlova. Je tvořeno elevací ohraničenou příkrými svahy, kterou ze západu, severu a východu obtéká řeka Vltava. Maximální kóta povrchu je 525 m n. m., což je zhruba 50 m nad hladinou Vltavy.

Základní horninou skalního podkladu jsou jemnozrné biotitické pararuly a migmatity s ložními žilami aplitických žul až aplitů. Trasa uvažovaného tunelu leží v pestré sérii krumlovské, kde se střídá řada krystalických a magmatických hornin. Je to území petrograficky i tektonicky velmi složité, charakteristické velkým množstvím různých hornin. Území je bohaté na přirozené výchozy podél strmých břehů Vltavy. Převažující pararuly jsou ve zdravé formě tence břidličnaté, šedo-hnědé až šedočerné barvy, v povrchových partiích většinou značně rozpukané, rezavě hnědé, kryté málo mocnou vrstvou hlinitopísčitých silně slídnatých eluvií. Obsahují řadu vložek odchylných hornin – kvarcity, krystalické vápence, na které bývají vázány polohy grafických rul, dále amfibolity, erlány atd. Komplexem výše uvedených hornin pestré krumlovské série proniká řada ložních i pravých žil leuokratických žul. Objemová hmotnost těchto hornin se pohybuje od 2,6–2,75 g/cm³ a pevnost v prostém tlaku od 50–200 MPa.

V krystalických horninách je vhodné v rámci inženýrskogeologického průzkumu realizovat strukturální analýzu masivu založenou na strukturálním měření ploch nespojitosti geologickým kompasem. Tento postup využívá principů Goodmanovy metody a vychází z faktu, že geometrie těles v prostoru je určena vzdáleností oddělovajících ploch a orientací takto vzniklého tělesa k těmto mezním plochám. Analýzou

The 516m long tunnel and a new bridge over the Vltava River are parts of the II/157 road diversion project, which is intended to reduce the anticipated traffic flow on the intersection between the I/39 and II/57 roads near the Porákův Bridge, divert transit traffic further from the centre and reduce noise pollution in the heritage zone (see Fig. 2). The improvement in traffic accessibility will significantly support the development of tourist industry. Thus the project will, together with connecting development areas and revitalised grounds, make further economic development of the town and solving employment possible.

The trunk road from České Budějovice toward the Lipno reservoir to Černá v Pošumaví receives the II/57 road from Kaplice, connecting inside the town. The road, containing a new bridge over the Vltava River and a tunnel, will connect an intersection in the Český Krumlov suburb on the I/39 road with the intersection between the II/157 and II/160 roads. It is at the same time planned that newly planned areas along the Vltava River will be connected to serve mainly for recreational and other purposes. Another advantage will be the shortened way to the bus station and the existing hospital. The study stabilises the alignment of the II/157 road diversion and assesses the road from the point of view of the location, construction, meeting the required transport-related purpose, the environmental impact and effectiveness of financial assets to be spent.

SOURCE DATA

In the digital age, there are much more opportunities for us to obtain source data, which we can collect in our computers and which will be used during the design stage. The cadastral map of the area of operations, the base map of the Czech Republic, existing utility networks plotted by individual utility authorities, an orthophoto map, the Český Krumlov land-use plan, traffic impact assessment, geological documentation, a map of undermined areas – all of these documents are available in an open form. In addition, supplementary geodetic surveys can be carried out by our company's own services.

Apart from negotiations with representatives of the municipal office and major developers, a document crucial for the alignment of the tunnel and adjacent intersections was the opinion of the Fire Rescue Service and the Police of the Czech Republic.

ENGINEERING GEOLOGICAL ASSESSMENT

The area of operations is found north-east of the city of Český Krumlov. It is formed by an elevation bordered by steep slopes, with the Vltava River flowing along its western, northern and eastern sides. The maximum surface altitude is 525m a.s.l., which is roughly 50m above the Vltava River level.

The basic rocks forming the bedrock are fine-grained biotite paragneiss and migmatite with aplitic granite to aplite vein intrusions. The route of the tunnel being designed passes through the Chequered Krumlov Series with a range of alternating crystalline and magmatic rocks. The area is very complicated in terms of petrography and faulting. It is characterised by great numbers of various rock types. The area is rich in natural outcrops along the steep banks of the Vltava River. The prevailing rock type is thinly foliated, grey-brown to grey-black paragneiss in the fresh form, which is mostly significantly fissured in the surface layers, rusty-brown, covered by a thin layer of loamy-sandy, heavily micaceous eluvia. It contains numerous interbeds of different rocks – quartzite and crystalline limestone, with layers of graphitic gneiss, as well as amphibolites, erlan etc. The complex of the above-mentioned rocks forming the Chequered Krumlov Series is penetrated by numerous veins of leucocratic granite, both intrusive and true fissure ones. The volume weight and unconfined compressive strength of the rocks vary from 2.6 to 2.75 g/cm³ and 50 to 200MPa, respectively.

Regarding crystalline rocks, it is advisable to carry out a structural analysis of the massif within the framework of the engineering geological survey. The analysis should be based on structural measurements of discontinuity surfaces using a dip compass. This procedure uses Goodman's method principles and is based on the fact that geometry of bodies in space is determined by the distance of separation planes and the orientation of the body originating in this way toward these limiting planes. By the analysis, we identified critical blocks, which may start moving into free space by its own weight when exposed during the excavation. The design for the configuration, number and lengths of anchors will be adjusted for individual NATM support classes on the basis of the analysis.



Obr. 2 Zářez ul. Objížďková
Fig. 2 Objížďková Street open cut

jsou vytypovány kritické bloky, které se mohou po odkrytí výlomem dostat do pohybu do volného prostoru účinkem vlastní tíhy. Na základě této analýzy se upřesní návrh rozmístění, počtu a délek kotev v jednotlivých třídách výrubu NRTM.

Kvartérní pokryvné útvary jsou zastoupeny materiály dvojí geneze. V údolí Vltavy je uložena spodní, akumulací terasa, překrytá holocenními povodňovými náplavami Vltavy. Mocnost těchto terasových náplav se pohybuje od 1,2–4,5 m. Svahy elevace, kterou prochází plánovaný tunel, jsou na povrchu překryty vrstvou svahových sedimentů ve formě písčitéch hlinitokamenitých sutí kvartérního stáří a vrstvou písčitéch svahových hlín. Na temeni elevace se vyskytují písčito-kamenitá eluvia, pro něž je typická malá mocnost a pozvolný přechod do pevného skalního podkladu. Hranice mezi eluviem a svahovými sutěmi nebývá zřetelná, oba typy pokryvných útvarů do sebe přecházejí podle členitosti terénu a expozice.

Svahy v této oblasti nevykazují v současnosti žádné projevy nestability a nejsou zde ani dokumentovány svahové pohyby. Nelze však vyloučit místní deformace vzniklé ve spojitosti s vydatnými srážkami nebo způsobené činností člověka. Na strmých svazích pak dochází k pomalým plouzivým pohybům zvětralín, tyto pohyby jsou však takřka neregistrovatelné.

Horniny skalního podkladu (krystalické břidlice) jsou ve zdravém stavu nepropustné pro srážkovou vodu. Povrchové partie jsou však postiženy zvětrávacími procesy, a tudíž puklinový systém v této zóně obsahuje puklinovou vodu, většinou však malé vydatnosti (desetiny litru/s). Pouze v zónách tektonického porušení (v drčených pásmech) se může vyskytnout puklinová voda větší vydatnosti. Horniny skalního podkladu jsou převážně zakryty pláštěm zvětralín, v němž se hromadí mělká podzemní voda. Dosah tohoto kolektoru zřídka přesahuje hloubku 10 m a v podstatě kopíruje povrch terénu. V údolních náplavách Vltavy se vyskytuje pořiční voda. Její hladina se nachází v malé hloubce pod povrchem údolní nivy a je v úzké souvislosti s hladinou vody v řece. Podle podkladů Povodí Vltavy je hladina stoleté vody v zájmovém území $Q_{100} = 479,3$ m n. m., běžná hladina se pohybuje kolem 475 m. Předpokládaná niveleta komunikace v severním portálu tunelu je 483,8 m n. m. Při dovršní ražbě od severního portálu předpokládáme zahájení ražby nad hladinou podzemní vody a dále s možnými ojedinělými přítoky po puklinovém systému.

DŮLNÍ ČINNOST

V zájmovém území mají rovněž značný význam umělé navážky, haldy, násypy a odvaly. Některé z nich jsou velmi staré, pocházející z doby těžby zlata a stříbra na Krumlovsku ve středověku.

V okolí Českého Krumlova, dokonce i ve vnitřním městě, probíhala rozsáhlá důlní činnost. Historie těžby a zpracování grafitu zasahuje do období před více než 2000 lety, kdy grafit dobývali a pro výrobu žáruvzdorné keramiky užívali staří Keltové. Počátky těžby zlata z jihočeských rýžovišť jsou ještě staršího data. Těžba stříbra kulminovala na Českokrumlovsku v 16. století (za vlády Rožmberků), nejstarší písemná zmínka o dobývání stříbra a zlata v okolí města Český Krumlov a ve městě samotném je z roku 1475. Naposledy bylo kutáno na štole sv. Jan Nepomucký pod Křížovou horou. Zastavením těchto prací v roce 1849 končí i historie dolování stříbra a zlata v okolí Českého Krumlova.

Quaternary surface deposits are represented by materials which evolved in two ways of genesis. The Vltava River valley contains a lower accumulation terrace, which is overlain by Holocene flood-plain deposits. The thickness of the terrace deposits varies from 1.2m to 4.5m. Slopes of the elevation, through which the planned tunnel will pass, are overlain on the surface by a layer of slope sediments in the form of sandy and loamy-stony debris of the Quaternary age and a layer of sandy slope loams. Sandy-stony eluvia are found on the top of the elevation. Typical of them is small thickness and gradual transition to the hard bedrock. The border between the eluvium and slope debris is usually indistinct; both types of the superficial deposits transition to each other depending on the terrain topography and exposition.

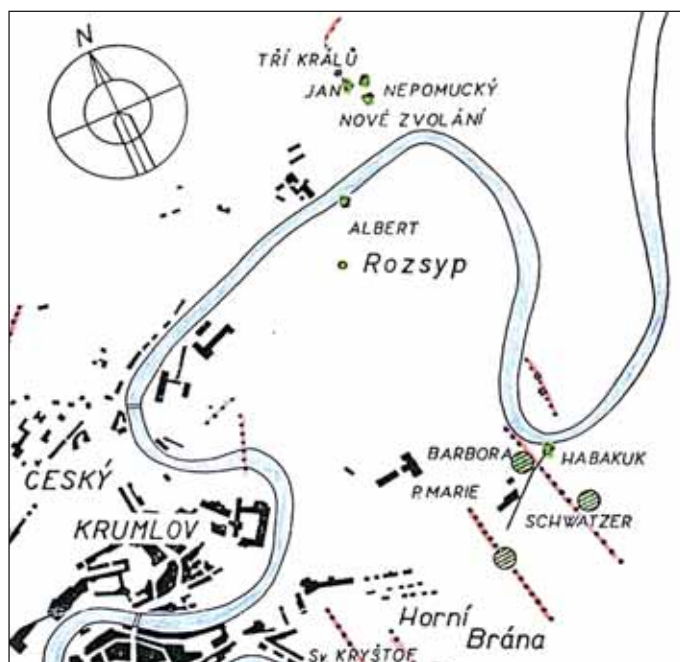
In this area, slopes do not currently exhibit any manifestations of instability and there are no slope movements documented there. Nevertheless, local deformations originating during heavy rains or those caused by human activities cannot be excluded. Slow, creeping movements of detritus take place in such cases on steep slopes. But these movements are nearly impossible to register.

The rocks forming the bedrock (crystalline shales) are in fresh condition, impermeable for rain water. However, the surface parts are affected by weathering processes; therefore, the fissure system in this zone contains fissure water, mostly with low yield (tenths of litres per second. Higher yield fissure water can be encountered only in tectonised (crushed) zones). The bedrock is mostly covered with a weathered rock mantle containing a shallow aquifer. This aquifer only rarely reaches deeper than 10m; in substance, it copies the terrain surface. The Vltava River alluvial deposits contain alluvial water. The water table is found at a small depth under the surface of the flood plain; it changes with the level of the river. According to the documents obtained from the Vltava River Basin Authority, the water level during a 100-year occurrence flood in the area of operations is $Q_{100} = 479.3$ m a.s.l., while the normal level fluctuates about 475m a.s.l. The planned vertical alignment of the roadway at the northern tunnel portal is at 483.8m a.s.l. If the tunnel is driven uphill from the northern portal, we assume that the excavation will start above the water table and only isolated inflows of fissure water will be possible.

MINING ACTIVITIES

Artificial fills, mine dumps, embankments and spoil banks are very important in the area of operations. Some of them are very old. They originated in the Middle Ages, the time when gold and silver was mined in the Český Krumlov region.

Extensive mining took place in the Český Krumlov surroundings, even in the inner area of the town. The history of graphite mining and processing extends back to the time over 2000 years ago, when graphite was extracted



Obr. 3 Nákres důlních děl v okolí zájmového území
Fig. 3 Diagram of mine workings in the vicinity of the area of operations

Mezi nejdůležitější historické důlní lokality patří také **Rozsyp**, kde jsou uváděny cechy Schwatzer, Panna Marie, Barbora, štola Albert a dědičná štola Habakuk, přes 200 m dlouhá – viz obr. 3. Místní název „Rozsyp“ (rýžoviště zlata) souvisí údajně s velmi starou érou rýžování zlata ve vodních tocích v okolí Českého Krumlova.

Tato oblast blíže nespecifikovaného „rozsypu“ se nachází přímo v nadloží tunelu, přičemž neznáme rozsah, mocnost ani složení skládkového materiálu. Dle dokumentace důlních děl se v zájmovém území pro výstavbu tunelu v podzemí žádná stará důlní díla nevyskytují.

U severního portálu se nachází ústí kanalizační štol, kterou je vedeno kanalizační potrubí do čistírny odpadních vod. Štola dále od ústí pokračuje jihovýchodním směrem a odklání se od trasy tunelu. Předpokladem pro bezpečnou ražbu tunelu je zachování dostatečného horninového celku mezi tunelem a štolou. Zrušená štola **Albert** se nachází dále po proudu Vltavy, do zájmového území nezasahuje.

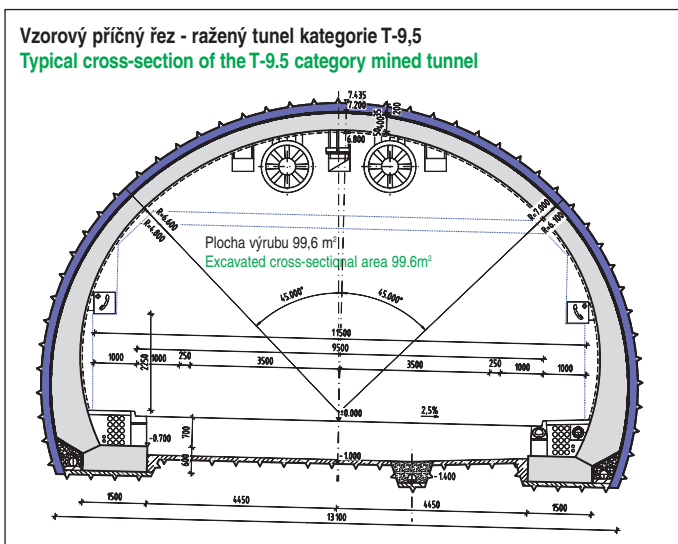
Archivní dokumentace z historické důlní činnosti v Čechách je uložena v Kutné Hoře, menší část je v Příbrami a vzhledem k rakousko-uherské etapě naší historie rovněž ve Vídni. Pro účely této studie postačila mapa poddolovaných území, předaná městem, a dokumentace kanalizační štol vedoucí od Vltavy u severního portálu do čistíčky odpadních vod.

NÁVRH TUNELU

Vlastní výběr trasy i řešení přeložky komunikace bylo zpracováno naším silničním oddělením, které se tímto záměrem zabývá již od roku 2003. Na oddělení „tunelářů“ zbylo „jen“ řešení vlastního tunelu. Součástí studie je vypracování variant trasy. Umístění tunelu již bylo dáno územním plánem, varianty se tedy týkaly spíše řešení křižovatek a přemostění Vltavy. Standardně první věcí při návrhu tunelu je zhodnocení geotechnických poměrů, výšky nadloží, úhlu trasy vzhledem ke svahu, poloha portálů, stávající zástavby a inženýrských sítí v nadloží tunelu. Tyto podmínky jsou zásadní při návrhu podélného řezu a vzorových příčných řezů ražené a hloubené části.

Krystalinikum českokrumlovského moldanubika tvořené pararulami je pro ražbu i u nás osvědčenou a v posledních 20 letech výhradně používanou Novou rakouskou tunelovací metodou ideální. Její aplikací lze vytvořit subtilní průřezy ve srovnání s tunely stavěnými před 100 lety. Geometrie příčného řezu je důležitá z hlediska statického působení, správný návrh dokáže výrazně snížit hodnoty vnitřních sil a tak zmenšit dimenze primárního i sekundárního ostění, v optimálním případě lze použít u sekundárního ostění nevyztužený beton. Nevyztužené ostění má kromě nižších investičních nákladů výhodu i v omezení nebezpečí protržení izolace. Paradoxně neznamená rychlejší postup stavebních prací, protože montáž výtuzje probíhá v předstihu a rychlost postupu betonáže určuje doba pro odbednění, ale výrazně se sníží pracnost.

Z výsledků dopravně-inženýrského posouzení (DIP) plyne, že na tunelovém úseku přeložky dojde k výraznému nárůstu intenzity dopravního zatížení. V horizontu pro rok 2030, který byl zvolen pro stanovení intenzit v DIP s ohledem na prostorové uspořádání, stavební úpravy a vybavení tunelu a pro zařazení tunelu, vychází hodnota



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

and used for the production of fireproof ceramics by Old Kelts. The beginnings of gold extraction from South-Bohemian placer deposits are even of an older date. Silver mining culminated in the Český Krumlov region in the 16th century (under the rule of the Rosenberg family); the oldest written reference to silver and gold mining in the surroundings of Český Krumlov and inside the town is dated 1475. The last prospecting was carried out in the Saint John Nepomucen gallery under Křížová mountain. The history of silver and gold mining in the surroundings of Český Krumlov ended in 1849, when the work in this gallery was terminated.

One of the most important mining locations is **Rozsyp**, where they mention workings of Schwatzer, Panna Marie and Barbora, the Albert gallery and the over 200m long Habakuk sough (see Fig. 3). The local name “Rozsyp” (a Czech word for a placer) is reportedly associated with a very old era of washing gold from water streams in the surroundings of Český Krumlov.

This placer area, which was not specified in a more detailed manner, is found directly in the tunnel overburden. We do not know the extent, thickness or composition of the dump. According to mine workings documentation, no old underground mine workings exist in the area of construction operations.

The mouth of a sewerage gallery, containing a sewer leading to a sewage treatment plant, is found at the northern portal. Further from the mouth, the gallery continues in a south-east direction and diverts from the tunnel route. There is a condition for safe tunnel excavation – sufficiently thick rock mass between the tunnel and the gallery must be maintained. The abandoned gallery **Albert** is found further downstream the Vltava River; it does not extend into the area of operations.

Archive documentation regarding historical mining activities in Bohemia is stored in the town of Kutná Hora, smaller part is in Příbram and, with respect to the Austro-Hungarian stage in the Czech history, also in Vienna. The map of undermined areas we received from the municipality and documentation of the sewerage gallery leading from the Vltava River (at the northern portal) to the sewage treatment plant were sufficient for the needs of this study.

TUNNEL DESIGN

Selecting of the alignment itself and designing of the road diversion was carried out by our road department, which has been involved in solving this concept since 2003. “Only” the solution to the tunnel itself remained to be solved by our tunnelling department. Part of the study is developing the route variants. The tunnel location has been given by the land-use plan, the variants therefore had to deal only with intersections and bridging over the Vltava River. As a standard, first things to be dealt with when a tunnel is to be designed comprise an assessment of geotechnical conditions, the height of the overburden, the angle at which the tunnel enters slopes, locations of portals and existing buildings and utility networks in the tunnel overburden. These conditions are crucial for the design for the longitudinal section and typical cross sections in mined and cut-and-cover / cover-and-cut sections.

The crystalline complex of the Český Krumlov Moldanubic, which is formed by paragneiss, is ideal for excavating by the New Austrian Tunnelling Method, which has been solely used in the Czech Republic for the past 20 years and has acquitted itself well. Its application is capable of creating subtle cross sections compared with the tunnels which were built 100 years ago. Cross-section geometry is important in terms of the structural action; a proper design can significantly reduce values of internal forces, thus to reduce dimensions of the primary and secondary linings; unreinforced concrete can be used for the secondary lining in an optimal case. An unreinforced lining is advantageous not only because of lower investment costs, but also because of reducing the risk of tearing the waterproofing membrane. Paradoxically, it does not mean quicker progress of construction work because of the fact that concrete reinforcement is placed in advance and the excavation advance rate is determined by the time required for stripping of the formwork. On the other hand, the labour intensity is reduced in such a case.

It follows from the results of the Traffic Impact Assessment (TIA) that the traffic volume will significantly grow within the tunnelled section of the diversion. In the 2030 horizon, which was chosen for the determination of traffic flow volumes in the TIA with respect to the geometric design, structural measures and tunnel equipment, and for determination of the tunnel category, the calculated traffic volume is equal to 17 thousand vehicles per day. This value already gives a reason for constructing two tunnel tubes for a dual carriageway. The TIA resulted in a design draft comprising one tunnel tube with emergency lanes

takřka 17 tisíc vozidel/den. To už zavdává důvod k posouzení nutnosti vybudování dvou směrově rozdělených tunelových trub. Výsledkem byl návrh jedné tunelové trouby s nouzovými pruhy pro oba dopravní směry, a to v souladu s úseky komunikace před a za tunelem s jedním jízdním pruhem v jednom jízdním proudu. Vzhledem k délce tunelu přes 500 m, kategorii navazující komunikace **MS2-18/8,5/50**, po vyhodnocení rizik a uvážení technicko-ekonomického porovnání nákladů na provoz a výstavbu je zvolena **šířková kategorie dvoupruhové obousměrné tunelové trouby T-9,5**. Toto řešení považujeme za nejvýhodnější pro středně dlouhý městský tunel s vysokou intenzitou dopravy. Šířka jízdního pruhu je 3,50 m, šířka vodicího proužku přiléhajícího k nouzovému pruhu 0,25 m, šířka nouzového pruhu 1 m. Příčný sklon vozovky navrhujeme 2,5%, jednostranný se spádem ke šterbinovým žlabům.

Šířková kategorie tunelu má již jednoznačně určený průjezdní prostor tunelu – viz obr. 4. Tento prostor je třeba co nejtěsněji „obalit“ vnitřním lícem tunelu. Po dobrých zkušenostech především s využitím banketů jsme navrhli průřez natočený podle příčného sklonu vozovky. Ve studii proběhlo porovnání příčných řezů, jejich líc tvoří křivka složená z jednoho nebo ze dvou poloměrů. Použití ostění s jedním poloměrem vnitřního líce ostění je výhodnější z hlediska statického posouzení i z hlediska nároků na bednění, či tvaru příhradových rámců primárního ostění. Takovýto profil se podařilo nalézt pro dvoukolejný železniční tunel a od výstavby tunelu Vepřek se stal standardem na českých drahách. Rozdíl v poměru výšky a šířky sdruženého tunelového průjezdného průřezu dvoukolejného tunelu 6x10 m a průjezdní prostor komunikace T-9,5 4,5x11,5 m vč. chodníků znamená, že silniční tunel obecně vycházejí plošší. Větší výšku by bylo možné využít jen při umístění vzduchotechnického kanálu pro polopříčné nebo příčné větrání pod stropem tunelu. Při porovnání geometrií pro ostění s vnitřním lícem tvořeným jedním nebo dvěma poloměry dostáváme následující údaje:

Varianta geometrie	Poloměry [m]	Plocha výrubu [m ²]	Šířka tunelu v místě vozovky [m]	Výška líce stropu nad niveletou [m]
2 poloměry, kat. T-9,5	6,6 a 4,8	99,6	11,8	6,8
1 poloměr, kat. T-9,5	6,0	104,5	11,7	7,5
2 poloměry, kat. T-8,0	5,5 a 4,55	85,1	10,4	6,5
1 poloměr, kat. T-8,0	5,3	88,7	10,2	6,9
železniční dvoukolejný	5,7	101,5	10,7	7,6

V tabulce jsou pro srovnání uvedeny i hodnoty pro šířkovou kategorii tunelu bez nouzových pruhů (T-8,0), který byl ve studii navržen jako jedna z variant, a hodnoty pro standardní průřez železničního dvoukolejného tunelu.

V návrhu příčného řezu je dále třeba dodržet některá pravidla, jako je dostatečná šířka patky pro pojezd bednicího vozu, dostatečná plocha, na kterou se přenáší síly z klenby na patku, umístění boční drenáže za patkou pod touto pracovní spárou. V příčném řezu je umístěno i standardní vybavení tunelu, jako nouzové chodníky, prostor pro silnoproudé i slaboproudé kabely, kabely pro nouzové osvětlení tunelu a požární vodovod v banketu, kabelové lávky a ventilátory pod stropem, dopravní značky na bocích tunelu, střední tunelová drenáž pod vozovkou i odvodnění vozovky šterbinovými žlaby se samozhášecími kusy. Byla diskutována i možnost vedení vodovodu tunelem pro propojení městských řadů.

Po návrhu příčného řezu nastává období pro jeho nasazení na niveletu plánované komunikace do podélného řezu. Z výšky tunelu plyne celková výška nadloží a zejména výška skalního nadloží. Ta je rozhodující pro umístění portálů raženého úseku. V hornatých nebo kopcovitých českých poměrech se většinou setkáváme s klasickou ražbou ve skalním masivu, která se zásadně liší od ražby tunelů v zeminách, jak ji známe z velkých evropských měst v nivách velkých řek nebo u moře. Z odhadu výšky jednotlivých stratigrafických vrstev jsme pro potřeby studie provedli i předběžný odhad délek jednotlivých tříd výrubu, jak je u NRTM obvyklé, aby mohl být zpracován finanční rozpočet nákladů na výstavbu tunelu. V návrhu délky tunelu a umístění portálů se odráží i předpoklad délky bednicího vozu definitivního ostění, která bývá většinou 12 m, v optimálním případě je celková délka tunelu násobkem délky standardního bloku betonáže.



Obr. 5 Provizorní most u severního portálu
Fig. 5 Temporary bridge at the northern portal

for both directions of traffic, in harmony with the road sections before and after the tunnel, with one traffic lane for one traffic stream. **Width category T-9.5 was selected for the double-lane bi-directional tunnel tube** with respect to the tunnel length exceeding 500m, the category of the adjacent road **MS2-18/8.5/50**, the results of the assessment of risks and taking into consideration technical-economic comparison of operating costs and construction costs. We consider this solution the most advantageous for a medium-length urban tunnel carrying high traffic flow volume. The widths of the traffic lane, marginal strip adjacent to the emergency lane and the emergency lane are 3.50m, 0.25m and 1.0m, respectively. A single-sided transverse incline of 2.5% is designed, inclining toward slotted drains.

The traffic clearance space is unambiguously determined for the tunnel by the tunnel width category – see Fig. 4. This space must be “enveloped” by the inner surface of the tunnel as tight as possible. Taking into account the good experience with the use of shoulders, we designed a cross-section which is rotated according to the roadway cross-fall. The study compared cross sections with the inner contours formed by curves consisting of one or two radii. The use of a lining with one radius of the inner surface is more advantageous in terms of a structural analysis and requirements for formwork or for the shape of primary lining lattice girders. Such a profile was successfully found for double-rail tunnels. It has become a standard for Czech rail lines since the Vepřek tunnel construction. The difference in the proportion between the height and width of a 6 x 10m conjugate clearance profile in the case of a double-rail tunnel and the clearance profile for T-9.5 roadway of 4.5 x 11.5m (inclusive of walkways) means that the resulting geometry of road tunnel profiles is generally flatter. A greater height could be used only if the ventilation duct for a semi-transverse or transverse ventilation system is located under the tunnel crown. When we compare the geometries for linings where the inner surface contours are formed by one or two radii, we receive the following data:

Geometry	Radii [m]	Excavated area [m ²]	Tunnel width at the roadway level [m]	Height of the roof over the roadway level [m]
2 radii, cat. T-9.5	6.6 and 4.8	99.6	11.8	6.8
1 radius, cat. T-9.5	6.0	104.5	11.7	7.5
2 radii, cat. T-8.0	5.5 and 4.55	85.1	10.4	6.5
1 radius, cat. T-8.0	5.3	88.7	10.2	6.9
double-rail	5.7	101.5	10.7	7.6

For the comparison purpose, the table also contains values for the tunnel width category containing no emergency lanes (T-8.0), which was proposed in the study as one of variants, and values for a standard profile of a double-rail tunnel.

It is further necessary for the design draft to comply with all rules, such as a sufficient width of the footing for the movement of traveller formwork, a sufficient area to which forces are transferred from the

Severní portál tunelu se nachází na příkrém břehu Vltavy – viz obr. 5 a 6, kde výška nadloží prudce stoupá, a to dokonce i při různé výšce nivelety, která je závislá na variantách návrhu přemostění Vltavy. Z toho plyne potřeba krátkého hloubeného úseku v délce jednoho bloku betonáže definitivního ostění, dále je již možné zahájit bezpečnou ražbu. Vzhledem ke sklonovým poměrům tunelu předpokládáme, že tunel bude ražen dovrčně od tohoto portálu, aby eventuální průsaky puklinové vody mohly být sváděny gravitačně k tomuto níže umístěnému portálu.

Jižní portál se nachází v rozsáhlejší inundační oblasti Vltavy s mírným svahem pokrytým deluviálními sedimenty, bohužel i s poměrně nedávnou vilovou zástavbou – viz obr. 7. Při požadavku výškového napojení na stávající křižovátku v místě s nízkým a povlně stoupajícím nadložím to znamená provedení delšího hloubeného úseku v otevřené stavební jámě, předpokládáme délku alespoň 36 m, tj. 3 bloky betonáže.

BEZPEČNOSTNÍ A TECHNICKÉ VYBAVENÍ TUNELU

Požadavky na stavební úpravy z hlediska bezpečnosti stanoví tabulka 2 ČSN 73 7507.

Z hlediska stanovení technického vybavení tunelu se tunely zařídují v závislosti na délce tunelu a intenzitě dopravy ekvivalentních vozidel do bezpečnostních kategorií. Navrhovaný tunel spadá do kategorie TA, tedy s nejvyššími nároky.

Pro dopravní systém tunelů bezpečnostní kategorie TA se (mimo jiné) navrhuje:

- sběr a vyhodnocování dopravních dat;
- zařízení pro včasnou identifikaci mimořádné a havarijní situace, dopravních kongescí a stojících vozidel;
- zařízení pro provozní informace (umísťuje se před vjezdem do tunelové trouby pro poskytnutí textové informace účastníkům provozu o příčině mimořádného stavu);
- světelné signály pro jízdu v jízdních pruzích;
- trvale svítící prvky pro vyznačení vodorovného dopravního značení mezi jízdními pruhy a vyznačení chodníků.

Návrh osvětlení zahrnuje návrh normálního, náhradního a nouzového únikového osvětlení, metodika návrhu je stanovena v TP 98.

Předpokládaná intenzita dopravy vyžaduje při navrhované délce tunelu instalaci zařízení pro nucené větrání, které zajistí odpovídající čistotu vzduchu a viditelnost při vlastním provozu i požadavky bezpečnosti a požární ochrany. Přírozené podélné větrání a podélné větrání způsobené provozem navrhujeme doplnit podélným systémem větrání pomocí ventilátorů v přístropí tunelu.

Kabiny SOS se navrhují v odstupech 125 až 150 m, tzn. že v případě navrhovaného tunelu budou 3x uvnitř tunelu a u obou portálů. V případě spojení s hydranty do jednoho výklenku by pro tento tunel byly čtyři, protože vzájemná vzdálenost hydrantů musí být menší – viz dále. V obousměrně provozovaných tunelech se kabiny SOS umísťují na obou stranách komunikace, vždy proti sobě s maximálním podélným odstupem 20 m.

Požární vodovod se zřizuje u tunelů delších než 400 m. Vzdálenost hydrantů se navrhuje 60–125 m, profil DN 200, výjimečně 150 mm,



Obr. 6 Sráz Vltavy u severního portálu
Fig. 6 Steep bank of the Vltava River at the northern portal

tunnel vault to the footing, the location of a side drain behind the footing found under this construction joint. The cross section also contains standard tunnel equipment, such as emergency walkways, a space for heavy current and weak current cables, cables for emergency lighting of the tunnel, a fire hydrant main in the shoulder, cable trays and fans under the ceiling, traffic signs on tunnel walls, central tunnel drainage under the roadway and roadway drainage through slotted drains with self-extinguishing pieces. Even the possibility for a water main interconnecting municipal offices to pass through the tunnel was discussed.

Once the cross section is designed, a period begins during which the section must be applied to the vertical alignment of the planned road. The total overburden height and, above all, the rock cover thickness follow from the tunnel height. The rock cover thickness is a deciding factor when locations of mined tunnel portals is being selected. In mountainous or hilly conditions of the Czech Republic we mostly encounter traditional excavation through a rock mass, which in principle differs from the excavation of tunnels through soils as we know it from large European cities found in flood plains of major rivers or by the sea. Using results of an assessment of elevations of individual stratigraphical layers, we carried out, for the needs of the study, even a preliminary assessment of the lengths of the tunnel sections according to the excavation support classes, as usual for the New Austrian Tunnelling Method, so that a cost estimation for the tunnel construction could be prepared. The assumed length of the traveller shutter for the final lining, which is mostly 12m long, was also incorporated into the tunnel design draft; in an optimum case, the total tunnel length is a multiple of the length of a standard casting block.

The northern portal is found on a steep bank of the Vltava River (see Figures 5 and 6), where the overburden height rapidly increases, even at different altitudes of the level line, which depend on the variants of bridging of the Vltava River. It follows from this configuration that a short cut-and-cover section will be needed, at a length of one final lining casting block; further on, safe tunnel excavation can start. Taking into consideration the longitudinal gradient conditions of the tunnel, we expect that the tunnel will be driven inclined upwards from this portal so that contingent fissure water inflows can be evacuated to the lower located portal by a gravity-based system drainage system.

The southern portal is found in a rather large inundation area of the Vltava River, where the slope is moderate, covered with deluvial sediments and, unfortunately, also with relatively recently built family houses on the surface (see Fig. 7). Because of the requirement for the vertical alignment to be connected to the existing intersection in the location where the overburden is shallow and slowly rises, a longer cut-and-cover section will be necessary, with the assumed length of at least 36m, i.e. 3 concrete casting blocks.

SAFETY AND TECHNICAL EQUIPMENT OF THE TUNNEL

Requirements for construction details from the safety aspect are specified in Table 2 of ČSN 73 7507 standard.

As far as technical equipment of a tunnel is concerned, tunnels are divided, depending on the tunnel length and traffic volume of equivalent vehicles, into safety categories. The tunnel being proposed comes under TA category, i.e. the highest demanding category.

The design for a traffic system of safety category TA tunnels comprises, among others, the following elements of equipment:

- collection and assessment of traffic data;
- early identification of incidents, accidents, traffic congestion and standing vehicles;
- operating information (the facility is installed in front of a tunnel tube with the aim of providing text information about causes of an extraordinary state for road users);
- lane control lights;
- permanent lights for lane and walkway marking.

The design for tunnel illumination comprises the normal, stand-by and emergency lighting systems; the designing methodology is determined by Technical Specifications TP 98.

The anticipated traffic flow requires, for the tunnel length being designed, the installation of forced ventilation, which will ensure adequately clean air and visibility during the tunnel operation and meeting of safety and fire protection requirements. We propose that natural longitudinal ventilation and longitudinal ventilation due to traffic



Obr. 7 Pohled na místo jižního portálu (vpravo) se stávající křižovatkou
Fig. 7 View of the southern portal location (right side) with the existing intersection

pro tunely do délky 1000 m musí být zajištěn průtok min. 2x20 l/s po dobu 60 minut. Navrhli jsme vést vodovodní potrubí v chodníku na jedné straně vozovky na straně stoupajícího jízdního pásu. Nepředpokládali jsme nutnost instalovat hydranty po obou stranách vozovky, protože při eventuálním hasení zásahu již bude zastaven provoz na komunikaci v tunelu. Další hydranty budou umístěny před oběma portály. Důležitou otázkou je i způsob ochrany proti zamrznutí vody v požárním potrubí umístěném v chodníku, běžně používané systémy jsou cirkulace vody nebo ohřev topnými kabely. Pro zásobování vodou jsme předpokládali napojení na městský vodovod.

K dalšímu nezbytnému vybavení tunelu patří: elektrická požární signalizace (hlásiče požáru, detekce kouře), elektrická zabezpečovací signalizace, řídicí systém dopravy, řídicí systém technologie, uzavřený televizní okruh (videodohled), měření výšky vozidel, dopravní značení, bezpečnostní značení, rádiové spojení, evakuační rozhlas, měření dopravních dat, uzemňovací soustava a ochrana proti bludným proudům, náhradní zdroj energie, měření CO, opacity a rychlosti směru větru.

Se všemi těmito požadavky je třeba seznámit investora a najít vazby na současnou infrastrukturu města, především řízení dopravního provozu, Hasičský záchranný sbor a policii.

VNĚJŠÍ VAZBY TUNELU NA KOMUNIKACE

Při návrhu tunelu se podařilo projednat mírný posun trasy, tak aby domy byly jámou hloubeného úseku dotčeny minimálně.

Návrhové parametry odbočení křižovatky silnic II/157 a II/160 u jižního portálu, u nemocnice a autobusového nádraží, vyvolaly diskusi o umístění přípojných pruhů komunikace do tunelového úseku. Ve zvláště stísněných poměrech je toto řešení možné technicky provést, výsledná varianta návrhu křižovatky však našťastí s tímto řešením nepočítá.

Jiná situace je u severního portálu, strmý svah nad řekou, úhel k vrstevnicím při zaražení tunelu skoro 90°, což tvoří dobré podmínky pro zahájení ražby, ale vzdálenost portálu tunelu od břehu Vltavy je zde jen necelých 60 m. V tomto místě je požadováno napojení budoucího centra „Ambit“, zachování přístupové komunikace do čistíčky odpadních vod i do sportovního a bytovacího komplexu „Eurogolf“ před mostem přes Vltavu a přístup správce toku podél břehu. To s sebou nese velmi složité řešení křižovatek těsně před portálem, které bylo zpracováno v několika variantách:

Mímoúrovňové deltovité křížení s pobřežní komunikací provedené s napojovacími rampami přímo z mostu (s „ušima“) – řešení doporučené projektem – viz obr. 8.

Světelná křižovatka s pobřežní komunikací přímo před ústím tunelu, toto řešení je běžné např. u pražských tunelů navazujících kolmo na hlavní komunikaci – viz jižní portál Letenského tunelu, portál tunelu Mrázovka u výjezdu do Radlické ulice nebo portál Těšnovského tunelu. Toto řešení bylo zamítnuto z toho důvodu, že hlavní směr provozu na přeložce probíhá z mostu do tunelu a levá odbočení by vyžadovala použití odbočných pruhů. Při výhledové intenzitě dopravy by se mohly v tunelu před světly tvořit kolony, které by zvyšovaly nároky na větrání tunelu.

Jako nevhodná byla shledána varianta s kruhovým objezdem před ústím tunelu u severního portálu, to potvrdilo i vyjádření Policie ČR, ve studii byla prověřována jako řešení uvedené v územním plánu.

be supplemented by a system of longitudinal ventilation by means of fans under the tunnel roof.

SOS cabins are designed at intervals of 125 to 150m, which means for the tunnel being designed that there will be 3 cabins inside the tunnel plus 1 cabin at each portal. In the case of combining the cabins with hydrants, this tunnel would require 4 pieces because the spacing of hydrants must be tighter (see the text below). SOS cabins in tunnels carrying bidirectional traffic are located on both sides of the roadway, directly opposite each other, with a maximum longitudinal offset of 20m.

A hydrant line is installed in tunnels longer than 400m. Hydrants are designed at intervals of 60-125m, with the diameter DN 200mm, exceptionally 150mm; the minimum flow rate of 2x20 L/s must be ensured for 60 minutes in tunnels up to 1000m long. We proposed that the water pipe be installed under one walkway, on one side of the roadway (on the ascending traffic lane side). We did not assume the necessity for installing hydrants on both sides of the roadway because traffic on the road in tunnel will be stopped during a contingent fire fighting intervention. Other hydrants will be located in front of both portals. A significant issue is also the method of protection against freezing of water in the hydrant line which is embedded in a walkway. Water circulation or trace heating systems are usually used. Water supply is assumed to be through a connection to a municipal water main.

Other necessary tunnel equipment comprises: a fire alarm and detection system (fire detection, smoke detection), an electrical security signalling system, traffic control system, equipment control system, CCTV system (video surveillance), vehicle ride height measurement, road signalling, safety signs, radio communication, evacuation broadcasting, traffic data measurement, earthing system and protection against stray currents, emergency power supply, measurement of CO, opacity and velocity and direction of wind.

All of the above-mentioned requirements must be communicated to the client and possible relationships with the existing infrastructure of the town must be established, above all with the traffic management centre, the Fire rescue service and the Police.

EXTERNAL CONNECTIONS OF THE TUNNEL TO ROADS

Slight shifting of the tunnel route was approved during the designing work, so that buildings are affected by the open trench for the cut-and-cover section as little as possible.

Design parameters of the branching off from the intersection between the II/157 and II/160 roads at the southern portal, which is found near a hospital and bus station, aroused a discussions about the location of the slip lane from the road to the tunnelled section. This solution is viable in an extremely constrained space. Fortunately, the resulting variant of the intersection design does not contain this solution.

The situation at the northern portal is different: a steep slope above the river, the angle at which the tunnel strikes the slope being nearly 90 degrees. These conditions are suitable for the initial phase of tunnel excavation. However, the tunnel portal distance from the Vltava River bank is less than a mere 60m. There are requirements for this location comprising a connection of future „Ambit“ centre, preserving an access road to the sewage treatment plant and „Eurogolf“ sports and accommodation complex before the bridge over the Vltava River and allowing access along the bank for the river authority. In consequence, a very complicated design for intersections before the tunnel portal is necessary. Several design variants have been prepared:

A grade-separated delta-type crossing with the road running along the bank; slip ramps leading directly from the bridge (with „ears“) – this solution is recommended by the design draft – see Fig. 8.

A signalised intersection with the river bank road directly before the tunnel mouth; this solution is has been commonly used for Prague tunnels connecting perpendicularly to the main road – see the southern portal of the Letná tunnel, the portal of the Mrázovka tunnel at the exit to Radlická Street or the portal of the Těšnov tunnel. This solution was rejected with respect to the fact that the main direction of traffic on the diversion is from the bridge to the tunnel and turning left would require the application of turning lanes. When the predicted traffic volume is reached, columns of vehicles could develop before the lights, in the tunnel, which would mean increased demands on the tunnel ventilation system.

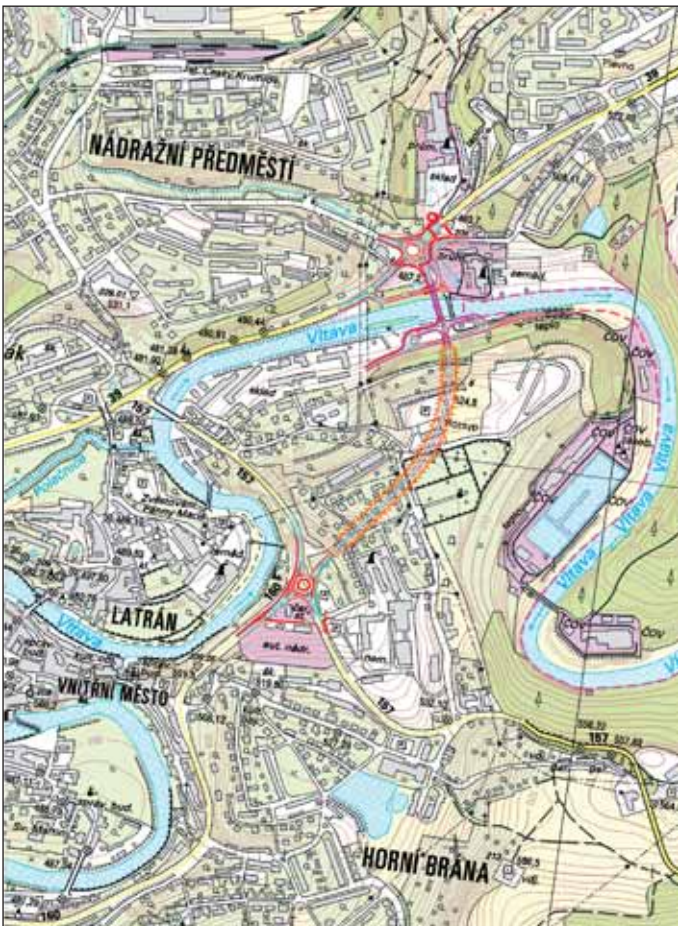
Architektonické a technické řešení mostu přes Vltavu bylo samostatnou částí této studie.

Směrnice Evropského parlamentu a rady 2004/54/ES o minimálních bezpečnostních požadavcích na tunely transevropské silniční sítě shrnuje opatření, která je třeba přijmout ke zlepšení bezpečnosti tunelů. I když je pro členské státy závazná jen v rozsahu transevropské silniční sítě, některé její požadavky lze jako doporučení aplikovat i u tunelů mimo tuto síť. V úvodu směrnice se praví: *Tunely delší než 500 m jsou významnými stavbami, které usnadňují spojení rozlehlých oblastí Evropy a hrají rozhodující úlohu ve fungování a rozvoji regionálních ekonomik.* Dále v čl. 3.1: *Členské státy zajistí, aby tunely na jejich území spadající do oblasti působnosti této směrnice vyhovovaly minimálním bezpečnostním požadavkům stanoveným v příloze 1.*

S výjimkou nouzového pruhu je stejný počet jízdních pruhů zachován uvnitř tunelu a mimo tunel. Každá změna v počtu pruhů má nastat v dostatečné vzdálenosti před portálem tunelu; tato vzdálenost je přinejmenším vzdáleností, kterou vozidlo nepřekračující povolenou rychlost ujede za 10 sekund. Jestliže z geografické prostředí nedovoluje, přijmou se dodatečná nebo zvýšená opatření ke zlepšení bezpečnosti. (Příloha č. 1, čl. 2.1.3). Toto znění bylo přijato i do ČSN 73 7507, čl. 7.1.5. Z této podmínky plyne, že k úpravě pruhů by mělo dojít nejdříve **140 m** od portálu tunelu.

Délka rozhledu pro zastavení dle ČSN 73 6110 je pro danou návrhovou rychlost (50 km/h) a podélný sklon tunelu (2–3 %) navržena **35 m** – z toho plyne, že umístění křižovatky přímo u portálu tunelu je zcela nevhodné.

Tyto zásady do značné míry předurčují dopravní řešení křižovatek před oběma portály, i když se vlastní výstavby tunelu přímo netýkají. Geografické podmínky, tj. omezené prostorové možnosti městského tunelu v zastavěném území, i zvážení nákladů na výstavbu a provoz, určují situační řešení trasy a vyvozují potřebu uplatnění zvýšených bezpečnostních opatření, tj. např. nouzové chodníky, nouzové pruhy, šterbinové žlaby se samozhášecími kusy, nucené větrání, bezpečnostní vybavení včetně dopravního značení, řízení dopravy, výcviku složek integrovaného záchranného systému atd.



Obr. 8 Přehledná situace
Fig. 8 General plan view

A variant containing a roundabout in front of the northern portal was found unsuitable. This opinion was confirmed by the Police of the CR. This variant was examined as a solution contained in the land-use plan.

The architectural and engineering design for the bridge over the Vltava River was a separate part of this study.

The Directive of the European Parliament and of the Council 2004/54/ES on minimum safety requirements for tunnels in the Trans – European road network summarises the measures which should be adopted to improve safety in tunnels. Even though it is binding for member nations only as far as the trans-European road network is concerned, some of its requirements can be applied as recommendation even to tunnels outside this network. The introduction of the Directive states: *Long tunnels of over 500m in length are important structures which facilitate communication between large areas of Europe and play a decisive role in the functioning and development of regional economies.* Further, in clause 3.1: *Member states shall ensure that tunnels in their territory, falling within the scope of this Directive meet the minimum safety requirements laid down in Annex I.*

With the exception of the emergency lane, the same number of lanes shall be maintained inside and outside the tunnel. Any change in the number of lanes shall occur at a sufficient distance in front of the tunnel portal+ this distance shall be at least the distance covered in 10 seconds by a vehicle travelling at the speed limit. When geographic circumstances prevent this, additional and/or reinforced measures shall be taken to enhance safety. (Annex No. I, paragraph 2.1.3). This wording was even accepted for ČSN 73 7507, paragraph 7.1.5. It follows from this condition that changes in the configuration of traffic lanes should not be made closer to a tunnel portal than **140m**.

Stopping sight distance from tunnel entry according to requirements of ČSN 73 6110 is designed for the given design speed (50km/h) and longitudinal gradient of the tunnel (2-3%) to be **35m**. From whence it follows that the intersection location directly at the tunnel portal is absolutely unsuitable.

The above-mentioned principles significantly predetermine the traffic management scheme for the intersections in front of both portals, even though they do not directly relate to the tunnel construction itself. The geographical conditions, i.e. the constrained space available for an urban tunnel within a developed area, and the consideration of the costs of the construction and operation, determine the route layout and induce a need for implementing enhanced safety measures, e.g. emergency walkways, emergency lanes, slotted drains with self-extinguishing pieces, forced ventilation, safety equipment inclusive of road signalling, a traffic control system, training of components of the Integrated Rescue System etc.

CONCLUSION

The purpose of this study was to stabilise the route of the diversion road and assess it in terms of the location within the area of operations so that it meets future requirements and demands of traffic, both transit and regional, in terms of its viability when acceptable technical parameters are applied, to assess it in terms of environmental impacts and effectiveness of the construction costs to be incurred. The completed study will be used for the next designing stage, discussing the concept with respective authorities and the public. The study provides information about financial demands of the project and defines relationships with affected development areas contained in the land-use plan. This will allow the client to start negotiations with owners of the affected locations and land and solve relationships with the existing and planned development. Another significant condition was designing such a solution where safety requirements for the tunnel operation would meet the ever stricter generally binding standards in the long-term horizon.

There is even another impact of the construction and operation of the tunnel on the surroundings and existing infrastructure in the given location: the location for the construction facilities and the way of handling the muck. With respect to the expected volume of about 50 thousand m³ of muck, we recommend that an analysis of properties of the muck be carried out and its use for construction purposes be designed. Another possible way of using the muck is, for instance, reclamation of old quarries. Failing that, it will be necessary to find an acceptable location for disposing it. Further on, it is necessary for the tunnel operation to consider the necessity for constructing

ZÁVĚR

Účelem studie bylo stabilizovat trasu přeložky a její posouzení z hlediska umístění do zájmového území, aby odpovídala výhledovým požadavkům a nárokům dopravy jak tranzitní, tak regionální, realizovatelnosti s přijatelnými technickými parametry, posouzení z hlediska životního prostředí a efektivnosti vynaložených finančních prostředků na realizaci stavby. Zpracovaná studie bude využita pro další stupeň projektové přípravy, projednání záměru s dotčenými orgány veřejné správy i s veřejností. Studie podává informaci o finanční náročnosti projektu a určuje vazby na dotčené rozvojové lokality podle územního plánu. To umožní investorovi zahájit jednání s vlastníky dotčených lokalit a pozemků a vyřešit návaznost na okolní stávající i plánovanou zástavbu. Důležitou podmínkou bylo také navrhnout takové řešení, kde bezpečnostní požadavky na provoz tunelu vyhoví v dlouhodobém horizontu stále přísnějším obecně závazným předpisům a normám.

Výstavba a provoz tunelu mají však ještě další dopad na okolí i stávající infrastrukturu dotčené lokality. Při výstavbě je to umístění zařízení staveniště a způsob nakládání s vytěženou rubaninou. Vzhledem k předpokládanému objemu cca 50 tis. m³ vytěžené rubaniny doporučíme provést rozbor vlastností těženého kameniva a návrh jeho využití pro stavební účely. Dalším možným využitím rubaniny je např. rekultivace starých lomů. V opačném případě je třeba najít vhodné umístění pro jeho skládku. Pro provoz tunelu je pak třeba zvážit nutnost výstavby provozně-technologického objektu (PTO) u portálu tunelu, zřízení nástupních ploch pro jednotky integrovaného záchranného systému a napojení na řídicí centrum dopravy.

Výstavba tunelu je z hlediska investičních nákladů rozhodující součástí plánované přeložky silnice II/157, a proto by řešení navazujících komunikací, jejich křížení i mostu přes Vltavu mělo být podřízeno bezpečnostním rizikům i požadavkům na výstavbu a provoz tunelu.

Provedená ekonomická analýza ukazuje, že při odhadovaných stavebních nákladech 570 mil. Kč vychází projektová varianta ve srovnání s nulovou **nadstandardně ekonomicky příznivě**. Čistá současná hodnota (NPV) je větší než 0 (1080,74 mil. Kč), ekonomická návratnost (EiRR) je vyšší než diskontní sazba 6 % (20,3 %) a poměr přínosu k nákladům (BCR) je větší než 1 (3,22). Největším přínosem jsou časové úspory, které plynou ze snížení kongescí (dopravních zácp).

Všechny prvky návrhu tunelu ve studii, jako je tvar příčného řezu, směrové a výškové vedení, umístění portálů, rozsah hloubených a ražených částí, bývají většinou již pevně zafixovány do dalších stupňů projektové dokumentace. Proto je třeba jejich návrhu věnovat velkou pozornost, přestože na tuto fázi projektu není příliš finančních prostředků, a tudíž ani dostatek času na podrobné zpracování. Výstavba tunelu v Českém Krumlově výrazně přispěje ke zlepšení dopravní situace a zkvalitnění života ve městě, a to i přes technické problémy spojené s výstavbou ve stísněném prostředí historického města.

Dopravní dostupnost limituje rozvoj jednoho z nejkrásnějších měst na světě a tuto situaci je třeba urychleně zlepšit. Řešení předložené ve studii je jednoduché, bude působit okamžitě a bude splňovat zvyšující se dopravní nároky i v budoucnosti. Teď zbývá již jen odvaha učinit první krok, překonat zažitě postupy a dál prosazovat záměr, který město nasměruje k životu v moderní Evropě. Tato stavba mimo tradiční oblasti realizace velkých projektů je dobrým příkladem i pro výstavbu dalších tunelů v Čechách.

ING. VLADIMÍR PRAJZLER, vladimir.prajzler@ikpce.com,
 ING. PAVEL PAŠKA, pavel.paska@ikpce.com,
 ING. LUKÁŠ MAŠÍN, lukas.masin@ikpce.com,
 ING. JIŘÍ ČINKA, jiri.cinka@ikpce.com,
 IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.,
 LUMÍR LUŠTICKÝ, lumir.lusticky@mu.ckrumlov.cz
 MĚSTSKÝ ÚŘAD ČESKÝ KRUMLOV

Recenzoval: doc. Ing. Vladislav Horák, CSc.



Obr. 9 Vizualizace severního portálu
 Fig. 9 Visualisation of a north portal

a service facility at the tunnel portal, establishing assembly areas for the Integrated Rescue System units and connecting the tunnel to a traffic management centre.

The tunnel construction is deciding part of the planned diversion of the II/157 road in terms of capital expenditures. The solution to connecting roads, their crossings and the bridge over the Vltava River should, therefore, be subordinated to the safety risks and requirements for the tunnel construction and operation.

The economic analysis which has been completed shows that, at the estimated construction cost of CZK 570 million, the design variant is **significantly economically favourable** compared to the zero variant. The Net Present Value (NPV) is higher than 0 (1080.74 million CZK), the Economic Internal Rate of Return (EiRR) is higher than the discount rate of 6% (20.3%) and the Benefit Cost Ratio (BCR) is higher than 1 (3.22). The greatest benefit is represented by savings in time, which follow from reduced traffic congestions.

All elements of the tunnel design contained in the study, such as the geometry of the cross section, the horizontal and vertical alignment, locations of portals or the extent of cut-and-cover and mined sections are usually firmly fixed for the subsequent design stages. It is therefore necessary to place great attention on designing them, despite the fact that the funds available to this designing stage are scarce, therefore even the time for detailed work is insufficient. The construction of the tunnel in Český Krumlov will significantly contribute to improving the traffic situation and increasing quality of life in the town, despite technical problems associated with the work in the constrained environment of a historic town.

Transport accessibility has been limiting the development of one of the most beautiful towns in the world. This situation must be promptly solved. The solution presented in the study is simple, its effect will be immediate and will meet increasing traffic demands in the future. Now, only the courage to make the first step, abandon rooted procedures and further press the concept which will direct the town toward the life in modern Europe remains to be gathered. This project is, apart from traditional implementation of large projects, a good promise even for construction of other tunnels in the Czech Republic.

ING. VLADIMÍR PRAJZLER, vladimir.prajzler@ikpce.com,
 ING. PAVEL PAŠKA, pavel.paska@ikpce.com,
 ING. LUKÁŠ MAŠÍN, lukas.masin@ikpce.com,
 ING. JIŘÍ ČINKA, jiri.cinka@ikpce.com,
 IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.,
 LUMÍR LUŠTICKÝ, lumir.lusticky@mu.ckrumlov.cz
 MĚSTSKÝ ÚŘAD ČESKÝ KRUMLOV

LITERATURA / REFERENCES

- [1] 48/08 Návrh Ujednání o porozumění se společností Škoda Auto, 21. 4. 2008
- [2] Akční plán pro komunikace na území Jihočeského kraje, 06/2008
- [3] Směrnice evropského parlamentu a rady 2004/54/ES o minimálních bezpečnostních požadavcích na tunely transevropské silniční sítě
- [4] ČSN 73 7507 Projektování tunelů pozemních komunikací (účinnost: 02/2006)
- [5] ČSN 73 6110 Projektování místních komunikací (účinnost: 02/2006)
- [6] Směrnice evropského parlamentu a rady 2008/96/ES o řízení bezpečnosti silniční infrastruktury
- [7] F. Klepsatel, L. Mařík, M. Framkovský: Městské podzemní stavby, Bratislava 2005
- [8] F. Klepsatel, P. Kusý, L. Mařík: Výstavba tunelů ve sklaných horninách, Bratislava 2003

PROJEKT A REALIZACE VZDUCHOTECHNICKÉHO OBJEKTU NOUZOV TUNELŮ STAVBY 513 NA SILNIČNÍM OKRUHU KOLEM PRAHY NOUZOV VENTILATION STATION ON LOT 513 OF PRAGUE CITY RING ROAD – DESIGN AND CONSTRUCTION

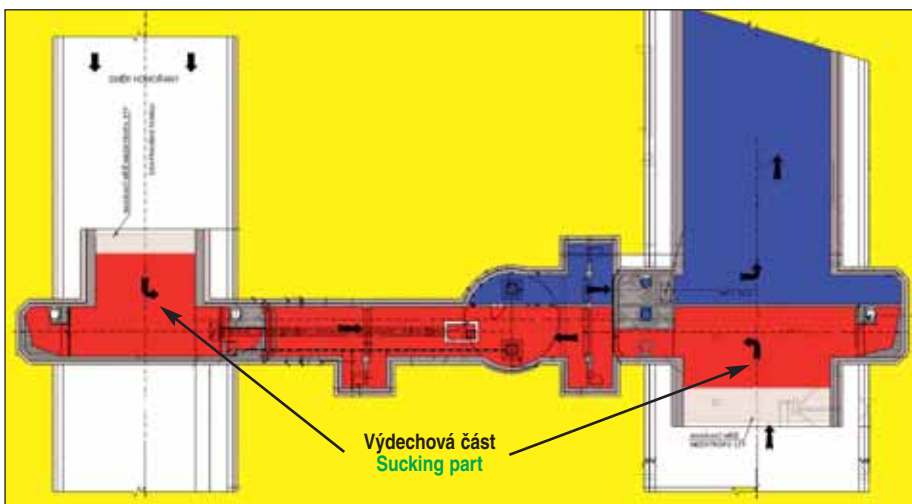
RADAN BOHMAN, VLADIMÍR PRAJZLER, LIBOR MAŘÍK

ÚVOD

Projektování a realizace tunelů dnes již neznamená jen perfektní zvládnutí geotechnické problematiky nebo technologických postupů výstavby. Na bezpečnost provozu silničních a dálničních tunelů dohlíží sofistikované řídicí systémy a při návrhu technického řešení je nutno zohlednit nejen výši investičních a provozních nákladů a bezpečnostních hledisek, ale i vliv dopravy v tunelu na životní prostředí. Součástí zadávací dokumentace na výstavbu tunelů Silničního okruhu kolem Prahy (SOKP) v úseku stavby 513 byla i výstavba vzduchotechnického objektu Nouzov, který při vysokých dopravních zátěžích zajišťuje, aby koncentrace škodlivin při provozu nepřekračovaly hygienickými předpisy povolené meze. Objekt se skládá z nadzemní části, kde je umístěna strojovna vzduchotechniky, technologické zázemí a výdechový komín, a dále ze vzduchotechnické šachty a podzemního vzduchotechnického rozpletu napojeného na oba hlavní tunely. Článek popisuje proces optimalizace technického řešení podzemní části vzduchotechnického objektu a realizaci stavební části vzduchotechnické šachty a podzemního rozpletu.

PŮVODNÍ NÁVRH DLE ZADÁVACÍ DOKUMENTACE

Vzduchotechnický objekt lze z hlediska vedení vzduchu rozdělit do dvou částí. Na část odsávající znečištěný vzduch z obou tunelových trub do vzduchotechnické šachty a dále přes nadzemní část objektu do výfukového komína. V druhé části objektu je do stoupačích třípruhového tunelu dodáván čistý vzduch, který po smísení se vzduchem v tunelu snižuje koncentraci škodlivin tak, aby na cholupickém portále splňovala hygienické normy pro vypouštění znečištěného vzduchu z tunelu do ovzduší. Půdorysné schéma navrženého technického řešení viz obr. 1, kde je modrou barvou vyznačen přísávaný čistý vzduch a červenou barvou odsávaný znečištěný vzduch. Součástí podzemního rozpletu byla, kromě poměrně složitěho systému chodeb a kanálů, i úprava konstrukce ostění obou tunelů v místě napojení na vzduchotechnický objekt. Profil tunelu byl oproti standardnímu tvaru nadvýšen, na bocích tunelu byly navrženy sestupné šachty se žaluziemi pro odsávání znečištěného



Obr. 1 Půdorysné schéma původního technického řešení
Fig. 1 Layout plan of the original technical solution

INTRODUCTION

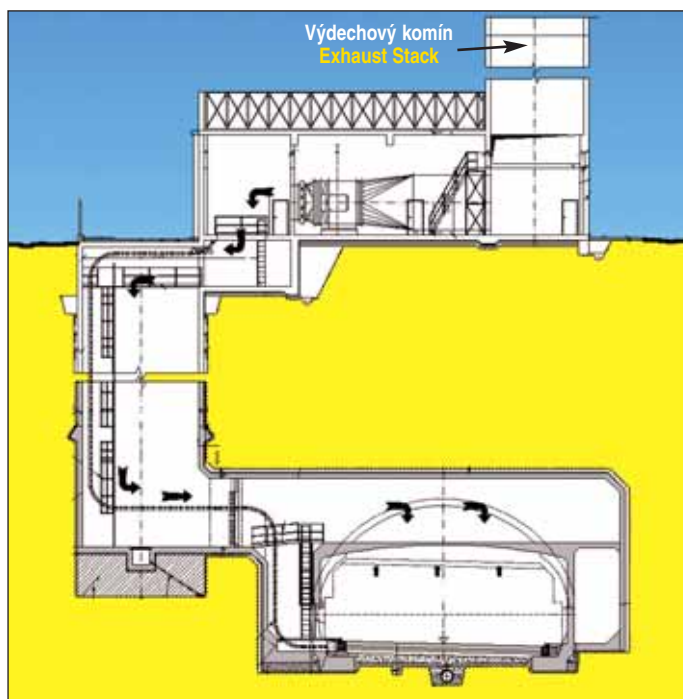
No more does designing and constructing mean only perfect coping with geotechnical problems or technological procedures of construction. Safety of traffic in road and motorway tunnels is supervised by sophisticated control systems. When a technical solution is being designed, it is necessary to take into consideration not only the amount of capital and operating costs and safety aspects, but also the environmental impact of traffic passing through the tunnel. Part of the tender documentation for the construction of tunnels on the Prague City Ring Road (the outer ring), construction lot 513, was, among others, the construction of Nouzov ventilation station, which secures that the concentration of pollutants due to high traffic volumes during the tunnel operation does not exceed limits allowed by hygiene regulations. The station structure comprises a superstructure containing a ventilation plant, a technical area and an exhaust stack and further, a ventilation shaft, an underground ventilation junction node linking to both main tunnels. This paper describes the process of optimising the technical solution to the underground part of the ventilation station and execution of civils works on the ventilation shaft and the underground junction node.

ORIGINAL DESIGN ACCORDING TO REQUIREMENTS OF TENDER DOCUMENTATION

The ventilation station structure can be divided in terms of the air routing into two parts, i.e. a part sucking polluted air from both tunnel tubes and discharging it to a ventilation shaft and further, through the superstructure, to an exhaust stack, and the other part supplying fresh air to the triple-lane (ascending) tunnel to reduce the concentration of pollution by mixing it with the air in the tunnel so that the pollution level at the Cholupice portal complies with requirements of hygiene standards for exhausting polluted air to the atmosphere. For the layout of the technical solution draft see Figure 1, where the fresh air which is being sucked in is marked in blue and the polluted air being exhausted in red. Part of the underground junction node was, apart from a relatively complex system of galleries and ducts, also a modification of the lining of

both tunnels at the point where it connects to the ventilation station structure. Compared with the standard cross section, the tunnel profile height was increased, descending shafts with dampers were designed for the sites to remove polluted air from the tunnel. Fresh air was supplied to the space above a suspended slab in the triple-lane tunnel and blown into the tunnel at a sufficient distance from the extraction dampers so that it was not immediately sucked back. The proposed technical solution was not optimal for several reasons:

The tunnel excavation encountered very hard rock which required the use of the drill-and-blast disintegration technique. The ventilation junction node is found roughly in the middle of the mined tunnels section, at a location where the overburden is the highest. Blasting operations would have caused significant deterioration of the rock mass during the excavation of the designed system of ventilation adits, a ventilation shaft and



Obr. 2 Schéma napojení vzduchotechnického objektu na jižní tunel
Fig. 2 Chart of the connection of the ventilation station to the southern tunnel

vzduchu. Čerstvý vzduch byl přiváděn do prostoru nad mezistropem třípruhového tunelu a vyfukován do tunelu v dostatečné vzdálenosti od nasávacích žaluzií, aby nedocházelo k jeho opětovnému nasávání. Navržené technické řešení nebylo optimální hned z několika důvodů:

- Při ražbě tunelů byly zastíženy velmi pevné skalní horniny, jejichž rozpojení vyžadovalo použití trhacích prací. Vzduchotechnický rozplet se nachází zhruba uprostřed úseku ražených tunelů v místě s nejvyšším nadložím. Vlivem negativních účinků trhacích prací při ražbě navrženého systému vzduchotechnických štol, šachty a tunelové propojky by došlo vzhledem k minimálnímu vzdálenostem podzemních prostor ke značné degradaci horninového masivu s nežádoucími dopady i do oblasti hlavních tunelů.

- Profily vzduchotechnických chodeb a kanálů navržené v obdélníkových a asymetrických tvarech s velmi plochou horní klenbou se nejeví jako výhodné z hlediska statického působení.

Mezi podzemním vzduchotechnickým objektem a tunelovou propojkou č. 5 zbýval velmi tenký horninový pilíř, který v místě výklenků vzduchotechnické chodby dosahoval mocnosti jen 1 metr!

- Vzduchotechnický rozplet byl složitý na realizaci i na následnou údržbu při provozování tunelu. Detaily napojení jednotlivých podzemních prostor byly velmi náročné na provádění a mohly být zdrojem vad. Zejména při netěsnostech hydroizolační fólie by vyžadovala sanace průsaků použití velmi nákladných a obtížně proveditelných opatření.

- Profil tunelu, který dosahuje v severní troubě 107 m² a v jižní troubě dokonce 138 m², doznal v místě rozpletu dalšího zvětšení vytvořením vzduchotechnického kanálu nad profilem obou tunelů. Obr. 2 ukazuje schéma napojení podzemního vzduchotechnického objektu na třípruhový tunel podle zadávací dokumentace. Zvětšení profilu by při výstavbě znamenalo úpravu technologického postupu a použití mnoha atypických prvků jak v primárním, tak definitivním ostění.

- Navržený princip větrání předpokládal vybudování mezistropu v obou tunelových troubách. V třípruhovém tunelu se jednalo

a tunnel cross passage. The negative effects would have been spread even to the area of the main tunnel tubes.

The rectangular and asymmetric geometry of ventilation adits with extremely flat upper vaults which had been designed does not appear advantageous in terms of the structural behaviour.

A very thin rock pillar remained between the underground ventilation station structure and cross passage No.5; it was only 1m thick in the locations of niches in the ventilation adit!

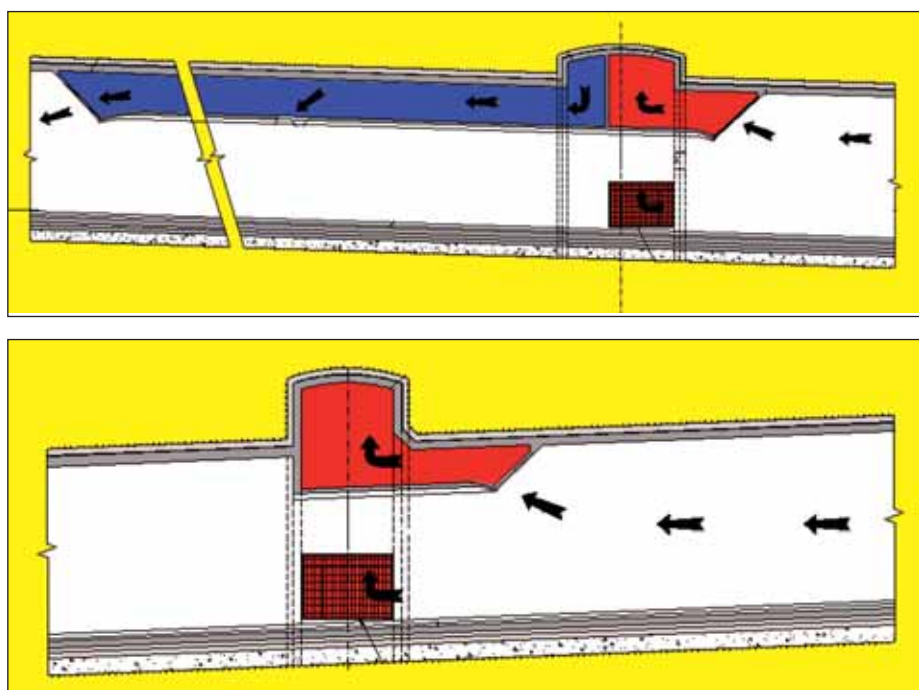
The ventilation junction node was complex as far as the construction work and subsequent maintenance during operation is concerned. Structural details of connections for individual underground spaces were very difficult to perform and were potential sources of defects. First of all in cases of the waterproofing membrane leakage, removing leaks would require very expensive and difficult to implement measures.

The tunnel cross-sectional area, reaching 107m² in the northern tube and even 138m² in the southern, was further enlarged in the junction node location as a result of the creation of a ventilation duct above the profile of both tunnel tubes. Figure 2 shows the connection of the underground ventilation station to the triple-lane tunnel as required by the tender documentation. Enlarging the profile during the construction work would have meant the necessity to modify the technological procedure and use many atypical elements of both the primary and final linings.

The proposed principle of ventilation expected that an intermediate deck would be built in both tunnel tubes. The section in question was 55m long in the triple-lane tunnel and only 5m long section in the double-lane tube. Using the cross-section containing the intermediate deck required structural modification of standard travelling forms for casting of the final lining and using special formwork for the casting of the intermediate deck itself. This would have affected both the construction time and the cost of works because the special formwork for the intermediate deck would have been used on a very short tunnel section. The planned extent of the intermediate deck use in the northern and southern tunnel tubes is shown on Fig. 3.

The intermediate deck is a critical element in terms of fire safety because the task to secure fire resistance of the deck is much more difficult to solve compared with the tunnel lining vault. In a case of a collapse of the structure, the collapsed intermediate roof means blocking of the escape route, just in the location of the cross passage in this specific case.

The net cross-sectional area of the tunnel in the area of the intermediate deck is reduced by nearly 25%, which is not optimal in a case of smoke spreading through the tunnel during a fire. The



Obr. 3 Rozsah mezistropu dle zadávací dokumentace
Fig. 3 The extent of the intermediate deck according to the tender documentation

o úsek délky 55 m, v dvoupruhovém tunelu dokonce jen o úsek délky 5 m. Použití příčného řezu s mezistropem by vyžadovalo při betonáži definitivního ostění konstrukční úpravu standardních bednicích vozů a použití speciálního bednění v případě vlastní betonáže mezistropu. To by mělo dopad jak do doby výstavby, tak do ceny prováděných prací, neboť speciální bednění mezistropu by bylo použito na velmi krátkém úseku tunelu. Plánovaný rozsah použití mezistropu v severní i jižní tunelové troubě ukazuje obr. 3.

- Mezistrop představuje kritický prvek z hlediska požární bezpečnosti, protože zajištění jeho požární odolnosti v porovnání s klenbou ostění je podstatně složitější. Při kolapsu konstrukce znamená zřícení mezistropu zneprůchodnění únikové cesty, v tomto případě dokonce v místě tunelové propojky.

- V oblasti mezistropu dochází ke zmenšení světlé plochy tunelu o téměř 25 %, což při šíření kouře v tunelu při požáru není optimální. Snížení průjezdné výšky vylučuje přepravu nadměrných nákladů.

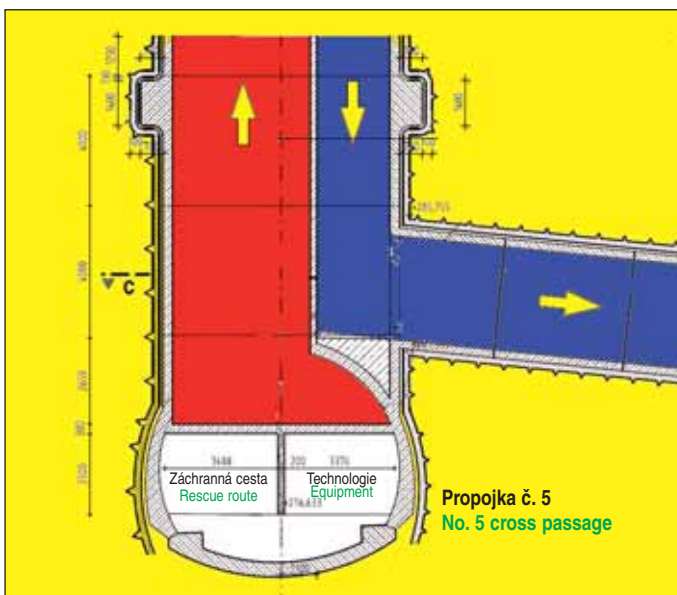
Z výše uvedených důvodů přistoupil projektant realizační dokumentace po dohodě se zástupci zhotovitele i investora k optimalizaci technického řešení stavební části vzduchotechnického objektu. Tato optimalizace byla možná jen za úzké spolupráce s autorem vzduchotechnického návrhu a zpracovatelem realizační dokumentace vzduchotechniky tunelu – firmou Satra, a. s.

ÚPRAVA TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ PŘI ZPRACOVÁNÍ REALIZAČNÍ DOKUMENTACE

Při úpravě technického řešení vycházel projektant realizační dokumentace z následujících požadavků:

- úprava technického řešení nesmí být na úkor funkčnosti díla jako celku;
- úpravy nesmí vyvolat navýšení investičních a provozních nákladů;
- minimalizovat zásah do horninového masivu a zejména horninového pilíře mezi tunely;
- zkrácení doby výstavby;
- přívod, resp. odvod požadovaných objemů vzduchu pro obě tunelové roury bude zajištěn dostatečným profilem vzduchotechnických cest stanoveným zpracovatelem realizační dokumentace vzduchotechniky tunelů (firmou Satra), přičemž nesmí dojít ke smísení „čistého“ a znečištěného vzduchu;
- zjednodušení ražby a provádění definitivního ostění rozpletu nebude mít negativní vliv na výstavbu hlavních tunelů.

Ke klíovým okamžikům při návrhu nového technického řešení patřilo rozhodnutí o sloučení tunelové propojky č. 5 a vzduchotechnického objektu do jednoho celku. Zpočátku projektant uvažoval o provedení štoly atypických rozměrů mezi oběma tunely, která by svým profilem vyhovovala oběma účelům. Díky spolupráci



Obr. 5 Schéma vedení vzduchu dle nového řešení
Fig. 5 Air distribution system according to the new design



Obr. 4 Umístění vrtu DN800 mm na dně vzduchotechnické šachty
Fig. 4 Location of the DN800mm borehole at the ventilation shaft bottom

reduced height clearance makes the passage of vehicles with excessive height loads impossible.

For the above-mentioned reasons, the author of the detailed design, after discussions with representatives of the client and the contractor, started to optimise the technical solution of the civil part of the ventilation station structure. The optimisation was possible only under the condition of close co-operation with Satra a. s., the author of the ventilation design and the detailed design for the tunnel ventilation.

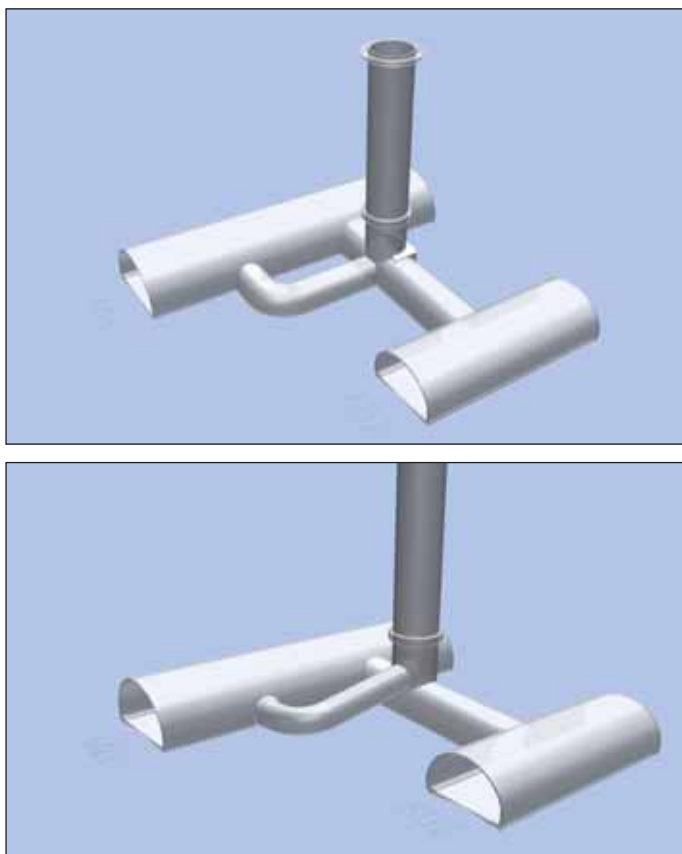
MODIFICATION OF THE TECHNICAL SOLUTION DURING THE WORK ON THE DETAILED DESIGN

The designer for detailed design, when modifying the technical solution, started from the following requirements:

- The changes in the technical solution must not be carried out on behalf of the overall works functioning;
- The changes must not result in increased capital expenses or operating costs;
- The intervention to the rock mass must be minimised, above all as far as the intermediate pillar between the tubes is concerned;
- The construction time must be cut;
- The supply or extraction of the required volumes of air will be ensured for both tunnel tubes through a sufficient area of the ventilation routes, which will be determined by calculations carried out by the author of the detailed design for the tunnel ventilation (Satra a. s.); the fresh air and polluted air must not get mixed together;
- The simplification of the excavation must not negatively affect the construction of both main tunnels.

One of the moments crucial for the new technical solution design was the decision to join No. 5 passage with the ventilation station to form one unit. In the beginning, the designer considered constructing a gallery with atypical dimensions between both tunnels, the profile of which would be convenient for both purposes. However, thanks to the co-operation with the designer for ventilation, they succeeded in using a standard profile of the cross passage, identical with the profiles of all other escape routes in the tunnel, and use its height by inserting the intermediate deck, over which polluted air sucked from both tunnels will flow. This solution gave rise to a multi-functional underground structure serving as an escape route, a space for switchboards and a fundamental element of the ventilation of both tunnels in a case of increased concentration of pollutants in the tunnel atmosphere. The new design replaces the intermediate decks in the tunnels by a ventilation by-pass adit through which fresh air is supplied to the ascending triple-lane tunnel. No. 5 cross passage will house, in addition, the connection of both branches of the hydrant main with an over 3m deep shaft housing pressure control valves.

In this case, the location of the underground structure is bound, in addition, to the above ground structure of the ventilation station, which is confirmed in the land-use plan and the location of which is limited by the plan area of permanent works. A large-diameter, DN



Obr. 6 Varianty podzemního rozpletu na 3D modelu

Fig. 6 Variants of the underground junction node in a 3D model

s řešitelem vzduchotechniky se však podařilo použít standardní profil tunelové propojky jako u všech ostatních únikových cest v tunelu a využít její výšku vložením mezistropu, nad kterým bude uskutečněno odsávání znečištěného vzduchu z obou tunelů. Vznikl tak multifunkční podzemní objekt, který slouží jako úniková cesta, prostor pro rozváděče i zásadní prvek odvětrání obou tunelů v případě zvýšení koncentrace škodlivin v ovzduší. Mezistropy v tunelech nahrazuje v novém návrhu obchodí vzduchotechnická štola, která přivádí čistý vzduch do stoupajícího třípruhového tunelu. V propojce č. 5 je navíc umístěno propojení obou větví požárního vodovodu s šachtou redukčních ventilů hloubkou přes 3 m.

Umístění podzemního objektu je v tomto případě vázáno i na povrchový objekt vzduchotechniky, který je zakotven v územním plánu a jehož poloha je omezena záborem pozemků. Při ražbě průzkumné geotechnické štoly byl v těchto místech proveden velkopřůměrový vrt DN 800 mm, který sloužil k jejímu odvětrání. Poloha vzduchotechnického vrtu měla původně odpovídat poloze plánované vzduchotechnické šachty s využitím vrtu při hloubení šachty pro shoz rubaniny do úrovně tunelů. Před zahájením projekčních prací proto došlo k zaměření skutečné polohy vrtu a na základě nových informací bylo zjištěno, že vrt byl situován asi 3 m od polohy předpokládané projektem. Bez posunu vzduchotechnické šachty by vrt procházel primárním ostěním zajišťujícím stabilitu výrubu při jejím hloubení. V rámci záboru pozemků došlo proto k mírnému posunu celého nadzemního objektu tak, aby poloha stávajícího vrtu a jeho vzdálenost od ostění šachty umožňovala práci mechanismů použitých při hloubení. Obr. 4 ukazuje dno šachty a poblíž lezného oddělení se nachází zmiňovaný vzduchotechnický vrt DN 800 mm. Půdorysné rozměry nadzemního vzduchotechnického objektu zůstaly zachovány.

Přesné napojení vzduchotechnické šachty (s vazbou na povrch) a štol v podzemí bylo dále vázáno na bloky betonáže definitivního ostění tunelů. Při ražbě tunelů v místě propojky č. 5 nebyla díky novému návrhu nutná zásadní úprava technologického postupu ražeb, pouze dodržení délky záběru max. 1,5 m a provedení systémového kotvení pro navrženou technologickou třídu výrubu v místě propojek.

Obchodí vzduchotechnická štola délky 29 m o ploše výrubu 18 m² vychází ze vzduchotechnické šachty a zaústíje do třípruhového

800mm borehole was carried out while excavating a geotechnical exploration gallery, designed to ventilate it. The location of the ventilation borehole was originally expected to coincide with the location of the planned ventilation shaft. It was to be used during the course of the shaft sinking for dropping the muck down to the tunnel level. The actual location of the borehole was therefore surveyed before commencing the work on the design. It was found on the basis of new information that the borehole was located at a distance of about 3m from the location assumed in the design. If the ventilation shaft had not been shifted, the borehole would have run through the primary lining supporting the excavation during the shaft sinking operations. The entire above ground structure was therefore slightly shifted, within the plan area of permanent works, so that the location of the existing borehole and its distance from the shaft lining allowed the shaft sinking equipment to work. Figure 4 shows the shaft bottom; the above-mentioned DN 800mm ventilation borehole is found in the vicinity of the ladder compartment. Ground plan dimensions of the above ground part of the ventilation structure remained unchanged.

The exact connection of the ventilation shaft (with a relation to the surface layout) and adits in the underground was further bound to the casting blocks of the tunnel lining. Owing to the new design, no substantial changes in the technological procedure for the excavation were necessary when driving in the location of cross passage No. 5. It was only necessary to maintain the maximum round length of 1.5m and install an anchoring system specified for the excavation support class determined for the location in which the cross passages were designed.

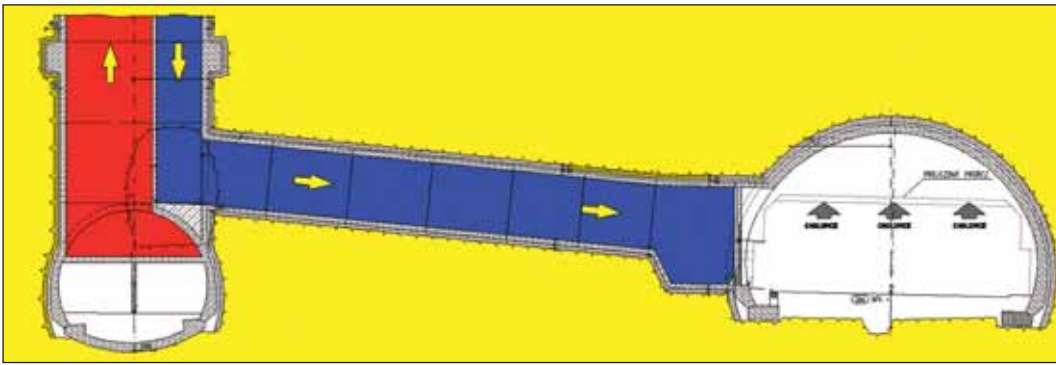
The 29m long ventilation by-pass adit with the excavated cross-sectional area of 18 m² starts from the ventilation shaft and connects to the triple-lane (southern) tunnel. The cross-sectional area of the adit had to be increased to 26m² in the location of the adit connection to the tunnel to allow the installation of a ventilation damper with actuators. The end of the by-pass adit connecting to the triple-lane tunnel was designed to be at a distance of 23m from the suction outlets so that sucking of fresh air back to the exhaust part of the structure was prevented. The joining of No. 5 tunnel cross passage with the underground junction node complies with the conditions for maximum allowable intervals between cross passages stipulated by an European standard. The cross passage, which was designed in the standard way only for escape of people, serves also ventilation purposes after the changes. Owing to the addition of the intermediate deck to the cross passage, a space originated suitable for the extraction of polluted air from both tunnels (see Fig. 5). The space underneath the intermediate roof in the cross passage serves as an escape route for people and for the installation of the tunnel equipment.

Finding all spatial relationships, both in terms of construction work and operation, required a 3D model to be developed. In the beginning, the by-pass adit was planned to be connected to the cross passage at the same level. After thoroughly assessing all positives and negatives, the designer decided to change the location of the by-pass ventilation adit connection, shifting it to join the ventilation



Obr. 7 Betonáž mezistropu v propojce č. 5

Fig. 7 Casting of the intermediate deck in No. 5 cross passage



Obr. 8 Napojení obchozí štoly na jižní tunel – rozvinutý řez
Fig. 8 Connection of the by-pass adit to the southern tunnel

jižního tunelu. V místě napojení štoly na tunel musela být štola rozšířena na plochu 26 m^2 z důvodu osazení vzduchotechnické klapky a jejího ovládání. Vyústění obchozí štoly do třípruhového tunelu navrhl projektant ve vzdálenosti 23 m od nasávacích otvorů, aby nedocházelo ke zpětnému nasávání čerstvého vzduchu do výfukové části objektu. Sloučení tunelové propojky č. 5 s podzemním rozpletem vyhovuje podmínkám maximálně přípustné vzdálenosti propojek podle evropského standardu. Propojka standardně navržená jen pro únik osob po úpravě slouží i vzduchotechnickým účelům. Přidáním mezistropu do propojky vznikl prostor pro odsávání znečištěného vzduchu z obou tunelů – viz obr. 5. Prostor pod mezistropem propojky slouží pro únik osob i pro umístění technologického vybavení tunelu.

Nalezení všech prostorových souvislostí jak po stránce stavební, tak provozní si vyžádalo vytvoření 3D modelu. Zpočátku se uvažovalo se zaústěním obchozí štoly do propojky na stejné výškové úrovni. Po důkladném zhodnocení všech kladů a záporů rozhodl projektant o změně polohy zaústění obchozí vzduchotechnické štoly do větrací šachty nad úroveň klenby propojky. K pozitivům navrženého řešení patří lepší možnost odvodnění vzduchotechnické štoly, větší tuhost průniku šachty, štoly a propojky i lepší využitelnost technologických prostor v propojce. Zkoumané varianty technického řešení se zaústěním obchozí vzduchotechnické štoly na úroveň dna propojky a nad vrchol klenby propojky ukazuje obr. 6.

Vzhledem k tomu, že šachta ústí přímo do klenby tunelové propojky a její ostění přenáší část zatížení ze šachty, navrhl projektant v místě průniku šachty v propojce spodní klenbu, která lépe přenáší zatížení do podlahy. Dalším opatřením k omezení přenosu zatížení ze vzduchotechnické šachty do ostění propojky představovalo zazubení ostění šachty vyztuženým límcem výšky 1,4 m situovaným cca 3 m nad zaústěním obchozí štoly do vzduchotechnické šachty.

Nový návrh bylo nutné konzultovat se zpracovatelem požárně-bezpečnostního řešení stavby, Fakultou bezpečnostního inženýrství VŠB Ostrava, neboť se jednalo o zásadní zásah do původně navrhovaných konstrukcí i celkové koncepce podzemního rozpletu. Vzhledem k tomu, že celý vzduchotechnický objekt není začleněn do požárního režimu větrání tunelu, jednalo se o posouzení, zda při požáru v jedné tunelové trubě nemůže dojít k ohrožení bezpečnosti v druhé tunelové trubě, která v takovém případě slouží jako bezpečná úniková cesta. Největší problém představovalo získání certifikátu požární odolnosti vzduchotechnických klapek oddělujících vzduchotechnický kanál nad mezistropem tunelové propojky č. 5 od obou tunelů. Pokud by nedošlo prokazatelně k zajištění požadované požární odolnosti klapky, mohl by se požár z jedné tunelové trouby rozšířit i do druhé tunelové trouby, což je z pohledu požárně-bezpečnostního řešení neakceptovatelné. Na toto téma proběhla řada diskusí a jednání. Vzhledem k tomu, že jednání již ohrožovala plynulou realizaci stavby, zhotovitel díla prohlásil, že požadovaný certifikát před uvedením díla do zkušebního provozu doloží.

VÝHODY NOVĚ NAVRŽENÉHO TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Novým návrhem technického řešení vzduchotechnického rozpletu s redukcí na šachtu, multifunkční tunelovou propojku a obchozí vzduchotechnickou štolu došlo k výraznému zjednodušení díla. Nadzemní část objektu zůstala po stavební stránce beze

shaft above the cross passage crown. Among the positives of the proposed solution, we can name better possibility of draining the ventilation adit, higher rigidity of the shaft – adit – cross passage intersection, as well as a higher degree of utility of equipment spaces in the cross passage. The variants of the technical solutions which were examined, i.e. solutions containing the connection of the ventilation adit at the cross passage bottom or above the cross passage crown, are shown on Fig. 6.

Taking into consideration the fact that the shaft is directly connected to the cross passage vault and its lining carries part of the loading exerted by the shaft, the designer proposed an inverted arch for the location at the intersection with the shaft, which better transfers loads to the sub-base. Another measure designed to limit the transfer of loads from the ventilation shaft to the cross passage lining comprised a shear key formed by a 1.4m high reinforced collar on the ventilation shaft lining, located about 3m above the connection of the by-pass adit to the ventilation shaft.

The new design had to be consulted with the author of the fire safety design (the Faculty of Safety Engineering of the Technical University of Ostrava) because it was a crucial intervention into the originally designed structures and the general concept of the underground junction node. Since the entire ventilation station is not incorporated into the fire ventilation regime of the tunnel, the task was to assess whether a fire in one tunnel tube could jeopardise the safety in the other tunnel tube, which serves as an escape route in such a case. The biggest problem was the necessity to obtain fire resistance certification for the fire ventilation dampers separating the ventilation duct above the intermediate deck of No. 5 cross passage from both tunnels. If the required fire resistance of the dampers had not been provably met, a fire could have spread from one tunnel tube even to the other tube, which would have been absolutely unacceptable in terms of the fire design. This issue was a topic of many discussions and negotiations. Taking into consideration the fact that the negotiations threatened the fluent construction works, the contractor stated that it would submit the required certificate before the tunnel is opened to traffic.

The new design had to be consulted with the author of the fire safety design (the Faculty of Safety Engineering of the Technical University of Ostrava) because it was a crucial intervention into the originally designed structures and the general concept of the underground junction node. Since the entire ventilation station is not incorporated into the fire ventilation regime of the tunnel, the task was to assess whether a fire in one tunnel tube could jeopardise the safety in the other tunnel tube, which serves as an escape route in such a case. The biggest problem was the necessity to obtain fire resistance certification for the fire ventilation dampers separating the ventilation duct above the intermediate deck of No. 5 cross passage from both tunnels. If the required fire resistance of the dampers had not been provably met, a fire could have spread from one tunnel tube even to the other tube, which would have been absolutely unacceptable in terms of the fire design. This issue was a topic of many discussions and negotiations. Taking into consideration the fact that the negotiations threatened the fluent construction works, the contractor stated that it would submit the required certificate before the tunnel is opened to traffic.

ADVANTAGES OF THE NEWLY DESIGNED TECHNICAL SOLUTION

The structure was significantly simplified owing to the new design for the technical solution to the ventilation junction node with connections to the shaft, the multi-functional tunnel cross passage



Obr. 9 Prorážka šachty do přístupové štoly
Fig. 9 Shaft breakthrough into the access adit



Obr. 10 Hydroizolace v místě podzemního rozpletu
Fig. 10 Waterproofing in the underground node location

změn. Pro podzemní vzduchotechnický objekt byla využita tunelová propojka č. 5, čímž došlo k vypuštění celého původního komplexu kanálů a štol nad a mezi tunely. Tvar propojky i dimenze jejího ostění jsou shodné s ostatními propojkami stavby 513. Standardní ostění propojky doznalo změn pouze vložím mezistropu a průnikem se vzduchotechnickou šachtou. Betonáž mezistropu v multifunkční propojce ukazuje obr. 7. Zhotovitel mohl při výstavbě tunelů postupovat stejným technologickým postupem, pouze v případě napojení obchozí vzduchotechnické štol na třípruhový tunel bylo nutné zajistit speciální krček bednění v průniku obou děl. Napojení definitivního ostění obou tunelů v místě propojky č. 5 bylo stejné jako v případě všech ostatních průniků tunelů s propojkami. Konstrukce mezistropu propojky a napojení na šachtu byly prováděny dodatečně po vybetonování definitivního ostění tunelu. Obr. 8 ukazuje rozvinutý podélný řez obchozí vzduchotechnickou štolou a schéma proudění čistého i znečištěného vzduchu.

REALIZACE ŠACHTY A PODZEMNÍHO ROZPLETU

Při provádění geotechnického průzkumu pro tunely byla v kalotě třípruhového tunelu vyražena v celé jeho délce průzkumná štola. V místě vzduchotechnické šachty Nouzov byl proveden již zmiňovaný vzduchotechnický vrt průměru 800 mm a přístupová štola vedená z průzkumné štol k jeho patě, která byla situována tak, že částečně zasahovala do profilu tunelové propojky, částečně do horninového masivu mimo propojku. Stávající vzduchotechnický vrt byl využit při hloubení šachty pro shazování rubaniny do podzemí, odkud byl tento materiál vyvážen jižním tunelem na deponii. Šachta o průměru 7,9 m a hloubky 43 m byla prováděna z povrchu se zajištěním stability výrubu primárním ostěním ze stříkaného betonu tl. 200 mm se sítěmi KARI a výztužnými ocelovými rámy. Horninový masiv vyztužovaly krátké kotvy délky 2 m, instalované po obvodu šachty. Hloubení šachty probíhalo podle standardního technologického postupu bez komplikací, horninový masiv vykazoval dobrou stabilitu a přítoky vody svědčily o minimálním zvodnění horninového masivu. V okamžiku, kdy dno šachty dosáhlo stropu přístupové štol spojující průzkumnou štolu a vzduchotechnický vrt, muselo dojít k přerušení hloubení, vyplnění tohoto prostoru hubeným betonem a následně k přezmáhání do tvaru profilu tunelové propojky č. 5. Prorážku šachty do přístupové štol vedoucí k patě vzduchotechnického vrtu ukazuje obr. 9 (foto D2 Consult Prague).

Po vyrazení tunelové propojky č. 5, napojení na vzduchotechnickou šachtu a po vyrazení obchozí vzduchotechnické štol mohla začít instalace mezilehlé fóliové izolace tl. 2,5 mm se signální vrstvou. K nejnáročnějším úsekům na tunelech SOKP 513 z hlediska provádění izolací bezesporu patří právě podzemní vzduchotechnický rozplet, a to i přes veškerá zjednodušení, kterých se v průběhu zpracování realizační dokumentace podařilo dosáhnout. Systém zajištění vodonepropustnosti ostění vycházel z deštníkového typu s tím, že se na bocích obchozí vzduchotechnické štol nenacházejí boční drenáže, ale pouze nopolová fólie. Díky podélnému sklonu



Obr. 11 Standardní vyztužení definitivního ostění šachty – síť KARI
Fig. 11 Standard reinforcement of the final shaft lining – KARI mesh

and the by-pass ventilation adit. From the structural point of view, the above ground part of the structure remained unchanged. No. 5 cross passage was used for the underground ventilation structure, therefore the whole original complex of ducts and adits above and between the tunnels was left out. The cross passage geometry and dimensions of the cross passage lining are identical with the other cross passages in construction lot 513. The standard lining of the cross passage underwent changes consisting only of the insertion of the intermediate deck and the intersection with the ventilation shaft. Figure 7 shows the casting of the intermediate deck in the multi-functional cross passage. The tunnelling contractor was able to use the same technological procedure during the course of the construction, with the exception of the by-pass ventilation adit connection to the triple-lane tunnel, where a special formwork collar had to be installed at the intersection between both workings. The connection of the final lining of both tunnels in the location of No. 5 cross passage was the same as the connections of the tunnels in the cases of all other cross passages. The intermediate deck structure and the connection to the shaft were carried out subsequently, after the casting of the final tunnel lining. Figure 8 presents the unwrapped longitudinal section through the ventilation by-pass adit and a chart of the fresh and polluted air flows.

CONSTRUCTION OF THE SHAFT AND UNDERGROUND JUNCTION NODE

A geotechnical gallery was driven throughout the tunnel length, following the trace of the future triple-lane tunnel top heading. The above-mentioned 800mm-diameter ventilation borehole was carried out in the location of the Nouzov ventilation shaft, with an access adit leading from the exploratory gallery to the bottom of the borehole, which was located partially within the profile of the cross passage and partially in the rock mass outside the cross passage. The existing ventilation borehole was used during the shaft sinking work for dropping the muck down to the underground, where it was loaded and transported through the southern tunnel to a stockpile. The shaft, 7.9m in diameter and 43m deep, was sunk from the surface, with the excavation support provided by a 200mm thick primary lining consisting of shotcrete, KARI mesh and lattice girders. The rock mass was reinforced by short, 2m long anchors installed around the shaft circumference. The shaft sinking operations proceeded in accordance with a standard excavation technique, without complications; the rock mass was relatively stable and water inflows gave evidence of the minimum saturation of the rock mass with water. At the moment when the shaft bottom touched the roof of the access adit connecting the exploratory gallery and the ventilation borehole, the shaft sinking had to be suspended. The space had to be backfilled with lean concrete and, subsequently, the space had to be re-excavated to correspond to the profile of cross passage No. 5. The shaft breakthrough into the access adit leading to the bottom of the ventilation borehole is shown in Fig. 9 (Photo courtesy D2 Consult Prague).

After completing the excavation of cross passage No. 5, connecting it to the ventilation shaft and excavating the ventilation



Obr. 12 Vyztužení prutovou výztuží v místě průniku šachty a propojky č. 5
Fig. 12 Reinforcement at the shaft intersection with the cross passage No. 5 using reinforcing bars

obchozí štoly 10 % a umístění mezi oběma tunely stačí nopová fólie bez problémů svádět podzemní vodu z boků štoly k bočním drenážním třípruhového jižního tunelu.

Zatímco standardní délka bloku betonáže propojky dosahuje pouze 5 m, v místě průniku se vzduchotechnickou šachtou se délka bloku betonáže prodloužila na 10 m. V místě průniku propojky a šachty musel proto zhotovitel nasadit speciální bednění, umožňující betonáž bloku délky 10 m se spodní klenbou. Provádění průniku bylo náročné jak z hlediska izolačních prací, tak vlastní betonáže. Pohled do vzduchotechnické šachty s napojením obchozí štoly ve fázi provádění hydroizolací ukazuje obr. 10.

Pracovní spáry rozpletu byly umístěny nad horní klenbu propojky a cca 1 m za krčkem obchozí vzduchotechnické štoly. Po vybetonování průniku již probíhala betonáž ostění šachty po blocích délky 4 m a tloušťce ostění 300 mm. Posun bednění po betonáži a odbednění zajišťoval jeřáb umístěný nad ohlubní šachty. Výztuž definitivního ostění šachty byla upravena tak, aby na vylamovací trny mohla být stykována výztuž střední dělicí stěny betonované s časovým odstupem za betonáží ostění šachty. Standardní výztuž definitivního ostění šachty tvořily síť KARI u obou povrchů ostění (obr. 11 foto Ekostav), pouze v místě průniku šachty s propojkou a obchozí štolou byla použita prutová výztuž (obr. 12). Dělicí stěna rozděluje profil vzduchotechnické šachty na část přivádějící čerstvý vzduch do tunelů a na část odvádějící znečištěný vzduch z tunelů.

Stejným způsobem, jako v případě napojení střední stěny a ostění šachty, byla pomocí vylamovacích trnů stykována výztuž dodatečně betonovaného mezistropu a ostění v tunelové propojce č. 5. Z hlediska výroby patřila k náročným úkolům i příprava bednění obchozí vzduchotechnické štoly. Trasa podkovovitého profilu štoly ležela ve směrovém i výškovém oblouku, což kladlo při výrobě, montáži i osazování bednění zvýšené nároky na provádění.

Vzduchotechnická šachta slouží i pro vedení kabelů spojujících nadzemní vzduchotechnický objekt s tunely. Vzhledem k nejasným majetkovým vztahům bylo dlouhou dobu obtížné rozhodnout o způsobu napájení nadzemního vzduchotechnického objektu. Projektant proto vycházel z původního návrhu napájení nadzemního objektu z tunelů. Na stěnu vzduchotechnické šachty proto byly instalovány kabelové rošty. Pro revizi šachty slouží ocelové lezní oddělení, vyrobené vzhledem k očekávané agresivitě ovzdušší z nerezové oceli. Pohled do části vzduchotechnické šachty s lezným oddělením určené pro přívod čistého vzduchu ukazuje obr. 13.

NADZEMNÍ VZDUCHOTECHNICKÝ OBJEKT

Nad vzduchotechnickou šachtou se nachází nadzemní objekt, který tvoří monolitická, železobetonová konstrukce o půdorysných rozměrech 31 m x 22 m s výdechovým komínem výšky 20 m, založená na subtilní základové desce tloušťky 300 mm. Stejně jako podzemní prostory i nadzemní objekt můžeme z hlediska vzduchotechniky rozdělit na část nasávací a výdechovou. Nasávání čerstvého vzduchu probíhá přes mohutnou žaluzii rozměrů 4 m x 4 m, světlý půdorysný rozměr výdechového komínu dosahuje 5 m x 5,4 m. Pro sání je navržen jeden ventilátor, výdechový ventilátor je zdvojený,

by-pass adit, it was possible to commence the installation of an intermediate waterproofing system consisting of a 2.5mm thick membrane with a signal layer. One of the sections of the tunnels in construction lot 513 of the Prague City Ring Road most demanding in terms of the waterproofing installation is, undoubtedly, the above-mentioned underground ventilation junction node, despite all the simplifications which were achieved during the course of the work on the detailed design. An umbrella type system securing the waterproof lining was applied, with a dimpled sheet membrane along the sides of the ventilation by-pass adit instead of drains. Owing to the 10% longitudinal incline of the by-pass adit and its location between both tunnels, the dimpled membrane is without problems capable of diverting ground water from the adit sides to side drains of the triple-lane (southern) tunnel. While the standard length of a casting block of a cross passage reaches only 5m, it was extended to 10m in the location of the intersection between the adit and the ventilation shaft. For that reason the contractor had to use special formwork in this location, which allowed the casting of a 10m long block with an invert. The work on the intersection was difficult in terms of both the installation of the waterproofing and the casting itself. Figure 10 presents a view down the ventilation shaft, with the by-pass adit connecting to it, in the phase of the waterproofing installation.

Construction joints of the junction node were located above the upper vault of the cross passage, about 1m behind the collar of the ventilation by-pass adit. When the casting of the intersection had been completed, the casting of the 300mm thick shaft lining continued in 4m long blocks. The formwork after stripping was moved by means of a crane installed above the pit bank. The reinforcement of the shaft final lining was installed in a way allowing the reinforcing bars for the central dividing wall, which was cast with a delay after the casting of the shaft lining, to be spliced with break-off starter bars. The standard reinforcement of the final shaft lining consisted of two layers of KARI mesh installed at both surfaces of the lining (see Fig. 11 – Photo courtesy Ekostav); reinforcing bars were used only at the shaft intersection with the cross passage and the by-pass adit (see Fig. 12). The cross-section of the ventilation shaft is divided by a dividing wall into a part supplying fresh air to tunnels and a part sucking polluted air from the tunnels.

The same method as in the case of connecting the central wall and the shaft lining, using break-off starter bars, was applied to the splicing of rebars of the additionally cast intermediate deck and the lining in cross passage No. 5. In terms of the assembly, the preparation of the formwork for the ventilation by-pass adit lining belonged among difficult tasks. The alignment of the horseshoe shaped profile adit was curved both horizontally and vertically, which put heavy demands on workmanship during the course of the production, assembly and installation of the formwork.

The ventilation shaft also serves to housing of cables connecting the above ground ventilation structure with the tunnels. Because of unclear property relationships, it was difficult for a long time to decide on the system of supplying power to the above ground ventilation structure. The designer therefore started from the original



Obr. 13 Lezné oddělení ve vzduchotechnické šachtě v části pro přívod vzduchu
Fig. 13 Ladder compartment in the ventilation shaft – the air supply part



Obr. 14 Nadzemní část vzduchotechnického objektu
Fig. 14 Above ground part of the ventilation structure

přičemž jeden ventilátor slouží jako záložní. Nad každým ventilátorem se nachází jeřábová dráha určená pro jeho zavážení, montáž a demontáž při případné výměně. Napojení na vzduchotechnickou šachtu je provedeno v prvním podzemním podlaží. Zatěsnění prostoru výkopu po obvodu objektu je provedeno popílkocementem, aby nedocházelo k dotaci puklin v horninovém masivu v okolí šachty z prostoru zasypané stavební jámy objektu. Bezobslužný objekt se nachází na samotě u lesa a tomu odpovídá jeho strohé provedení. Vzhledem k možným a očekávaným projevům vandalizmu nemá objekt kromě nasávacích žaluzií a dveří v obvodových stěnách žádné další otvory. Původně navržená zelená střecha je nahrazena plochou střechou bez zeleně, a to zejména s ohledem na údržbu.

ZÁVĚR

Proces schvalování změn během výstavby v úrovni realizační dokumentace je zdoluhavý a náročný na čas i argumentaci při projednávání s objednatel. Po dosažení cíle a úspěšné realizaci je možno konstatovat, že výsledek stojí za vynaloženou námahu a navržené technické řešení je ku prospěchu investora i zhotovitele.

Investorem stavby SOKP 513 je ŘSD ČR, autorský dozor provádí firma Pragoprojekt. Vzduchotechnický objekt Nouzov pro firmu SKANSKA BS subdodávkou realizují firmy Subterra a Ekostav, realizační dokumentaci stavební části tunelových objektů zpracovává firma IKP Consulting Engineers. Zpracovatelem realizační dokumentace vzduchotechniky je firma SATRA. Autorem požárně-bezpečnostního řešení stavby je VŠB TU Ostrava, Fakulta bezpečnostního inženýrství.

Díky pozitivnímu přístupu zástupců investora, autorského dozoru, zhotovitele realizační dokumentace stavby a v neposlední řadě projektanta vzduchotechniky bylo možné provést optimalizaci vzduchotechnického uzlu, která umožnila zvýšit bezpečnost provádění, snížit investiční náklady, minimalizovat riziko vzniku vad během výstavby a zkrátit dobu výstavby objektu. Neodiskutovatelné je i zjednodušení údržby objektu po celou dobu provozování tunelu. Pozitivní dopad navržených úprav je zřejmý porovnáním původního a realizovaného technického řešení.

ING. RADAN BOHMAN, rbohman@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.,

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

Recenzoval: Ing. Viktória Chomová

design for the power supply for the above ground structure, from the tunnels. For that reason, cable racks were installed on a wall of the ventilation shaft. Inspections of the shaft will be carried out using a steel ladder compartment, which was produced in stainless steel with respect to the anticipated corrosivity of the atmosphere. Figure 13 presents a view down the ventilation shaft with the ladder compartment, which is designed for supplying fresh air.

ABOVE GROUND VENTILATION STATION STRUCTURE

Above the ventilation shaft, there is an above ground, cast-in-situ reinforced concrete structure with plan dimensions of 31 x 22m, with a 20m high exhaust stack. It is founded on a thin, 300mm thick slab foundation. The same as the underground spaces, the above ground structure can also be divided from the ventilation aspect into a fresh-air-drawing part and an exhaust part. Fresh air is drawn in via a large damper with dimensions of 4x4m; the net plan dimensions of the exhaust stack reach 2m x 5.4m. One fan is designed for drawing air in; two exhaust fans are designed, with one of them serving as a stand-by. Crane rails are above each fan, designed for its installation or dismantling in a case of a necessity of replacing it. The connection to the ventilation shaft is carried out on the first underground level. Cinder cement is used for sealing of the excavated space on the circumference of the structure to prevent water from flowing from the space of the backfilled construction trench to fissures in the rock mass in the surroundings of the shaft. The unmanned structure is found in an isolated location, at the edge of the woods. For that reason its design is quite austere. Taking into consideration possible and anticipated manifestations of vandalism, there will be no openings there apart from suction dampers and doors in external walls. The originally designed green roof is replaced by a flat roof without greenery, mainly with respect to the maintenance purposes.

CONCLUSION

The process of approving changes in the detailed design during the course of construction has been slow-paced, demanding in terms of the time and argumentation required for discussions with the client. When the aim has been achieved and the construction is successfully completed, it is possible to state that the result is worth the effort put in the process and the technical solution designed is beneficial for both the client and contractor.

The client for construction lot 513 of the Prague City Ring Road is the Road and Motorway Directorate of the Czech Republic; author's supervision is carried out by Pragoprojekt, a.s. The Nouzov ventilation station is being constructed by Subterra a.s. and Ekostav a.s., subcontractors for SKANSKA BS; the detailed civil design for the tunnel structures is being performed by IKP Consulting Engineers, s.r.o. SATRA a.s. is the author of the detailed design for ventilation. The fire safety design was carried out by the Faculty of Safety Engineering of the Technical University of Ostrava.

Thanks to the positive attitude of representatives of the client, author's supervision, the author of the detailed design and, at last but not least, the designer for the ventilation system, it was possible to optimise the ventilation node. The optimisation made it possible to improve safety of the construction works, cut the capital cost, minimise the risk of defects originating during the course of the construction and reduce the construction time. The simplification of the maintenance of the station throughout the period of its operation is another undisputed fact. The positive effect of the design changes becomes obvious if we compare the original solution and the technical solution being implemented.

ING. RADAN BOHMAN, rbohman@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.,

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

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Ředitelství silnic a dálnic ČR.: SOKP Stavba 513 Vestec – Lahovice, Tunel Komořany, zadávací dokumentace stavby
- [2] Pragoprojekt a. s.: SOKP 513, Změna DSP 06/2007

PRAVDĚPODOBNOSTNÍ PŘÍSTUP K NAVRHOVÁNÍ KOTEVNÍ VÝZTUŽE DŮLNÍCH DĚL V PODMÍNKÁCH OSTRAVSKO-KARVINSKÉHO REVÍRU

PROBABILISTIC APPROACH TO DESIGNING ANCHORED SUPPORT IN MINE WORKINGS IN OSTRAVA-KARVINÁ COAL DISTRICT

PETR JANAS, RICHARD ŠŤUPÁREK, MARTIN KREJSA, VLASTIMIL KREJSA

1. ÚVOD

Kotevní výztuž v současnosti představuje významnou součást vyztužovacích metod v hornictví a zejména v tunelářství a podzemním stavitelství. Kotevní výztuž plní svou úlohu tím, že zvyšuje soudržnost hornin v blízkosti výrubu, omezuje deformace hornin, přenáší tahová napětí v horninách a zmenšuje rozsah napětového a deformačního ovlivnění horninového masivu. Hlavní působení kotevní výztuže spočívá ve snižování a eliminaci vlivu ploch porušení v horninách tak, aby vyztužený horninový masiv mohl obnovit rovnováhu porušenou vyražením podzemního díla a zachovat ji i vzhledem k dalším vlivům souvisejícím s podzemní výstavbou nebo hornickou činností.

Principy působení svorníkové výztuže se odvozují od různých konceptů stability podzemních výrubů. Obecně platí, že navrhování kotevní výztuže podzemních děl vyžaduje znalost dat z oblasti materiálu kotev, vlastností hornin a porušení horninového masivu, jakož i kotevních technologií a jejich výsledků.

Metody navrhování výztuže podzemních děl doposud vycházejí z předpokladu, že vstupní hodnoty jsou jednoznačně dány deterministicky. Platí to nejenom o geologických či technických podmínkách, v nichž mají být kotvy aplikovány, ale také o vlastnostech samotných kotev, které jsou navíc ovlivněny technologií jejich realizace. Prakticky veškeré vstupní údaje pro různé metodiky dimenzování kotev mají přitom do značné míry náhodný charakter. Je pochopitelné, že při deterministickém přístupu je jejich navrhování do značné míry jednodušší, na druhé straně se však nerespektuje skutečný náhodný charakter vstupních veličin, které se pak ve vlastním navrhování výztuže kotev téměř neodrážejí. Právě v této oblasti se jeví jako velmi účinný pravděpodobnostní přístup ke stanovení potřebné únosnosti kotevní výztuže, který představuje v této oblasti zcela nový postup řešení.

2. PRAVDĚPODOBNOSTNÍ VÝPOČET SPOLEHLIVOSTI KOTEVNÍ VÝZTUŽE

V poslední době dochází k rozvoji tzv. stochastických (pravděpodobnostních) metod posuzování konstrukcí, díky nimž byly získány poznatky o spolehlivosti a trvanlivosti nosných konstrukcí na kvalitativně vyšší úrovni [8], [9],[10]. Do běžné projekční praxe však tento způsob posuzování a navrhování teprve proniká.

Pro obecnou metodiku pravděpodobnostního posuzování konstrukcí byla rozpracována metoda Přímého determinovaného pravděpodobnostního výpočtu (PDPV), která byla publikována např. v [4], [5], [6] a [7]. V následujícím příspěvku se lze blíže seznámit s metodickým postupem a softwarovým prostředkem, uplatňujícím metodu PDPV k pravděpodobnostnímu posouzení spolehlivosti kotevní výztuže dlouhých důlních a podzemních děl. Program Kotvení je speciálně vyvíjen pouze pro tyto účely.

Pravděpodobnostní výpočet kotevní výztuže vyžaduje zpracovat:

- metodicky návrh postupu navrhování této výztuže,
- databáze parametrů nezbytných pro pravděpodobnostní výpočty (soubory náhodných veličin pro návrh kotev),
- softwarové prostředky pro pravděpodobnostní výpočty.

Metodických přístupů používaných k navrhování kotevní výztuže je řada ([11], [13] a [14]). Velmi rozsáhlou oblast metod dimenzování kotevní výztuže představují postupy založené na empirických a analyticko-experimentálních metodách. Takzvané empiricko-analytické metody vycházejí zpravidla ze zjednodušených analytických řešení, zavádějí však do výpočtu součinitele, závislé na relativně snadno zjistitelných parametrech. Patří k nim vlastnosti materiálu (v daném případě hornin, jejichž vlastnosti se většinou zjišťují laboratorně), ale i parametry zjistitelné pozorováním, či měřeními in situ. Zde jsou

1. INTRODUCTION

Anchor support currently represents a significant part of reinforcing techniques in the mining industry and, first of all, in the tunnelling and underground construction industry. Excavation support by means of anchors fulfils its role by increasing cohesion of ground in the vicinity of the excavated opening, limiting ground deformations, carrying tensile stresses in the ground and reducing the extent of the effect on the stress and strain state of rock mass. The main effect of the anchored support lies in reducing and eliminating the impact of failure surfaces in the rock mass so that the reinforced rock mass can reinstate the equilibrium upset by underground excavation and maintain it, even as far as other influences associated with underground construction work or mining activities are concerned.

Principles of rock bolt reinforcement action are derived from various concepts of the underground excavation stability. It holds generally that designing anchored support of underground workings requires knowledge of data from the area of anchor materials, ground properties and failures of rock mass, as well as anchoring technologies and their results.

Methods of designing the reinforcement of underground workings have been based on the assumption that input values are unambiguously given in a deterministic way. This applies not only to geological or technical conditions under which anchors are to be used, but also to properties of the anchors themselves, which are, in addition, affected by the installation technology. Virtually all input data for various methods of designing anchors have, to a significant extent, a random character. It is understandable that if the deterministic approach is applied, the design is significantly simpler. On the other hand, the real random character of input quantities is disregarded, thus they are nearly not reflected to the anchored support design. This is the area where the probabilistic approach toward the determination of the required load-bearing capacity of anchored support, which represents an absolutely new procedure for solving the problem, seems to be highly effective.

2. PROBABILISTIC CALCULATION OF ANCHORED SUPPORT RELIABILITY

Recently we have experienced the development of the so-called stochastic (probabilistic) methods of assessing structures, owing to which the know-how about the reliability and life expectancy of load-bearing structures has been gained on a higher quality level [8], [9],[10]. However, this method of assessing and designing has only started to spread into the common designing practice.

The Direct Determined Fully Probabilistic Method (DDFP) of calculation, which was developed for the general methodology of structural assessments, was published, for example, in [4], [5], [6] and [7]. In the following paper it is possible to acquaint oneself with the methodological procedure and software applying the DDFP method to probabilistic assessing of the reliability of anchored support in long mine workings and underground structures. The Kotvení (Anchoring) Program is being developed solely for these purposes.

The probabilistic calculation of anchored support requires:

- a methodology of designing this reinforcement,
- a database of parameters necessary for probabilistic calculations (sets of random quantities for designing anchors),
- software for probabilistic calculations.

There are many methodological approaches used for designing anchored support ([11], [13] and [14]). A very extensive area of anchored support designing methods is represented by procedures based on empirical and analytic-experimental methods. The so-called empirical-analytical methods are usually based on simplified analytical solutions, but they introduce coefficients into the calculation which depend on relatively easy to

cenným zdrojem informací výsledky měření konvergence, zjišťování pásma „nepružných deformací“ v okolí důlního a podzemního díla, které může svou tíhou zatěžovat podpěrnou výztuž, jež se případně musí stabilizovat kotevní výztuží.

Empiricko-analytické metody mají sice omezenou platnost pro oblasti, kde byly získány potřebné znalosti, lze je však aplikovat i v jiných podmínkách po ověření či upřesnění potřebných údajů. Již desítky let se používají např. v uhelných dolech v ostravsko karvinském revíru (OKR) pro navrhování podpěrné výztuže dlouhých důlních děl, ale také při navrhování svorníkové výztuže. Pro účely projektování samostatné a kombinované svorníkové výztuže podzemních děl v OKR byl vyvinut výpočtový soubor ANKER (Šňupárek, Janas, Slavík 1994, [13]).

Při navrhování svorníkové výztuže je pro dané podmínky nezbytné specifikovat:

- délku svorníků,
- jejich počet a rozmístění v okolí důlního nebo podzemního díla,
- parametry vlastních svorníků (druh, průměr, materiál, způsob kotvení, atd.).

Pro podmínky OKR bylo na základě rozsáhlých měření v důlních dílech odvozeno [12], že konvergenci, tj. posunutí hornin do důlního díla, lze vypočítat dle vztahu:

$$u = 0,1B \cdot (1 - e^{-0,015t}) \cdot \left(e^{\frac{1,2H-q}{45\sigma_r}} - 1 \right) \quad (1)$$

Ve vztahu (1) se vyskytují parametry, charakterizující dané podmínky:

- H ... tzv. efektivní hloubka pod povrchem [m],
- B ... rozměr důlního díla (zpravidla šířka) [m],
- t ... čas ve dnech,
- q ... únosnost podpěrné výztuže [kNm^{-2}],
- σ_r ... redukovaná pevnost hornin [MPa].

Redukovaná pevnost nadložních hornin σ_r se stanoví následovně:

$$\sigma_r = \beta^{-1} \frac{\sum \sigma_{di} m_i}{2B} \quad (2)$$

kde β je součinitel vrstevnatosti podle tabulky 1, σ_{di} pevnost v jednoosém tlaku i -té vrstvy a m_i mocnost i -té vrstvy.

Tab. 1 Součinitel vrstevnatosti β

Počet vrstev	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
β	1,0	0,95	0,90	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,71	0,70

Pásmo nepružných deformací B_n , které je podkladem pro specifikaci zatížení a určení délky svorníku, se v minulosti zjišťovalo geofyzikálním a extenzometrickým měřením. Po jeho vyhodnocení se ukázalo, že je lze určit z výsledků konvergenčních měření ve tvaru (2) [12]:

$$B_n = K_n \cdot B^{0,4} \cdot u^{0,6} \quad (3)$$

Po dosazení (1) do (3) a pro $t \rightarrow \infty$ je pak

$$B_n = 0,251189 \cdot B \cdot K_n \cdot \left(e^{\frac{1,2H-q}{45\sigma_r}} - 1 \right)^{0,6} \quad (4)$$

Koeficient K_n , charakterizující vztah mezi pásmem nepružných deformací v důlním nebo podzemním díle o rozměru B a konvergencí ve vztahu (3), byl v minulosti vyhodnocen jedinou deterministickou hodnotou, $K_n = 8,3$ ([2], [3] a [12]). Bylo tomu tak, protože s proměnlivou hodnotou, nebo lépe řečeno se souborem proměnlivých hodnot K_n , bylo obtížné či dokonce nemožné operativně počítat, i když byly k dispozici. Podobně tomu bylo při výpočtech i v případě rozměru B nebo redukované pevnosti σ_r , které se používaly jako deterministické hodnoty, i přestože tomu tak ve skutečnosti není.

Zatížení, které by měla svorníková výztuž přenášet, musí odpovídat rozsahu pásma nepružných deformací B_n , tíze hornin g a také určité samonosnosti horninových vrstev, která v pásmu nepružných deformací existuje. Po dobrých zkušenostech s aplikací geomechanického klasifikačního parametru RMR dle Bienawského (1989) [1], bylo zatížení svorníkové výztuže určeno vztahem:

$$Q = B_n \cdot B \cdot \gamma \cdot \frac{100 - RMR}{100} = 2,51189 B^2 \gamma \frac{100 - RMR}{100} K_n \left(e^{\frac{1,2H-q}{45\sigma_r}} - 1 \right)^{0,6} \quad (5)$$

determine parameters, such as properties of the material (in the particular case the material is the rock mass, the properties of which are mostly determined in a laboratory), but also parameters which can be determined by observation or in-situ measurements. Valuable sources of information are, in this case, results of convergence measurements, the identification of a “non-elastic strain zone” in the surroundings of mining works or an underground structure, which may, through its weight, exert loads on the excavation support, which must be stabilised by anchored support if required.

On the one hand, the applicability of empirical-analytical methods is limited to areas where the required knowledge has been gathered, on the other hand, they can be applied even in other conditions after verifying or adjusting the required data. They have been used for decades, for example, in coal mines in the Ostrava-Karviná region (OKR) for designing the standing support in long mine workings, but also for designing the bolted support. The ANKER software (Šňupárek, Janas, Slavík 1994, [13]) was developed for the purposes of designing separate and/or combined bolted support for mine workings in the OKR.

When the bolted support is being designed, it is necessary to specify the following data for the given conditions:

- lengths of bolts,
- their numbers and configuration in the surroundings of the mine working or underground structure,
- parameters of the bolts themselves (the type, diameter, material, method of anchoring etc.).

It was derived for the OKR conditions on the basis of extensive measurements in mine workings [12] that a convergence, i.e. a movement of the rock mass inside the mine working, can be calculated using the following relationship:

$$u = 0,1B \cdot (1 - e^{-0,015t}) \cdot \left(e^{\frac{1,2H-q}{45\sigma_r}} - 1 \right) \quad (1)$$

Relationship (1) contains parameters characterising the given conditions:

- H ... the so-called effective depth under the surface [m],
- B ... dimensions of the mine working (usually the width) [m],
- t ... time in days,
- q ... load-bearing capacity of standing support [kNm^{-2}],
- σ_r ... reduced rock strength [MPa].

The reduced strength of overlying rock σ_r is determined in the following way:

$$\sigma_r = \beta^{-1} \frac{\sum \sigma_{di} m_i}{2B} \quad (2)$$

where β is for a stratification coefficient according to Table 1, σ_{di} is for uniaxial compression strength of i^{th} layer and m_i is for the thickness of the i^{th} layer.

Table 1 Stratification coefficient β

for layers	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
β	1.0	0.95	0.90	0.86	0.82	0.79	0.76	0.73	0.71	0.70

The non-elastic strain zone B_n , which is the base for specifying the loads and determining the bolt length, used to be determined by geophysical and extensometer measurements. After assessing the zone, it turned out that it could be determined on the basis of results of convergence measurements, in the shape of relationship (2) [12]:

$$B_n = K_n \cdot B^{0,4} \cdot u^{0,6} \quad (3)$$

When (1) is put into (3), and for $t \rightarrow \infty$, it applies that

$$B_n = 0,251189 \cdot B \cdot K_n \cdot \left(e^{\frac{1,2H-q}{45\sigma_r}} - 1 \right)^{0,6} \quad (4)$$

Coefficient K_n , characterising the relationship between the non-elastic strain zone in a mine working or an underground structure with the dimension B and the convergence in relationship (3), was assessed in the past to be a single deterministic value $K_n = 8,3$ ([2], [3] and [12]). The reason was the fact that it was difficult or even impossible to operatively calculate with a variable value or, put in a better way, with a set of variable values K_n , even though they were available. A similar procedure was used in calculations in the case of the dimension B or the reduced strength σ_r , which

Ve vztahu (5) představuje veličina γ objemovou hmotnost hornin v [10^3 kg/m^3]. Zatížení Q pak představuje celkové zatížení svorníkové výztuže na běžný metr díla v [kN]. Kvalifikační parametr RMR se vyhodnocuje dle Bienavského (1989) [1].

Posudek spolehlivosti svorníkové výztuže důlních děl je založen na analýze funkce spolehlivosti, jež je dána výrazem:

$$FS = Q_{sv} - Q \quad (6)$$

kde Q_{sv} představuje únosnost svorníků a Q jejich zatížení na běžný metr díla.

Pro stanovení únosnosti svorníků se vychází ze vztahu:

$$Q_{sv} = n_{sv} q_{sv} = \frac{n q_{sv}}{d_s} = \frac{n\pi(d_1 - d_2)^2 \sigma_{sv}}{4d_s} \quad (7)$$

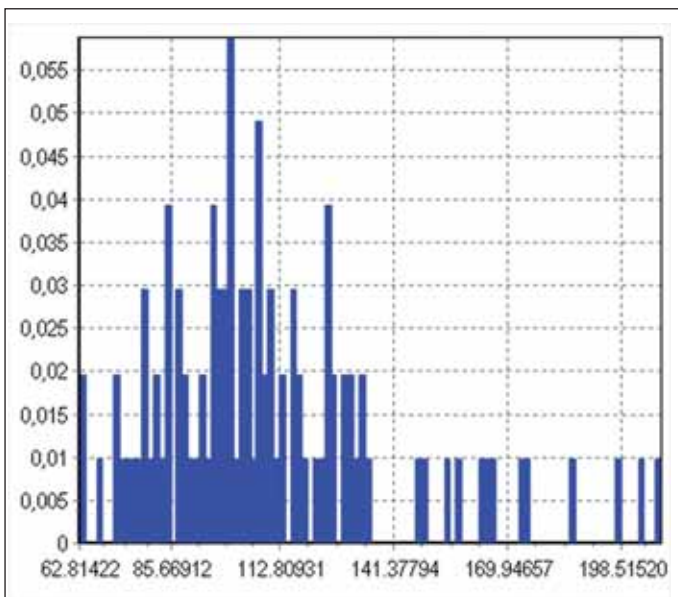
kde n_{sv} představuje celkový počet kotev na běžný m díla, n počet kotev v řadě zpravidla kolmo na osu díla, q_{sv} únosnost jednoho svorníku, d_1 vnější průměr svorníku, d_2 vnitřní průměr svorníku, d_s vzdálenost řad kotev a s_{sv} normálové napětí v jednom svorníku.

Vedle zatížení, respektive požadované únosnosti kotevních výztuže je dalším důležitým parametrem určení potřebné délky kotev. Délka kotev by měla odpovídat pásmu nepružných deformací B_n v okolí důlního či podzemního díla. Z praktických pozorování a měření v důlních podmínkách se ukázalo, že při aplikaci kotevních výztuže je konvergence do důlního díla menší, než odpovídá vztahu (1), kdy se konvergence určuje v dílech vyztužených podpěrnou výztuží. Je tomu tak proto, že tato výztuž vyvoluje odpor proti posunutí horninového masivu až po vytvoření kontaktu hornina-výztuž, což je spojeno s většími deformačními projevy horninového masivu, než je tomu u kotevních výztuže. Ze srovnání deformačních projevů v dílech vyztužených kotevních výztuží a hodnotou u dle vztahu (1) byl získán soubor, který umožňuje vypočítat délku kotev l ve stropě díla dle:

$$l = 0,251189 K_n B_n K \left(e^{\frac{1,5H-u}{45\sigma}} - 1 \right)^{0,6} \quad (8)$$

Ve vztahu (8) představuje veličina K soubor experimentálně získaných hodnot, který je pracovně označován jako konvergenční součinitel, i když na rozdíl od postupu aplikovaného v [13], kde byl deterministicky určen, má proměnlivý charakter.

Jednotlivé databáze vstupních náhodných veličin byly sestaveny na základě měření u výrobců kotevních prvků a v dolech, kde byla svorníková výztuž realizována. Šířka důlního díla, která závisí především na technologii ražení (výložníkové razičí stroje, trhačí práce) byla podrobně měřena na dolech v OKR v chodbách se svorníkovou výztuží. Databáze jednoosé pevnosti a objemové hmotnosti hornin byla sestavena na základě rozsáhlého laboratorního výzkumu jader průzkumných vrtů z karbonského masivu, provedeného ve VVUÚ



Obr. 1 Histogram prvotních dat pevnosti v tlaku karbonského pískovce [MPa]
Fig. 1 A histogram of initial data on compression strength of Carboniferous sandstone [MPa]

were used as deterministic values despite the fact that it is not the case in reality.

The loads the bolted support should carry must correspond to the range of the non-elastic strain zone B_n , rock weight g and a certain self-supporting capacity of rock layers which exists within the non-elastic strain zone. After gaining positive experience with the application of the Rock Mass Rating (RMR) parameter after Bienawski (1989) [1], the loading applied to the bolted support was determined by the following relationship:

$$Q = B_n \cdot B \cdot \gamma \cdot \frac{100 - RMR}{100} = 2,51189 B^2 \gamma \frac{100 - RMR}{100} K_n \left(e^{\frac{1,5H-u}{45\sigma}} - 1 \right)^{0,6} \quad (5)$$

In the relationship (5), the value γ represents the rock weight in [10^3 kg/m^3]. The load Q represents the overall loading acting on the bolted support per a running meter of the working in [kN]. The rock quality parameter RMR is assessed according to Bienawski (1989) [1].

The assessment of reliability of bolted support of mine workings is based on an analysis of reliability function, which is given by the following expression:

$$FS = Q_{sv} - Q \quad (6)$$

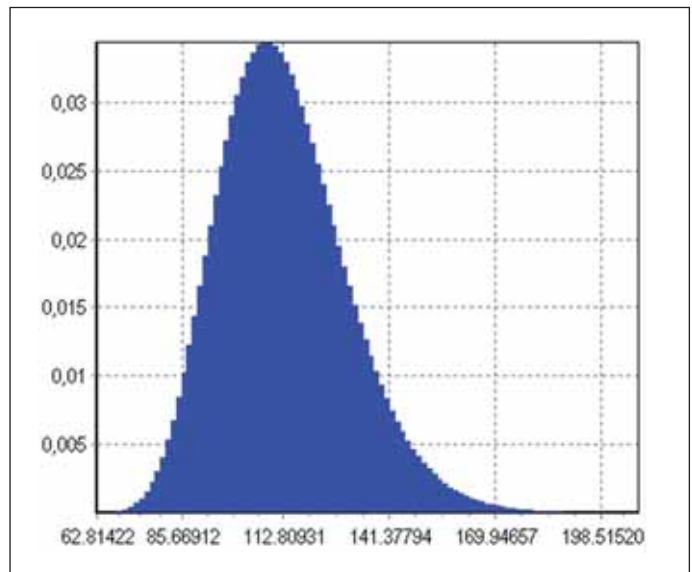
where Q_{sv} represents the load-bearing capacity of rock bolts and Q is for the loads acting on the bolts per a running meter of the working.

The load-bearing capacity of rock bolts is determined starting from the relationship:

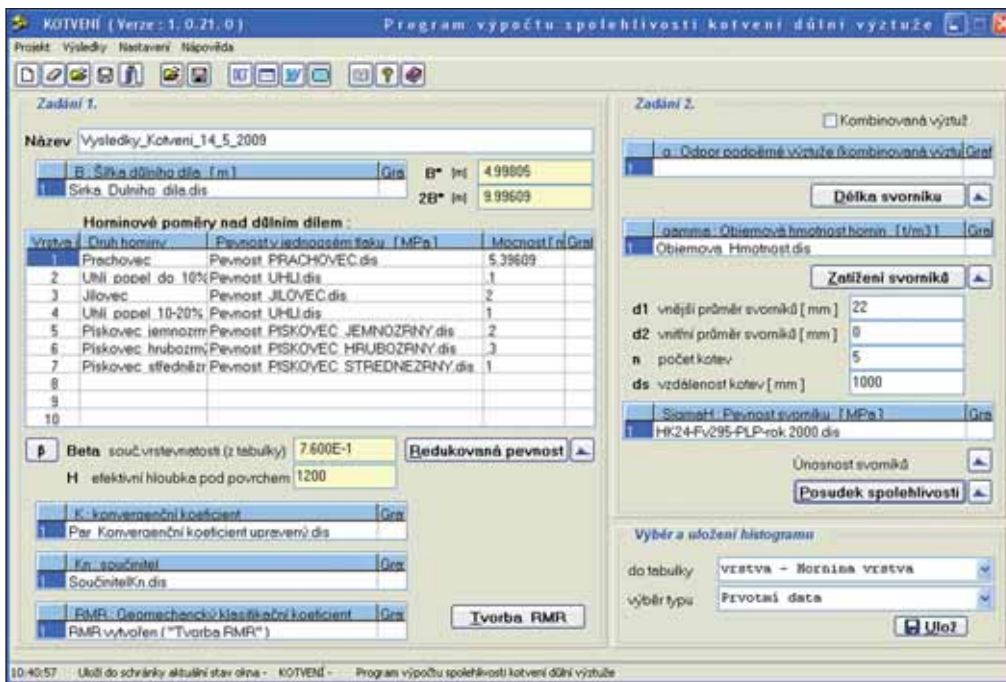
$$Q_{sv} = n_{sv} q_{sv} = \frac{n q_{sv}}{d_s} = \frac{n\pi(d_1 - d_2)^2 \sigma_{sv}}{4d_s} \quad (7)$$

where n_{sv} represents the total number of anchors per running metre of the working, n is for the number of anchors in the line, usually perpendicular to the axis of the working, q_{sv} is for the load-bearing capacity of one bolt, d_1 is for outer diameter of the bolt, d_2 is for inner diameter of the bolt, d_s is for the spacing of rows of anchors and s_{sv} is for normal stress in one bolt.

Another important parameter, apart from the loading or the required load-bearing capacity of anchored support, is the determination of the required length of anchors. The length of anchors should correspond to the non-elastic strain zone B_n in the surroundings of a mine working or a underground structure. It follows from practical observations and measurements carried out in-situ, in the mine conditions, that convergence inside the mine working, when the anchored support is used, is smaller than it corresponds to relationship (1), where the convergence is determined for workings with a standing support. The reason is the fact that this type of support exerts resistance against displacements of the rock mass only after the rock mass-support contact has been developed, which process is connected with rather significant deformational manifestations of the rock mass than it is in the case of anchored support. A comparison of deformational manifestations in workings reinforced by anchored support, with the u value obtained from relationship (1), yielded a set allowing the calculation of the length l of an anchor in the excavation crown according to the following expression:



Obr. 2 Histogram parametrického rozdělení pevnosti v tlaku karbonského pískovce [MPa]
Fig. 2 A histogram of the parametric distribution of compression strength of Carboniferous sandstone [MPa]



Obr. 3 Pracovní plocha programu Kotvení
Fig. 3 Kotvení (Anchoring) program desktop

Radvanice a v Ústavu geoniky AV ČR v posledních asi 40 letech. Rovněž hodnoty součinitelů K a K_n vycházejí z rozsáhlých měření konvergencí v porubních chodbách na dolech OKR, realizovaných v minulosti VVUÚ Radvanice a Ústavem geoniky AV ČR. Databáze tahové pevnosti kotevních prvků byla získána z archivu výrobce Ankra Petřvald, přičemž měření byla provedena v laboratořích státních zkušebních ústavů a Ústavu geoniky AVČR.

Zpracované SW prostředky umožňují prvotní data zjištěná měření sestavit do histogramu vytvořeného z těchto dat a následně vyjádřit parametricky. Z desítek známých parametrických rozdělení se přitom vyhodnotí podle velikosti tzv. koeficientu těsnosti nejvhodnější rozdělení. Na obr. 1 je příklad histogramu prvotních dat sestaveného ze 102 naměřených hodnot pevnosti v tlaku karbonického pískovce. Na horizontální ose jsou přitom pevnosti v tlaku v [MPa], na svislé ose pravděpodobnosti výskytu. Počet tříd se přitom volil roven počtu primárních dat. Na obr. 2 je parametrické vyhodnocení tohoto histogramu. Pro parametrické rozdělení Gamma (viz obr. 2), které je v daném případě nejvhodnější, je těsnost 0,951. Pokud budeme volit jiné rozdělení, případně větší počet tříd, což je možné, bude hodnota těsnosti menší.

3. SOFTWARE PRO PRAVDĚPODOBNOSTNÍ VÝPOČET SPOLEHLIVOSTI KOTEVNÍ VÝZTUŽE

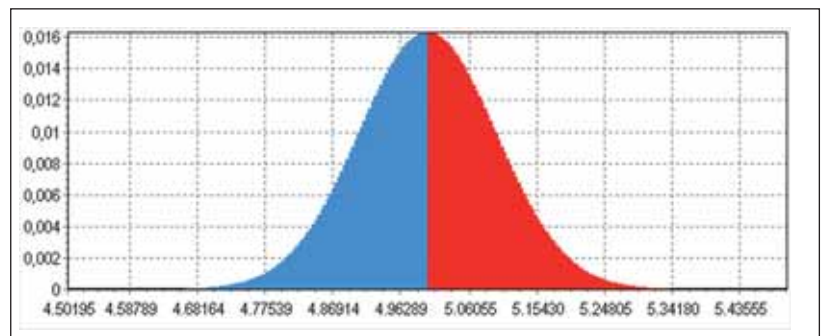
Pro pravděpodobnostní posouzení spolehlivosti kotevních výztuže důlního díla byl vytvořen program Kotvení, aplikující metodu Přímého Determinovaného Pravděpodobnostního Výpočtu (PDPV). Pracovní plocha tohoto programu je na obr. 3.

Do vstupního formuláře se zadávají hodnoty mající pravděpodobnostní charakter, jako je šířka důlního díla B (obr. 4), pevnost v jednoosém tlaku σ_d v jednotlivých vrstvách, konvergenční součinitel K , součinitel vlivu kotevních výztuže na snížení konvergence K_n (obr. 5), objemová hmotnost hornin γ , odpor podpěrné výztuže q v případě kombinované výztuže a pevnost svorníku σ_{sv} . K volbě uvedených veličin lze využít zpracované databáze, které jsou přístupné zpracovaným programem.

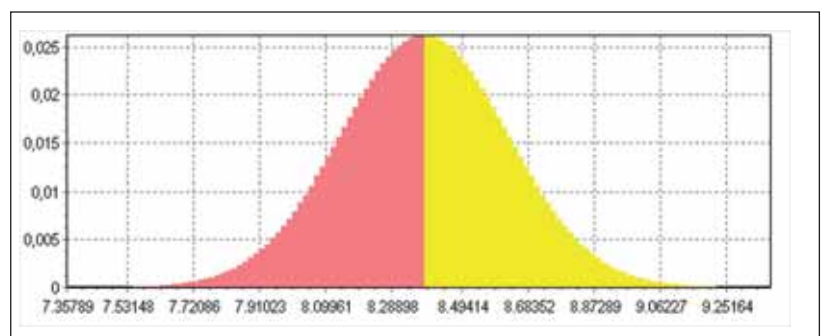
$$l = 0,251189 K_n B K \left(e^{\frac{1.5H-q}{45l}} - 1 \right)^{0.6} \quad (8)$$

In relationship (8), K quantity represents a set of experimentally obtained values, which is denoted for working purposes as a convergence coefficient, despite the fact that its nature is variable, which is in contrast with the procedure applied in [13] where it was determined deterministically.

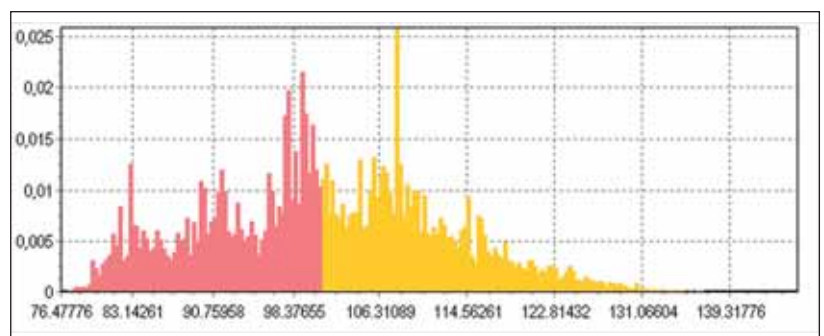
Individual databases of input random quantities were made up on the basis of measurements carried out in plants producing the anchoring elements and in the mines where the bolted support had been installed. The width of a mine working, which depends first of all on the excavation technique (roadheaders, drill-and-blast) was measured in detail in the OKR mines, in galleries provided with a bolted support. The database of uniaxial strength and volume weight of rocks was made up on the basis of an extensive laboratory survey in cores of survey boreholes carried out in the Carboniferous massif, which was conducted at the VVUÚ Radvanice



Obr. 4 Histogram šířky důlního díla B [m]
Fig. 4 A histogram of the mine working width B [m]



Obr. 5 Součinitel K_n
Fig. 5 Coefficient K_n



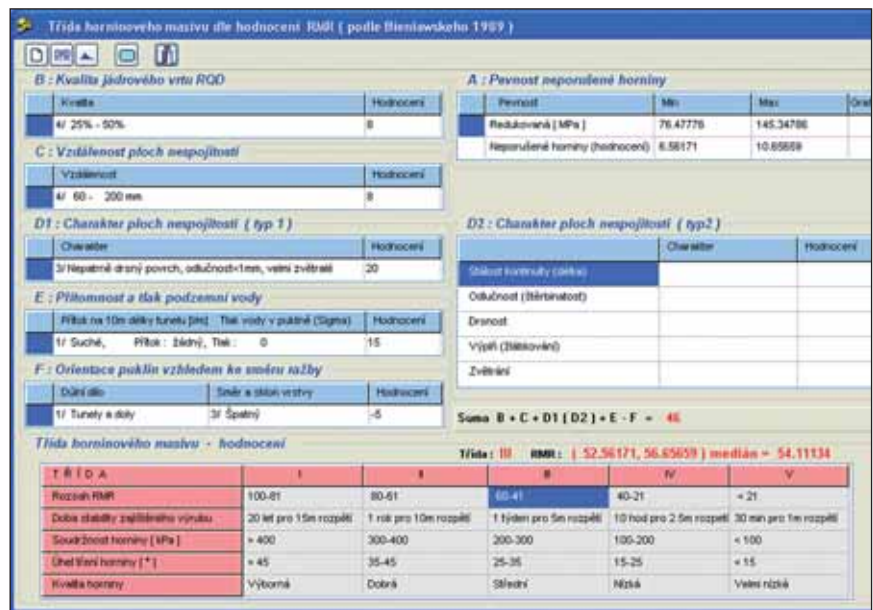
Obr. 6 Histogram redukované pevnosti nadložních hornin [MPa]
Fig. 6 A histogram of reduced strength of overlying rocks [MPa]

Deterministicky vyjádřenými vstupními veličinami zůstává součinitel vrstevnatosti β , efektivní hloubka pod povrchem H , mocnosti jednotlivých vrstev m_i , vnější a vnitřní průměr svorníků d_1 a d_2 a vzdálenost řad kotev d_s .

V první etapě pravděpodobnostního výpočtu lze nejprve určit histogram redukované pevnosti nadložních hornin σ_r dle (2) (obr. 6). Je potřebný k určení délky kotev a jejich zatížení včetně geomechanického klasifikačního koeficientu RMR dle Bienawského (1989), pro jehož stanovení slouží samostatná tabulka programu (obr. 7). Výsledkem zpracování je histogram geomechanického klasifikačního koeficientu RMR (obr. 8).

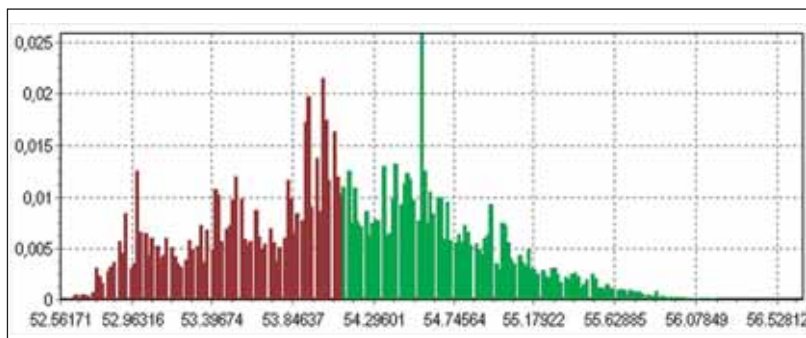
V dalším výpočtu pak lze stanovit histogram pro délku navrhovaného svorníku l dle (8) (obr. 9). Vyplyv z něj, že pro úroveň spolehlivosti 0,9999 je potřebná délka svorníku 2,54 m.

Na obr. 10 je histogram pro zatížení svorníku Q dle (5). Únosnost svorníků Q_{sv} se pak stanoví na základě vztahu (7) (obr. 11). Histogramy Q a Q_{sv} pak lze dosadit do funkce spolehlivosti (6) a provést výsledné pravděpodobnostní posouzení na základě určení pravděpodobnosti poruchy P_f (obr. 12).



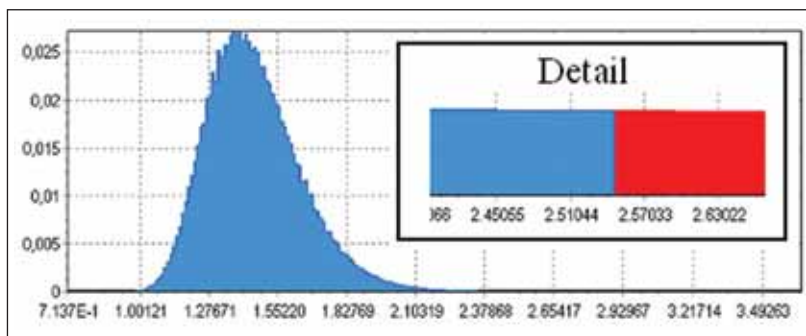
Obr. 7 Pracovní plocha programu s tabulkou pro stanovení geomechanického klasifikačního koeficientu RMR dle Bienawského (1989)

Fig. 7 Program desktop with the table for determination of Rock Mass Rating RMR according to Bienawski (1989)



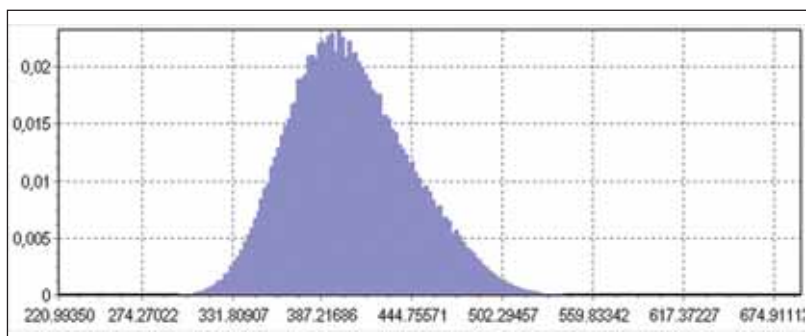
Obr. 8 Histogram geomechanického klasifikačního koeficientu RMR dle Bienawského (1989)

Fig. 8 A histogram of Rock Mass Rating RMR according to Bienawski (1989)



Obr. 9 Histogram délky svorníku l [m]

Fig. 9 A histogram of the bolt length l [m]



Obr. 10 Histogram zatížení svorníků Q [kN/m]

Fig. 10 A histogram of bolt loading Q [kN.m⁻¹]

research institute and the Institute of Geonics AS CR during previous roughly 40 years. The values of the K and K_n coefficients are also based on extensive measurements of convergences at the headings in the OKR mines, which were carried out in the past by the VVUÚ Radvanice and the Institute of Geonics AS CR. The database of tensile strength of anchoring elements was obtained from archives of Ankra Peřvald, the manufacturer, with the measurements conducted in laboratories of state research institutes and the Institute of Geonics AS CR.

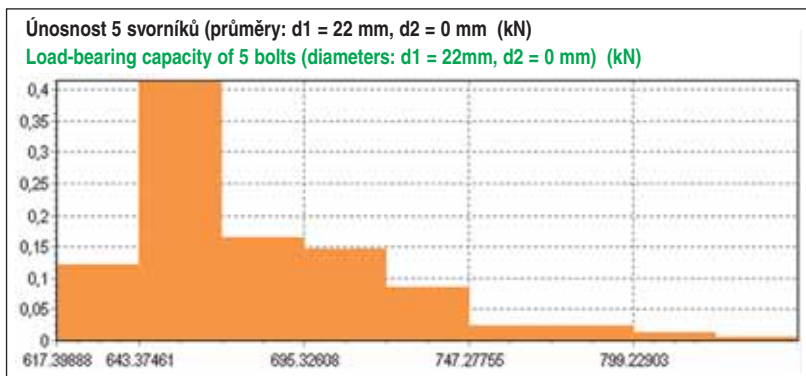
The developed SW makes plotting of the initial data obtained by measurements in histograms possible and, subsequently, expressing them parametrically. Of the tens of known parametric distributions, the most suitable distribution is then evaluated according to the magnitude of the so-called approximation coefficient. Figure 1 presents an example of a histogram of initial data, plotted from 102 measured values of the compression strength of the Carboniferous sandstone. Compression strength values in [MPa] are on the horizontal axis, while probabilities of occurrence are on the vertical axis. The number of classes was selected to be equal to the number of the number of the primary data items. Figure 2 presents the parametric evaluation of this histogram. For the Gamma parametric distribution (see Fig. 2), which is most suitable in the given case, the approximation is 0.951. If we opt for another distribution or a bigger number of classes, which is possible, the approximation value will be smaller.

3. SOFTWARE FOR PROBABILITY CALCULATION OF ANCHORED SUPPORT RELIABILITY

The Kotvení (Anchoring) program, which was developed for probability assessments of anchored support of mine working reliability, applies the Direct Determined Probabilistic Method (DDPM). This software desktop is shown on Figure 3.

Values having probabilistic nature are filled in the input form, such as width B of the mine working (see Fig. 4), uniaxial compression strength σ_d in individual layers, convergence coefficient K , coefficient for the anchoring influence on reducing convergence K_n (see Fig. 5), volume weight of rocks g , standing support resistance q in the case of combined support systems and rock bolt strength σ_H . The selection of the above-mentioned quantities can be carried out using database sets available through the program.

The input quantities which are expressed deterministically remain to be the bedding coefficient β , effective depth under the surface H , thickness of individual layers m_i , outer and inner diameters of bolts d_1 and d_2 and spacing of rows of anchors d_s .

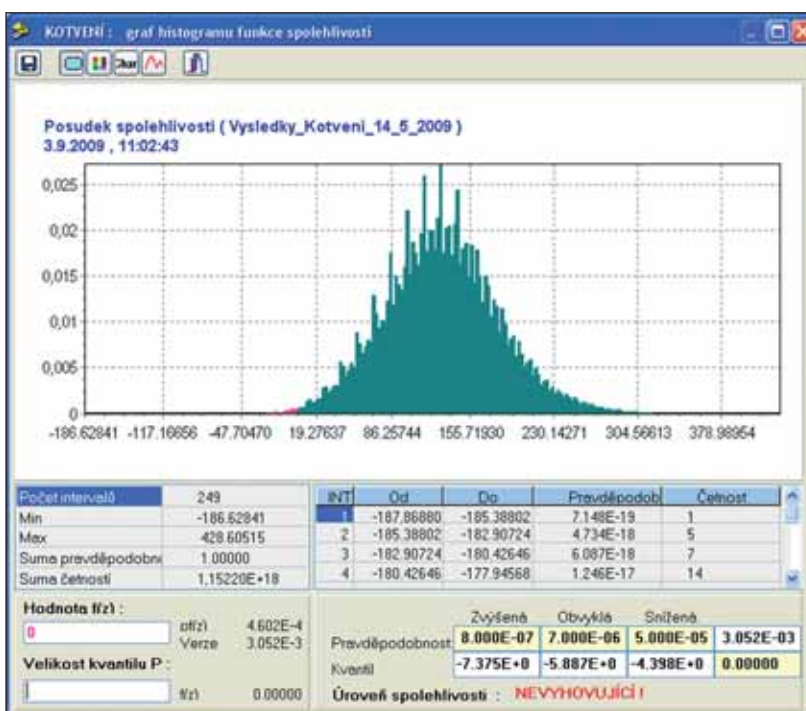


Obr. 11 Histogram únosnosti svorníků Q_{sv} [kN]
Fig. 11 A histogram of loading capacity of bolts Q_{sv} [kN]

V daném případě byla výsledná pravděpodobnost poruchy určena hodnotou $P_f=7,72 \cdot 10^{-11}$ a pro přísná kritéria uvedená v ČSN 73 1401 – Navrhování ocelových konstrukcí (1998) by kotevní výztuže vyhovovala, neboť návrhová pravděpodobnost P_d pro zvýšenou úroveň spolehlivosti je rovna $8 \cdot 10^{-7}$ a podmínka spolehlivosti $P_f \leq P_d$ je splněna. Počet ocelových kotev byl volen 5 na běžný m díla a jejich průměr 22 mm. Pokud by se volil menší počet kotev, např. 4, pak by situace byla jiná, neboť při stejném průměru kotev a stejné oceli by platilo $P_f=3,05 \cdot 10^{-3}$ (viz obr. 13). Podmínka spolehlivosti $P_f \leq P_d$ by nebyla splněna ani pro sníženou pravděpodobnost ve smyslu uvedené ČSN. Posuzování a navrhování kotevní výztuže lze s využitím programu Kotvení realizovat velmi operativně.

4. ZÁVĚR

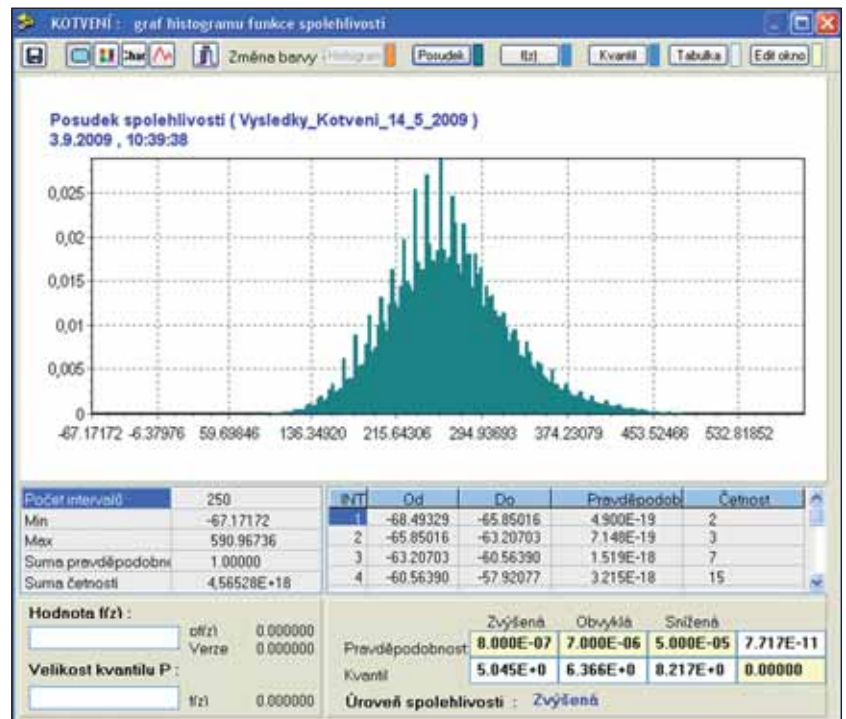
Tento příspěvek obsahuje konkrétní příklad nového přístupu k navrhování svorníkové výztuže podzemních chodeb na základě využití stochastických metod posuzování konstrukcí. Předložený postup umožňuje pravděpodobnostně navrhovat a posuzovat spolehlivost kotevní výztuže dlouhých důlních a podzemních



Obr. 13 Histogram funkce spolehlivosti FS s výslednou pravděpodobností poruchy $P_f=3,05 \cdot 10^{-3}$ pro nevyhovující úroveň spolehlivosti
Fig. 13 A histogram of the reliability function FS with the resultant failure probability $P_f=3,05 \cdot 10^{-3}$ for non-complying reliability level

In the first stage of the probabilistic calculation, it is first of all possible to determine the histogram of reduced strength of overlying rocks σ_r according to (2) (see Fig. 6). It is necessary for the determination of the length of anchors and the loads acting on them, including the Rock Mass Rating RMR according to Bienawski (1989), which is determined using a separate table of the program (see Fig. 7). This operation results in the histogram of the Rock Mass Rating RMR (see Fig. 8).

During the subsequent calculation, it is possible to determine a histogram for the length l of the bolt being designed according to (8) (see Fig. 9). It follows from the histogram that the bolt length of 2.54m is required to achieve the reliability level of 0.9999.



Obr. 12 Histogram funkce spolehlivosti FS s výslednou pravděpodobností poruchy $P_f=7,72 \cdot 10^{-11}$ pro 5 kotev na 1 m díla
Fig. 12 A histogram of the responsibility function FS with the resultant failure probability $P_f=7,72 \cdot 10^{-11}$ for 5 anchors per a meter of the working

Figure 10 shows a histogram for the bolt loading Q according to (5). Loading capacity of bolts Q_{sv} is determined on the basis of relationship (7) (see Fig. 11). Subsequently, the histograms of Q and Q_{sv} can be put into the reliability function (6) and the resultant probabilistic assessment can be carried out on the basis of the determination of the failure probability P_f (see Fig. 12).

In this particular case, the resultant failure probability was determined by the value $P_f=7,72 \cdot 10^{-11}$; because the design probability P_d for the increased reliability level is equal to $8 \cdot 10^{-7}$ and the reliability condition $P_f \leq P_d$ is met, the anchored support would meet the strict criteria contained in ČSN 73 1401 – Design of Steel Structures. The number of steel anchors was chosen at 5 per running meter of the working and their diameters at 22mm. If a smaller number of anchors is chosen, for example 4, the situation would be different because, if the diameters of anchors and the steel quality are the same, it would apply that $P_f=3,05 \cdot 10^{-3}$ (see Fig. 13). The reliability condition $P_f \leq P_d$ would not be met even for the reduced probability in the meaning of the above-mentioned ČSN standard. Anchored support can be very operatively assessed and designed using the Kotvení program.

4. CONCLUSION

This paper contains a concrete example of a new approach toward designing bolted support for underground galleries, based on the use of stochastic methods of assessing structures.

děl, tj. jejich délku l , počet n a únosnost Q_{sv} . Předpokladem je ovšem dostatečná datová základna vstupních veličin včetně poznatků z praktické aplikace, neboť řadu vstupních údajů nelze opírat pouze o modelování a měření v laboratoři. Diskusi lze vést také o stanovení kritérií spolehlivosti vzhledem k rozdílu podzemních výztuží ve srovnání s klasickými ocelovými konstrukcemi.

Publikovaná metodika vychází z postupů dimenzování výztuže v podmínkách uhelných dolů v ostravsko-karvinském revíru a nelze ji s ohledem na vytvořenou datovou základnu přímo aplikovat v jiných podmínkách zejména podzemních a tunelových staveb. Cílem publikace tohoto příspěvku je především metodicky ukázat postup pravděpodobnostního posuzování konstrukcí výztuže s využitím metody Přímého determinovaného pravděpodobnostního výpočtu a zpracovaným softwarovým prostředkem pro její využití ve vymezených podmínkách.

Základním předpokladem pro aplikaci metody v jiných oblastech je vytvoření databází parametrů nezbytných pro pravděpodobnostní výpočty (soubory náhodných veličin) a případné upřesnění algoritmů pro dimenzování kotevních výztuže ve specifických podmínkách. Pokud jde o přírodní podmínky, bude možné v tomto směru využít dat získaných geologickým a geotechnickým průzkumem. V oblasti vlastností kotevních prvků je možné se opírat o výsledky zkoušek získané v rámci zkoušení a hodnocení jakosti výrobků. Řadu podkladů může poskytnout také modelování a zejména monitorování při ražení tunelů a podzemních děl.

Poděkování

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Grantové agentury České republiky. Registrační číslo projektu je 105/07/1265.

DOC. ING. PETR JANAS, CSc.,
petr.janas@vsb.cz,
ING. MARTIN KREJSA, Ph.D.,
martin.krejsa@vsb.cz,
VŠB-TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA,
FAKULTA STAVEBNÍ,
DOC. ING. RICHARD ŠŇUPÁREK, CSc.,
richard.snuparek@ugn.cas.cz,
ÚSTAV GEONIKY AV ČR,
ING. VLASTIMIL KREJSA, OSTRAVA

Recenzoval: prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc.

The procedure presented in the paper makes probabilistic designing and assessing of anchored support of long mine workings and underground structures, i.e. the length l , number n and load-bearing capacity Q_{sv} , possible. Of course, a sufficient database of input quantities, including the know-how in the field of practical application, is a precondition because some input data cannot be obtained by modelling or laboratory measurements. Discussion can be also held about the determination of reliability criteria, taking into consideration differences in the means of support used underground compared with traditional steel structures.

The published method starts from support designing procedures used in the conditions of coal mines in the Ostrava-Karviná region. With respect to the data basis which has been created, the method cannot be directly applied in different conditions, namely the conditions of underground construction and tunnel structures. The objective of publishing this paper is, first of all, to methodologically show the procedure of the probabilistic assessment of excavation support structures using the Direct Determined Probabilistic Method and the software which was developed for its use in definite conditions.

The precondition for the method application in different areas is the creation of databases of parameters indispensable for probabilistic calculations (sets of random quantities) and, possibly, also adjustment of algorithms for calculations of anchored support in specific conditions. As far as natural conditions are concerned, it will be possible to use data obtained by geological and geotechnical surveys for this purpose. In the area of anchoring elements, it is possible to bear on testing results obtained in the framework of testing and assessing the quality of products. Lots of information can be obtained through modelling and, above all, monitoring during the excavation of tunnels and underground workings.

Acknowledgements

The project was implemented with funding from the state means through the Grant Agency of the Czech Republic. The project filing number is 105/07/1265.

DOC. ING. PETR JANAS, CSc.,
petr.janas@vsb.cz,
ING. MARTIN KREJSA, Ph.D.,
martin.krejsa@vsb.cz,
VŠB-TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA, FAKULTA
STAVEBNÍ,
DOC. ING. RICHARD ŠŇUPÁREK, CSc.,
richard.snuparek@ugn.cas.cz,
ÚSTAV GEONIKY AV ČR,
ING. VLASTIMIL KREJSA, OSTRAVA

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Bieniawski, Z. T.: Engineering rock mass classifications, Wiley New York, 1989.
- [2] Janas, P., Bláha, F.: Dimenzování výztuže dlouhých důlních děl, křížů a odboček v podmínkách ostravsko-karvinského revíru, Uhlí č. 9, 1987.
- [3] Janas, P.: Dimensioning of roadway supports in conditions of the Ostrava-Karviná coal field, A.A.Balkema/Rotterdam/Brookfield, 1990.
- [4] Janas, P., Krejsa, M., Krejsa, V.: Structural Reliability Assessment Using Direct Determined Fully Probabilistic Calculation, International ASRANet Colloquium, Glasgow, UK, ISBN 0-9553550-0-1/978-0-9553550-0-4, 2006.
- [5] Janas, P., Krejsa, M., Krejsa, V.: Současné možnosti Přímého determinovaného pravděpodobnostního výpočtu při posuzování spolehlivosti konstrukcí, sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské-Technické univerzity Ostrava, řada stavební, číslo 1, ročník VI, ISSN 1213-1962; ISBN 80-248-1248-7, 2006.
- [6] Janas, P., Krejsa, M., Krejsa, V.: Current Possibilities of Direct Determined Fully Probabilistic Method (DDPFM), 4th International ASRANet Colloquium, Athens, Greece, ISBN 978-0-9553550-2-8, 2008.
- [7] Janas, P., Krejsa, M., Krejsa, V.: Současné možnosti metody PDPV, Mezinárodní konference 70 rokov SvF STU, Bratislava, Slovensko, 2008.
- [8] Králik, J.: Porovnanie efektívnosti pravdepodobnostných metód na riešenie spoľahlivosti konštrukcií v MKP. In: IX. celostátna konferencia se zahraniční účastí „Spolehlivost konstrukcí“, 14. a 15. dubna 2008 Praha, ISBN 978-80-02-02007-3.
- [9] Marek, P., Guštar, M., Anagnos, T.: *Simulation-Based Reliability Assessment for Structural Engineers*, CRC Press Inc., Boca Raton, 1995, ISBN 0-8493-8286-6.
- [10] Novák, D., Vořechovský, M. Rusina, R. (2003): Small-sample probabilistic assessment –software FREET. 9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering – ICASP 9, San Francisco, USA, 91-96, Rotterdam: Millpress, 2003.
- [11] Pruška, J.: Vliv svorníkové výztuže na napjatost a deformaci diskontinuitního horninového masivu, habilitační práce, ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2002.
- [12] Škrabiš, A.: Předvádění a hodnocení tlakových a deformačních projevů v horizontálních otvirkových a přípravných důlních dílech v podmínkách československé části hornoslezské pánve empiricko-analytickou metodou, doktorská disertační práce, Praha, 1977.
- [13] Šňupárek, R., Janas, P., Slavík, J.: Výpočet svorníkové výztuže, Geotechnika, 1994.
- [14] Šňupárek, R.: Svorníková výztuž v hornictví a v podzemním stavitelství, habilitační práce, FAST VŠB-TU Ostrava, 2001.

TUNEL MUZEUM A ZKLIDNĚNÍ SEVEROJIŽNÍ MAGISTRÁLY V PRAZE

THE MUSEUM TUNNEL AND EASING TRAFFIC FLOW ON THE NORTH-SOUTH TRUNK ROAD, PRAGUE

PAVEL ŠOUREK

ÚVOD

Takzvanou Severojižní magistrálu jistě není nutné představovat, a to ani mimopražským čtenářům. Do nedávné doby v podstatě každý automobilový návštěvník Prahy, byť jen směřoval na jiný vzdálenější cíl, byl touto komunikací přímo vtažen do centrální části hlavního města. Tato skutečnost byla zapříčiněna pozůstatkem dopravní koncepce hlavního města ze 70. let 20. století.

Bez ohledu na zařazení v novodobých dopravních předpokladech a v platném územním plánu hlavního města Prahy představuje dnes Severojižní magistrála stále jednu z dopravně nejzatiženějších pražských komunikací s denní intenzitou provozu přesahující až 100 000 vozidel. V moderním pojetí města je však tento stav naprosto nevyhovující.

Zvláště pak úsek magistrály v oblasti Národního muzea v samotném jádru Prahy se stal jedním z dopravně a urbanisticky nejproblematičtějších míst.

Stávající povrchové vedení magistrály, kdy jeden dopravní směr je veden před a druhý za budovou Národního muzea, tvoří bariéru oddělující území Vinohrad od Václavského náměstí, resp. od historického centra Prahy. Značné dopravní zatížení s sebou přináší zvýšené emise hluku, zplodin a vibrační zamořující celou přilehlé území na Praze 1 a 2.

Šance na zlepšení stavu v okolí magistrály nastane po dokončení a zprovoznění západní poloviny městského okruhu (Pelc-Tyrolka–Malovanka). Tím se pro hlavní dopravní tah městem ve směru sever–jih vytvoří alternativní trasa s nabídkou plynulejšího a rychlejšího průjezdu. Celý dokončený městský okruh pak zajistí (ochrannou) objízdnu komunikaci širšího centra města, takže bude možné významně omezit průjezdnou dopravu centrem.

HISTORICKÝ VÝVOJ ÚZEMÍ

Prostor v horní části Václavského náměstí je od historických dob dopravně frekventovaným místem, a to nejen kvůli městské bráně a pozdějšímu napojení na pražské předměstí Královských Vinohrad. Současný stav je důsledkem novodobého historického vývoje prostoru v okolí dnešního Národního muzea, resp. celého prostoru tehdejšího jižního hradebního opevnění Královského města pražského. Novodobé uspořádání je představováno realizací významných staveb, jako jsou Národní muzeum, budova Státní opery nebo nádraží Františka Josefa (dnešní hlavní nádraží), které započalo zbouráním městského opevnění a Koňské brány v 60. a 70. letech 19. století.

V tomto stavu setrvalo okolí Národního muzea v podstatě až do 30. let 20. století, kdy se v Praze začal projevovat rozvoj automobilismu. Hlavním předmětem zájmu v dalším období bylo proto vytvoření kapacitní automobilové komunikace v prostoru někdejšího hradebního pásma od Národního muzea směrem k Těšnovu a dále přes Štvanici na sever.

Výsledkem byla řada variant řešení jako např. návrh Státní regulační komise s velkým kruhovým objezdem budovy Národního muzea a tramvajovou tratí po obvodu z roku 1932 od Maxe Urbana nebo návrh kapacitní komunikace vedené mezi budovou Národního muzea a Václavským náměstím z roku 1935.

Velkorysé poválečné návrhy počítaly se značnou asanací území ve prospěch automobilové dopravy, jak ukazují plány např. z roku 1956 a ještě výrazněji pak návrh z roku 1962 (obr. 1), které počítaly s asanací území mezi Legerovou a Sokolskou ulicí a s povrchovým vedením magistrály dálničního typu vzniklým prostorem.

INTRODUCTION

The so-called North-South Trunk Road in Prague certainly does not have to be introduced, even not to readers living outside Prague. Until recently, virtually each visitor driving a car in Prague, no matter whether they have only headed toward another, more remote destination, has been drawn by this road directly in the central part of the capital. This situation has resulted from remnants of the capital's traffic concept which originated in the 1970s.

Regardless of the incorporation into new traffic assumptions and the current master plan for the capital, Prague, the North-South Trunk Road still represents one of the most trafficked Prague roads, with the daily traffic volume exceeding 100,000 vehicles. This state is absolutely inadequate for a modern urban concept.

Especially the Trunk Road section in the area of the National Museum, which is the very centre of Prague, has become one of the most problematic locations in terms of traffic and town planning.

The existing at-grade alignment of the Trunk Road, where one direction of traffic leads in front of the National Museum building and the other behind the building, forms a barrier separating the area of the Vinohrady district from Wenceslas Square and the historic centre of Prague. The high traffic density carries increased emission of noise, exhaust pollutants and vibrations, which contaminate the entire surrounding area in Prague 1 and Prague 2.

A chance that the conditions in the vicinity of the Trunk Road will improve will take place when the western part of the City Circle Road (the inner circle between Pelc-Tyrolka and Malovanka) is completed and opened to traffic. It will form an alternative route for main traffic passing in the north-south direction, which will offer more fluent and quicker passage through the city. The entire completed City Circle Road will secure a protective by-pass road around the wider centre of the city, thus it will be possible to significantly restrict transit traffic through the centre.

HISTORIC DEVELOPMENT OF THE AREA

The area in the upper part of Wenceslas Square has been busy in terms of the traffic volume since historic times, not only owing to the existence of a city gate and subsequent connection to the Prague suburb of Královské Vinohrady. The current condition is a result of modern historic development of the area surrounding the National Museum or the whole space occupied at that time by a southern fortification wall, protecting the Royal City of Prague. The recent layout is represented by the development of important constructions, such as the National Museum, the State Opera building or Franz Joseph's Rail Station (today the main railway station, Hlavní Nádraží), which commenced by demolishing the city fortification and the Horse Gate in the 1860s and 1870s.

The surroundings of the National Museum stayed in this condition, in essence, till the 1930s, when the development of automobilism



Obr. 1 Historický návrh Severojižní magistrály (1962)
Fig. 1 A historic design draft for the North-South Trunk Road (1962)



Obr. 2 Demolice domu ve Vinohradské ulici při výstavbě Severojižní magistrály
Fig. 2 Demolition of a building in Vinohradská Street during the construction of the North-South Trunk Road

Ke skutečným změnám však došlo až v souvislosti s výstavbou trasy C pražského metra v 70. letech minulého století spolu s výstavbou Severojižní magistrály v podobě, jak ji známe dnes (obr. 2).

Tento současný stav je pozůstatkem dobového řešení systému nadřazené komunikační sítě v Praze, tzv. ZÁKOSU.

SOUČASNÝ STAV ÚZEMÍ

Celá Severojižní magistrála se třemi až čtyřmi pruhy v obou jízdních směrech je v současnosti nejexponovanější dopravní tepnou hlavního města Prahy se všemi negativy, které takováto dopravní stavba přináší pro život města. Situace je o to závažnější, že je vedena napříč samotným centrem města a zasahuje okraj Pražské památkové rezervace chráněné UNESCO. Její úsek u Národního muzea se postupem let stal jedním z nejproblematictějších dopravních míst v samotném srdci Prahy. Magistrála v tomto prostoru výrazně degraduje městské prostředí, zhoršuje jeho obyvatelnost, rekreační potenciál přílehlých parkových ploch a ponižuje městský význam tohoto místa. Život města a městské funkce zde fakticky stagnují (obr. 3).

Za jednoznačný přínos Severojižní magistrály lze naopak považovat to, že díky jejímu vybudování nebylo dopravou zničeno vlastní historické centrum, došlo k realizaci Nuselského mostu a překonání bariéry Masarykova nádraží. Magistrála tak umožnila plynulé převedení hlavních dopravních tahů městem, zklidnilo se historické jádro Prahy a zajistil se prostor pro vytvoření pěších zón v centru. Toto řešení je již z dnešního úhlu pohledu považováno jako výrazně negativní a pro současnou potřebu hlavního města je tento stav již nedostačující.

Problematika negativního vlivu středního úseku magistrály se však netýká pouze prostoru kolem Národního muzea, ale i jejích dalších úseků, nejvíce pak úseku vedeném v Legerově a Sokolské ulici na Praze 2.



Obr. 4 Letecký pohled na oblast kolem Národního muzea – stav po zklidnění
Fig. 4 Aerial view of the area around the National Museum – the state after the traffic flow reduction



Obr. 3 Letecký pohled na oblast kolem Národního muzea – současný stav
Fig. 3 Aerial view of the area around the National Museum – the current state

started in Prague. The main subject of interest in the subsequent period of time consisted of developing a capacity road in the area of the former fortification belt, leading from the Museum toward Těšnov and further north, via Štvanice.

The efforts resulted in several variants, e.g. a design draft dated 1932 by Max Urban on behalf of the State Regulation Committee, comprising a large circular by-pass around the Museum building with a tram line running along its circumference, or a design draft dated 1935 for a capacity road running between the National Museum and Wenceslas Square.

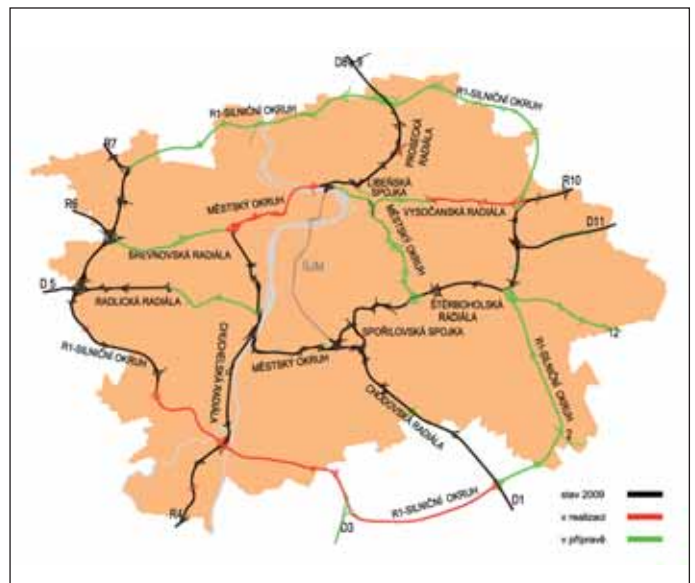
Generous after-war plans expected that major redevelopment of the area would be performed in favour of automobile traffic, as shown by plans, for example, from 1956 and, even more, the design draft from 1962 (see Fig. 1), which expected that the redevelopment would cover the area between Legerova and Sokolská Streets and construction of an urban motorway running along the created space.

Nevertheless, real changes took place later, in the 1970s, in the context of the construction of the Line C of Prague metro, which was performed concurrently with the North-South Trunk Road in the form as we know it today (see Fig. 2).

This current condition is a result of a previous period's design for a high-level road system in Prague, the so-called ZÁKOS (Czech abbreviation for a basic road system).

CURRENT CONDITION OF THE AREA

The entire North-South Trunk Road, with three to four traffic lanes for each direction of traffic, is currently the busiest arterial road in the capital, Prague. It brings all the negatives associated with traffic-related works which influence the life in the city. The situation is even more serious because of the fact that the road runs across the very centre of the city and cuts into the edge of the Prague UNESCO



Obr. 5 Schéma radiálně-okružního systému z platného ÚP (1999)
Fig. 5 Diagram of the radial and orbital system drawn from the valid Land-Use Plan (1999)



Obr. 6 Situace jedné z variant tunelu Muzeum (SÚRM MHMP+SATRA 2004)
Fig. 6 Layout plan of one of the Museum tunnel variants (SÚRM MHMP+SATRA 2004)

Všechny tyto důvody vedou již řadu let dopravní odborníky a urbanisty k hledání nové koncepce zklidněné Severojižní magistrály v kontextu celopražského řešení dopravy. Posledním počínem v této problematice je i studie Zklidnění Severojižní magistrály vypracovaná pro Útvar rozvoje hlavního města Prahy v roce 2008 společností SATRA, spol. s r. o., a architektonickým ateliérem VHE, s. r. o. Náplní této práce bylo nalezení nejvýhodnějšího dopravně-urbanistického řešení zklidnění magistrály v centrální oblasti Prahy (obr. 4).

POPIS ŘEŠENÍ ZKLIDNĚNÍ

Myšlenka „zklidnění“ Severojižní magistrály není nová, v různých úrovních a výstupech se objevuje od konce 80. let v souvislosti s přehodnocením zásad tzv. ZÁKOSU a obecně s hledáním vztahu dopravy a urbanistické struktury ve městě. Prakticky ve všech těchto úvahách je jako podmínka pro úpravy stávajícího stavu Severojižní magistrály zmiňována existence náhradní trasy – tj. západního segmentu městského okruhu mezi Chodovskou radiálou a Proseckou radiálou a následně (nebo současně) dokončení pražského silničního okruhu, minimálně jako propojení dálnic D1, D5 a D8 (obr. 5).

Na vlastní způsob zklidnění Severojižní magistrály existuje několik názorů a úhlů pohledu obsažených v řadě studií, které se pokoušely situaci řešit.

Prakticky všechny dosavadní práce a úvahy řeší problém jednak přesunutím obou dopravních směrů v oblasti kolem budovy Národního muzea do prostoru při portálu Vinohradských tunelů za budovy Státní opery a Národního muzea a dále převedením trasy ve směru na Nuselský most do Sokolské bud ještě v prostoru Čelakovského sadů, nebo na nám. I. P. Pavlova. Prověřovány byly různé

world heritage site. During past years, its section leading along the National Museum has become one of the most problematic locations in the very heart of Prague in terms of traffic. In this area, the Trunk Road significantly degrades the urban environment, deteriorates its fitness for habitation and the recreational potential of adjacent park areas and reduces the urban significance of this location. The life of the city and urban functions virtually stagnate there (see Fig. 3).

On the other hand, the unambiguous benefit of the North-South Trunk Road can be seen in the fact that, owing to this construction, the historic centre itself was not damaged by traffic, the Nusle Bridge was erected and the barrier formed by Masaryk's Railway Station was overcome. Owing to the Trunk Road the passage of main transport routes through the city was made possible, traffic flow in the historic core of Prague was reduced and the space for developing pedestrian zones in the centre was provided. However, from today's perspective, this solution is viewed as significantly negative; this state has become unsatisfactory for current needs of the capital.

The issue of the negative impact of the central section of the Trunk Route is related not only to the space around the National Museum, but also to other sections of the route, first of all the section running along Legerova and Sokolská Streets in Prague 2.

All of the above-mentioned reasons have inspired traffic experts and urban designers for many years to search for a new concept of the North-Southern Trunk Road with the traffic flow eased in the context of a Prague-wide traffic solution. The last act relating to this issue is the study entitled Easing of the Traffic Flow on the North-South Trunk Road, which was carried out for the Department of Development of the Capital, Prague. The study was conducted in 2008 by SATRA spol. s r.o. and the VHE s.r.o. architectural office. The objective of the study was to find the most advantageous land-use and transportation solution to the reduction of traffic flow in the central part of Prague (see Fig. 4).

DESCRIPTION OF THE SOLUTION TO REDUCING TRAFFIC FLOW

The idea of reducing the traffic flow on the North-Southern Trunk Road is not new. It has appeared at various levels and in various outputs since the 1980s, in the context of reassessing of principles of the so-called ZÁKOS and, in general, in the context of searching for the relationship between transportation and the urban structure in the city. Virtually all of these considerations contain a condition for changes in the existing state of the North-South Trunk Road, mentioning the existence of an alternate route, i.e. the western segment of the City Circle Road (the inner circle) between the Chodov Radial Road and Prosek Radial Road plus, subsequent (or simultaneous) completion of the Prague City Ring Road (the outer circle), connecting the D1, D5 and D8 motorways as the minimum (see Fig. 5).

Several opinions and perspectives exist regarding the method of easing traffic flow on the North-South Trunk Road itself. They are



Obr. 7 Situace zklidnění Severojižní magistrály v oblasti Národního muzea
Fig. 7 Layout plan of the system reducing traffic flow on the North-South Trunk Road in the National Museum area



Obr. 8 Vizualizace – pohled do Wilsonovy a Legerovy ulice
Fig. 8 Visualisation – a view down Wilsonova and Legerova Streets

možnosti uspořádání komunikace za budovami muzea od povrchového řešení obou směrů přes tunelové řešení jednoho ze směrů až po obousměrné tunelové řešení komunikace (obr. 6). Pouhé přeložení magistrály „za muzeum“ však vede ke „zklidnění“ prakticky pouze v oblasti Wilsonovy ulice od garáží Slovan přes Václavské náměstí do Mezibranské, tedy v úseku bezpochyby pro urbanistické vztahy velmi významném, na druhou stranu v oblasti s minimem bydlení a téměř bez typického živého městského parteru. V neztenčené míře je ovšem zachován problém v následném úseku mezi Čelakovského sady a Rumunskou, kde na sebe navazují dopravně významné trasy magistrály, Ječná–Žitná a Anglická–Rumunská.

Poslední projektová příprava proto vyústila v návrh převedení obou dopravních směrů za Národní muzeum při použití tunelového vedení, s návazným zklidněním přilehlého úseku magistrály v prostoru celé Prahy 2 až k Nuselskému mostu (obr. 7). Zmiňované řešení je sice poměrně technicky a finančně náročné, ale přináší nejvíce pozitiv pro toto citlivé území města.

Vzhledem ke stísněným šířkovým poměrům mezi budovami Národního muzea a jižním zhlavím hlavního nádraží budou oba směry v převážně většině své délky vedeny v patrovém uspořádání. Dopravní směr jih–sever z Nuselského mostu bude od křižovatky s ulicí Žitnou veden ulicí Legerovou na sestupnou rampu horního tunelu umístěnou na začátku Čelakovského sadů. Tunel podchází Vinohradskou ulici a vynoří se v prostoru za objektem Státní opery. Dopravní směr sever–jih se zahluhuje do spodního tunelu již od konce budovy hlavního nádraží. V prostoru garáží Slovan se k hlavnímu směru ještě napojuje rampa z ulice Wilsonovy umožňující připojení od Václavského náměstí a z Vinohrad. Dále je trasa tunelu vedena pod tunelem opačného směru až do Čelakovského sadů, kde se odpojí a vyústí do Mezibranské ulice. Odtud pokračuje ve stávající stopě (obr. 8–11).



Obr. 9 Vizualizace – pohled na oblast za budovou Státní opery
Fig. 9 Visualisation – a view of the area behind the State Opera building

contained in many studies, which tried to solve the situation.

Virtually all works and considerations which have appeared till now have solved the problem by shifting both directions of traffic in the area around the National Museum building to the space at the Vinohrady tunnel portals, behind the State Opera and National Museum buildings and, further, by diverting traffic in the direction of the Nusle Bridge to Sokolská Street either early, in the area of Čelakovský Park or later in I.P. Pavlova Square. Various options of the layout of the road behind the Museum buildings, ranging from an at-grade alignment for both directions, through a tunnel for one direction, to the road running through tunnels in both directions (see Fig. 6) have been examined. Although, the mere shifting of the Trunk Road “behind the Museum” leads to the reduction in traffic flow virtually only in the area of Wilsonova Street, from Slovan parking garage, across Wenceslas Square to Mezibranská Street, which is on the one hand a section undoubtedly very important for town planning purposes but, on the other hand, is found in an area with minimum use for dwelling and nearly without a typical living urban floorscape. However, the problem remains to exist in an unreduced extent in the next section, between Čelakovský Park and Rumunská Street, where there are important neighbouring sections of the Trunk Road between Ječná and Žitná Streets and Anglická and Rumunská Streets.

The last designing stage therefore resulted in a proposal that both directions of traffic should be diverted to tunnels behind the National Museum. It would yield reduction in traffic flow on the adjacent section of the Trunk Road in the area of the whole Prague 2 up to the Nusle Bridge (see Fig. 7). The above-mentioned solution is, on the one hand, relatively technically and financially demanding, on the other hand, brings most positives for this sensitive area of the city.

Because of the constrained width conditions between the National Museum buildings and the southern gridiron of the Hlavní Nádraží railway station, both directions of traffic will be led in a stacked configuration along the majority of their lengths. The south-north direction from the Nusle Bridge will be led from the intersection with Žitná Street along Legerova Street, to a descending ramp to the upper tunnel, which will be located at the beginning of Čelakovský Park. The tunnel passes under Vinohradská Street to emerge in the area behind the State Opera building. The north-south direction of traffic sinks to the lower tunnel as early as the end of the Hlavní Nádraží station building. In addition, a ramp from Wilsonova Street, allowing the connection from Wenceslas Square and Vinohrady, will connect to the main route in the area of Slovan parking garage. Further, the tunnel route passes under the opposite direction tunnel up to Čelakovský Park, where it detaches to emerge in Mezibranská Street. From this point, it continues along the currently existing route (see Figs 8 - 11).

Part of the reduction in traffic flow on the Trunk Road in Prague 1 project is a roundabout between Slovan parking garage and Hlavní Nádraží station, which allows adjacent streets and the parking to connect.

Prague 2 will experience, within the framework of the reduction in traffic flow, also the reduction in the number of through traffic lanes in Sokolská and Legerova Streets, from the current three/four to two lanes in each direction. At the same time, measures will be implemented to allow further reduction in transit traffic, together with measures designed to support preference of mass transit and pedestrian traffic. This means that the number of at-grade pedestrian crossings will be increased, new parking lots for residents and suppliers will be established and all intersections will be redesigned, with the regime changed to suit the needs of residential traffic (fast passage prevention). The objective is to renew the character of urban boulevards on both streets, which are today virtually ‘dead’ (see Fig. 12).

The solution by means of a tunnel, which is being designed, will make the rehabilitation of the National Museum surroundings possible; traffic flow in front of and behind the buildings will be reduced and the environment in the adjacent urban area will be improved. It will further make renewing of the tram line from Vinohradská Street and I.P. Pavlova Square to Wenceslas Square possible. The newly originated space on the surface will be used for collision-free pedestrian routes between Vinohrady and Wenceslas Square, and for increasing the proportion of the area of public greenery in the city centre.

Součástí zklidnění magistrály na Praze 1 je zároveň okružní křižovatka mezi garážemi Slovan a hlavním nádražím zajišťující napojení přilehlé uliční sítě a parkingu.

V Praze 2 dojde v rámci zklidnění ke snížení počtu průběžných jízdních pruhů v Sokolské a Legerově ulici ze stávajících tří až čtyř na dva v každém směru. Současně budou přijata opatření pro další redukci průjezdné dopravy spolu s opatřeními pro preferenci dopravy hromadné a pěší. Tím je míněno zvýšení počtu úrovnových přechodů, vybudování nových parkovacích míst pro rezidenty a zásobování území a nové řešení všech křižovatek s úpravou režimu pro obsluhu území (zamezení rychlému průjezdu). Cílem je v obou dnešních v podstatě „mrtvých“ uličních prostorech obnovit charakter městských bulvárů (obr. 12).

Navrhované tunelové řešení umožní rehabilitovat okolí Národního muzea, tj. zklidnit prostor před a za budovami a zlepšit životní prostředí přilehlého území města. Dále umožní obnovit vedení tramvajové trati z Vinohradské třídy a z náměstí I. P. Pavlova na Václavské náměstí. Nově vzniklý prostor na povrchu bude využit pro bezkolizní převedení pěších mezi Vinohrady a Václavským náměstím a pro zvýšení plošného podílu zeleně v centru města.

To platí i pro úsek vedený povrchově na Praze 2, kde bude doplněna uliční zeleně a umožněna přímá obsluha území parkovacími pruhy. Dopravně-inženýrské posouzení intenzit dopravy v oblasti prokázalo snížení dopravní zátěže po dokončení navrženého zklidnění o 10–25 % ze současného stavu.

Součástí této části zklidnění magistrály je i stavební založení návazného tunelového úseku pro možnost výhledového pokračování hlavní trasy tunelů z prostoru Čelakovského sadů raženou technologií až k Nuselskému mostu. Tunelové rampy z Čelakovského sadů do Legerova a Mezibranské ulice by tak v budoucnu zajišťovaly pouze napojení místní obsluhy, hlavní trasa magistrály by byla od hlavního nádraží skrytá v jednom tunelovém úseku až ke svahům Folimanky.

Tento požadavek městské části Praha 2 se však z hlediska dopravně-inženýrského nejeví jako přínos, neboť sice snižuje bezprostředně zátěže v ulicích Legerova a Sokolská, ale nabídkou další atraktivní trasy naopak výrazně zvyšuje dopravní zatížení před vstupy do zklidňovaného území (Praha 1, Praha 4). Rozhodnutí o konečné délce tunelu tak bude výsledkem kompromisu v kontextu širších celoměstských vazeb a doufejme, že se podaří oprostit od populistických politických tlaků.

TECHNICKÝ POPIS ŘEŠENÍ TUNELU

Délka tunelových úseků 1. etapy je cca 485 m spodní tubus a 300 m horní tubus. Patrové uspořádání umožňuje rozsáhlejší zakrytí komunikace, vytváří menší prostorový zásah do území, minimalizuje rozsah křižovatky před garážemi Slovan (bez jejich demolice) a přináší obecně vhodnější začlenění trasy do morfologie území.



Obr. 11 Vizualizace – pohled na oblast za starou budovou Národního muzea
Fig. 11 Visualisation – a view of the area behind the old National Museum building



Obr. 10 Vizualizace – pohled do prostoru Čelakovského sadů
Fig. 10 Visualisation – a view of the Čelakovský Park space

The same also applies to the section running on the surface in Prague 2, where street greenery will be added and direct resident traffic will be improved by adding parking lanes. A traffic-engineering assessment of traffic volumes in the area proved that the traffic flow after the completion of the reduction being proposed will drop by 10–25% compared with the current state.

Part of this segment of the project for the reduction of traffic flow on the Trunk Road is the structural preparation for an adjacent tunnel section allowing the main tunnel route to continue in the future in the form of mined tunnels from the area of Čelakovský Park up to the Nusle Bridge. Thus the tunnel ramps from Čelakovský Park to Legerova and Mezibranská Streets would have to secure only the connection for local resident traffic in the future, while one tunnel section of the main Trunk Road route would be buried from Hlavní Nádraží station up to Folimanka slopes.

However, this requirement of the municipal district of Prague 2 does not seem to be beneficial in terms of traffic engineering because, on the one hand, it reduces direct burdens on Legerova and Sokolská Streets, on the other hand, it acts conversely by offering another attractive route, thus significantly increasing the traffic flow before entries to the areas where the traffic flow is to be reduced (Prague 1, Prague 4). Therefore, the decision about the final length of the tunnel will be the result of a compromise within the context of wider, city-wide relationships. Hopefully, it will be successfully rid of populist political pressures.

TECHNICAL DESCRIPTION OF THE TUNNEL DESIGN

The lengths of the 1st stage tunnel sections are about 485m and 300m for the lower tube and the upper tube respectively. The stacked configuration allows more extensive covering of the road, reduces the intervention into the area space, minimises the extent of the intersection in front of Slovan parking garage (without demolishing it) and brings generally more suitable incorporation of the route into the area morphology.

The structural design for the 1st stage tunnel comprises the use of the cut-and-cover and cover-and-cu (top-down) methods. The classical cut-and-cover method with the sides of the open construction trench supported by diaphragm walls is planned for the space behind the old National Museum building (see Fig. 13). Conversely, the so-called Modified Milan Method (top-down method) is assumed to be used in the constrained space behind the new National Museum building (the space at the gridiron of the Hlavní Nádraží station) and under Vinohradská Street with the aim of reducing the time required for traffic restrictions on the surface. The tunnel profile will be excavated under the protection of pre-constructed structural diaphragm walls and a tunnel roof deck. In both cases the tunnels are reinforced concrete frame structures with flat roof decks.

The stacked configuration of the tunnels behind the National Museum allows the designer to develop the tunnel roadway configuration in a manner which will meet required standard parameters (ČSN 73 75 07/2006 – Road Tunnel Design). The double-lane unidirectional road is designed for each tunnel tube in the following configuration: 2 x 3.5m traffic lanes, 0.25m wide marginal strips + slip/turning lanes. The clearance profile is 4.5m high.



Obr. 12 Situace zklidnění Severojižní magistrály, výhledové tunelové řešení pod Prahou 2

Fig. 12 Layout plan of the system reducing traffic flow on the North-South Trunk Road – the outline solution with tunnels under Prague 2

Stavebně-technické řešení tunelu 1. etapy představuje využití dvou metod výstavby hloubených tunelů. V prostoru za starou budovou Národního muzea je uvažováno s využitím klasické technologie budování do zapažené stavební jámy z povrchu (obr. 8). Naopak ve stísněném prostoru za novou budovou Národního muzea (prostor při zhlaví hlavního nádraží) a pod Vinohradskou třídou se pro urychlení povrchového omezení předpokládá využití tzv. modifikované milánské metody (obr. 13), kdy je profil tunelu odtěžován čelně pod ochranou předem vybudovaných konstrukčních podzemních stěn a stropu tunelu. V obou případech se jedná o rámové železobetonové konstrukce s deskovým stropem.

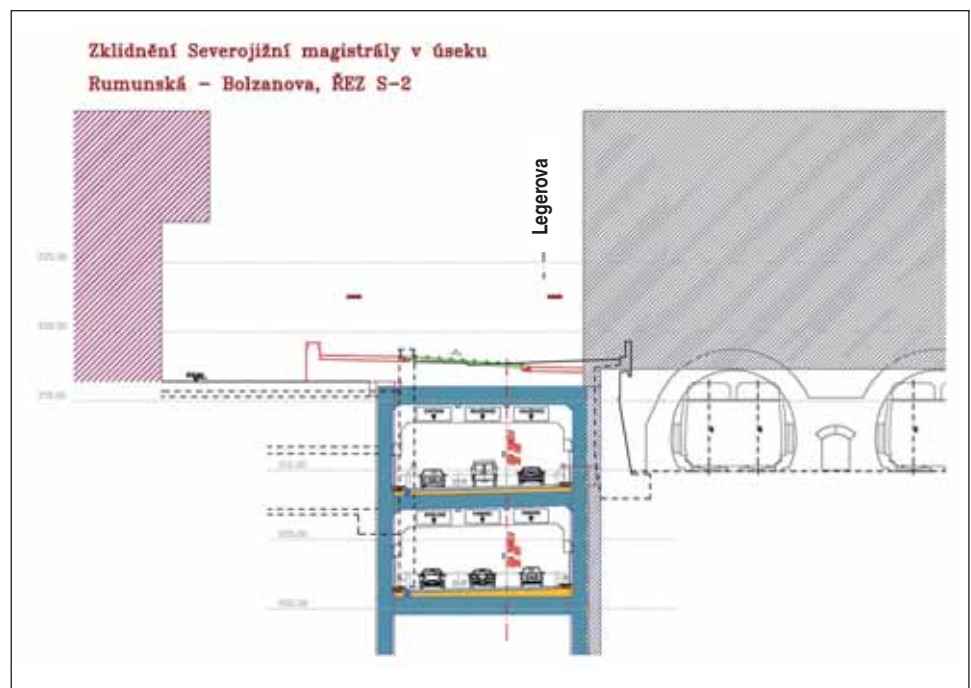
Patrové uspořádání tunelů za muzeem dovoluje navrhnout šířkové uspořádání tunelů tak, aby splňovalo požadované normové parametry (ČSN 73 75 07/2006 – Projektování tunelů pozemních komunikací). Dvoupruhová jednosměrná komunikace je v každé tunelové trubě navržena ve skladbě 2 x 3,5 m – jízdní pruhy s vodicími proužky v šířce 0,25 m + přípojovací/odpojovací pruhy. Výška průjezdního profilu je 4,5 m.

Pro možnost budoucího pokračování navržených tunelů směrem k Nuselskému mostu je v rámci hloubených tunelů 1. etapy, v prostoru mezi ulicemi Škrétova a Legerova, navrženo stavební založení odpojení/připojení (rozplet) formou krátkých tunelových zárodků (obr. 14). V budoucnu tak bude možné převést povrchovou dopravu z Legerovy a Sokolské ulice pomocí cca 1,8 km dlouhých převážně ražených tunelů pod celou Prahou 2. Bude se jednat o poměrně značně komplikované řešení, a to jak z hlediska dispozice trasy, tak i podmínek pro vlastní tunelování. Rozvinutí optimální trasy brání stávající podzemní vedení metra trasy C, tunelové spojky mezi trasami metra A a C, podzemní garáže nad stanicí I. P. Pavlova v Legerově ulici, hlavní vodovodní přívaděč pro vodárnu Karlov a samozřejmě i hustá povrchová zástavba. Navíc je třeba v celé délce trasy dodržet požadavky na bezpečnostní vybavení tunelu, zejména únikové cesty-propojky.

Z geologického hlediska je prostředí tunelu tvořeno ordovickými horninami libeňských břidlic a řevnických křemenců. Navážky mají charakter písčitohlinitých a hlinitokamenitých materiálů. Mocnost navážek dosahuje cca 3 m, zvětralá zóna dosahuje 6,5 m. Vložené desky křemenců mají poměrně vysokou pevnost v řádu stovek MPa, s ohledem na blízkou zástavbu významných budov Národního muzea a Státní opery, resp. tunelových trub Vinohradských tunelů a metra však nelze uvažovat s jiným než mechanickým způsobem rozpojování.

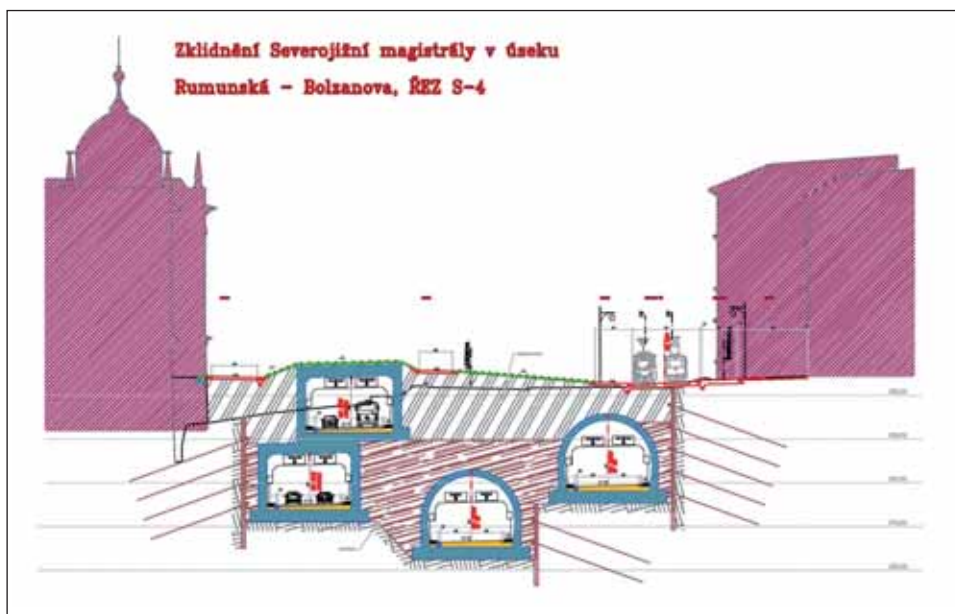
To allow the tunnels being designed to continue toward the Nusle Bridge in the future, structural preparation for slip/turning lanes (tunnel bifurcations) is designed within the framework of the 1st stage of the cut-and-cover tunnels, in the area between Škrétova and Legerova Streets, in the form of short tunnel stubs (see Fig. 14). Thus it will be possible in the future to divert surface traffic from Legerova and Sokolská Streets under entire Prague 2 by means of approximately 1.8km long tunnels, the majority of which will be mined. This solution will be relatively very complicated, both in terms of the horizontal alignment of the route and the conditions for the tunnel excavation itself. Developing an optimum alignment is prevented by the existing underground route of the metro Line C, a tunnel connecting the metro Lines A and C, the underground parking above I.P. Pavlova metro station in Legerova Street, the main water supply line for the Karlov water plant and, of course, also dense residential development. In addition, requirements for tunnel safety equipment, first of all escape routes – cross passages – must be fulfilled throughout the tunnel length.

From the geological point of view, the tunnel environment consists of Ordovician rock types, namely the Libeň Shales and Řevnice Quartzites. Made ground has the character of sandy-loamy and loamy-stony materials. The thickness of the made ground layer reaches about 3m, while the weathered zone is up to 6.5m high. Interlayering quartzite plates are relatively very hard. The strength values are in the order of hundreds MPa. However, any other disintegration technique than mechanical cannot be planned with respect to the important buildings of the National Museum and State Opera or tubes of the Vinohrady tunnels and metro tunnels found in close proximity.



Obr. 13 Příčný řez tunelem Muzeum (čelní odtěžování), s vazbou na Vinohradské železniční tunely

Fig. 13 Cross section through the Museum tunnel (cover-and-cut method), with a link to the Vinohrady rail tunnels



Obr. 14 Příčný řez tunelem Muzeum (klasická technologie výstavby), se zárodky výhledových tunelů pod Prahou 2
Fig. 14 Cross section through the Museum tunnel (classical construction technology), with germs of future tunnels under Prague 2

Podzemní voda je pouze puklinová, její hladina se s ohledem na konfiguraci terénu předpokládá v poměrně velké hloubce.

Při návrhu, ale i při výstavbě zejména čelně odtěžovaných tunelů se dá hojně využít zkušeností z výstavby letenského úseku tunelového komplexu Blanka. Geologické podmínky, intenzivní dosavadní využití území s množstvím uložených inženýrských sítí a použité technické prostředky výstavby jsou velmi podobné. Přesto je třeba v dalších stupních projektové přípravy věnovat velkou pozornost i detailnímu prověření navrženého technického řešení a jeho detailů. Samostatným problémem je stanovení organizace výstavby ve vztahu k nutnému udržení alespoň částečného provozu po magistrále.

STAV PŘÍPRAVY

V současné době dokončená studie řešení zklidnění Severojižní magistrály prošla připomínkovým řízením na jednotlivých městských částech a dotčených orgánech státní správy. K vlastní realizaci zklidnění Severojižní magistrály může být přistoupeno až po kompletním zprovoznění západní poloviny městského okruhu, tedy po dokončení úseku okruhu mezi Malovankou a Pelc-Tyrolkou s právě budovaným tunelovým komplexem Blanka. Západní část městského okruhu vytvoří alternativní trasu pro hlavní dopravní tah městem ve směru sever-jih. Celý dokončený městský okruh vytvoří ochrannou objízdnu komunikaci širšího centra města, takže bude možné významně omezit průjezdnou dopravu centrem, tedy i po stávající Severojižní magistrále. Spolu s dokončením významné části nadřazené sítě komunikací v Praze bude možno přijmout i další regulační prvky dopravy jako např. mýto s cílem ještě více omezit dopravu nejen v centrální oblasti Prahy.

Termín realizace zklidnění připadá nejdříve na období roků 2012–2015. Svůj pochybný přínos však i v tomto projektu jistě přinesou příspěvky „ekologických iniciativ“, politické hašteření místních, ale i státních politiků a v neposlední řadě i snížení veřejných investičních prostředků vlivem ekonomické recese.

Projektová příprava a následná realizace zklidnění Severojižní magistrály je koordinována i s dalšími významnými záměry v jejím okolí, jako jsou rekonstrukce obou budov Národního muzea včetně vytvoření podzemní propojovací komunikace, dále úprava Václavského náměstí s realizací podzemních garáží pod náměstím, rekonstrukce a modernizace železniční stanice Praha–hlavní nádraží a realizace železničního vedení pražského diametru, v neposlední řadě i s rekonstrukcí Vrchlického sadů a s dostavbou v prostoru před portálem Vinohradských tunelů.

Předpokládané investiční náklady 1. etapy dosáhnou cca 2,0–2,5 mld. Kč, délka výstavby by neměla přesáhnout 2 roky.

The only ground water existing in the area is fissure water; with respect to the terrain configuration, the water table is assumed to be found at relatively great depth.

It will be possible to use the experience obtained during the construction of the Letná section of Blanka complex of tunnels during the work on the design, but also during the construction, above all as far as the cover-and-cut tunnels are concerned. The geological conditions, the intense previous use of the area with numerous buried utility services and the technical means of construction to be used are very similar. Despite this fact, great attention will have to be paid in the subsequent construction stages even to detailed checking of the proposed technical solution and its details. A separate problem is the task to define the works organisation with respect to the necessity of maintaining at least partial traffic on the Trunk Road.

STATE OF PREPARATION

The currently completed study of the solution for the reduction of traffic flow on the North-West Trunk Road has passed the commenting proceedings in individual municipal districts and at respective governmental agencies. The construction work on the North-South Trunk Road itself can commence only after the western half of the City Circle Road is completely opened to traffic, which means after the completion of the Circle Road section between Malovanka and Pelc Tyrolka, containing the Blanka complex of tunnels, which is currently under construction. The western part of the City Circle Road will provide an alternative to the main transport route through the city in the north-south direction. Once completed, the entire City Circle Road will become a protective alternative road around the wider centre of the city, thus it will be possible to significantly reduce transit traffic through the centre, including the traffic on the existing Trunk Road. When the significant portion of the high-level road system in Prague is completed, it will be possible to implement even other traffic regulation elements, such as for example toll collection, with the aim of further reducing traffic flow not only in the central part of Prague.

The work on reducing traffic flow on the Trunk Road could be carried out in 2012–2015 at the earliest. However, activities of “ecological initiatives”, political bickering among politicians at both local and also governmental levels and, at last but not least, cuts in the public investment funding owing to the economic recession will certainly make a dubious contribution even to this project.

The designing stage and subsequent implementation of the project solving the reduction of traffic flow on the North-Southern Road are even coordinated with other important project concepts planned for the surroundings, such as the reconstruction of both buildings of the National Museum including the creation of an underground connecting route, changes in Wenceslas Square with the development of underground parking garages under the square, the reconstruction and modernisation of Praha Hlavní Nádraží station and construction of rail tracks for the Prague Diametrical System and, at last but not least, even with the reconstruction of Vrchlický Park and building structures in front of the Vinohrady tunnels portal.

The anticipated investment costs of the 1st stage will reach roughly CZK 2.0–2.5 billion; the construction work period should not exceed 2 years. The investment means will be provided by the State Fund for Transport Infrastructure.

CONCLUSION

The proposed solution to the North-South Trunk Road in Prague comprising tunnels makes it possible to meet to the widest possible extent the sometimes even partially contradicting requirements for reducing traffic flow in the central area of the city, maintaining the road carrying capacity and, at the same time, improving resident

Investiční prostředky poskytne státní fond dopravní infrastruktury.

ZÁVĚR

Navržené tunelové řešení Severojižní magistrály v Praze umožňuje v nejširší míře splnit někdy i částečně protichůdné požadavky na zklidnění v centrální oblasti města, zachování dopravní propustnosti a zároveň zlepšení obsluhy území. Řešení umožní rehabilitovat okolí Národního muzea, tj. zklidnit prostor před a za muzeem, zlepšit životní prostředí přilehlého území města, zejména navazujícího úseku Wilsonovy ulice, Mezibranské ulice a Čelakovského sadů. Po realizaci tunelu vznikne přímé pěší spojení mezi Václavským náměstím a Vinohrady a mezi celoměstsky významnými budovami, které jsou dosud odříznuty magistrálou. Realizace tunelu je i vstupní podmínkou pro zamýšlenou obnovu tramvajového spojení mezi Vinohrady a Novým Městem.

Návrh splňuje požadavky na urbanistické dotvoření území a navýšení ploch zeleně v území. S ohledem na požadavek Prahy 2 byl návrh koncipován do technicko-stavebního řešení respektujícího možné budoucí úplné oddělení magistrály od uličního prostoru v celé Praze 2. Pro tyto potřeby je navrženo výhledově tunelové prodloužení tunelů pod zástavbou až k Nuselskému mostu.

Zklidnění Severojižní magistrály s tunelem Muzeum je jedním z neaktuálnějších dopravně-urbanistických úkolů v hlavním městě, kde popsané řešení představuje pouze jednu dílčí část v oblasti procházející bezprostředně centrem Prahy. Tato část zklidnění musí zapadnout do koncepce zklidnění celé Severojižní magistrály, resp. celého prostoru uvnitř městského okruhu, která bude bezprostředně navazovat i v souladu s požadavky jednotlivých dotčených městských částí, kterými magistrála prochází.

*ING. PAVEL ŠOUREK, pavel.sourek@satra.cz,
SATRA, spol. s r. o.*

Recenzoval: doc. Dr. Ing. Jan Pruška

traffic in the area. Owing to the above-mentioned solution, it will be possible to rehabilitate the surroundings of the National Museum, namely to reduce traffic in front of and behind the Museum, improve the environment in the adjacent area of the city, first of all the neighbouring section of Wilsonova Street, Mezibranská Street and Čelakovský Park. When the tunnel construction is finished, direct connection will originate between Wenceslas Square and Vinohrady and among buildings significant in the context of the entire city, which have been cut off by the Trunk Road till now. In addition, the construction of the tunnel is a precondition for the planned renewal of tramline connection between Vinohrady and the Prague New Town.

The proposal satisfies requirements for improving the urban structure in the area and increasing the extent of green areas in the location. Taking into consideration a requirement of the municipal district of Prague 2, the draft was incorporated into a structural design making the complete separation of the Trunk Road from streets throughout Prague 2 possible. For this reason an extension of the tunnels is proposed to lead under existing buildings up to the Nusle Bridge in the future.

The reduction of traffic flow on the North-South Trunk Road including the Museum tunnel is one of the most topical land-use and transportation tasks in the capital, where the above-described solution represents only one partial component in the area running directly through the centre of Prague. This section where the traffic flow is to be reduced must fit in the concept of reducing traffic flow on the entire North-South Trunk Road, or in the entire space framed by the City Circle Road, which will immediately follow, even in compliance with requirements of individual municipal district which are affected by the passage of the Trunk Road.

*ING. PAVEL ŠOUREK, pavel.sourek@satra.cz,
SATRA, spol. s r. o.*

inzerce

SATRA, spol. s r. o.
Sokolská 32, 120 00 Praha 2
CZECH REPUBLIC

T +420 296 337 111 F +420 296 337 100 E satra@satra.cz
www.satra.cz



design, consulting and engineering services

STAVBA KARVINÁ – ROZŠÍŘENÍ KANALIZACE

KARVINÁ SEWERAGE EXPANSION

ADAM LUBOJACKÝ, PETR SZOTKOWSKI, ALOIS KVĚTÁK

ÚVOD

Město Karviná má 66 500 obyvatel. Ve městě existuje neúplná kanalizační síť napojená na v současné době modernizovanou čistírnu odpadních vod – ČOV s kapacitou 88 000 ekvivalentních obyvatel. Stávající kanalizační síť byla silně hydraulicky přetížená.

Kanalizační systém ve městě Karviná byl řešen jako jednotná kanalizace, která společně odváděla splaškové a dešťové vody z městské zástavby do ČOV Karviná, kde tyto splaškové a dešťové odpadní vody byly čištěny na přijatelnou úroveň.

Záměrem vybudování nové sítě kanalizačního sběrače bylo posílení kapacity nynější kanalizace. Při velkých dešťových průtocích v již zmiňovaných zónách docházelo k nedostatečnému odvedení odpadních vod, což způsobovalo záplavy a škody na majetku.

Z tohoto důvodu se v rámci samostatné stavby prováděla výstavba nového sběrače „C“, který má odlehčovat hydraulické přetížení sběračů městské kanalizace a zlepšit tak odtokové poměry v kanalizační síti uvnitř města. Vybudovaný sběrač „C“ znamená rozšíření stokového systému ve městě Karviná a zlepšení odvádění odpadních vod ze spádové oblasti.

CELKOVÁ KONCEPCE ŘEŠENÍ ODVODNĚNÍ

Výstavba tohoto plánovaného kanalizačního sběrače „C“ byla rozdělena v zásadě do tří samostatných částí – etap.

1. etapa – zahrnuje spodní a střední část sběrače a jeho napojení do ČOV Karviná. Tento úsek stoky byl podmiňující stavbou pro další rozvoj stokové kanalizační sítě ve městě Karviná. Tato 1. etapa je pak rozčleněna na tři samostatné projekty tvořící skupinu staveb.

Část „A1“ – propojení – představuje úsek odlehčovací trasy do vodoteče a připojení odpadních vod na ČOV.

Část „A2“ – přítok – představuje hlavní část řešeného úseku sběrače.

Část „B“ – odtok – představuje úpravu současného otevřeného koryta jako odtok z ČOV.

2. etapa a 3. etapa – zahrnují horní část sběrače, který bude veden až do okrajových částí města. Tato část zatím není blíže rozpracována. Předpokládá se, že bude realizována postupně po jednotlivých úsecích v závislosti na možnostech města Karviná.

Celá stavba Karviná – Rozšíření kanalizace byla prováděna dle projektové dokumentace zpracované firmou HYDROPROJEKT CZ, a. s., OZ Ostrava. Investorem stavby bylo město Karviná a dozorem investora sdružení firem VOD-KA, ČECH-ENGINEERING a TECHNO-PROJEKT. Na realizaci stavebních prací se podílely stavební firmy ve sdružení TCHAS, VOKD a OHL ŽS.

Z výše uvedených důvodů bylo navrženo vybudovat nový kanalizační sběrač „C“, který v budoucnu uvolní přetíženou stokovou kanalizační síť v centru města. Rovněž tak v rámci tohoto řešení bylo navrženo zřízení retenčních dešťových zdrží. Tím se vytvořil prostor pro akumulaci přívalových dešťových vod, což opět umožňuje snížit průtočný profil nově navrhované kanalizace.

STAVBA 01 – KARVINÁ – ROZŠÍŘENÍ KANALIZACE, ČÁST 1, ÚSEK B

Stavba části B má věcnou a časovou návaznost se stavbami Kanalizačního sběrače C, 1. etapa – část A1, část A2 a musí být dokončena před jejich uvedením do provozu.

Iniciovala nutnost zvýšení kapacity stávající rýhy mezi ČOV a řekou Olší z dnešních 13,0 m³/s na návrhových 18,96 m³/s.

INTRODUCTION

The town of Karviná has the population of 66,500. There is an incomplete sewerage network in the town. It is connected to a wastewater treatment plant with the capacity for population equivalent of 88,000, which is currently being upgraded. The existing sewerage network has been heavily hydraulically overloaded.

The sewerage system in the town of Karviná was solved as combined sewerage. It disposed sewage together with storm water from the urban setting to Karviná WTP, where the sewage with storm water was treated to reach a socially acceptable degree of cleanness.

The objective of the project for developing a new trunk sewer and a network around it was to increase the capacity of the existing sewerage. At large storm flows in the above-mentioned zones the sewage evacuation capacity was insufficient, causing inundation and property damage.

This was the reason why the construction of a new trunk sewer, Sewer C, was carried out in the framework of an independent project. It was designed to relieve the hydraulic overloading of urban trunk sewers, thus to improve discharge conditions in the sewerage network inside the town. The completed Trunk Sewer C means the expansion of the sewerage system in the town of Karviná and improvement of evacuation of sewerage water from the catchment area.

OVERALL CONCEPT OF THE DRAINAGE SYSTEM

The construction of Trunk Sewer C being planned was divided, in principle, into three separate parts – stages.

Stage 1 – consisting of the downstream and central sections of the sewer and the connection of the sewer to the Karviná WTP. This sewer section was prerequisite for further developing the sewerage network in the town of Karviná. This Stage 1 is sub-divided into three separate projects, forming a group of structures.

Part A1 – the interconnection – comprising a section of the relief pipeline to a watercourse and the connection of the line carrying sewage to the WTP.

Part A2 – the inflow – representing the main part of the trunk sewer section being designed.

Part B – the outflow – representing the reconstruction of the existing open channel serving as an outflow from the WTP.

Stage 2 and Stage 3 – comprising the upstream section of the trunk sewer; they will lead up to the outskirts of the town. Details of this part of the project have not been worked out yet. It is expected that it will be developed step by step, in individual sections, depending on possibilities of the municipality of Karviná.



Obr. 1 Celková situace stavby Karviná – Rozšíření kanalizace
Fig. 1 General layout of the Karviná Sewerage Expansion project



Obr. 2 SO 01 Sanace břehu karvinského potoka (foto Ing. Petr Szotkowski)
Fig. 2 SO 01 The Karviná brook bank regulation (Photo courtesy of Ing. Petr Szotkowski)

Stavební řešení je navrženo prohloubením i částečným rozšířením dolního úseku potoka v úseku řeka Olše až po napojení Železárenského potoka a rýhy odpadu ČOV v celkové délce 1255,2 m a v úseku rýhy potoka podél ul. Staroměstské až po bývalé odlehčení Olšanského náhonu nad ČOV v celkové délce 790 m.

STAVBA 02 – KARVINÁ – KANALIZAČNÍ SBĚRAČ „C“, 1. ETAPA, ÚSEK „A1“

Pro tuto část byla navržena nová odlehčovací komora „OK1C“, připojení stávajícího sběrače „A“ do této komory, připojení nového sběrače „C“ – úsek „A2“ do této komory, vybudování připojení do ČOV Karviná – vlastní sběrač „C–část A1“ včetně vybudování nové odlehčovací stoky „OS1C“ do přílehlého recipientu – do otevřeného koryta odtoku ze stávající ČOV a následně do řeky Olše.

Nově navrhovaná kanalizační stoka se realizovala ze sklolaminátových trub HOBAS v otevřeném výkopu, uložených do pískového sedla a s pískovým obsypem. Použitý typ trub HOBAS se užívá v níže uvedených průměrech s tuhostí SN 10 000.

STAVBA 03 – KARVINÁ – REKONSTRUKCE STARÉ ČOV NA DEŠŤOVÉ ZDRŽE

Stavba dešťové zdrže (DZ) je navržena na místě původních usazovacích nádrží ve staré čistírně odpadních vod (ČOV) v Karviné. Stará ČOV je již mimo provoz a této lokality se využilo pro výstavbu DZ, která na nové ČOV Karviná chybí. Jedná se o stavbu ekologického charakteru, která svým zprovozněním zkvalitnila čištění odpadních vod z kanalizačního systému města Karviná. Dešťová zdrž slouží a bude sloužit pro akumulaci části dešťových odpadních vod a pak k řízenému přečerpávání do nové ČOV. DZ bude jako retenční neprůtočná na vedlejší směr mimo hlavní přítokovou stoku, na odtoku z nové odlehčovací komory OK1C.

STAVBA 04 – STOKA C – 1. ETAPA, ÚSEK A2

Geologické poměry

Provedený geologický průzkum ukázal na složité geologické poměry a na rychlé střídání jednotlivých typů zemín v trase plánovaného sběrače. V trase sběrače se střídají vrstvy jílovité, písčité a šterkovité. Ražba místy procházela vrstvami zvodnělých šterkopísků, proto bylo nutné počítat s nebezpečím větších přítoků vody do díla a v nepříznivém případě s vytékáním písků. Celá délka projektované trasy byla silně ovlivňována podzemní vodou, která měla charakter mírně napjaté vody. Před vlastním prováděním bylo nutné tento stav změnit dostatečným čerpáním podzemních vod zejména v místech, kde je nebezpečí ztekuení písků.

Ražba pomocí ISEKI TCC 1520

Kanalizační sběrač C od šachty Š2 po Š20 o délce 1958 m se prováděl bezvýkopovou technologií – mikrotuneláží pomocí stroje ISEKI TCC 1520. Technologie mikrotuneláže spočívá v narušení zeminy speciálním rozrušovacím hlavou o stejném vnějším profilu, jako je vnější profil zatlačovaného potrubí. Narušená zemina se vyplavuje prostřednictvím tlakově vhněně jílové suspenze do prostoru čela rozrušovací hlavy a následně odčerpává mimo těžný prostor a mimo výkop.

The entire Karviná Sewerage Expansion Project was implemented in compliance with a design carried out by HYDROPROJEKT CZ, a. s., OZ Ostrava. The client was the Municipality of Karviná and the client's supervision was performed by a group of companies consisting of VOD-KA, ČECH-ENGINEERING and TECHNOPROJEKT. The construction was carried out by a consortium of contractors consisting of TCHAS, VOKD and OHL ŽS.

The New Trunk Sewer C project was developed for the above-mentioned reasons, to relieve the overloaded sewerage network in the centre of the town. The development of stormwater retention basins was also designed within the framework of this project. Thus a space for accumulation of storm water was created and, as a result, it was possible to reduce the flow cross section of the newly designed sewer.

CONSTRUCTION LOT 01 – PART 1, SECTION B OF THE KARVINÁ SEWERAGE EXTENSION PROJECT

The construction of Part B is related objectively and in terms of time to the Stage 1 – parts A1 and A2 construction lots of Trunk Sewer C. It must be completed prior to the commissioning of these parts.

It brought about the necessity for increasing the capacity of the existing trench between the WTP and the Olše River from today's 13.0 m³/s to the design value of 18.96 m³/s.

The design solution proposes deepening and partial widening of the downstream section of the brook, i.e. the 1255.2m long section between the Olše River and the connection of the Železárenský Brook and the WTP outlet trench, and the 790m long section of the brook along Staroměstská Street up to a former upstream the WTP.

CONSTRUCTION LOT 02 – KARVINÁ TRUNK SEWER C, STAGE 1, SECTION A1

The design for this part comprises a new relief chamber, OK1C, the connection of the existing Trunk Sewer A to this chamber, the connection of the new Trunk Sewer C – section A2 to this chamber, building the connection to Karviná WTP – the Trunk Sewer C-part A1 itself to this chamber including the construction of the new OS1C relief canal to the adjacent recipient – the open channel of the outflow from the existing WTP and then to the Olše River.

The newly designed trunk sewer was built in an open trench using HOBAS glassfibre reinforced plastic tubes, which were laid to a sand bed and covered with sand padding. The below-mentioned diameters of the HOBAS type of tubes were designed, with SN 10,000 rigidity.

CONSTRUCTION LOT 03 – KARVINÁ – RECONSTRUCTION OF AN OLD WTP TO STORMWATER RETENTION BASINS

The construction of the stormwater retention basin (SRB) is designed for the location of original settling tanks at the old wastewater treatment plant (WTP) in Karviná. The operation of the old WTP has been terminated; the location was used for the construction of a retention basin, which is needed at the new Karviná WTP. It is an ecological construction which, through its operation, has improved quality of the treatment of sewage coming from the Karviná municipality sewerage system. The retention basin has served and will accumulate a proportion of storm water, which will be subsequently pumped in a controlled manner to the new WTP. The SRB will be of the terminal type, on a branch outside the main inflow sewer, on the outflow from the new relief chamber OK1C.

CONSTRUCTION LOT 04 – TRUNK SEWER C – STAGE 1, SECTION A2

Geological conditions

The completed geological survey showed complicated geological conditions and quick alternation of individual ground types on the route of the trunk sewer being planned. Clayey, sandy and gravelly layers alternate along the trunk sewer route. The excavation locally passed through water-bearing gravel-sand layers. It was therefore necessary to count with the danger of larger inflows into the excavation, with sands flowing in an unfavourable case. The entire length of the route being designed was significantly affected by ground water, having a character of moderately confined water. This condition had to be changed prior to the construction by means of adequate pumping of ground water, first of all in the locations where the danger of liquefaction of sands existed.

Excavation using an ISEKI TCC 1520

Trunk Sewer C section between manholes Š2 and Š20, 1958m long, was built using a trenchless technique – microtunnelling by means of an ISEKI TCC 1520 machine. The principle of the microtunnelling technique is that



Obr. 3 SO 03 Dešťová zdrž DZ č. 2 (foto Ing. Adam Lubojacký)
Fig. 3 SO 03 The stormwater retention basin, SRB 2 (Photo courtesy of Ing. Adam Lubojacký)

Původně byly pro ražbu navrženy železobetonové nebo kameninové roury. Pro první úsek Š2–Š3 byly použity kameninové roury DN 1400 o délce 2 m. Tento úsek délky 85 m byl vyražen s průměrným denním postupem 8 m. Z důvodu vzniklých problémů souvisejících s dodávkou kameninového potrubí došlo k náhradě za sklolaminátové potrubí HOBAS DN 1400 délky 3 m. Výhoda těchto rour spočívala zejména v jejich nízké hmotnosti, a tím i snadnější manipulaci.

Ražba probíhala ve šterkových až šterkopísčitých vrstvách s průměrnou rychlostí 15 m za den, maximální dosažený postup byl 24 m za den. Nejdelší ražený úsek měl 201 m, což vedlo k obavám z možnosti deformace potrubí, které má garantovanou odolnost vůči tlaku 160 kg/cm², což přibližně odpovídá tlaku 600 t. Uvažovalo se o možnosti využití mezitlačné stanice, díky které se snižuje tlak vyvozovaný na potrubí. Nakonec byl úsek vyražen s jednou tlačnou stanicí a největší naměřené tlaky vyvozované na potrubí dosahovaly hodnot 130 kg/cm² (přibližně 500 t), a to ve staničení 190–201 m.

Těžní jámy

Pažení těžních jam bylo navrženo v horizontálních rámech z profilových tyčí I, s pažením pažinami UNION 908/3 nebo ze štetovnicových stěn z larsen IIIIn. Z důvodu silného ovlivnění stavby podzemní vodou bylo pažení všech těžních jam provedeno ze štetovnicových stěn IIIIn. Kromě podzemní vody bylo dalším velkým problémem při výstavbě této trasy sběrače umístění těžních jam, které se nacházely velmi často v bezprostřední blízkosti stavebních objektů, zejména garáží. Proto zde bylo nutné provést zajištění základů těchto objektů pomocí injektáží.

STAVBA 05 – DEŠŤOVÁ ZDRŽ DZ Č. 1

Tato zdrž slouží a v budoucnu bude sloužit k akumulaci dešťových a odpadních vod a následně k jejich rovnoměrnému řízenému a opožděnému vypouštění do městské kanalizace. Má tedy za úkol vyřešit problematiku nedostatečné kapacity odvedení dešťových, povrchových a odpadních vod stávající městskou kanalizací z městské zástavby, konkrétně nedostatečnou hydraulickou kapacitou současných sběračů „B“ a „G“ městské kanalizace Karviná.

Rozměry zdrže: dl. x š x hl. = 24,5 m x 9,3 m x 5,8 m;
objem 700 m³.

Stavba započala koncem dubna roku 2008 zapažením pracovní stavební jámy pomocí larsenových štetovnic typu IIIIn o délce 12 m.

První problémy nastaly při beranění jižní stěny DZ č. 1, kde došlo k naražení na ocelové potrubí, které nebylo řešeno projektovou dokumentací. Zhotovitel tedy musel provést vrtnou sondu a indikaci na výskyt plynu a následně potrubí o průměru 300 mm demontovat. Tento problém nastal při beranění štetových stěn a při výkopových pracích ještě několikrát.

Před zahájením pažení jižní stěny DZ č. 1 byla provedena kopaná sonda, kterou bylo zjištěno, že zatrubněný železárenský potok zasahuje do prostoru DZ č. 1. Bylo provedeno skutečné zaměření potoka a následně vypracována projektová dokumentace. Poté byly započaty práce na pažení stěn stavební jámy, jejich stabilizace pomocí ocelových převázek a provedení zakotvení převázek pomocí ocelových tyčí TITAN 40/16 a TITAN 52/26 s roztečí 1,6 m technologií Monojet.

ground is disintegrated by a special head with the outer diameter identical with the outer diameter of the tubes to be jacked. The disintegrated ground is washed away by clayey suspension which is forced under pressure to the cutterhead space and subsequently is pumped outside the space being excavated and outside the tunnel.

Reinforced concrete or clay tubes were originally designed for the driving. Clay tubes DN 1400mm, 2m long were used for the first section between manholes Š2–Š3. This 85m long section was driven at an average advance rate of 8m per day. Because of the problems with supplies of the clay tubes which had been encountered, the clay tubes were replaced by 3m long HOBAS DN 1400 glassfibre reinforced plastic tubes. The benefit of these tubes was, first of all, the low weight, therefore also easier handling.

The excavation ran through gravel or gravel-sand layers, at an average advance rate of 15m per day; the peak advance rate achieved was 24m per day. The longest driven section was 201m. This length raised fears that the tubes with the guaranteed resistance against pressure of 160kg/cm², corresponding to a pressure of 600t, could be deformed. The use of an intermediate jacking station was considered with the aim of reducing the pressure on the tubes. Eventually, the section was driven from one jacking station. The highest measured pressures exerted on the pipeline reached 130 kg/cm² (roughly 500 t), at chainage 190–201m.

Hoisting shafts

The design for the support of hoisting shafts comprised horizontal H-section frames with UNION 908/3 lagging or LARSEN IIIIn sheetpile walls. Because of the great effect of ground water on the construction, sheetpile walls IIIIn were used for the support of nearly all hoisting shafts. Apart from ground water, there was another significant problem encountered during the construction of this trunk sewer section: the hoisting shafts were often located in close proximity of structures, first of all parking garages. Foundations of such structures had to be stabilised by means of grouting.

CONSTRUCTION LOT 05 – STORMWATER BASIN SRB 1

This basin serves and will serve in the future to accumulate storm water and sewerage water and, subsequently, discharge it to the sewerage system with a delay, in an even manner. It is designed to solve the problem of the insufficient capacity of evacuating storm water, surface water and sewerage water from the urban setting through the existing municipal sewerage system. This problem is the result of insufficient hydraulic capacity of existing Trunk Sewers B and G of the Karviná sewerage system.

Basin dimensions: length x width x depth = 24.5m x 9.3m x 5.8m;
volume 700 m³.

The construction work started at the end of April 2008 by installing the support of the construction pit using 12m long LARSEN IIIIn sheet piles.

First problems occurred during the driving of the southern sheet pile wall of SRB 1, where a steel pipeline was hit. Nobody had known about the pipeline and no owner was found. The contractor therefore had to carry out a borehole, test the pipeline on occurrence of gas and then remove the 300mm diameter pipeline. This problem was several times repeated during the sheet pile driving and during the excavation.

A trial hole was dug before commencing of the work on the sheet pile wall on the southern side of SRB 1. It was found that the culverted Železárenský



Obr. 4 SO 04 Ražba kanalizačního sběrače „C“ pomocí ISEKI DN 1400 (foto Ing. Petr Szotkowski)

Fig. 4 SO 04 Driving Trunk Sewer C by an ISEKI DN 1400 (Photo courtesy Ing. Petr Szotkowski)



Obr. 5 SO 06 Armování definitivní konstrukce SŠ 3 (foto Ing. Petr Szotkowski)

Fig. 5 SO 06 Backdrop manhole SŠ 3 - placing of reinforcement (Photo courtesy Ing. Petr Szotkowski)

Kotvy byly vrtány přes ocelové štetovnice ve dvou výškových úrovních podle projektové dokumentace a injektovány pomocí cementové směsi. Předepnutí kotev bylo provedeno silou 200 kN. Po úspěšném zapažení stavební jámy se musela odtěžit zemina z výkopu pro samotnou konstrukci dešťové zdrže. Tyto práce taktéž nebyly lehkým úkolem, z důvodu velké hloubky a neustálého přítoku hladiny spodní vody.

Samotná konstrukce DZ č. 1 byla provedena z vodostavebního betonu třídy C 30/37 XA2 s vázanou ocelovou výztuží. Celá konstrukce dešťové zdrže je chráněna před průsaky spodní vody a agresivním účinkům podzemní vody nátěrem Np a izolací tvořenou asfaltovaným modifikovaným pásem. Tlakové a komplexní zkoušky už byly „pouhou“ pomyslnou třesinkou na dortu – dopadly přesně podle EN a ČSN.

STAVBA 06 – KOLEKTOR ALFA

V úseku o délce 424 m muselo být zhotoveno 7 těžních šachet, které dosahovaly vzhledem ke spádovým poměrům hloubek až 8 m. Kanalizační sběrač se v tomto úseku stavby dostává do hloubek 5 až 6 m pod povrch. Kolektor Alfa se nachází v městském parku, podél a pod hlavní třídou 17. listopadu, pod ulicí Poštovní, ale hlavně v blízkosti několika významných budov v centru města. Z těchto důvodů byla zvolena bezvýkopová metoda mikrotunelování.

Geologické poměry

Z výsledků geologického průzkumu vyplynulo, že území je situováno do soustavy Západních Karpat, na hranici s Českým masivem. Převládajícím geologickým prostředím v trase bezvýkopové technologie budou hrubozrnné štěrky silně nasycené podzemní vodou.

Ražba pomocí stroje ISEKI TCC Unclemole

Hlavní projektant Hydroprojekt Ostrava rozdělil nově budovaný kolektor na šest částí, které jsou rozděleny stavebními jámami Ša1 až Ša7. Jámy Ša1, Ša2, Ša3 a Ša4 byly prováděny s příloženým pažením Union, zbylé tři jámy pomocí pažení štětového larsen IIIIn.

Po vyhodnocení prvních zkušeností s prostředím a na základě možností byla zvolena technologie mikrotunelování pomocí stroje ISEKI TCC Unclemole. Stroj pracoval s keramickými rourami typu CreaDig od firmy Keramo Steinzeug o průměru DN 1000 mm a vnějším průměru 1280 mm. Postupy při mikrotunelování se pohybovaly mezi

Brook extended to the SRB 1 space. The actual position of the brook was surveyed and a new design was carried out. The subsequently started work comprised the installation of the other sheet pile walls, steel walers and anchoring of the walers by TITAN 40/16 and TITAN 52/26 steel rods, installed at 1.6m spacing, using the Monojet technology. The drilling for the anchors passed through the steel sheet piles at two levels, depending on the design. They were grouted by cementitious grout. The anchor pre-tensioning force was 200kN. When the excavation pit support had been completed, soil had to be excavated and removed from the pit for the stormwater basin structure itself. Nor these operations were an easy task owing to the great depth and incessant inflow of ground water.

The SRB 1 structure itself was built in C 30/37 XA2 concrete with tie-up reinforcement. The whole stormwater basin structure is protected against ground water seepage and corrosive effects of ground water by a priming coat and a damp-proof course formed by modified asphalt sheets. Pressure tests and complex tests became a reward for the builders – their results exactly complied with requirements of European and Czech standards.

CONSTRUCTION LOT 06 – ALFA UTILITY TUNNEL

Seven hoisting shafts had to be provided in the 424m long section. Because of the longitudinal gradient, the shafts reached depths up to 8m. In this section, the trunk sewer gets to depths of 5 to 6m under the surface. Alfa Utility Tunnel is found in an urban park, runs alongside and under 17. Listopadu Street, under Poštovní Street and, first of all, in proximity of several important buildings in the centre of the town. For that reason a trenchless excavation method was selected, the microtunnelling.

Geological conditions

It followed from the results of the geological survey that the area is situated in the Western Carpathians mountain system, on the border with the Czech Massif. Coarse-grained gravels, heavily saturated with ground water, will form the prevailing geological environment along the trenchless excavation route.

Driving by means of an ISEKI TCC Unclemole

The main consulting engineer, Hydroprojekt Ostrava, divided the newly built utility tunnel into six sections. Construction pits Ša1 through Ša7 form the borders between the sections. Construction pits Ša1, Ša2, Ša3 and Ša4 were braced by UNION sheeting, while LARSEN IIIIn sheet piles were used at the remaining three pits.

When the assessment of the first experiences with the environment had been finished, and on the basis of the options, the microtunnelling technique using an ISEKI TCC Unclemole machine was chosen. The machine worked with DN 1000mm CreaDig ceramic pipes (manufactured by Keramo Steinzeug) with the outer diameter of 1280mm. The microtunnelling advance rates varied between 6m and 14m per 24 hours. All of the above-mentioned sections were completed within accuracy on line of +/- 20mm, which was sufficient in terms of the quality required.

When the microtunnelled section had been completed, the work on final structures of the future inspection manholes started. The sewerage in this section is already fully functional and the park around 17. Listopadu Street is operating normally, as it had been before the beginning of the construction.

CONSTRUCTION LOT 07 – TRIMMING OF THE OLŠINY BROOK ALONGSIDE SVATOLPLUKA ČECHA STREET

The construction comprised trimming and stabilisation of the Olšany lead canal within the section running along Svatopluka Čecha Street and alongside the national road between Karviná and Bohumín and Staroměstská and Olšiny Streets. The terrain configuration was very unfavourable in the area of operations because of the fact that the surface is very flat, smooth, with minimum inclination. The area of operations was interrupted by artificial obstacles, such as road embankments, which prevented free outflow of surface water, first of all during higher water level states and floods.

CONSTRUCTION LOT 08 – TRUNK SEWER C, PART 2, SECTION A

The construction is found in Karviná-Mizerov location; the prevailing part is located in Dubina forest park, running along a local stream.

The construction work on the new sewerage network started in January 2008 by excavating the tunnel for the Trunk Sewer C, Part 2, Section A. This structure was divided into 4 independent parts, of which the structure SO 04 between hoisting shafts TŠ 25 – TŠ 30 is built by VOKD, a. s. This section is located in Dubina forest park, in close proximity of the Fryštácký Brook. The driving of this 345m long section was completed at the beginning of August; the advance rate reached 3.0m per day. The driving was carried out

6 a 14 m za 24 hodin. Všechny výše popsané úseky byly provedeny s přesností +/- 20 mm na niveletě, což je dostačující v požadované kvalitě.

Po dokončení mikrotunelovací části bylo přistoupeno k budování definitivních konstrukcí budoucích revizních šachet. Kanalizace v tomto úseku je již plně funkční a v parku okolo třídy 17. listopadu je již normální provoz jako před zahájením stavby.

STAVBA 07 – ÚPRAVA OLŠANSKÉHO POTOKA PODÉL UL. SVATOPLUKA ČECHA

Stavba se zabývala úpravou a stabilizací koryta Olšanského náhonu v úseku vedeném podél ul. Svatopluka Čecha a podél st. silnice Karviná – Bohumín a ul. Staroměstská a ul. Olšiny. Konfigurace terénu byla v zájmovém území velmi nepříznivá, jelikož se jedná o území velmi ploché, rovinné s minimálními spády. Zájmové území bylo přerušováno umělými překážkami, jako jsou násypy silničních komunikací, které zabraňovaly volnému odtoku povrchových vod zejména při vyšších vodních stavech a povodních.

STAVBA 08 – KANALIZAČNÍ SBĚRAČ „C“, ČÁST 2, ÚSEK A

Stavba se nachází v lokalitě Karviná-Mizerov a její převážná část je umístěna v lesoparku Dubina – podél místní vodoteče.

V lednu 2008 byly zahájeny práce na budování nové kanalizační sítě, a to zahájením ražeb Kanalizačního sběrače „C“, část 2, úsek A. Tento objekt je rozdělen na 4 samostatné části, z toho SO 04 mezi těžními šachtami TŠ 25 – TŠ 30 provádí firma VOKD, a. s. Tento úsek je situován do oblasti lesoparku Dubina, v těsné blízkosti Fryštáckého potoka. Hotový vyražený úsek v celkové délce 345 m byl doražen začátkem měsíce srpna s denním postupem ražby 3,0 m. Ražba byla prováděna nemechanizovaným razičím štítem RŠ 2,56 o průměru 2560 mm. Na trase bylo vyhloubeno celkem 6 pomocných těžních šachet Š 25–Š 30. Hloubení těžních šachet nemohlo být prováděno současně s ražbou štoly z důvodu použití štetového pažení – z měření vlivu vibrací na čelbu díla bylo závodním stavby rozhodnuto, že práce na ražení štítové štoly budou pokračovat až po vyhloubení a vystrojení TŠ.

Práce byly zahájeny hloubením startovací šachty TŠ 27 na ulici Mizerovská. Vzhledem k předpokládané zvýšené hladině spodní vody bylo přistoupeno ke změně pažení těžních šachet pomocí pažnic UNION na pažení pomocí štetovic larsen IIIIn. Tato změna nakonec přinesla nejen rychlejší provedení těžních šachet, ale i bezproblémové dodržování bezpečnosti práce z důvodu velkých přítoků spodní vody.

Geologické poměry

Z výsledků geologických průzkumů vyplynulo, že ražba bude realizována v obtížných inženýrsko-geologických a hydrogeologických podmínkách většinou v souvrství glaciófluviálních a neogenních sedimentů, tvořených soudržnými prachovitými a písčitými jíly, s písčitými vložkami. Profil štítu procházel z velké části trasy ve vrstvách stabilních jílu, místy se objevily písčité nebo šterkové vrstvy.

Technické řešení

Ze startovací šachty TŠ 27 se započalo s ražbou štítové štoly pro budoucí sběrač ve směru k šachtici TŠ 28 pomocí razičho štítu ING 75 – RŠ 2,56 m. Ražba byla prováděna v nepřetržitém provozu z důvodu bezpečnosti práce a zkrácení času dokončení razičích prací. Při ražbě pomocí štítu byl denní postup ražby 3,0 m a zároveň bylo zabudováno 36 ks betonových segmentových dílů tybinků (klenáků) – ostění šachetní štoly. Při postupu čelby 3 m za den bylo vytěženo a odvezeno na řízenou skládku 48 t zeminy a horniny. Při ražbě štoly pomocí štítu se pracovníci potýkali dost často s geologickými poruchami, které způsobovaly zejména tekuté šterkopísky a výrony spodních vod takřka po celém obvodu čelby. Z důvodu velkého množství průsaků spodních vod byly projektantem navrženy injektážní práce. Každých 20 vyražených metrů se podle technologického postupu injektovala cementová a chemická směs.

Délky jednotlivých úseků:

TŠ 25 – TŠ 26	47,0 m
TŠ 26 – TŠ 27	89,0 m
TŠ 27 – TŠ 28	71,0 m
TŠ 28 – TŠ 29	73,0 m
TŠ 29 – TŠ 30	67,5 m

Dalším problémem při ražení v menších hloubkách v prostoru kolem TŠ 29, TŠ 27 a později TŠ 26 a TŠ 25 byly kořeny listnatých stromů. V některých úsecích v ražbě bránily velké balvany, které



Obr. 6 SO 08 Pohled do vyraženého kanalizačního sběrače „C“ pomocí štítu ING (foto Ing. Adam Lubojacký)

Fig. 6 SO 08 View down Trunk Sewer C, driven by an ING shield (Photo courtesy Ing. Adam Lubojacký)

using a 2560mm diameter non-mechanised shield RŠ 2.56. A total of 6 intermediate hoisting shafts, Š 25–Š 30, were sunk on the route. The hoisting shafts sinking operations could not be carried out simultaneously with driving the tunnel because of the use of the sheet piling support. Contractor's manager decided, on the basis of results of measurements of the impact of vibrations on the excavation face, that the shield driving would continue only when the hoisting shaft excavation and installation of the support was completed.

The operations started by sinking of launching shaft TŠ 27 in Mizerovská Street. The bracing of hoisting shafts by UNION sheet piles was changed, with respect to the anticipated increased ground water level, to LARSEN IIIIn sheet pile bracing. This change eventually resulted not only in quicker sinking of the hoisting shafts but also in trouble free complying with safety rules when large groundwater inflows were being encountered.

Geological conditions

It followed from results of geological surveys that the excavation would pass through difficult engineering geological and hydrogeological conditions, consisting mostly of series of strata of glaciófluviál and Neogene sediments formed by cohesive, silty and sandy clays with sandy interbeds. The tunnel profile passed through layers of stable clays along the majority of the route length; sandy or gravelly layers were locally encountered.

Technical solution

The shield driving of the tunnel for the future trunk sewer started from TŠ 27 launching shaft in the direction of TŠ 28 shaft, using an ING 75 – RŠ 2.56 m shield. The excavation was carried out in a continuous operation for the reasons of safety at work and reducing the excavation work time. The shield driving rate reached 3.0m per day, with 36 concrete lining segments installed. About 48 ton of the muck were excavated and transported to a controlled landfill at the daily advance rate of 3m. During the course of driving the tunnel, the mining crews had relatively frequently to cope with geological failures caused mainly by running gravel-sands and ground water striking from nearly entire face circumference. Because of the great number of leaks, the designer proposed injecting grout into the ground mass. According to the technological procedure, cementitious and chemical grout was injected every 20 metres of the excavation.

Lengths of individual sections:

TŠ 25 – TŠ 26	47.0 m
TŠ 26 – TŠ 27	89.0 m
TŠ 27 – TŠ 28	71.0 m
TŠ 28 – TŠ 29	73.0 m
TŠ 29 – TŠ 30	67.5 m

Another problem encountered during the course of the excavation at smaller depths in the area of TŠ 29, TŠ 27 and later TŠ 26 and TŠ 25 were roots of leafy trees. In some sections big boulders prevented the excavation. The crews had to remove them manually with pneumatic hammers to make the continuation of the shield driving possible.



Obr. 7 SO 09 Tlačná stanice protlaku – HOBAS DN 300 (foto Ing. Alois Kvěťák)

Fig. 7 SO 09 Thrust-jacking station - DN 300 HOBAS pipes (Photo courtesy Ing. Alois Kvěťák)

museli pracovníci ručně pomocí vzduchových kladiv odstranit, aby bylo možno razícím štítem pokračovat v ražbě štoly.

Po ukončení ražby z TŠ 27 do TŠ 30 se pokračovalo v ražbě z TŠ 27 po spádu k TŠ 26. Vzhledem k větším spádům byla navržena spádišťová šachta TŠ 26, takže po vyjetí z horní části TŠ 26 musel být razící štít převezen na TŠ 25. Z této těžší šachty TŠ 25 se znovu pokračovalo v ražbě směrem k TŠ 26, ale již dovrchně.

Po ukončení ražby štítové štoly bylo přistoupeno k samotnému vystrojování štoly pomocí kanalizačních rour PE-HD/PP DN 1400 UPOROL o jednotlivých délkách 6 m. Po popuštění potřebných kusů těchto rour a jejich rozmístění ve štolách se dnem upraveným betonovým potěrem musely jednotlivé roury mezi sebou propojit a zaaretovat pomocí ocelových rozpínek – ježků. Po provedení prohlídky správcem stavby se provádělo zaslepení obou konců potrubí a zazdění mezikruží plnými pálenými cihlami. Po zaslepení bylo provedeno zaplavení potrubí vodou do 1/3 výšky potrubí. Mezikruží bylo poté vyplněno pomocí cementopopílkové směsi CPS 2. Zalévání mezikruží bylo prováděno celkem na 4 úrovně, vždy s pracovní přestávkou 2 dny – do zavadnutí předchozí vrstvy. Na konci všech prací byly provedeny betonáže monolitických konstrukcí definitivních šachet a zásepové práce již hotových definitivních šachet.

Další části Kanalizačního sběrače C, části 2, úseku A byly prováděny jak stejnou technologií prací jako část č. 4 mezi SŠ 25 – SŠ 30, tj. ražba štítem a v ostatních částech mezi SŠ 15–SŠ 17 a SŠ 30–SŠ 81 byla kanalizace provedena v otevřeném výkopu.

STAVBA 09 – KANALIZACE KARVINÁ – RÁJ

Hlavní osa stavby je dána osou stokové sítě X a IX. Stavba byla provedena jako stavba liniová a postup výstavby probíhal od nejnižší šachty na stoce X (stávající) postupně proti spádu stoky a na stoce IX také od nejnižší šachty proti spádu stoky. Celková délka uloženého kanalizačního potrubí v oblasti Karviná Ráj je 4925,38 m v profilech DN 250 mm (materiál PP UR2) a DN 300 mm (materiál kamenina, resp. PP UR2). V předemné trase bylo na splaškové kanalizaci hlavního řádu vystrojeno 133 šachet DN 1000 mm a 17 šachet DN 400 mm. Na odbočkách bylo vystrojeno celkem 117 šachet DN 400 mm. Celkový počet kanalizačních šachet je tedy 191.

Mikrotuneláž na stoce X byla realizována od šachty Š5 až po šachtu Š17 v celkové délce 524,77 m s užitím kameniny DN 300 mm. Geologické poměry byly v oblasti Ráje příznivější než v oblasti Darkov. Přímé podloží tvoří miocenní spodnobadenké jíly. Jsou to převážně šedé, vápnité jíly, diageneticky až zpevněné jílovce s převážně tenkými laminami a čočkami jemnozrnných písků. Kvartérní pokryv tvoří glacialustrinní sedimenty (sedimenty dočasných jezer, jež se vytvořila před čely ledovce), jemnozrnné, soudržné zeminy povahy hlín a jílu. Uvedené geologické poměry byly pro mikrotuneláž výhodné a po dobu ražby – zatlačení nebyly shledány problémy, které by znemožnily či omezily technologickou a pracovní činnost. Rovněž při hloubení startovacích šachet nebyly registrovány problémy, jako tomu bylo na stavbě č. 10 – Darkov.

STAVBA 10 – KANALIZACE DARKOV

Stavba je opět stavbou liniovou a postup výstavby probíhal od nejnižšího místa, kterým je čerpací stanice postupně proti spádu stoky.

When the excavation from TŠ 27 to TŠ 30 had been finished, it continued from TŠ 27, on a down gradient, toward TŠ 26. Backdrop manhole TŠ 26 was designed taking into consideration the rather steep gradients. For that reason, when the shield had driven out of the upper part of TŠ 26, it had to be transported to TŠ 25. From this shaft it started the excavation again toward TŠ 26, this time inclined upwards.

The installation of 6m long PE-HD/PP DN 1400 UPOROL sewerage pipes commenced when the shield driving of the tunnel had been finished. When the lowering of required pipes and placing them on the tunnel bottom, provided with concrete screed, had been finished, individual pipes had to be joined together and locked in position by means of steel struts. Both ends of the pipeline were blinded after an inspection by the construction service engineer and the annulus between the pipe and the inner surface of the tunnel was bricked up with solid, burnt bricks. After the blinding, the pipeline was inundated up to 1/3 of its diameter. Then the annulus was backfilled by CPS 2 cinder concrete. The annulus backfilling process was divided into 4 stages, with 2-day working breaks – until the previous layer gained some strength. At the end of all operations, the cast-in-situ structures of the definite shafts were carried out and the completed definite shafts were backfilled.

Other parts of Trunk Sewer C, Part 2, Section A were built using the same technique as that applied to Part 4 between SŠ 25 – SŠ 30, i.e. shield driving. The other parts of the sewerage between SŠ 15–SŠ 17 and SŠ 30–SŠ 81 were carried out by the cut-and-cover method.

CONSTRUCTION LOT 09 – KARVINÁ RÁJ SEWERAGE

The main axis of the system is determined by the axis of sewerage network X and IX. This linear construction was carried out in a sequence starting from the lowest shaft on Trunk Sewer X (the existing sewer), proceeding upstream; Trunk Sewer IX was also constructed upstream from the lowest shaft. The total length of the pipeline installed in the area of Karviná Ráj is 4925.38m; profiles DN 250mm (PU UR2 material) and DN 300mm (stoneware or PP UR2) were used. The total of 133 manholes DN 1000mm and 17 manholes DN 400mm were built on the trunk sewer route in question, while 41 manholes DN 400mm were built on branch lines. The total number of sewerage manholes therefore reached 191.

The microtunnelling technique was applied to Trunk Sewer X from manhole Š5 to manhole Š17, at the total length of 524.77m, using stoneware pipes DN 300mm. Geological conditions in the Ráj area were more favourable than they were in the Darkov area. The immediate sub-base is formed by the Miocene lower Badenian Clays. They are mostly grey, calcareous clays up to solidified mudstone with mostly thin laminas and lenses of fine-grained sands. The Quaternary cover is consisted of glaciolacustrine sediments (evolved in temporary lakes which developed before front ends of glaciers), fine-grained, cohesive soils of the character of loams and clays. The above-mentioned geological conditions were suitable for the microtunnelling. No problems rendering the technological and working activities impossible or restricted were encountered during the excavation and pipe jacking. No problems similar to the problems experienced in construction lot 10 – Darkov were even encountered during the sinking of the launching shafts.

CONSTRUCTION LOT 10 – DARKOV SEWERAGE

Again, the construction is of the linear type, the construction sequence started from the lowest point, i.e. from the pumping station, step by step upstream. The main axis of the system is determined by the axis of Trunk Sewer A. It passes under Lázeňská Street roadway, from manhole Š1 to manhole Š22, at the total length of 784.71m. Stoneware pipes DN 400mm were jacked into the tunnel from the pumping station (PS) up to manhole Š11, at the total length of 387.93m; stoneware pipes DN 300mm at the total length of 276.18m were jacked in the Š11–Š19 section and UR 2 DN 300mm (Ultra Rib 2) pipes were placed in the trench between manholes Š19–Š22. There are 22 inspection manholes on the trunk sewer route. Six branch lines (A1 through A6) at the total length of 800.99m were gradually connected from side streets, using DN250 – DN400mm pipes (stoneware pipes DN 300 and DN 400mm and UR 2 pipes DN 250mm). There were 22 inspection manholes installed on individual branch lines.

The structure SO 02 comprised 452.73m of UR 2 DN 200mm pipes placed in trenches for individual branch lines and 82 inspection manholes DN 400mm built on the pipelines.

In total, 2038.43m of sewage pipes were installed and 126 inspection manholes were built in the Karviná-Darkov location.

Technical solution and the course of the construction works

From manhole Š1, the pipes were installed using the ISEKI microtunnelling method, jacking DN 400mm stoneware pipes. The ISEKI equipment was step by step lowered into individual launching shafts, which were provided at about 35-40m intervals. The launching shafts were, with respect to the dense

Hlavní osa stavby je dána osou stoky A a prochází pod komunikací ulice Lázeňská od šachty Š1 po šachtu Š22 v celkové délce 784,71 m. Od čerpací stanice (ČS) po šachtu Š11 bylo mikrotuneláží vtlačeno kameninové potrubí DN 400 mm v délce 387,93 m, v úseku Š11–Š19 bylo vtlačeno kameninové potrubí DN 300 mm v délce 276,18 m a v úseku Š19–Š22 bylo do výkopu uloženo potrubí UR 2 DN 300 mm (Ultra Rib 2). V páteřní kanalizaci je umístěno 22 revizních šachtic. V průběhu liniové stavby bylo z jednotlivých bočních ulic postupně napojeno 6 kanalizačních odboček A1 až A6 v celkové délce 800,99 m v průměru potrubí DN250 – DN400 mm v materiálu kamenina (DN300a DN400) a UR 2 (DN250 mm). Na jednotlivých odbočkách pak bylo zhotoveno 22 revizních šachet.

V rámci stavebního objektu SO 02 bylo v jednotlivých odbočkách uloženo do výkopu 452,73 m potrubí UR 2 DN 200 mm a zhotoveno 82 ks revizních šachet DN 400 mm.

Celkově pak bylo v lokalitě Karviná-Darkov uloženo 2038,43 m kanalizačního potrubí a vystrojeno 126 ks revizních šachet.

Technické řešení a průběh stavby

Od šachty Š1 bylo potrubí ukládáno mikrotuneláží metodou ISEKI se zatlačáním potrubí kamenivo v profilu DN 400 mm. Technologie strojního zařízení ISEKI byla postupně ukládána do jednotlivých startovacích jam vzdálených od sebe cca 35–40 m. Startovací jámy byly vzhledem k husté městské zástavbě hloubeny klasicky s mechanickým rozpojováním zemin, nakládáním bagry a s rámovou výztuží s hnanými pažnicemi UNION. Již při vlastním hloubení byla ověřena složitá geologie fluvialních a glaciogenních sedimentů řeky Olše v kombinaci s nadměrným přítokem spodních vod a jejich kolísající hladinou. Byly zastíženy fluvialní jemnozrnné zeminy, písčité zeminy, šterkové zeminy a submarinní (podmořské) jíly. Pokryvný útvar pak tvoří v rámci údolní nivy propustné fluvialní štěrky, resp. písky v mocnosti cca 4 m. Z geologického vývoje je zřejmá problematika vlastního hloubení s ohledem na množství čerpaných spodních vod, a tím vznikající následná sufoze v okolí hloubených šachet, což mělo za příčinu změnu předpokládaného koeficientu tření průvodních zemin na výztuži. V průběhu hloubení se tak projevovaly náznaky možné deformace výztuže. Jelikož se však jednalo o relativně mělké šachty, uvedené vlivy neměly zásadní vliv na postup prací.

Zcela zásadní problematiku bylo nutno řešit při vlastní mikrotuneláži, kdy razící hlava často narazila na cizorodý materiál v podobě především velkých valounů, jejichž procházení či odtlačení mělo za následek vychýlení tlačné hlavy z předpokládaného směru, a tím i vychýlení celého kanalizačního řadu. Jiným problémem z hlediska technologie mikrotuneláže byla přítomnost dřevité hmoty ať již rostlinného původu (kmeny, kořeny apod.), nebo se jednalo o dřevo stavební z bývalých vodních staveb. Přítomnost dřeva značně ovlivnila průchod a směr razícího orgánu. V poměru k rozsahu stavby docházelo k uvedeným kolizím poměrně často. Značná vychýlení razícího orgánu ze směru, ucpání výplachového systému nebo poruchy razící hlavy měly za následek nutnost odkopání havarovaného tlačného orgánu v místě kolize s nutností vyhloubení nové startovací jámy. Oprava poškozeného zařízení ve vztahu k dodacím lhůtám byla pro stavbu zatěžující a uvedené skutečnosti značně zatěžovaly ekonomiku stavby a docházelo k termínovým skluzům.

Na základě výše uvedených skutečností po projednání s generálním projektantem, správcem stavby a objednatelem přistoupil zhotovitel ke změně technologie z metody ISEKI na metodu zatlačení pomocí perforátoru PBA 150 v průměru DN 300 mm. Základem této metody řízeného protlaku je pilotní vrt, který je naváděn pomocí laseru s přesností 1‰. Tento pilotní předvrt o průměru náradí DN 100 mm byl zhotoven ze startovací jámy až do jámy koncové. Poté bylo do předvrtu nasazeno vrtací náradí protlaku s výpažnicí a předvrt byl rozšířen na konečný požadovaný průměr DN 300 mm. Tato metoda se ukázala být nejvhodnější v daných geologických podmínkách, jelikož jsou tyto speciální vrtné hlavy schopny provedení protlaků i v zemině tř. 5 a je zde možnost zatlačování různých druhů kanalizačních trub.

ZÁVĚR

V současné době je nově vybudovaná kanalizační síť města Karviná po závěrečných funkčních zkouškách a může být uvedena do plného provozu. Funkční zkoušky se prováděly po dílčích částech stavby a byly tou nejtěžší dílčí etapou celé výstavby Kanalizace Karviná.

ING. ADAM LUBOJACKÝ, lubojacky@vokd.cz,

ING. PETR SZOTKOWSKI, VOKD, a. s.,

ING. ALOIS KVĚTÁK, VOD-KA, s. r. o.

Recenzoval: Ing. Karel Franczyk, Ph.D.



Obr. 8 SO 10 Tlačná stanice protlaku – Kamenina DN 400 (foto Ing. Alois Kvěťák)
Fig. 8 SO 10 Thrust-jacking station – DN 400 stoneware pipes (Photo courtesy Ing. Alois Kvěťák)

urban development, sunk classically, with mechanical disintegration of ground, loading by excavators and the excavation support consisting of steel frames and UNION sheet pile forepoles. The difficult geology consisting of fluvial and glaciogenic sediments of the Olše River, combined with excessive inflows of ground water and the fluctuating water table level, was encountered from the very beginning, during the excavation itself. The excavation passed through fluvial, fine-grained soils, sandy soils, gravelly soils and submarine clays. The cover within the flood plain is formed by about 4m thick layers of permeable, fluvial gravels or sands. The shaft sinking problems are obvious if we take into consideration the geological sequence, resulting in the great volumes of ground water which had to be pumped, with the consequence of the piping phenomenon developing in the surroundings of the shafts being sunk. The piping resulted in a change in the anticipated coefficient of friction between the ground and the shaft lining. Indications of possible deformations of the lining appeared during the shaft sinking operations. Nevertheless, because the shafts were relatively shallow, the above-mentioned effects did not significantly influence the works progress.

Absolutely crucial problems had to be solved during the microtunnelling itself, where the cutterhead frequently hit a foreign matter, mainly in the form of large boulders. Passing through the boulders or pushing them aside resulted in the deviation of the cutterhead from the required direction. Thus the entire sewer deviated from the designed alignment. Another problem, from the aspect of microtunnelling technology, was the presence of wood matters, no matter whether of vegetable origin (tree trunks, roots etc.) or timber from past hydraulic works. The presence of wood significantly affected the passage and direction of the cutterhead. In proportion to the extent of the construction, the above-mentioned collisions occurred relatively very frequently. Considerable deviations of the cutterhead from the direction, plugging of the flushing system or the cutterhead defects resulted in the necessity for digging the shield out in a collision location and sinking a new launching shaft. Repairs of the damaged equipment were very burdensome for the construction as far as contract deadlines are concerned. The above-mentioned facts seriously weighed on the construction economics and caused delays to deadlines.

Taking into consideration the above-mentioned facts, after discussions with the general designer, the service engineer and the client, the contractor agreed that the ISEKI technique would be replaced by a pipe jacking technique using a DN 300mm diameter PBA 150 perforator. The fundamental element of this controlled jacking technique is a pilot borehole, which is guided by a laser to an accuracy of 1‰. This pilot pre-bore, carried out with a DN 100mm tool, was drilled from the launching shaft up to the receiving shaft. Then the remaining equipment with a casing was installed in the pre-bore and the pre-bore diameter was increased to the required final diameter of DN 300mm. This method proved to be the most suitable for the given geology because the special cutterheads were capable of jacking of pipes even through ground class 5 and it was possible to jack various types of sewerage pipes.

CONCLUSION

As of today, the newly built sewerage network in the town of Karviná has passed functional tests and can be brought into full service. The functional tests were carried out in individual parts of the construction. They were the most difficult stage of the entire Karviná Sewerage construction.

ING. ADAM LUBOJACKÝ, lubojacky@vokd.cz,

ING. PETR SZOTKOWSKI, VOKD, a. s.,

ING. ALOIS KVĚTÁK, VOD-KA, s. r. o.

HYPOPLASTICKÝ A MOHR-COULOMBŮV MODEL PŘI SIMULACI TUNELU V JÍLECH

HYPOPLASTIC AND MOHR-COULOMB MODELS IN SIMULATIONS OF A TUNNEL IN CLAY

TOMÁŠ SVOBODA, DAVID MAŠIN, JAN BOHÁČ

1. ÚVOD

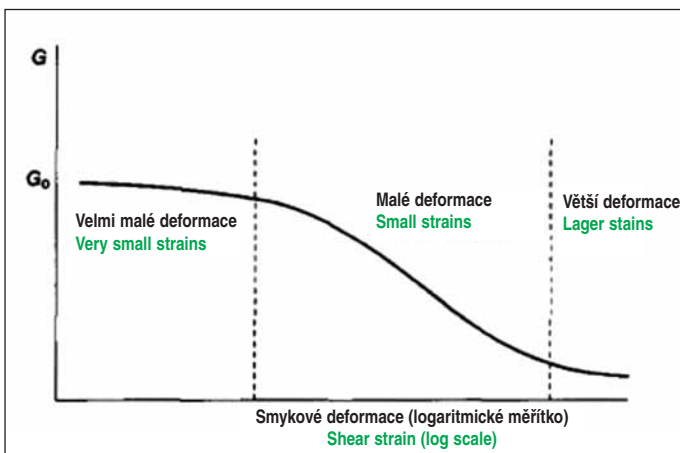
Předpovědi sedání způsobené ražbou tunelů v jemnozrnných zeminách jsou v rámci České republiky i v mezinárodním měřítku aktuálním tématem geotechnických studií. Obsahem předkládaného článku je rešerše současných znalostí ohledně simulace tunelů v jemnozrnných zeminách a jejich demonstrování na příkladu simulací Královopolských tunelů v Brně, které jsou v současné době raženy.

V rešeršní části se shrnují vlivy několika nejdůležitějších faktorů ovlivňujících výsledky simulací NRTM tunelů, mezi něž patří nelinearita tuhosti a vysoká počáteční tuhost materiálu, anizotropie a hodnota součinitele zemního tlaku v klidu K_0 . V praktické části příspěvku jsou srovnány předpovědi Královopolských tunelů s využitím dvou různých konstitučních modelů, standardního Mohr-Coulombova modelu a pokročilého nelineárního hypoplastického konstitučního modelu. Analýza byla provedena v následujících krocích: (1) kalibrace konstitučních modelů na data z laboratorních experimentů na brněnském jílu; (2) simulace chování průzkumné štoly; (3) optimalizace sady parametrů zpětnou analýzou průzkumné štoly, za účelem eliminace měřítkového efektu, vstupujícího do kalibrace konstitučních modelů; (4) předpověď chování profilu tunelu s optimalizovanými parametry.

Předpovědi pomocí Mohr-Coulombova modelu byly vytvořeny výhradně pro účely tohoto článku. Autoři upozorňují, že v článku je využito Mohr-Coulombův model v jeho základní podobě. Využití pokročilejších verzí tohoto modelu, které zahrnují vliv drah napětí a velikosti přetvoření na předpovídané napěťo-deformační vlastnosti horninového masivu by vedlo k výraznému zlepšení předpovědí. Takováto pokročilá verze Mohr-Coulombova modelu byla využita v analýzách Královopolských tunelů prováděných jeho projektanty.

1.1 Nelinearita při velmi malých přetvořeních a vysoká počáteční tuhost

Vývoj laboratorních metod pro zkoumání mechanického chování zemin, který proběhl v osmdesátých a devadesátých letech minulého století (např. Jardine et al., 1984), umožnil důkladnější studium chování zemin v oboru malých (0,001 % – 0,1 %) a velmi malých (méně než 0,001 %) přetvoření. Prokázalo se, že zemina se chová elasticky pouze v oboru velmi malých přetvoření a v oboru malých přetvoření



Obr. 1 Typická závislost smykové tuhosti na přetvoření (Viggiani a Atkinson, 1995)
Fig. 1 Typical dependence of shear stiffness on deformation (Viggiani & Atkinson, 1995)

1. INTRODUCTION

Predictions of settlement induced by driving tunnels through fine-grained soils are a current topic of geotechnical studies both in the Czech Republic and on an international scale. The paper presented to readers deals with a review of current knowledge regarding simulations of tunnels in fine-grained soils and demonstrates them on the example of simulations for the Královo Pole tunnels in Brno, which are currently being driven.

The part dealing with the information research contains a summary of effects of several most important factors influencing results of simulations of NATM tunnels; nonlinearity of stiffness and high initial stiffness of the material, anisotropy and the value of the coefficient of earth pressure at rest K_0 belong among them. The practical part of the paper compares predictions for the Královo Pole tunnels using two different constitutive models: the standard Mohr-Coulomb model and an advanced nonlinear hypoplastic constitutive model. The analysis was carried out in the following steps: (1) calibration of constitutive models to the data obtained from laboratory experiments on the Brno Clay; (2) simulation of the exploratory gallery behaviour; (3) optimisation of the set of parameters by means of a back analysis of the exploratory gallery with the aim of eliminating the scale effect, which enters the process of the constitutive models calibration; (4) predictions of the behaviour of the tunnel using optimised parameters.

The predictions by means of the Mohr-Coulomb model were developed solely for the purpose of this paper. The authors call attention to the fact that the Mohr-Coulomb model in its basic form has been used in the paper. The application of more advanced versions of this model, which incorporate the influence of stress paths and magnitudes of deformations on stress-strain properties of the rock mass, would lead to a significant improvement of predictions. Such an advanced version of the Mohr-Coulomb model was used in the analyses of the Královo Pole tunnels which were conducted by the tunnel designers.

1.1 Nonlinearity at very small deformations and high initial stiffness

The development of laboratory methods for examining mechanical behaviour of soils, which took place in the 1980s and 1990s (e.g. Jardine et al., 1984), made more thorough studies of the behaviour of soils within the range of small strains (0,001 % - 0,1 %) and very small strains (less than 0,001 %) possible. It was proved that soil behaves elastically only within the range of very small strains, while stiffness significantly nonlinearly decreases within the range of small strains. A typical dependence of stiffness on deformation is presented on Figure 1. The elastic shear modulus within the range of very small strains can be measured through the propagation of shear waves, for example by means of bender elements (Viggiani & Atkinson, 1995). For the measurement of stiffness within the range of small strains it is necessary to use local deformation gauges (e.g. LVDT gauges), which are attached directly to a soil sample.

Despite the fact that marked nonlinearity of soil behaviour is today considered to be clearly proved, it is mostly not taken into account in geotechnical simulations carried out in a standard way. The reason is that constitutive models in common use for soils (such as the Mohr-Coulomb model or the Cam-clay model) predict linear dependence of stress on deformation (i.e. a constant elastic modulus) within the range of small deformations, while more advanced constitutive models have not been sufficiently used yet in the geotechnical practice. Comparisons of predictions of tunnelling problems by means of linear and nonlinear models within the range of very small deformations has been presented in several papers, available in literature.

se tuhost výrazně nelineárně snižuje. Typickou závislost tuhosti na přetvoření ukazuje obr. 1. Elastický smykový modul v oboru velmi malých přetvoření může být měřen pomocí propagace smykových vln, např. tzv. „bender elementy“ (Viggiani a Atkinson, 1995). Pro měření tuhosti v oboru malých přetvoření je pak nutno využívat lokální snímače deformace (např. LVDT snímače) připevněné přímo na vzorek zeminy.

Přestože je výrazná nelinearita chování zemín dnes považována za jasně prokázanou, není většinou uvažována ve standardně prováděných geotechnických simulacích. Je to z toho důvodu, že běžně využívané konstituční modely pro zeminy (jako Mohr-Coulombův model či Cam model jílu) předpovídají v oboru malých přetvoření lineární závislost napětí na přetvoření (tedy konstantní elastický modul) a pokročilejší konstituční modely stále nejsou v geotechnické praxi dostatečně využívány. Srovnání předpovědí tunelových problémů pomocí lineárních a nelineárních modelů v oboru velmi malých přetvoření přináší několik článků dostupných v literatuře.

Addenbrooke a kol. (1997) provedli 2D MKP analýzy tunelu v londýnském jílu s $K_0=1.5$ s využitím lineární a nelineárně elastického, ideálně plastického modelu. Nelineárně elastický model predikoval závislost tuhosti na přetvoření v oboru malých a velmi malých přetvoření. Nelineární model, kalibrovaný tak, aby vystihl pokles tuhosti změřené snímači LVDT, poskytl kvalitnější výsledky ve srovnání s modelem lineárním. Lineární model výrazně nadhodnocoval šířku poklesové kotliny a podhodnocoval velikost deformací. Nicméně byla poklesová kotlina, predikovaná nelineárním modelem, i nadále širší a mělčí než kotlina změřená geotechnickým monitoringem. Závěrem byli autoři nuceni připustit, že k získání lepších předpovědí v podmínkách $K_0>1$ je třeba uvažovat nereálně vysokou tuhost zeminy.

Mašín (2009) porovnával 3D předpovědi zkušební tunelu pro Heathrow Express v Londýně pomocí dvou konstitučních modelů – Cam modelu jílu, který v oboru malých přetvoření předpovídá tuhost závislou pouze na úrovni napětí a ne na přetvoření, a pokročilejšího hypoplastického modelu, který správně předpovídá nelineární chování zeminy. Cam model jílu dával vzhledem k vysokému K_0 londýnského jílu nerealistické předpovědi s vertikálními deformacemi povrchu většími v určité vzdálenosti od osy tunelu, než přímo nad tunelem. Hypoplastický model předpovídal správně velikost deformací

Addenbrooke et al. (1997) carried out 2D FEM analyses of a tunnel in the London Clay, with $K_0=1.5$, using linear and nonlinear elastic ideally plastic models. The nonlinear elastic model predicted the dependency of stiffness on deformation within the range of small and very small deformations. The nonlinear model, which was calibrated to give a true picture of the decrease in stiffness measured by LVDT gauges, yielded higher quality results compared with the linear model. The linear model significantly overrated the settlement trough width and underestimated the magnitude of deformations. Nevertheless, the settlement trough which was predicted by the nonlinear model was still wider and shallower than the trough measured by the geotechnical monitoring. In the conclusion, the authors were compelled to admit that, to be able to obtain better predictions in the case of $K_0>1$ conditions, it is necessary to assume unrealistically high stiffness of soil.

Mašín (2009) compared 3D predictions for a testing tunnel for the Heathrow Express in London by means of two constitutive models – the Cam-clay model, which predicts, within the range of small deformations, the stiffness dependent only on the level of stress, not on deformation, and a more advanced hypoplastic model, which correctly predicts nonlinear behaviour of soil. Owing to the high K_0 of the London Clay, the Cam-clay model provided unrealistic predictions, with vertical deformations of the surface at a certain distance from the tunnel axis larger than those directly above the tunnel. The hypoplastic model correctly predicted the magnitude of deformations, and the shape of the settlement trough was realistic, despite the fact that it was still wider than the actually measured trough.

Similar results have been published even using linear models, however, a more detailed study will reveal that the achieved predictions contain parameters which do not represent the soil behaviour. In concrete, the elastic stiffness is unrealistically high, independent of deformations. Such the results were presented by Tang et al. (2000); Karakus & Fowell (2005) and Ng et al. (2004).

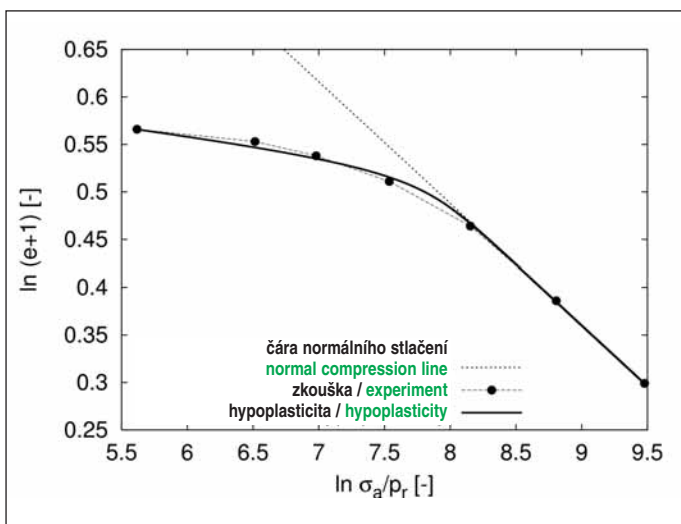
1.2 Soil anisotropy

Another aspect of soil behaviour which influences the magnitude of deformations being predicted is anisotropy. Naturally deposited fine-grained soils exhibit marked anisotropy of stiffness, where the horizontal stiffness is higher than the vertical stiffness. For example, Gasparre (2005) states that the proportion of the horizontal stiffness of



Obr. 2 Průzkumné štoly situované v kalotě tunelu (a), levá štola s hranicí zdravého a navětralého jílu (b)

Fig. 2 Exploration galleries driven along the tunnel top heading (a); left-hand gallery with the fresh vs. slightly weathered clay interface (b)



Obr. 3 Kalibrace parametrů N , λ^* a κ^* hypoplastického modelu na datech edometrické zkoušky neporušeného vzorku

Fig. 3 Calibration of parameters N , λ^* a κ^* of the hypoplastic model to the data obtained by an oedometer test on an undisturbed sample

a poklesová kotlina měla realistický tvar, přestože byla stále širší než kotlina měřená.

Obdobné výsledky byly publikovány i s lineárními modely, avšak podrobnější studium odhalí, že predikce byly dosaženy s parametry nereprezentujícími chování zeminy. Konkrétně se jedná o nereálně vysokou a na přetvoření nezávislou elastickou tuhost. Takové výsledky prezentují Tang a kol. (2000); Karakus a Fowell (2005) a Ng a kol. (2004).

1.2 Anisotropie zeminy

Další aspekt chování zeminy, jenž má vliv na předpovídanou velikost deformací, je anisotropie. Jemnozrnné zeminy v přirozeném uložení vykazují výraznou anisotropii tuhosti, přičemž tuhost v horizontálním směru je vyšší než tuhost ve vertikálním směru. Např. Gasparre (2005) udává, že poměr horizontální a vertikální tuhosti londýnského jílu je přibližně roven 2.

Přímou studii vlivu anisotropie zeminy na predikce numerického modelu provedli např. Addenbrooke a kol. (1997). Autoři použili nelineární model při velmi malých přetvořeních s konstantním poměrem horizontální a vertikální tuhosti. Bylo shledáno, že zavedení anisotropie zlepší predikce modelu ve smyslu zúžení a prohloubení poklesové kotliny. Zároveň se ukázalo, že tento vliv není tak významný jako závislost tuhosti na přetvoření.

1.3 K_0 podmínky

Pevné jíly se vyznačují vysokým zdánlivým stupněm překonsolidace. Laboratorní studie ukazují, že silně překonsolidované jíly mohou

the London Clay to the vertical stiffness is roughly equal to 2.

Direct studies of the influence of soil anisotropy on predictions according to a numerical model were carried out, for example, by Addenbrooke et al. (1997). The authors used a nonlinear model at very small deformations, with a constant proportion of horizontal and vertical stiffness. It was found that the introduction of anisotropy improved predictions according to the model, in the meaning of narrowing and deepening of the settlement trough. At the same time it turned out that this influence is not as important as the dependency of stiffness on deformation.

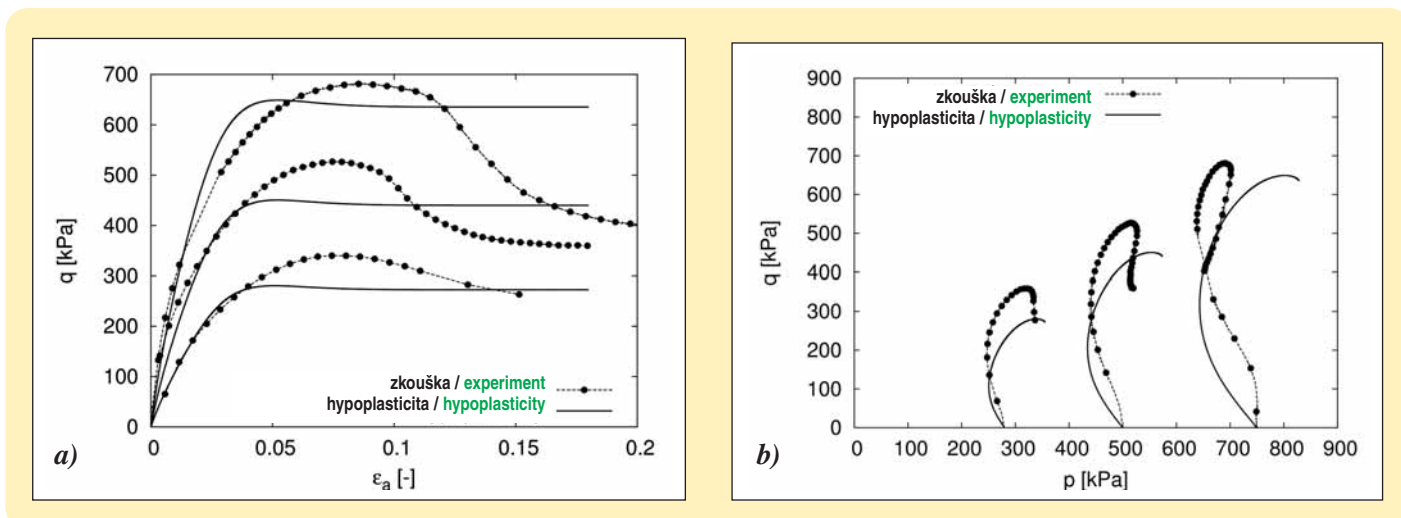
1.3 K_0 conditions

Stiff clays are characterised by a high apparent overconsolidation degree. Laboratory studies have shown that heavily overconsolidated clays can feature a high value of earth pressure at rest K_0 , which may, according to various sources, reach up to $K_0=2$ (Hight et al, 2007). Results of measurements in laboratory conditions were summarised by Mayne and Kulhawy (1982), who found an empiric dependence of K_0 on angle of internal friction and degree of overconsolidation (equation (1)). Despite the studies, the magnitude of K_0 in ground mass, which remains difficult to determine, influences the results of calculations. The uncertainty of the magnitude of K_0 results from the fact that the *in situ* measurement of K_0 is difficult and the extrapolation of results of laboratory tests to the whole ground mass is uncertain due to long-term effects, such as creep and relaxation.

A study of the influence of the coefficient of earth pressure at rest K_0 on results of 3D analyses of a tunnel was carried out by Francius et al. (2005), using the values of $K_0=1.5$ and $K_0=0.5$. The numerical model using a low value of K_0 , which seems to be unrealistic for the London Clay, yielded a more satisfactory shape of the settlement trough (deeper and narrower), but the magnitude of vertical movement was 4 times overrated. The settlement trough which had been predicted by the $K_0=1.5$ analysis was too wide and vertical deformations were 4 times underestimated. Similar conclusions, stating that the diminishing value of K_0 closes the settlement trough and, at the same time, increases vertical settlement values, have also been arrived at by Doležalová (2002) and other authors.

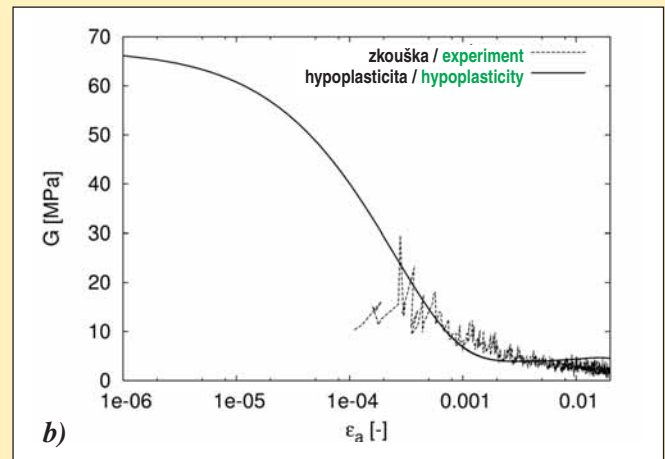
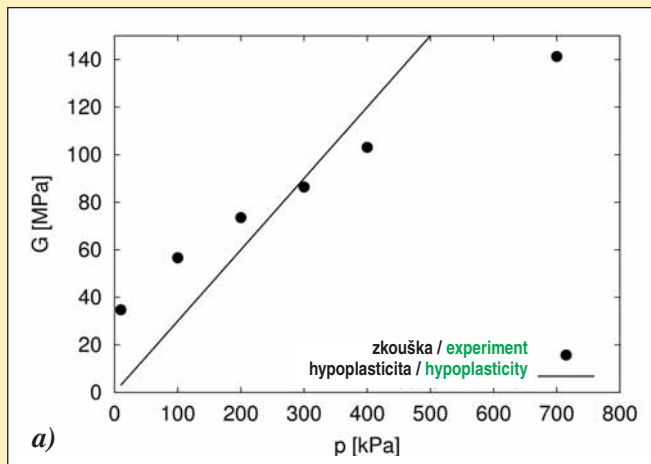
2. THE KRÁLOVO POLE TUNNELS

The Královo Pole tunnels are parts of the northern section of the Large City Circle Road (LCCR), which are, when completed, aimed to improve traffic conditions in the historic centre of Brno in the future. The tunnels consist of two parallel tubes with about 70m separation and the lengths of 1237m (Dobrovského Tunnel I) and 1258m (Dobrovského Tunnel II); the excavated cross-section height and width are about 12m and 14m respectively. The tunnels are being driven by the NATM, with vertical division of the face into six separate headings. The tunnel overburden height varies from 6m to 21m. Three exploratory galleries were driven for the purpose of the engineering geological investigation (to verify the selected excavation method and the influence of tunnelling on existing buildings in the vicinity). The



Obr. 4 Kalibrace parametru r hypoplastického modelu a simulace nedrénovaných drah neporušených vzorků

Fig. 4 Calibration of parameter r of the hypoplastic model and simulation of undrained stress paths for undisturbed samples



Obr. 5 Smyková tuhost neporušeného brněnského jílu v rozsahu velmi malých (a) a malých (b) přetvořeních predikovaná hypoplastickým modelem
Fig. 5 Shear stiffness of an undisturbed sample of the Brno Clay within the range of very small strains (a) and small strains (b), predicted by the hypoplastic model

mít vysokou hodnotu zemního tlaku v klidu K_0 , která podle různých pramenů může dosahovat až hodnot $K_0=2$ (Hight et al, 2007). Výsledky měření v laboratorních podmínkách shrnuli Mayne a Kulhawy (1982), kteří dospěli k empirické závislosti K_0 na úhlu vnitřního tření a na stupni překonsolidace (rovnice (1)). I přes tyto studie zůstává velikost K_0 v zemním masivu obtížně stanovitelnou hodnotou, ovlivňující výsledky výpočtu. Její nejistota spočívá v obtížném

galleries are triangular in cross section and are located to pass along footings of top headings of the tunnel tubes, with the aim of using them during the construction of the final tunnel profile (see Fig. 2).

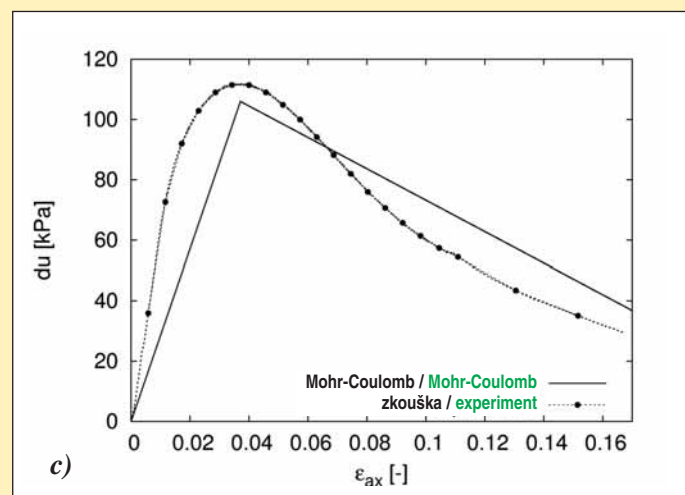
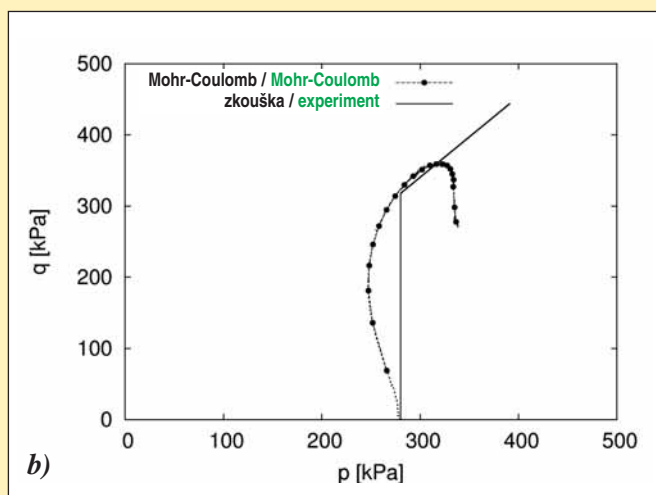
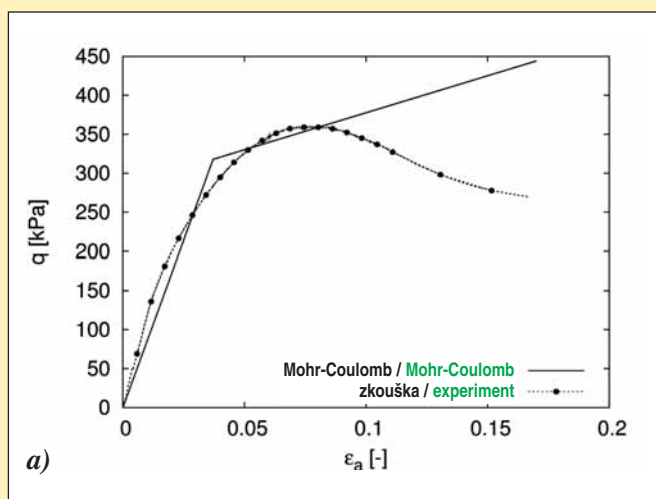
3. GEOLOGICAL CONDITIONS

From the stratigraphical point of view, the area of operations belongs to the Lower Badenian Marine Miocene period of the Carpathian Fore-Trough, the thickness of which reaches several hundred metres in this location.

The tunnels themselves are found in a developed area, therefore, part of the tunnel cover consists of anthropogenic materials. The natural cover consists of secondary loess and clayey loams. The base of the Quaternary cover is formed by fluvial gravel-sand sediments, often with a loamy addition or penetrated with clay suspension. The Pre-Quaternary sub-base through in which the majority of the tunnel is being driven, consists of "Tegeł", which is calcareous silty clay of the above-mentioned age. Fresh clays are green-grey, tinted rusty-brown in the surface zone due to limonitic solutions penetrating through discontinuity systems. The consistency of the Neogene clays is stiff, the plasticity is high. They disintegrate to blocks or small fragments; main fault planes are slickensided and uneven. The water table is bound to gravel-sand sediments.

4. LABORATORY EXPERIMENTS

A set of laboratory tests on undisturbed samples and reconstituted samples was conducted for the purpose of determining the mechanical behaviour of the Brno Clays. The undisturbed samples were taken by



Obr. 6 Kalibrace parametrů E , c , φ_p (a), ν , ψ (c) Mohr-Coulombova modelu a simulace neodvodněné dráhy napětí (b)
Fig. 6 Calibration of parameters E , c , φ_p (a), ν , ψ (c) of the Mohr-Coulomb model and simulation of the undrained stress path (b)

Tab. 1 Parametry brněnského jílu pro hypoplastický model kalibrované na laboratorních zkouškách

Table 1 Parameters of the Brno Clay for the hypoplastic model, calibrated to laboratory tests

φ_c	λ^*	κ^*	N	r	m_R	m_T	R	β_r	χ
19.9°	0.128	0.01	1.506	0.45	16.75	16.75	0.0001	0.2	0.8

Tab. 2 Parametry brněnského jílu pro Mohr-Coulombův model kalibrované na laboratorních zkouškách

Table 2 Parameters of the Brno Clay for the Mohr-Coulomb model, calibrated to laboratory tests

φ	c	ψ	E	ν
28.5°	0 MPa	3°	8 MPa	0.4

měření K_0 *in situ* a nejisté extrapolaci výsledků laboratorních experimentů na celý zemní masiv z důvodu dlouhodobých efektů, jako jsou creep a relaxace.

Studii vlivu součinitele zemního tlaku v klidu K_0 na výsledky 3D analýz tunelu provedli Francius a kol. (2005) s hodnotami $K_0=1,5$ a $K_0=0,5$. Numerický model s nízkou hodnotou K_0 , která se zdá být nereálná pro londýnský jíl, poskytl uspokojivější tvar poklesové kotliny (hlubší a užší), ale absolutní hodnota vertikálního sednutí byla 4x přehodnocena. Poklesová kotlina predikovaná analýzou $K_0=1,5$ byla příliš široká a vertikální deformace byly 4x podhodnoceny. K obdobným závěrům, že snižující se hodnota K_0 uzavírá poklesovou kotlinu a současně navyšuje vertikální sednutí, dospěla i Doležalová (2002) a další autoři.

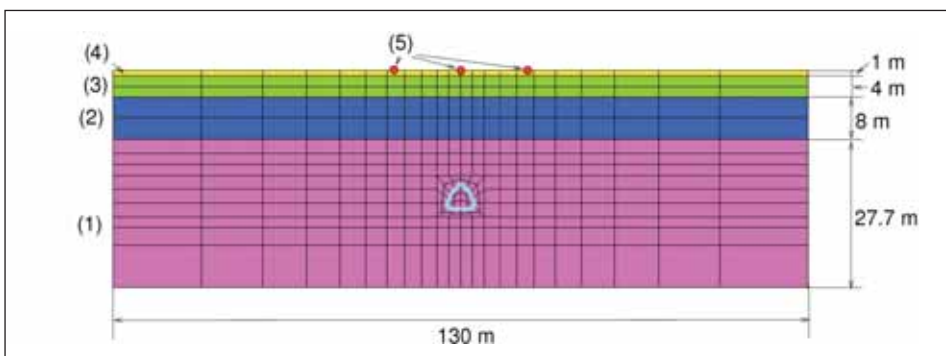
2. KRÁLOVOPOLSKÉ TUNELY

Královopolské tunely jsou součástí severní části velkého městského okruhu (VMO), jehož realizace má v budoucnu odlehčit dopravní situaci v historickém centru Brna. Tunely jsou tvořeny dvěma paralelními tunelovými troubami ve vzdálenosti cca 70 m o délkách 1237 m (Dobrovského tunel I) a 1258 m (Dobrovského tunel II), se světlou výškou výrubu přibližně 12 m a šířkou 14 m. Tunely jsou raženy NRTM s vertikálním členěním výrubu do šesti jednotlivých čeleb. Nadloží tunelů se pohybuje od 6 do 21 m. Pro účely inženýrsko-geologického průzkumu, ověření zvoleného způsobu ražby a vlivu stavby na okolní budovy, byly vyraženy tři průzkumné štoly trojúhelníkového profilu, které jsou situovány v patách kalot tunelových trub a následně budou využity při konstrukci finálního profilu díla (obr. 2).

3. GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Ze stratigrafického hlediska náleží zájmové území do období spodnobádenského marinního miocénu karpatské předhlubně, který zde dosahuje mocnosti několika stovek metrů.

Samotné tunely jsou vedeny v zastavěném území, proto je část pokryvných útvarů reprezentována antropogenními materiály. Přirozené pokryvné útvary jsou zastoupeny sprašovými hlínami a jílovitými hlínami. Báze kvarterního pokryvu je tvořena fluvialními šterkopísčitými sedimenty, často s příměsí hlíny či zafílovanými.



Obr. 7 Geometrie a síť použita pro simulaci průzkumné štoly. (1) brněnský jíl; (2) písčité šterky; (3) spraš; (4) navázka; (5) umístění bodů monitoringu pro analýzu senzitivity a inverzní analýzu

Fig. 7 Geometry and the FE mesh used for the simulation of the exploratory gallery. (1) Brno Clay; (2) sandy gravel; (3) loess; (4) made ground; (5) locations of monitoring points for the sensitivity analysis and inverse analysis

means of thin-walled steel samplers, from two core holes located on the centre line of the tunnels, from the depths of 15.5m and 19.5m.

Three undisturbed samples and one reconstituted sample were prepared from each level of depth for undrained triaxial tests (CIUP). The samples, 38mm in diameter, were provided by radial drainage and standard plates. All undisturbed samples were fitted with local LVDT gauges for the purpose of determining stiffness at small strains. With the aim of determining initial stiffness, one undisturbed sample was fitted with bender elements, i.e. piezoceramic sensors used for measuring soil stiffness at small deformations through seismic shear wave propagation. Prior to the deformation-controlled shear stages, the samples were isotropically consolidated to three levels of mean normal stress (275, 500 and 750kPa); the reconstituted sample to the stress of 2600kPa.

In addition, oedometer tests on undisturbed samples and reconstituted samples were carried out, up to the axial stress of 13MPa. The results made the determination of the position of the normal compression line (NCL) and the assessment of the overconsolidation degree possible.

A package of tests on the reconstituted samples in a ring shear testing apparatus was conducted with the aim of assessing the angle of internal friction in a critical state, which cannot be reliably determined by a triaxial test on an undisturbed sample because of the localisation of deformation on the shear plane. The peak angle from the ring shear testing apparatus is considered as the resulting value of the critical angle of internal friction (Najser & Boháč, 2005).

5. CONSTITUTIVE MODELS AND CALIBRATION OF THE MODELS

The first model which was used was the standard Mohr-Coulomb (MC) model, which represents the most used model in the geotechnical practice in the Czech Republic. The second one was the hypoplastic model for clay (Mašín, 2005; Mašín, 2008) using a concept of intergranular deformation (Niemunis & Herle, 1997). This model was selected as a representative of advanced constitutive models, which is capable of giving a true picture of nonlinearity, high stiffness at very small deformations and a nonlinear decrease in stiffness with increasing deformations. The implementation of the hypoplastic model for various FEM programs (Plaxis, ABAQUS, Tochno Professional) is freely available on the Internet (Gudehus et al., 2008).

The basic version of the hypoplastic model requires five parameters of soil, which correspond to parameters of the Modified Cam-Clay model: N , λ^* , κ^* , ϕ_c , r . Parameters N and λ^* define the position and inclination of the NCL within the transformation of $\ln p$ vs. $\ln(1+e)$, where p is the mean normal stress and e is the void ratio. Parameter κ^* defines the gradient of the isotropic unloading path within the same transformation. The calibration of the above-mentioned three parameters using the results of the oedometer test of an undisturbed sample of the Brno Clay is presented on Figure 3.

Parameter ϕ_c is a critical state internal friction angle, which was calibrated to the results of tests in a ring shear apparatus and verified by a triaxial test of the reconstituted sample. Parameter r , controlling the soil shear stiffness, was derived from CIUP triaxial tests of undisturbed samples (see Fig. 4). Figure 4a shows the deviator stress versus axial deformation; Figure 4b presents undrained stress paths.

The basic hypoplastic model predicts well soil behaviour for medium to large deformations. A concept of intergranular deformation was introduced. It allowed us to predict high stiffness and a decrease in stiffness at very small deformations. The concept requires additional five parameters (m_R , m_T , R , β_r , and χ). These parameters were derived from measurements of shear stiffness by means of LVDT gauges (see Fig. 5b) and bender elements (see Fig. 5a). Table 1 presents parameters of the hypoplastic model obtained by the calibration to experimental data.

The standard MC model is a representative of a linearly elastic, ideally plastic constitutive model with the Mohr-Coulomb plasticity condition. The constitutive model is defined by an isotropically elastic stiffness matrix, the condition of plasticity and the plastic potential surface. The model requires five parameters (E , φ , c , ν , ψ). The

Tab. 3 Hodnoty parametru β pro jednotlivé konstituční modely a K_0 podmínky
Table 3 Parameter β values for individual constitutive models and K_0 conditions

konstituční model Constitutive model	K_0 podm. K_0 cond.	β β
hyp. model / hyp. model	1,25	0,495
hyp. model / hyp. model	0,66	0,467
MC model / MC model	1,25	0,598
MC model / MC model	0,66	0,551

Tab. 4 Parametry geologických vrstev nad brněnským jílem
Table 4 Parameters of geological layers overlying the Brno Clay

zemina / Soil	φ [°]	c [MPa]	ψ [°]	E [MPa]	ν
navážka / Made ground	20	10	4	10	0,35
sprašová hlína / Second. loess	28	2	2	45	0,4
písčítý štěrk / Sandy gravel	30	5	8	60	0,35

Tab. 5 Parametry primárního ostění průzkumné štoly a finálního profilu tunelu
Table 5 Parameters of the primary lining of the exploratory gallery and the final tunnel profile

ostění lining	Youngův modul E Young's modulus E [GPa]	Ekv. šířka Equiv. width [m]	hustota density [kg/m ³]
štola / gallery	24,6	0,1	2970
tunel / tunnel	24,6	0,35	2970

Předkvarterní podklad, ve kterém je tunel z velké části ražen, je budován vápňitým prachovitým jílem „téglem“ výše zmíněného stáří. Zdravé jíly mají zelenošedou barvu, v přípovrchové zóně jsou zbarveny rezavohnědě, což je způsobeno pronikáním limonitických roztoků systémy diskontinuit. Konzistence neogenních jílu je tuhá až pevná, plastičita vysoká. Mají blokovitý až drobně úlomkovitý rozpad, hlavní tektonické plochy jsou ohlazené a nerovné. Hladina podzemní vody je vázána na štěrkopísčité sedimenty.

4. LABORATORNÍ EXPERIMENTY

Pro stanovení mechanického chování brněnských jílu byla provedena řada laboratorních zkoušek na neporušených a rekonstituovaných vzorcích. Neporušené vzorky byly odebrány tenkostěnnými ocelovými odběračky ze dvou jádrových vrtů umístěných v ose ražby tunelů, z hloubky 15,5 a 19,5 m.

Z každé hloubkové úrovně byly připraveny tři neporušené a jeden rekonstituovaný vzorek pro nedrénované triaxiální zkoušky (CIUP). Vzorky o průměru 38 mm byly opatřeny radiální drenáží a standardními destičkami. Všechny neporušené vzorky byly osazeny lokálními snímači LVDT pro stanovení tuhosti při malých přetvořeních. Pro stanovení počáteční tuhosti byl jeden neporušený vzorek vybaven „bender elementy“, piezokeramickými snímači, používanými pro měření tuhosti zeminy při velmi malých přetvořeních propagací seismických smykových vln. Před smykem řízenou deformací byly vzorky izotropně konsolidovány na tři úrovně středního napětí (275, 500 a 750 kPa), rekonstituovaný na 2600 kPa.

Dále byly realizovány edometrické zkoušky na neporušených a rekonstituovaných vzorcích do axiálního napětí 13 MPa. Výsledky umožnily stanovení pozice čáry normální konsolidace a vyhodnocení stupně překonsolidace.

Sada zkoušek rekonstituovaných vzorků v rotačním smykovém přístroji byla provedena za účelem vyhodnocení úhlu vnitřního tření v kritickém stavu, který nelze důvěryhodně stanovit z triaxiální zkoušky na neporušeném vzorku, kvůli lokalizaci přetvoření na smykové ploše. Jako výsledná hodnota kritického úhlu vnitřního tření je uvažován vrcholový úhel z rotačního přístroje (Najser a Boháč, 2005).

parameters were calibrated to identical undrained triaxial tests (CIUP), as used for calibration of the hypoplastic model. The calibration of Young's modulus E is presented on Figure 6a. Parameter ψ is dilatancy angle; its calibration, together with Poisson's ratio, is shown on Figure 6c. Zero cohesion was assumed for the purpose of the calibration of parameters c and φ , and the value of the peak angle of internal friction was calibrated on the basis of an experiment, at the stress of 275kPa. This calibration method appeared to be more suitable than the calibration based on all of the three shear tests shown on Figure 4b. The linearisation of the strength envelope based on the three experiments presented on Figure 4b would result in a high value of cohesion, which is unrealistic within the range of lower stresses because of the strength envelope nonlinearity. The final parameters of the Mohr-Coulomb model are presented in Table 2. Figure 6b shows a simulation of an undrained stress path.

6. SIMULATIONS OF THE EXPLORATORY GALLERY

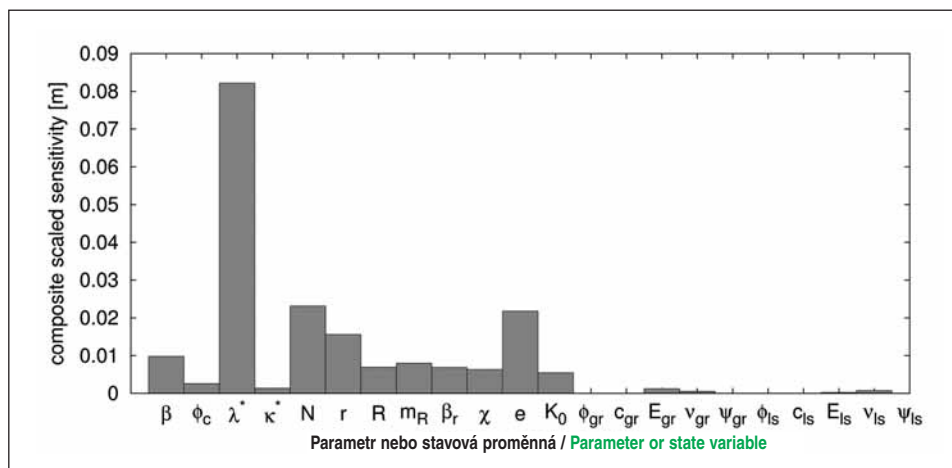
Simulations of the exploratory gallery were conducted using Tochnog Professional program. They represent 2D plain strain undrained analyses solved by the FEM. The geometry, the mesh (consisting of 336 9-node rectangular elements) and the geological profile are displayed on Figure 7; they correspond to Tunnel 2 chainage of 0.840km. The gallery, with its side about 5m long, is located 21.2m under the terrain surface; the water table is bound to the gravel-sand base. 3D effects of the excavation were allowed for in 2D by means of the β -method (Karakus, 2007). Values of parameter β were determined for individual constitutive models and for the assumed various K_0 conditions in a way designed with the aim of reaching results of 2D analyses identical with the results of full 3D numerical analyses of the exploratory gallery (Table 3). This paper does not contain a description of the 3D calculations.

The layers overlying the Brno Clay were simulated by means of the Mohr-Coulomb model; their parameters were selected according to the results of available shear box tests (Pavlík et al., 2003) (Table 4.). The lining was modelled as linearly elastic, by means of beam elements with the parameters presented in Table 5.

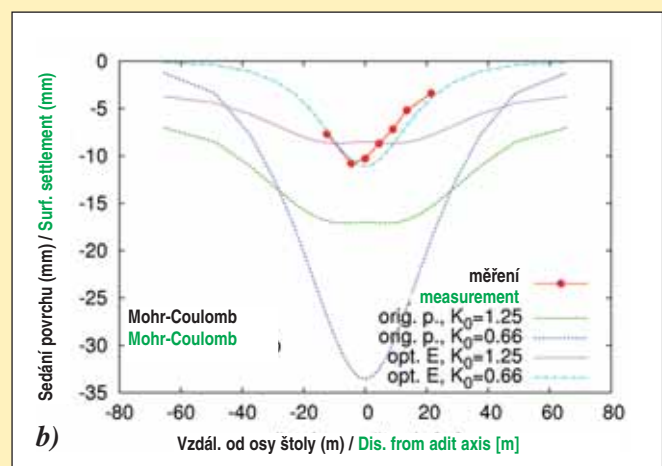
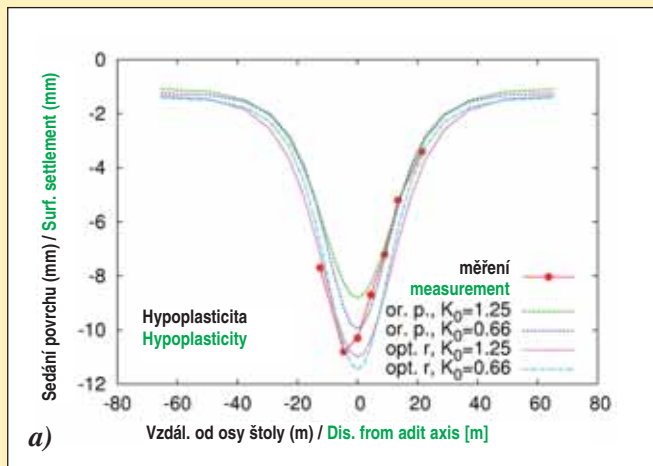
The initial conditions of the simulation comprised the determination of vertical stresses, the void ratio and the coefficient of earth pressure at rest K_0 . The vertical stress was calculated from the unit weight of soil: $\gamma=18.8$ kN/m³ for clay, 19.5 kN/m³ for secondary loess, 19.6 kN/m³ for sandy gravels and 18.0kN/m³ for made ground. The initial void ratio $e=0.83$ was derived from results of triaxial tests on undisturbed samples from both boreholes. The value of K_0 for overconsolidated soil was determined from a Mayne and Kulhawy (1982) empiric relationship:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) OCR^{s \sin \varphi} \quad (1)$$

The overconsolidation stress of 1800kPa was estimated on the basis of oedometer tests on undisturbed samples of clay (see Fig. 3), with the corresponding overconsolidation ratio (OCR) of 6.5, leading to $K_0=1.25$. The calculation of K_0 according to the equation (1) assumes that the soil overconsolidation which was registered during oedometer tests was caused by the actual soil unloading resulting from the erosion



Obr. 8 „Composite scaled sensitivities“ pro simulaci průzkumné štoly
Fig. 8 Composite scaled sensitivities for simulation of the exploratory gallery



Obr. 9 Predikce poklesové kotliny nad štolou: vliv optimalizace parametrů a modelu

Fig. 9 Prediction of the settlement trough above the gallery: influence of the optimisation of the parameters and the model

5. KONSTITUČNÍ MODELY A JEJICH KALIBRACE

Prvním použitým modelem je standardní Mohr-Coulombův (MC) model, který v České republice představuje nejpoužívanější model v geotechnické praxi. Druhým je hypoplastický model pro jíly (Mašín, 2005, Mašín 2008) s konceptem intergranulárního přetvoření (Niemunis a Herle, 1997). Tento model byl vybrán jako zástupce pokročilých konstitučních modelů, který je schopný vystihnout nelinearit, vysokou tuhost při velmi malých přetvořeních i nelineární pokles tuhosti s rostoucím přetvořením. Implementace hypoplastického modelu pro různé programy MKP (Plaxis, ABAQUS, Tochnog Professional) je volně dostupná na internetu (Gudehus et al., 2007).

Základní verze hypoplastického modelu vyžaduje pět parametrů zeminy, které odpovídají parametrům Modifikovaného Cam clay modelu: N , λ^* , κ^* , ϕ_c , r . Parametry N a λ^* definují pozici a sklon NCL v zobrazení $\ln p$ vs. $\ln(1+e)$, kde p je střední napětí a e číslo porovitosti. Parametr κ^* definuje směrnici čáry izotropního odlehčení ve stejném zobrazení. Kalibrace těchto tří parametrů na výsledcích edometrické zkoušky neporušeného vzorku brněnského jílu je na obr. 3.

Parametr ϕ_c je úhel vnitřního tření v kritickém stavu, který byl kalibrován na výsledcích zkoušek v rotačním smykovém přístroji a ověřen triaxiální zkouškou rekonstituovaného vzorku. Parametr r , řídicí smykovou tuhost zeminy, je stanoven z triaxiálních zkoušek CIUP na neporušených vzorcích (obr. 4). Obr. 4a znázorňuje deviatorové napětí vůči axiálnímu přetvoření, obr. 4b představuje neodvodněné dráhy napětí.

Základní hypoplastický model dobře predikuje chování zeminy pro střední až velká přetvoření. Abychom byli schopni predikovat vysokou tuhost a pokles tuhosti při velmi malých přetvořeních je zaveden koncept intergranulárního přetvoření, který vyžaduje dalších pět parametrů (m_R , m_T , R , β_r , a χ). Tyto parametry byly odvozeny z měření smykové tuhosti prostřednictvím snímačů LVDT (obr. 5b) a „bender elementů“ (obr. 5a). V tab.1 jsou uvedeny parametry hypoplastického modelu získané kalibrací na experimentálních datech.

Standardní MC model je představitelem lineárního elastického, ideálně plastického konstitučního modelu s Mohr-Coulombovou podmínkou plasticity. Konstituční model je definován izotropně elastickou maticí tuhosti, podmínkou plasticity a plochou plastického potenciálu. Model vyžaduje 5 parametrů (E , φ , c , v , ψ), jejichž kalibrace proběhly na

Tab. 6 Počáteční a optimalizované hodnoty parametrů r a m_R hypoplastického modelu

Table 6 Initial values and optimised values of parameters r and m_R of the hypoplastic model

sada parametrů / Set of parameters original. param. / original. param.	r	m_R
opt. r , $K_0=1,25$	0,51	16,75
opt. m_R , $K_0=1,25$	0,45	12,79
opt. r , $K_0=0,66$	0,49	16,75
opt. m_R , $K_0=0,66$	0,45	14,56

of overlying geological layers. The other possible interpretation of the overconsolidation being registered assumes that the overconsolidation is apparent, resulting from soil creep. This interpretation would lead to a K_0 value calculated from the Jaky relationship (1944):

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \quad (2)$$

which leads to $K_0=0.66$. Because there are no in situ measurements of K_0 available in the Dobrovského location, both extreme values of K_0 , calculated according to the equations (1) and (2), were considered in the analyses.

7. SENSITIVITY ANALYSIS

With the aim of clarifying the influence of individual geological layers on results of the simulations, we carried out a sensitivity analysis by the UCODE program (Poeter & Hill, 1997). The subject of the analysis was a comparison of simulation results with measurements of vertical deformations at three selected points, which are marked on Figure 7. The points are located on the terrain surface; they are monitored by levelling. The difference between the data obtained from the simulations and from the observation is expressed by means of the objective function $S(b)$ (Finno & Calvello, 2005):

$$S(b) = [y - y'(b)]^T \omega [y - y'(b)] \quad (3)$$

where b_j is for a vector containing values of parameters, y'_i is for an observation values vector, $\delta y'_i / \delta b_j$ is for a vector of calculated values corresponding to the observation values, and ω is for a weight matrix. The matrix expresses the importance of each measurement and is considered, as a standard, as an inversion value of the measurement error variance. In our case, where the number of observation points is small, the weight is considered equal to one. The sensitivity of results on changes of each parameter is expressed by a composite scaled sensitivity quantity, css_j , which is defined as:

$$css_j = \left[\frac{1}{ND} \sum_{i=1}^{ND} \left(\left(\frac{\partial y'_i}{\partial b_j} \right) b_j \omega_i^{1/2} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (4)$$

where b_j is for a j th studied parameter, y'_i is for an i th calculated value, $\delta y'_i / \delta b_j$ is for the sensitivity of an i th calculated value compared with the j th parameter, ω_i is for the weight of an i th observation value, and ND is the number of observation values.

Tab. 7 Počáteční a optimalizovaný parametr E Mohr-Coulombova modelu pro různé hodnoty K_0

Table 7 Initial and optimised parameter E of the Mohr-Coulomb model for various K_0 values

sada parametrů / Set of parameters original. param. / original. param.	E [MPa]
opt. E , $K_0=1,25$	18,88
opt. E , $K_0=0,66$	56,23

totožných nedrénovaných triaxiálních zkouškách (CIUP) jako pro model hypoplastický. Kalibrace Youngova modulu E je znázorněna na obr. 6a. Parametr ψ je úhel dilatace a jeho kalibrace spolu s Poissonovým číslem ν je předmětem obr. 6c. Při kalibraci parametrů c a φ byla uvažována nulová soudržnost a hodnota vrcholového úhlu vnitřního tření byla kalibrována na základě experimentu při napětí 275 kPa. Tento způsob kalibrace se jevil jako vhodnější než kalibrace na základě všech tří smykových zkoušek z obr. 4b. Linearizace obálky pevnosti na základě tří experimentů z obr. 4b by vedla k vysoké hodnotě soudržnosti, která je z důvodu nelinearity obálky pevnosti v oboru nižších napětí nerealistická. Finální parametry Mohr-Coulombova modelu jsou uvedeny v tab. 2. Obr. 6b ukazuje simulaci neodvodněné dráhy napětí.

6. SIMULACE PRŮZKUMNÉ ŠTOLY

Simulace průzkumné štoly proběhly v programu Tochnog Professional a představují 2D plane strain nedrénované analýzy řešené MKP. Geometrie, síť (tvorena 336 9uzlovými čtyřúhelníky) a geologický řez jsou zobrazeny na obr. 7 a odpovídají staničení tunelu T2 0,840 m. Štola s délkou strany přibližně 5 m je situována 21,2 m pod úrovní terénu a hladina podzemní vody je vázána na bázi štěrkopísků. 3D efekty ražby byly zohledněny ve 2D pomocí β -metody (Karakus, 2007). Hodnoty parametru β pro jednotlivé konstituční modely a pro uvažované různé K_0 podmínky byly stanoveny tím způsobem, aby se předpovědi 2D analýz shodovaly s výsledky plně 3D numerických analýz průzkumné štoly (tab. 3). Popis těchto 3D výpočtů není obsahem tohoto článku.

Vrstvy nasedající na brněnský jíl byly simulovány Mohr-Coulombovým modelem a jejich parametry byly zvoleny dle výsledků dostupných zkoušek ve smykové krabici (Pavlík et al., 2003, tab. 4.). Ostění bylo modelováno jako lineární elastické pomocí nosníkových elementů s parametry uvedenými v tab. 5.

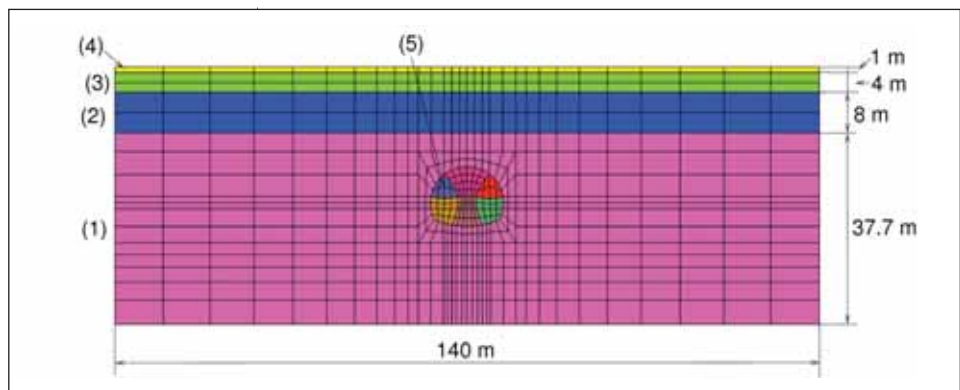
Počáteční podmínky simulace představovaly stanovení vertikálních napětí, čísla pórovitosti a součinitele zemního tlaku v klidu K_0 . Vertikální napětí bylo vypočteno z jednotkové tíhy zeminy $\chi=18,8$ kN/m³ pro jíl, 19,5 kN/m³ pro sprašové hlíny, 19,6 kN/m³ pro písčité štěrky a 18,0 kN/m³ pro navážky. Počáteční číslo pórovitosti $e=0,83$ bylo odvozeno z výsledků triaxiálních zkoušek na neporušených vzorcích z obou vrtů. Hodnota K_0 pro překonsolidovanou zeminu byla stanovena z empirického vztahu Mayne a Kulhawy (1982):

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) OCR^{\sin \varphi} \quad (1)$$

Z edometrických zkoušek na neporušených vzorcích jílu bylo odhadnuto překonsolidační napětí hodnoty 1800 kPa (obr. 3), jemuž odpovídá stupeň překonsolidace (OCR) 6,5, který vede ke $K_0=1,25$. Výpočet K_0 podle rovnice (1) předpokládá, že překonsolidace zeminy pozorovaná při edometrických zkouškách je způsobena skutečným odlehčením zeminy v důsledku eroze nadložních geologických vrstev. Druhá možná interpretace pozorované překonsolidace předpokládá, že se jedná o zdánlivou překonsolidaci způsobenou creepem zeminy. Této interpretaci by odpovídala hodnota K_0 vypočtená ze vztahu Jákyho (1944):

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \quad (2)$$

kteřá vede na $K_0=0,66$. Protože na lokalitě Dobrovského nejsou k dispozici polní měření K_0 , byly v analýzách uvažovány obě extrémní hodnoty K_0 počítané podle rovnic (1) a (2).



Obr. 10 Geometrie a síť pro simulaci tunelu. (1) brněnský jíl; (2) písčité štěrky; (3) spraš; (4) navážka; (5) průzkumná štola

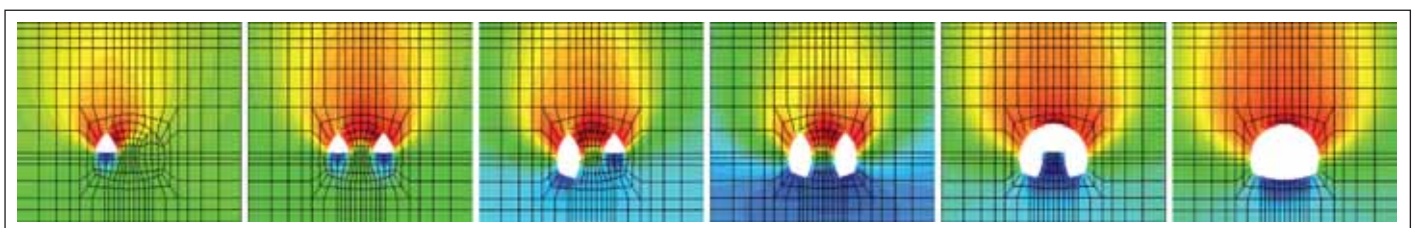
Fig. 10 Geometry and FE mesh for simulation of the whole tunnel. (1) Brno Clay; (2) sandy gravel; (3) loess; made ground; (5) exploration gallery

Figure 8 presents the resulting composite scaled sensitivities for the simulation of the exploratory gallery, using the values of the monitoring at the selected points (see Fig. 7). The parameters without an inferior index refer to hypoplastic parameters of the Brno Clay, while the parameters with an inferior index characterise the Mohr-Coulomb constitutive model. The ls and gr indexes mark a loess layer and a gravel-sand layer, respectively. In addition, the calculation sensitivities for state variables e , K_0 and for a change in factor β are presented. It is obvious from the picture that the simulation results are sensitive above all to changes in parameters of the clay layer. Parameters of the other layers do not any significantly influence the simulation results, therefore mechanical properties of the parameters were not a subject of a more detailed study. In other simulations, these layers are modelled by means of the Mohr-Coulomb model, with the parameters contained in Table 4.

8. INVERSION ANALYSIS OF PARAMETERS USING DATA FROM THE EXPLORATORY GALLERY

A common problem of the geotechnical practice when studying behaviour of soils is the fact that, because of the effect of the size of a sample, laboratory results do not exactly represent the behaviour of ground mass in its entirety. This is why we decided to carry out an inversion analysis of the exploratory gallery and optimised the selected parameters, which had been calibrated during laboratory tests. The UCODE program was applied to the inversion analysis. This analysis principle consists of correcting parameters and other model aspects, until the simulation agrees with the behaviour of the geotechnical works. The UCODE carries out optimisation on the basis of minimisation of the objective function $S(b)$ (equation (3)) using the Modified Gauss-Newton Method. Values of vertical deformations at three points were used in the analysis for the purpose of calculating the objective function $S(b)$ (see Fig. 7).

When tunnels are being driven through fine-grained soils by the NATM, deformations due to excavation are affected above all by the stiffness of soil and its nonlinearity (see the introduction). For that reason the shear stiffness controlling parameters were optimised, i.e. r and mR for the hypoplastic model and Young's modulus E for the Mohr-Coulomb model. The settlement trough due to the gallery excavation is compared with the hypoplastic model predictions on Figure 9a. It is obvious that the hypoplastic model with parameters calibrated to laboratory tests underestimates the magnitude of settlement approximately by 20 per cent, but the geometry of the trough is predicted



Obr. 11 Sekvence ražby a vertikální deformace predikované hypoplastickým modelem s optimalizovaným r

Fig. 11 The excavation sequence and vertical deformations, predicted by the hypoplastic model with optimised r

7. ANALÝZA SENSITIVITY

Abychom objasnili vliv jednotlivých geologických vrstev na výsledky simulací, byla provedena analýza sensitivity pomocí programu UCODE (Poeter a Hill, 1997). Předmětem analýzy je porovnání výsledků simulací s měřením vertikálních deformací ve třech zvolených bodech vyznačených na obr. 7. Body jsou situovány na povrchu terénu a sledovány geodetickou nivelací. Rozdíl mezi daty ze simulací a z monitoringu je vyjádřen pomocí „objective function S(b)“ (Finno & Calvello, 2005):

$$S(b) = [y - y'(b)]^T \omega [y - y'(b)] \quad (3)$$

kde b je vektor obsahující hodnoty parametrů, y vektor observačních hodnot, $y'(b)$ vektor vypočtených hodnot, odpovídajících observačním hodnotám, a ω je váhová matice. Ta vyjadřuje význam každého měření a standardně je brána jako inverzní hodnota rozptylu chyby měření. V našem případě, s nízkým počtem observačních bodů je váha uvažována rovna jedné. Sensitivita výsledků na změnu každého parametru je vyjádřena veličinou „composite scaled sensitivity css_j “ definovanou jako:

$$css_j = \left[\frac{1}{ND} \sum_{i=1}^{ND} \left(\left(\frac{\partial y'_i}{\partial b_j} \right) b_j \omega_{ii}^{1/2} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (4)$$

kde b_j je j -tý studovaný parametr, y'_i je i -tá vypočtená hodnota, $\partial y'_i / \partial b_j$ je sensitivity i -té vypočtené hodnoty vzhledem k j -tému parametru, ω_{ii} je váha i -té observační hodnoty a ND je počet observačních hodnot.

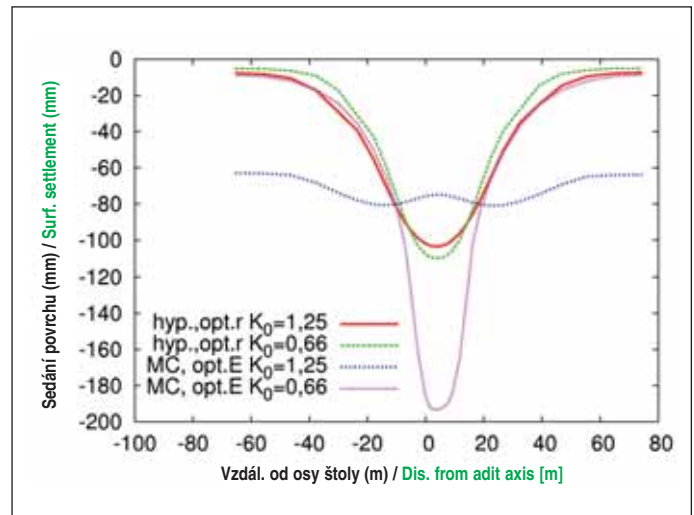
Na obr. 8 jsou znázorněny výsledné „composite scaled sensitivities“ pro simulaci průzkumné štoly využívající hodnoty z monitoringu ve zvolených bodech (obr. 7). Parametry bez dolního indexu odkazují na hypoplastické parametry brněnského jílu, parametry s indexem charakterizují Mohr-Coulombův konstituční model, ls index označuje vrstvu spraší, gr vrstvu šterkopísků. Doplněna je i sensitivity výpočtu pro stavové proměnné e , K_0 a změnu faktoru β . Z obrázku je zřejmé, že výsledky simulace jsou citlivé především na změnu parametrů vrstvy jílu. Parametry ostatních vrstev výrazně neovlivňují výsledky simulace, a proto nebyly jejich mechanické vlastnosti předmětem podrobnějšího studia. V dalších simulacích jsou tyto vrstvy modelovány Mohr-Coulombovým modelem s parametry uvedenými v tab. 4.

8. INVERZNÍ ANALÝZA PARAMETRŮ S VYUŽITÍM DAT Z PRŮZKUMNÉ ŠTOLY

Běžným problémem geotechnické praxe při studiu chování zemin je, že vzhledem k efektu velikosti vzorku laboratorní výsledky nereprezentují exaktně chování horninového masivu jako celku. Proto jsme přestoupili k inverzní analýze průzkumné štoly a vybrané parametry, kalibrované na laboratorních zkouškách, jsme optimalizovali. Pro inverzní analýzu byl použit program UCODE. Principem analýzy je korigování parametrů a dalších aspektů modelu, dokud se simulace neshoduje s chováním geotechnického díla. UCODE provádí optimalizaci na základě minimalizace „objective function S(b)“ (rovnice (3)) využitím modifikované Gauss-Newtonovy metody. V analýze byly pro výpočet „objective function S(b)“ použity hodnoty vertikálních deformací ve třech bodech (obr. 7).

Při realizaci tunelů NRTM v jemnozrnných zeminách jsou deformace způsobené ražbou ovlivněny především tuhostí zeminy a její nelinearitou (viz úvod). Z tohoto důvodu byly optimalizovány parametry kontrolující smykovou tuhost, u hypoplastického modelu r a m_R , u Mohr-Coulombova modelu Youngův modul E . Na obr. 9a je poklesová kotlina, způsobená ražbou štoly, porovnána s predikcemi hypoplastického modelu. Je patrné, že hypoplastický model s parametry kalibrovanými na laboratorní zkoušce podhodnocuje velikost sednutí přibližně o 20 %, avšak tvar kotliny predikuje správně. Dále je zřejmé, že poklesová kotlina predikovaná hypoplastickým modelem není příliš závislá na hodnotě K_0 . Na rozdíl od hypoplastického modelu, výsledky MC modelu jsou velmi citlivé na velikost K_0 . MC model nadhodnocuje pro vysoké K_0 sednutí přibližně o 60 % a předpovídá nereálně širokou poklesovou kotlinu. Pro nízké K_0 jsou hodnoty sednutí nadhodnoceny na 330 %, nicméně tvar kotliny je přijatelný.

Na obr. 9 jsou poklesové kotliny predikované oběma modely s optimalizovanými parametry (tab. 6 a 7). Optimalizace hypoplastických parametrů r a m_R má obdobný vliv na výsledky, obr. 9a ukazuje pouze výsledky s optimalizovaným parametrem r . Tvar poklesové kotliny odpovídá datům z monitoringu (i s vysokým K_0) a vypočtené



Obr. 12 Poklesová kotlina tunelu predikovaná studovanými modely
Fig. 12 The settlement trough above the tunnel predicted by the models being studied

correctly. It is further obvious that the settlement trough predicted by the hypoplastic model is not too much dependent on K_0 value. In contrast with the hypoplastic model, results of the MC model are highly sensitive to the magnitude of K_0 . For high K_0 , the MC model overrates settlement approximately by 60 per cent and predicts an unrealistically wide settlement trough. For low K_0 , the settlement values are overestimated to 330 per cent, nevertheless, the shape of the trough is acceptable.

Figure 9 presents the settlement troughs predicted by both models with optimised parameters (Table 6 and Table 7). The optimisation of hypoplastic r and m_R has a similar effect on the results; Figure 9a shows only the results with the optimised parameter r . The shape of the settlement trough corresponds to the monitoring data (even with the high K_0) and the calculated settlement agrees with real values. The settlement trough resulting from the optimised MC model is again too wide in the case of high K_0 . With low K_0 , the MC model predicts a correct shape of the trough and correct magnitude of settlement; however, the satisfactory predictions were achieved only by means of unrealistically high Young's modulus E (see Table 7). It is obvious that the Mohr-Coulomb model cannot be used for predictions of settlement caused by tunnelling if realistic data obtained by laboratory testing is used as the basis. As far as the hypoplastic model for clay with intergranular strains is concerned, a matching settlement trough with reasonable settlement values was predicted already when parameters calibrated to results of laboratory experiments were used.

9. CALCULATION OF SETTLEMENT DUE TO THE TUNNEL EXCAVATION

The predictions of the full tunnel profile behaviour (Svoboda and Mašín, 2008) were carried out using both sets of parameters, the original parameters calibrated to results of laboratory experiments and the optimised parameters obtained by the inverse analysis of the exploratory gallery. The final ground mass deformations due to the tunnel excavation represent "Class A" predictions because the full profile excavation had not arrived at the selected chainage by the time of the work on the analysis. Similar to the exploration gallery, the tunnel was simulated using the β -method, in a 2D analysis. The β values used in the simulations were obtained on the basis of 3D simulations of the exploratory gallery (Table 3). The geometry and situation of the problem being studied are presented on Figure 10. The tunnel has been driven by a sequential method the procedure of which is presented, together with the development of vertical deformations predicted by the hypoplastic model with the optimised parameter r , on Figure 11.

The settlement troughs predicted by the constitutive models being studied are presented on Figure 12; the distribution of vertical deformations in the tunnel surroundings is shown on Figure 13. The hypoplastic model, similar as in the case of the exploratory gallery, predicts a satisfactory shape of the settlement trough. The trough is slightly deeper and narrower in the case of the model with lower K_0 , nevertheless, the difference is not much significant. Completely different

sednutí se shoduje s reálnými hodnotami. Poklesová kotlina optimalizovaného MC modelu je pro vysoké K_0 opět příliš široká. S nízkým K_0 predikuje MC správný tvar kotliny a velikost sednutí, avšak uspokojivé předpovědi MC modelu byly dosaženy pouze pomocí nereálné vysokého Youngova modulu E (viz tab. 7). Mohr-Coulombův model nelze zjevně použít pro predikce sednutí způsobených ražbou, pokud se vychází z realistických dat laboratorních experimentů. V případě hypoplastického modelu pro jíly s intergranulárním přetvořením byla predikována odpovídající poklesová kotlina s rozumnou hodnotou sednutí již s parametry kalibrovanými na výsledky laboratorních experimentů.

9. VÝPOČET SEDNUTÍ ZPŮSOBENÉHO TUNELEM

Pro predikce chování plného profilu tunelu (Svoboda a Mašín, 2008) byly použity obě sady parametrů, jak originální, kalibrované na výsledky laboratorních experimentů, tak i optimalizované parametry, které jsou výstupem inverzní analýzy průzkumné štoly. Konečné deformace horninového masivu, způsobené ražbou tunelu, představují „class A“ predikce, neboť plný profil ve zvoleném staničení nebyl v době analýzy realizován. Podobně jako průzkumná štola byl tunel simulován β -metodou ve 2D analýze. V simulacích byly využity hodnoty β získané na základě 3D simulací průzkumné štoly (tab. 3). Geometrie a situace studovaného problému je na obr. 10. Ražba tunelu je realizována sekvenční metodou, jejíž postup spolu s vývojem vertikálních deformací predikovaných hypoplastickým modelem s optimalizovaným parametrem r je na obr. 11.

Poklesové kotliny tunelu predikované studovanými konstitučními modely jsou na obr. 12, rozložení vertikálních deformací v okolí výrubu na obr. 13. Hypoplastický model, obdobně jako v případě štoly, predikuje uspokojivý tvar poklesové kotliny. V případě modelu s nižším K_0 je kotlina nepatrně hlubší a užší, nicméně rozdíl není nijak výrazný. Zcela odlišné výsledky byly získány Mohr-Coulombovým modelem. Pro vysoké K_0 předpovídá MC model nereálnou poklesovou kotlinu. Pro nízké K_0 predikuje tento model deformace blízké stavu porušení, kdy dochází k pohybu bloku horniny směrem do výrubu.

10. SHRNUTÍ POZNATKŮ

V příspěvku jsme demonstrovali, že výběr konstitučního modelu pro numerickou analýzu významně ovlivňuje predikce modelu. Srovnány byly dva modely – standardní Mohr-Coulombův model a pokročilý hypoplastický model. Použitý Mohr-Coulombův model odpovídá jeho základní podobě, výsledky výpočtů tedy nijak nekompromitují možnosti jeho pokročilejších verzí, které byly využity při projektování Královopolských tunelů.

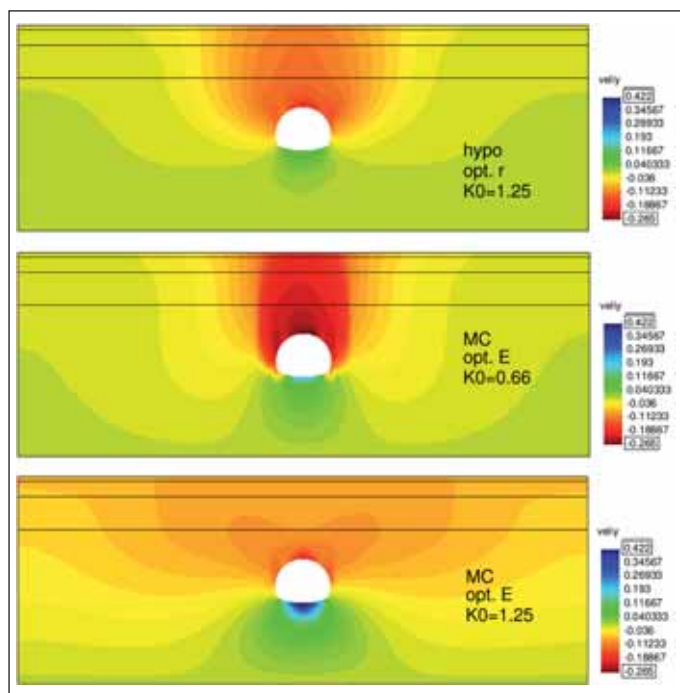
Využitím monitoringu realizace průzkumné štoly jsme ukázali, že hypoplastický model předpovídá rozumný tvar poklesové kotliny, a to i s parametry kalibrovanými na výsledcích laboratorních experimentů. Je tedy vhodný i pro použití v úvodních fázích projektu, kdy jsou predikce založené pouze na laboratorním výzkumu a není možno využít možnosti zpětné analýzy. Mohr-Coulombův model předpovídá správně velikost deformace způsobené ražbou štoly výhradně s nereálnými parametry z inverzní analýzy (vysoké E a nízké K_0). Zajímavým poznatkem je, že dva konstituční modely, optimalizované na datech z průzkumné štoly a dávající pro tento případ obdobné predikce (hypoplastický model a MC model pro nízké K_0 a optimalizované E), neposkytují shodné predikce poklesové kotliny pro plný profil tunelu. Předpovědi hypoplastického modelu se zdají být důvěryhodnější.

PODĚKOVÁNÍ

Autoři děkují za finanční podporu výzkumným grantům GAČR 205/08/0732, GAUK 137907 a MŠM 0021620855. Firmě Geotest Brno, a. s., za spolupráci a poskytnutou dokumentaci.

Mgr. TOMÁŠ SVOBODA, tsvoboda@centrum.cz,
RNDr. DAVID MAŠÍN, Ph.D., masin@natur.cuni.cz,
Ing. JAN BOHÁČ, CSc., Přírodovědecká fakulta UK

Recenzoval: doc. Dr. Ing. Jan Pruška



Obr. 13 Vertikální deformace v okolí tunelu predikované optimalizovaným hypoplastickým a Mohr-Coulombovým modelem

Fig. 13 Vertical deformations in the vicinity of the tunnel, predicted by the optimised hypoplastic model and the Mohr-Coulomb model

results were obtained by the Mohr-Coulomb model. For high K_0 , the MC model predicts an unrealistic settlement trough. For low K_0 , this model predicts deformations close to the failure state, where a ground block moves toward the excavated opening.

10. SUMMARY OF LESSONS LEARNT

In our paper we demonstrated that the selection of a constitutive model for a numerical analysis significantly affects model predictions. Two models were compared: a standard Mohr-Coulomb model and an advanced hypoplastic model. The Mohr-Coulomb model which was used corresponds to its basic form, the results of calculations therefore by no means compromise the abilities of the more advanced versions of the model which were used in the process of designing for the Královo Pole tunnels.

By using results of the monitoring of the exploratory gallery we proved that a hypoplastic model predicts reasonable geometry of a settlement trough even with parameters calibrated to results of laboratory experiments. It is therefore suitable even for using in initial design stages during which predictions are based only on laboratory investigation and possibilities of a back analysis cannot be used. The Mohr-Coulomb model predicts correctly the magnitude of deformations due to driving the gallery solely with non-realistic parameters obtained by an inverse analysis (high E and low K_0). An interesting finding is the fact that two constitutive models which were optimised on the data from the exploratory gallery and which yield similar predictions for this case (the hypoplastic model and the MC model for low K_0 and optimised E) do not yield identical predictions for the settlement trough in the case of the full tunnel profile. The hypoplastic model predictions seem to be more credible.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors thank for financial support to research grants GAČR 205/08/0732, GAUK 137907 and MŠM 0021620855 and to Geotest Brno a.s. for collaborating and providing documentation.

Mgr. TOMÁŠ SVOBODA, tsvoboda@centrum.cz,
RNDr. DAVID MAŠÍN, Ph.D., masin@natur.cuni.cz,
Ing. JAN BOHÁČ, CSc., Faculty of Science Charles University

LITERATURA / REFERENCES

Viz: <http://www.natur.cuni.cz/uhigug/masin/references>

ELEKTRONICKÝ MANAGEMENT PROJEKTOVÉ DOKUMENTACE STAVBY ELEKTRONIC CONSTRUCTION DESIGN DOCUMENT MANAGEMENT

GOTTLIEB BLAŽEK

ÚVOD

Mnohostranná a rozsáhlá stavební díla, především v oblasti dopravních staveb, jsou cílové projekty velkých globálně operujících stavebních firem, jakou je mimo jiné i Hochtief Construction AG. Z důvodu tohoto strategického zaměření jsou prioritním klientem těchto firem státní investiční společnosti nebo velké soukromé nadnárodní společnosti. Stavební díla v odpovídající investiční úrovni jsou nejen rozsáhlá, ale i velice komplexní. Realizace těchto staveb vyžaduje vysokou kompetenci zhotovitele jak v přípravě, tak i v realizaci a smluvním zabezpečení projektu. Komplikovaná logistika stavebních projektů, jakož i stále kratší doba výstavby vedou k náročné koordinaci rozsáhlé projektové dokumentace. Pouze důsledné vedení realizační dokumentace stavby a chronologická archivace všech stavebních dokumentů poskytují jak zhotoviteli, tak klientovi právní jistotu a potřebnou transparentnost.

Pro splnění těchto cílů jsou softwarová řešení moderního elektronického managementu plánování a dokumentace stavby účinným nástrojem, který umožňuje tyto úkoly efektivně zvládnout.

MODERNÍ MANAGEMENT PLÁNOVÁNÍ A DOKUMENTACE STAVBY

Rostoucí význam moderního managementu plánování a projektové dokumentace vede zákonitě k nasazení elektronických médií, jako jsou internet a rychlé a vysokokapacitní počítačové sítě. Po zralé úvaze a orientaci na trhu softwarových producentů se Hochtief rozhodl pro nasazení systému EPLASS firmy SEIB Informations Technologie Consult GmbH. EPLASS znamená Elektronisches Planungsmanagement System Seib. Seib nabízí nejen softwarovou licenci přizpůsobenou individuálním potřebám projektu, ale zřizuje a provozuje po dobu stavby i potřebnou počítačovou síť fungující na principu www (World Wide Web).

INTRODUCTION

Versatile and large constructions, above all those in the field of transportation construction projects, are target projects for globally operating construction companies, such as, among others, Hochtief Construction AG. Because of strategic aims, the group of priority clients of these companies consists of governmental investment companies and large private multi-national companies. Construction projects at adequate investment levels are not only extensive, but also highly comprehensive. Implementing such projects requires contractors who are highly competent in planning, construction and contractual securing of the project. The complicated logistics of construction projects and the ever-shorter periods of construction result in the necessity for complex coordination of extensive design document packages. Only thorough maintenance of detailed design documentation and chronological filing of all construction documents can guarantee legal certainty and necessary transparency for both the contractor and client. Software solutions for the modern electronic construction plan and document management are a tool for achieving the aims effectively.

MODERN CONSTRUCTION PLAN AND DOCUMENT MANAGEMENT

The growing importance of plan and design document management naturally leads to the application of electronic media such as the Internet and high-speed computer nets. After much deliberation and searching among software producers, Hochtief decided to use the EPLAS system provided by SEIB Informations Technologie Consult GmbH. EPLAS is for Elektronisches Planungsmanagement System Seib. Seib offers not only a software licence accommodated to individual needs of a particular project, but it also establishes and operates a computer net required during the construction period, which is based on the www (World Wide Web) principle.

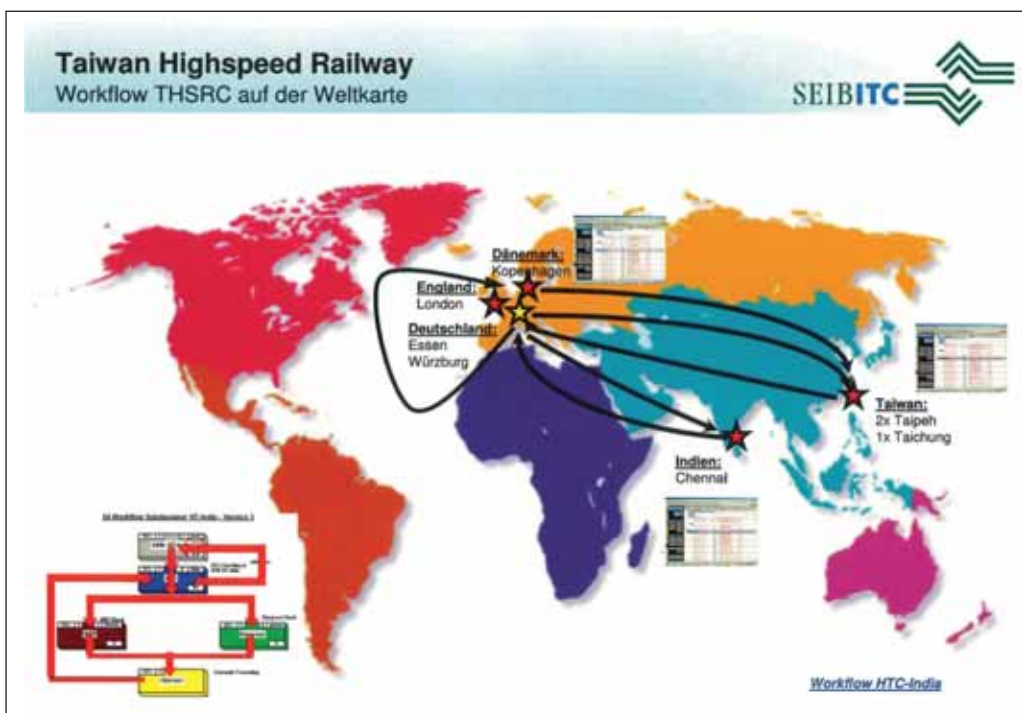
Short and fast communication ways must be available within the web for the designer, checking and approving bodies and contractors, even for major sub-contractors if necessary.

SELECTED REFERENCE CASES OF THE ELECTRONIC MANAGEMENT SYSTEM USE

This system was successfully applied by Hochtief on gigantic projects, such as:

Taiwan High-speed Rail Project

This is a 345km long high-speed rail line connecting the cities of Taipei and Kaoshiung. The number of passengers reaches up to 300,000 per day. The design speed is 350kph. Construction lot C250 at a length of 40km was carried out by Hochtief Construction AG. About 90% of the route runs on a viaduct. The planning for bridges, tunnels, earthmoving and steel structures was carried out simultaneously in Germany, India, England, Japan and, of course, Taiwan.



Obr. 1 Počítačová síť projektu THSRC na mapě světa

Fig. 1 THSRC Project computer network on the world map

Krátkými a rychlými cestami musí být sítí propojeni jak projektant, tak kontrolní a schvalovací orgány, jakož i zhotovitelé a případně i větší podzhotovitelé.

VYBRANÁ REFERENČNÍ NASAZENÍ ELEKTRONICKÉHO MANAGEMENTU

S úspěchem byl tento systém nasazen firmou Hochtief na obřích stavbách, jako jsou:

Projekt Tchaj-wan Highspeed Rail

Jedná se o rychlodráhu o celkové délce 345 km spojující města Taipeh a Kaoshiung. Počet cestujících dosahuje až 300 000 denně. Návrhová rychlost 350 km/h, 40 km dlouhý úsek, stavba C250 byla zhotovena firmou Hochtief Construction AG. Celkem 90 % úseku tvoří estakáda. Plánování mostů, tunelů, zemních prací a ocelových konstrukcí probíhalo současně v Německu, Indii, Anglii, Japonsku a samozřejmě i na Tchaj-wanu.

Projekt Stendal Pulp Mill

V severní části země Sachsen-Anhalt realizoval Hochtief Construction AG pro energetickou společnost RWE továrnu na výrobu celulózových vláken na produkci papíru. Na 80 hektarech plochy bylo současně stavěno 38 stavebních objektů a příslušná infrastruktura. Zkušební inženýři, projektanti, architekti a investoři se sídlem v zemích Sachsen-Anhalt, Hessen a ve Švédsku představovali tým čítající až 130 spolupracovníků propojených sítí.

ICE rychlodráha Ingolstadt-Nürnberg

Na projektu rychlodráhy Ingolstadt-Nürnberg realizovaném v letech 1998 až 2003 se zúčastnil Hochtief stavbou tří tunelů. Tunel Irlahüll o délce 7260 m, tunel Euerwang o délce 7700 m a tunel Schellenberg o délce 650 m. K projektu patří i únikové a záchranné štoly o celkové délce téměř 7000 m. Jenom realizační dokumentace stavby obsahovala kolem 10 000 plánů a dokumentů. Zkušební inženýři měli sídlo v Aachen, státi v rakouském Linci, projektanti ve Frankfurtu, investor v Norimberku a samotné zařízení staveniště se nacházelo v městečku Kinding v Bavorsku. Sídlo správce sítě je ve městě Würzburg. Všichni účastníci byli napojeni na společnou síť elektronického managementu projektové dokumentace.

PPP projekt Ypsilon – úsek severovýchodně od Vidně směrem na Brno

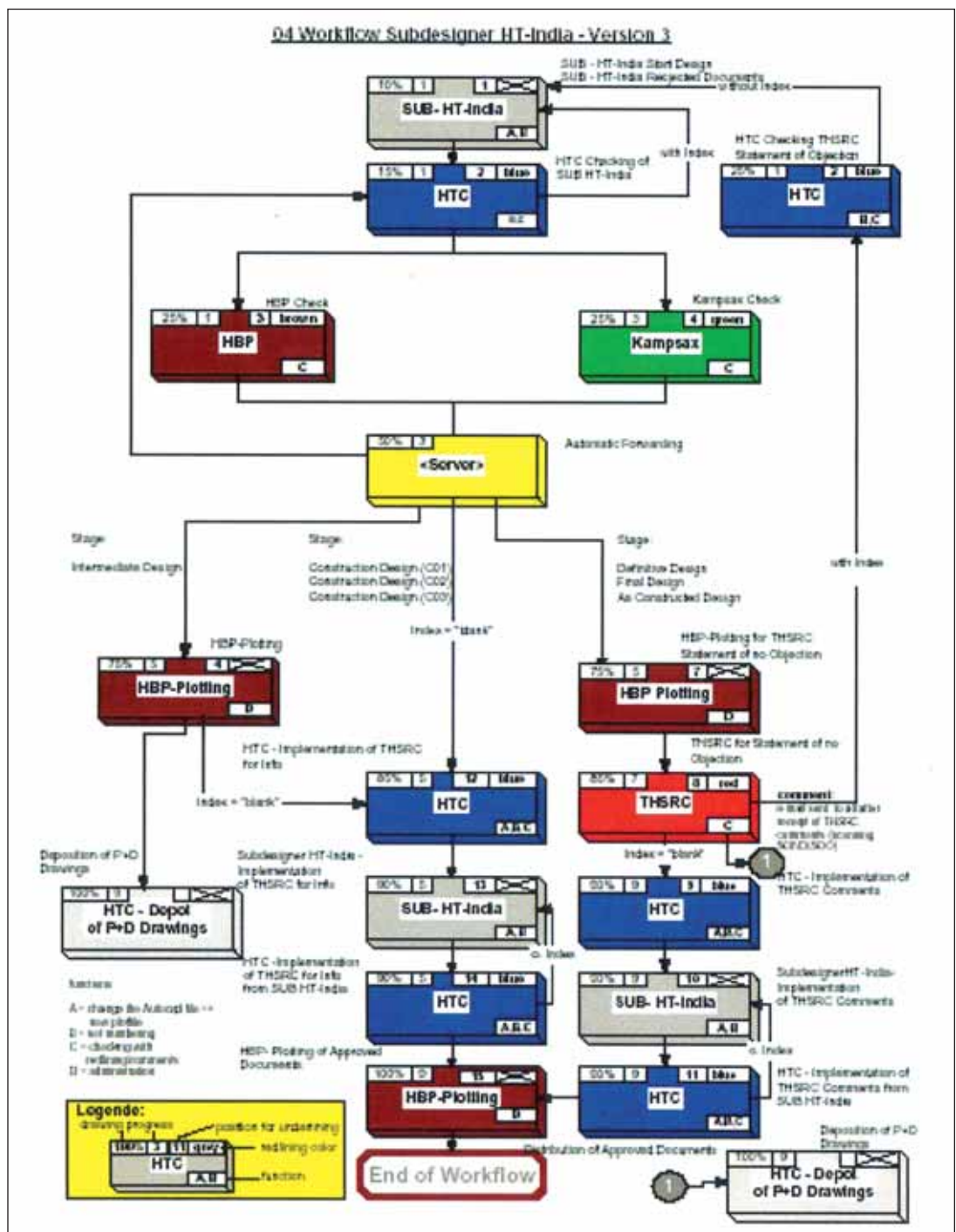
Projekt se skládá z 51 km dálniční trasy, 76 mostů,

Stendal Pulp Mill Project

In the north of the state of Saxony-Anhalt, Hochtief Construction AG implemented a pulp mill project for RWE power generating company. There were 38 buildings/structures and associated utility networks worked on concurrently, within an 80-hectare area. The 130-strong project team consisted of test engineers, designers, architects and client's representatives having their seats in the German states of Saxony-Anhalt and Hessen, and in Sweden. All of them were interconnected via the net.

ICE Ingolstadt-Nuremberg high-speed rail

Hochtief participated in the project for the InterCity Express (ICE) line between the cities of Ingolstadt and Nuremberg, which was realised in 1998 – 2003, by building three tunnels, i.e. the 7260m long Irlahüll tunnel, 7700m long Euerwang tunnel and 650m long Schellenberg tunnel. In addition, the contract contained escape and rescue galleries at a total length of 7000m. The detailed design package



Obr. 2 Příklad Workflow ve formě síťového grafu
Fig. 2 An example of the Workflow in the form of a flow chart

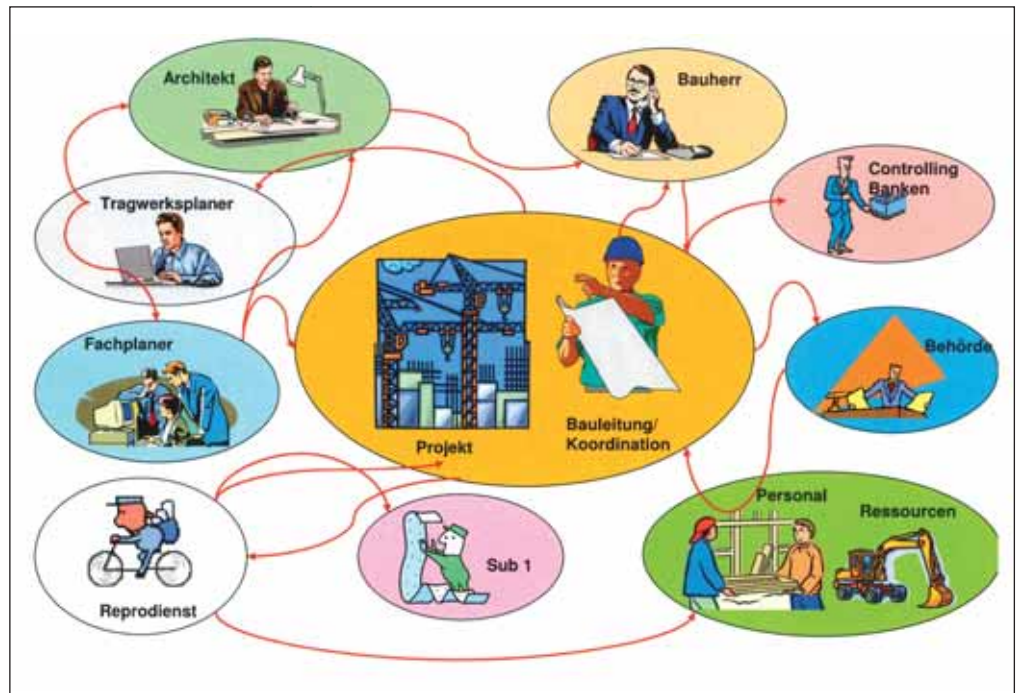
18 vanových staveb, tří hloubených tunelů a jednoho raženého tunelu. Projekt se nachází ve stadiu realizace a je to v současné době největší rakouská stavba. Objemy jako 750 000 m³ betonu, 80 000 tun oceli, 9 milionů m³ zemních prací splnit za pouhé tři roky doby výstavby hovoří samy za sebe. Zvládnout takovou logistickou úlohu vyžaduje organizované plánování za podpory moderního elektronického managementu.

PPP Projekt dálnice A4, obchvat Hörselberg v Thüringen

Celkem 45 km dálnice mezi Werrabrücke a Waltershausen představují pro francouzsko-německou společnost Via Solution Thüringen GmbH & Co.KG, jejíž účastníkem je Hochtief Construction AG, 2,3 milionu kubíků zeminy, 1 milion m³ šterku, 200 000 m³ betonu, inženýrské stavby jako 23 mostů a jeden velký údolní most. Gigantický stavební výkon. Koncesionářská společnost bude tuto stavbu refinancovat z příjmů z mýtného až do roku 2037. I tento úkol je bez moderního managementu plánování a dokumentace stavby v daném termínu prakticky nespílitelný.

FUNKCE MANAGEMENTU PLÁNOVÁNÍ A DOKUMENTACE STAVBY, DEMONSTROVÁNO NA PROGRAMU EPLASS

Všechny plány a dokumenty, které mohou mít až 200 různých formátů, přečte integrovaný Viewer IMAGENATION a založí do systému. Podle statusu plánu přidělí EPLASS dokumentaci automaticky příslušným zkušebními místům. Pomocí internetu jsou



Obr. 3 Workflow v praxi
Fig. 3 The Workflow in practice

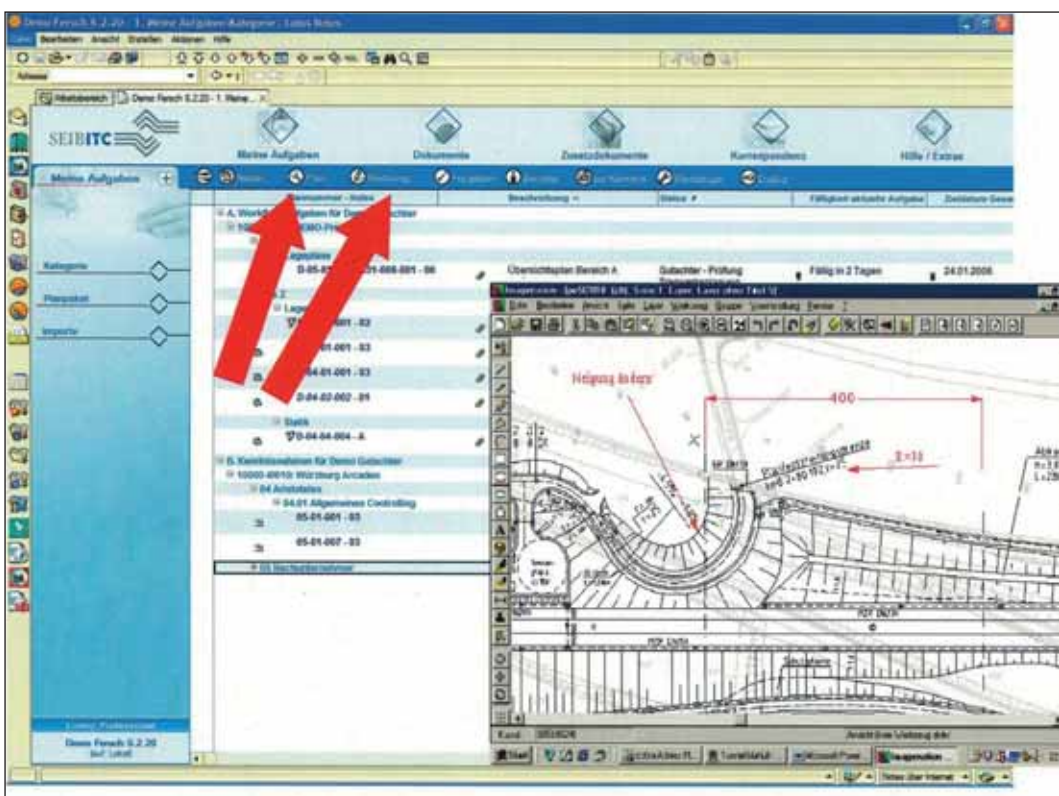
itself comprised about 10,000 drawings and documents. The test engineers had their seat in Linz, Austria, designers in Frankfurt, the client in Nuremberg, while the site facility was in the small town of Kinding, Bavaria. The seat of the net manager was in the town of Würzburg. All of the parties were connected to the common network of the electronic design document management.

Ypsilon PPP project – section found north-east of Vienna, running toward Brno

The project comprises 51km of a motorway route, 76 bridges, 18 tanks, three cut-and-cover tunnels and one mined tunnel. The project is in the construction stage. Currently it is the largest construction project in Austria. The performance volumes such as 750,000 m³ of concrete, 80,000 ton of steel, 9 million cubic metres of earthmoving to be carried out during a mere three years speak for themselves. Coping with such a logistical task requires organised planning supported by a modern electronic management system.

A4 Motorway PPP project – Hörselberg bypass, Thuringia

For the French-German company Via Solution Thüringen GmbH & Co.KG, in which Hochtief Construction AG is a partner, the total length of 45km of the motorway between Werrabrücke and Waltershausen represents 2.3 million cubic metres of earthmoving, 1 million m³ of gravel, 200,000 m³ of concrete, civil engineering structures such as 23 bridges and one



Obr. 4 Příklad připomínky formou Redlining
Fig. 4 An example of a note in the redlining form

všichni zúčastnění napojeni na jednu komunikační centrálu. Přenos dat je zajištěn pomocí speciálních kódovacích mechanismů systému Lotus Notes.

Jak zkušební inženýři, tak i všichni ostatní účastníci procesu mohou do plánů a dokumentů nahlédnout. Podle statusu plánu jsou v příslušném stadiu průběhu připomínkového a schvalovacího procesu definováni účastníci autorizováni k poznámkám a připomínkám přímo na dokumentu. Tento záznam (tzv. Redlining) se uskutečňuje na k plánu přiřazených transparentních rovinách (Layer). Kromě toho má každý autorizovaný účastník k záznamu přiřazenu vlastní barvu.

Průběh připomínkového a schvalovacího procesu je po dohodě s investorem, zhotovitelem a provozovatelem systému pevně zakotven v předdefinovaných krocích (tak zvaný Workflow).

Tento průběh je závazný a nemůže jej nikdo kromě administrátora změnit. Podle toho, jak plán postupuje jednotlivými instancemi a vrací se po proběhlých zkušebně-připomínkových kolech, obdrží automaticky příslušný index a status. V seznámení s listech systému Eplass obdrží potom řádek kódovaného označení čísla plánu (přílohy dokumentace) jednoznačnou identifikační barvu. Pouze po uzavření kole, do kterého nemohou ostatní účastníci zasáhnout, obdrží dokument další statutární stupeň. Termíny na připomínkování jsou předem definované. V případě překročení termínů vysílá systém autorizovanému inženýrovi varovná hlášení. Termíny načtení a data záznamu nelze svévolně měnit.

Kromě práva autorizovaných zkušebních inženýrů k záznamu připomínek do dokumentu jsou tito oprávněni plán odmítnout a vrátit zpět k přepracování. V případě akceptace je plán včetně navěšených dokumentů postoupen dál.

O postupu plánu je automaticky veden protokol s datem a hodinou každého kroku. Tento protokol nelze editovat, ale je k dispozici všem účastníkům řízení jak k nahlédnutí, tak i k tisku.

Po uzavření připomínkového řízení převezme projektant Redlinings a zhotoví čistopis. Po projití závěrečného kola čistopisu obdrží plán automaticky konečný index a status „schváleno k realizaci“.

Elektronický podpis příslušné připomínkující instance proběhne automaticky v elektronické formě uvnitř systému a současně na příslušném Layer v předdefinovaném místě rohového razítka.

V závislosti na Workflow jsou na plánu rezervována podpisová místa pro jednotlivé orgány.

Těmi mohou být zkušební inženýr z hlediska statického, zkušební inženýr z hlediska konstrukčního a dodržení podmínek zadávací dokumentace a smlouvy, autorský dozor, jednotlivé investorské složky jak provozu, tak i stavební realizace včetně nadřazených orgánů. Podle statusu, ve kterém se plán nachází, jsou při

large-span valley bridge. What a gigantic performance. The concessionaire will re-finance this project from toll revenues till 2037. Nor this task can be accomplished on time without modern plan and document management.

PLANNING AND PROJECT DOCUMENTATION MANAGEMENT FUNCTIONING: DEMONSTRATED ON EPLASS PROGRAM

All drawings and documents, which may be carried out in up to 200 various formats, are read by integrated Viewer IMAGENATION and stored in the system. EPLASS automatically assigns documents according to the particular drawing status to particular auditing locations. All the project participants are connected to a communication centre via the Internet. The transfer of data is safeguarded by a special Lotus Notes encryption.

The checker and the other participants in the project can view the drawings and documents. According to the drawing status, the participants are authorised in the respective stages of the consultation and approving process to add their notes and comments directly in the document. This record (so-called Redlining) is made on transparent layers assigned to the drawing. In addition, each authorised participant has his own colour assigned for the record.

The course of the consultation and approving process is agreed by the client, contractor and system operator and firmly incorporated in the workflow.

This course is binding and cannot be changed by anybody, excepting the administrator. As the workflow proceeds through individual instances and returns after the testing and commenting rounds are completed, it automatically receives a relevant index and status. In the EPLASS indexes and lists, the line with coded marking of the drawing number (documentation annexe number) is then assigned an unambiguous identification colour. Another statutory degree receives the document only after the round, which cannot be affected by the other participants, is closed. Deadlines for comments are predefined. The

EPLASS Bericht

Planer: B-07-51-10-5126D-015-001 - 01
Bestandsplan

Planer: Tunnel Euerwang NA 1
BQ 14c Bewehrung Sohle
Übergang Block 7 / Block 6
Projekt: Innenschale NA1
Planpaket: B-Planung Bewehrungspläne NA 1
Workflow: 99 Bestandsplanung Los Mitte
Akt. Aufgabe: Bestandsplan
EBA-Archiv:

Unterschriften:

Aufgabe	Datum	Unterschreiber
Beginn Bestandsplanung	02.08.2007	Zbigniew Warda
GU Los Mitte Freigabe Prüfu..	03.08.2007	Wolfgang Beer
GRZ Prüfung Bestandsplanung	18.09.2007	Kaj Matt
BUI Prüfung Bestandsplanung	14.01.2008	Walter Rainalter
GU Los Mitte - Sichtung Bes..	17.01.2008	Wolfgang Beer

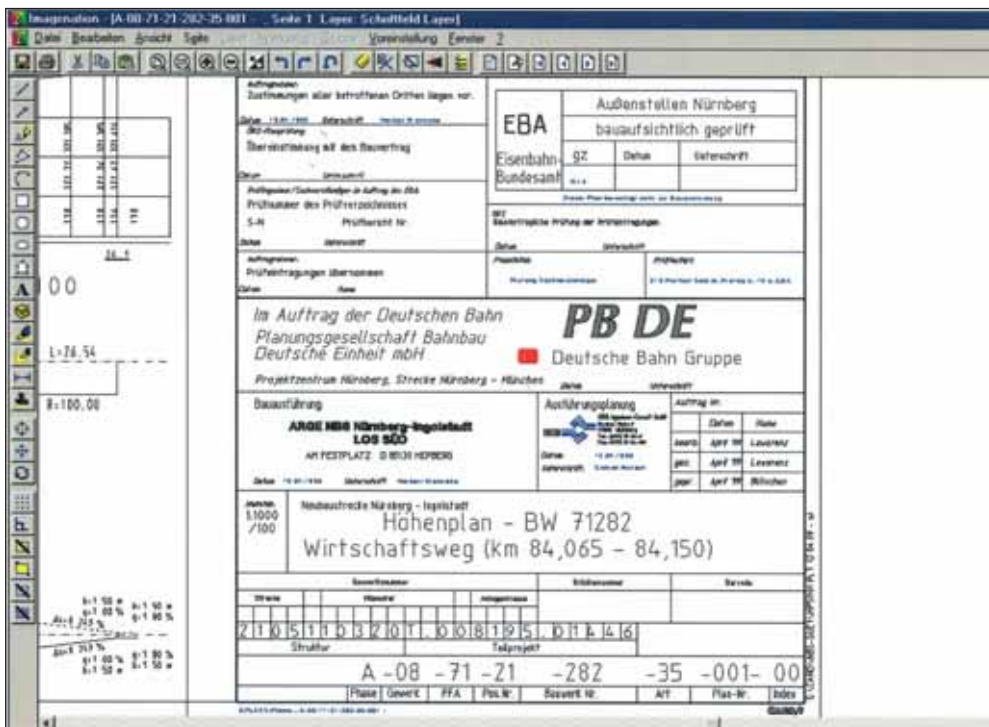
Prüferichte:

Prüferichtnummer:	Datum	Ersteller	Prüferichte	Planindex
B 51 5126D PR BP 003	17.12.2007	Kaj Matt	GRZ	'01'
BUI B 51 5126D PR BP 002	14.01.2008	Walter Rainalter	Sonstige	'01'
Stellungnahme GRZ/TL 12.02...	13.02.2008	Kaj Matt	GRZ	'01'
B 09 5126D PR BP 001	12.01.2006	Kaj Matt	GRZ	'01'
B 51 5126D PR BP 001 Rev.1	20.01.2006	Kaj Matt	GRZ	'01'
B 51 5126D PR BP 002	15.11.2006	Kaj Matt	GRZ	'01'
BUI B 51 5126D PR BP 001	07.12.2006	Florian Thum	Sonstige	'01'

Dokument Historie

15.03.05 10:26:46, 99 Bestandsplanung Los Mitte - initialisiert von Wolfgang Hellebrand
15/03/05 10:33:14, Beginn Bestandsplanung - genehmigt von Wolfgang Hellebrand
15.11.05 18:29:36, GU Los Mitte Freigabe Prüfung Bestandsplanung - genehmigt von Wolfgang Beer
15.11.06 16:40:19, GRZ Prüfung Bestandsplanung - genehmigt von Kaj Matt
07.12.06 17:19:17, BUI Prüfung Bestandsplanung - abgelehnt von Florian Thum
08.05.07 18:06:50, GU Los Mitte Freigabe Prüfung Bestandsplanung - abgelehnt von Wolfgang Beer
03/08/07 8:42:34,, Beginn Bestandsplanung - genehmigt von Zbigniew Warda
03.08.07 12:14:22, GU Los Mitte Freigabe Prüfung Bestandsplanung - genehmigt von Wolfgang Beer
18.09.07 14:22:28, GRZ Prüfung Bestandsplanung - genehmigt von Kaj Matt
14.01.08 17:57:06, BUI Prüfung Bestandsplanung - genehmigt von Walter Rainalter
17.01.08 11:53:05, GU Los Mitte - Sichtung Bestandsplanung - genehmigt von Wolfgang Beer

Obr. 5 Protokol o průběhu schvalování
Fig. 5 A record of the approving process



Obr. 6 Podpisy schvalovacích orgánů v rohovém razítku
Fig. 6 Signatures of approving bodies in a title block

tisku v rohovém razítku vytištěny pouze ty podpisy, které byly dosud elektronicky realizovány.

Kromě toho je každý stupeň (index) nezávisle archivován, což umožňuje sledování všech i zahrnutých verzí projektové dokumentace. Systém umožňuje i propojení plánů s příslušnými krycími listy, zprávami, znaleckými posudky a dalšími dokumenty.

Na základě důsledného sledování postupu (Workflow) je automaticky možné grafické vyhodnocení plánovaných a skutečných termínů.

Systém nabízí různá rozhraní k programům MS Office, jako je Excel, Word, ale i k formátu Ascii.

Konsekventní evidence dokumentace nabízí jednoduché a rychlé zhotovené dokumentace skutečného provedení stavby.

DATOVÁ MNOŽSTVÍ

Dosavadní praxe prokázala, že mohou být přenášena rychle a spolehlivě prostřednictvím internetu i veliká množství dat.

U dvou z v tomto článku jmenovaných projektů jsou to například:

170 000 plánů a dokumentů u projektu Tchaj-wan High Speed Railway s kapacitou 169 GB.

U projektu Stendal Pulp Mill je to cca 32 000 plánů a dokumentů s kapacitou 45 GB.

VÝHODY, KTERÉ MLUVÍ PRO ELEKTRONICKÝ MANAGEMENT

Výhody a úspory nákladů:

- Hlavní úspory nákladů leží ve výrazném snížení spotřeby papíru a snížení výdajů na reprodukci a množení dokumentů.
- Odpadají náklady na poštovné, služební cesty a transport.
- Redukuje se nasazení spolupracovníků na evidenci a sledování postupu dokumentace.
- Odpadají chyby a nesrovnalosti způsobující dodatečné náklady.
- Možnost zvládnutí komplexních Workflows.
- Přímý přístup k projektové dokumentaci, statica a připomínkám kdekoli na světě.
- Automatický management termínů.
- Problémy z důvodů opožděného plánování, nebo opožděného schválení dokumentace jsou včas rozpoznány.
- Včasné zavedení korigujících opatření.

system sends warning reports to the authorised engineer in case of crossing the deadlines. Neither the deadlines for reading nor the recorded data can be arbitrarily changed.

The authorised test engineers have not only the right to make comments in the document, but also to reject the drawing and return it for revision. When it is accepted, the drawing including attached documents is passed on. Fig. 4.

The progress of the drawing is automatically recorded, including the date and hour of each step. The record cannot be edited. It remains available for all participants in the process both for viewing and printing.

When the consultation process is closed, the designer takes over the redlinings and prepares the fair copy. When the final round of the fair copy is passed, the drawing is automatically assigned the final index and the "ready for construction" status.

The electronic signature of the respective instance is made automatically in the electronic form both in the system and, at the same time, on the res-

pective layer in the pre-defined location for the title block.

Depending on the workflow, places for signatures of individual bodies are reserved on the drawing.

The list of the bodies may comprise a test engineer specialised in the structural analysis, test engineer specialised in the structure and adherence to tender and contract conditions, consulting engineer's supervisor, individual components of client's office dealing with both the operation and construction, including higher-rank bodies. Depending on the status in which the drawing is found, only the signatures which have been made electronically appear in the title block when the drawing is printed.

In addition, each index is independently filed, which makes monitoring of all versions of design documents possible (including the rejected ones). The system also makes connecting the drawings with respective cover sheets, reports, expert opinions and other documents possible. Fig. 7

It is possible automatically to assess the planned and real deadlines graphically on the basis of consistent monitoring over the workflow.

The system offers various interfaces for MS Office programs, such as Excel, Word, but also the Ascii format.

Consecutive filing of documents allows simple and quick preparation of as-built documentation.

DATA VOLUMES

The past practice proved that even large volumes of data could be transmitted quickly and reliably via the Internet.

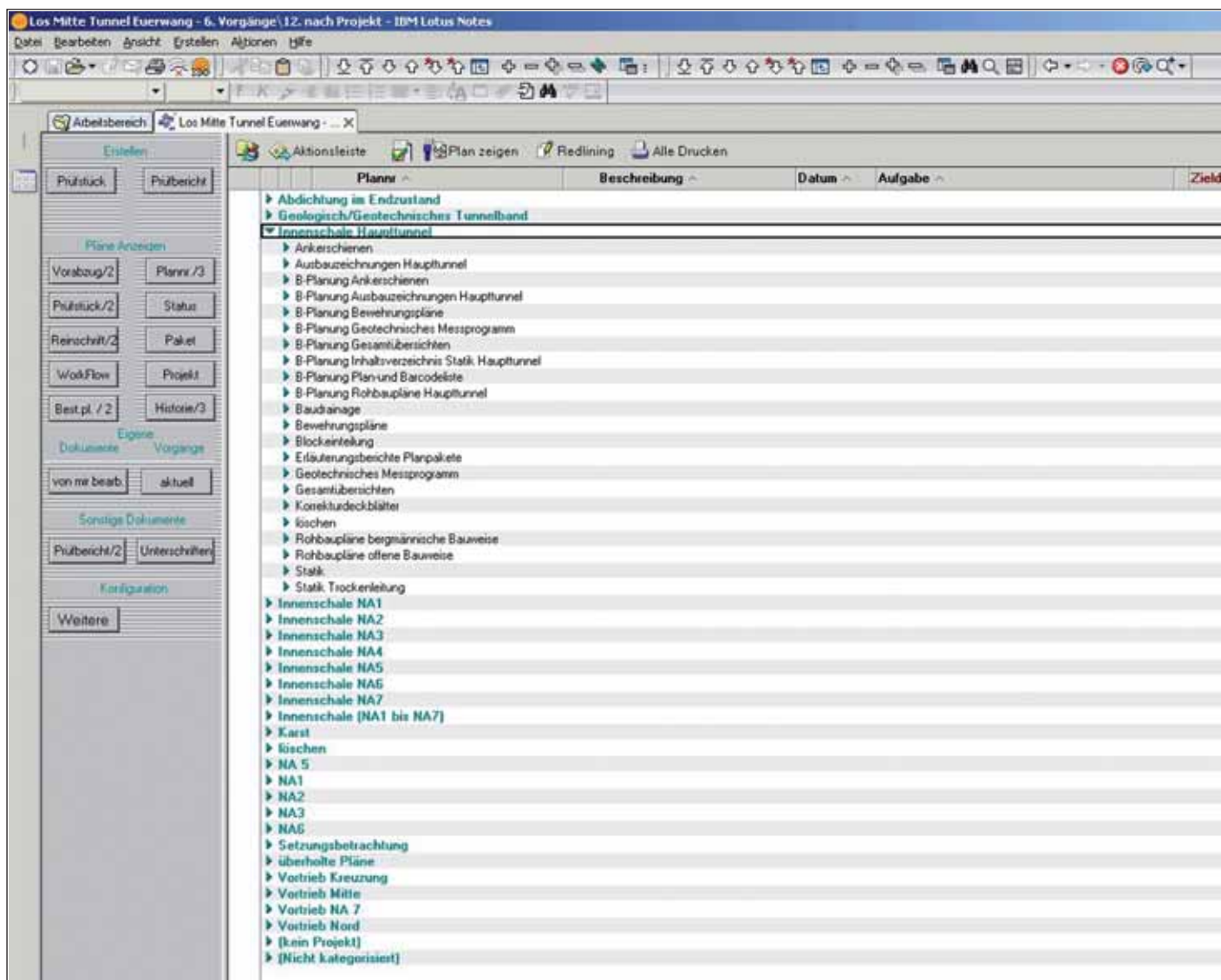
For example, regarding the two above-mentioned projects, there were: 170,000 drawings and documents in the case of the design for the Taiwan High Speed Railway, with the capacity of 169 GB;

About 32,000 drawings and documents with the capacity of 45 GB in the case of the design for the Stendal Pulp Mill.

ADVANTAGES SPEAKING IN FAVOUR OF ELECTRONIC MANAGEMENT

Advantages and cost savings:

- The main cost savings are found in the significant reduction in consumption of paper and reduction in expenditures on document reproduction and copying.
- Expenditures on postage, business trips and transport are avoided.
- The workload of fellow-workers carrying out the filing and monitoring over the designing process is reduced.
- Errors and imperfections causing additional costs are avoided.
- A capability of coping with comprehensive Workflows
- A direct access to drawings, structural analysis and comments anywhere in the world



Obr. 7 Ukázka struktury dokumentů v seznamu objektů

Fig. 7 An example of the structure of documents in a list of structures

- Integrace výkonného Viewer.
- Přímé spojení připomínek s dotčenou dokumentací (Redlining).
- Zobrazení statusu plánu automaticky přímo na výtisku.
- Vizualizace statusu automaticky v přehledných seznamech.
- Centrální správa adres.
- Strukturovaná evidence a archívace.

Moduly stavby:

- fotodokumentace,
- vedení stavebních deníků,
- vedení protokolů a seznamu nedostatků.

ZÁVĚR

Po dosavadních mnohaletých zkušenostech se systémem elektronického managementu plánování a dokumentace stavby lze tyto systémy jenom doporučit. Přímé úspory vyplývající z elektronického managementu jsou možná vyváženy náklady na licenci a provoz systému. Zdaleka nezanedbatelné úspory jsou ale bezesporu úspory nepřímé, vyplývající z výhod systému.

Stavba má naprosto neomylně k dispozici vždy poslední a platnou verzi projektové dokumentace. Totéž platí pro investora a dozor stavby.

Při manuálním managementu RDS není výjimkou, že změny a různé verze projektové dokumentace, jakož i nedůsledné vedení změnových indexů vedou k omylům v realizaci. Následně sanace nebo případné časové skluzy vedou k nákladům, které mohou být citelné.

- Automatic schedule management. Problems caused by delays in schedules or delayed document approvals are identified in time. Timely introduction of correcting measures.
 - Integration of the efficient Viewer
 - Direct connection of comments with the respective documents (the Redlining)
 - The drawing status display available directly on the printed copy
 - Visualisation of the drawing status automatically in well-arranged lists
 - Central address management
 - Structured records and files
- Project modules:
- Photodocumentation
 - Keeping records in construction logs
 - Maintaining records and snagging lists

CONCLUSION

With the past many years' experience with the electronic planning and design document management, it is possible to recommend these systems. Direct savings following from the electronic management may be counterbalanced by the cost of the licence and the system operation. Nevertheless, the indirect savings following from the system advantages are undoubtedly non-negligible.

No error is possible on the construction site because there is always the latest and valid version of plans available to the contractor, client and client's supervisor.

It is not exceptional in the case of the manual detailed design management that changes in design documents and various versions of drawings,

Pokud dojde ke sporům nebo dokonce k arbitrážnímu řízení, je představený systém nestranným svědkem průběhu plánování a schvalování a dodá cenné dokumenty, které nelze zpochybnit.

Zavedení elektronického systému managementu plánování a dokumentace stavby je nejen v zájmu zhotovitele, ale především v zájmu investora. Určitě není náhodou, že např. největší investor ve Spolkové republice, Německá dráha, nasazení systému Epass předepisuje již v zadávacích podmínkách. Provoz a licenci systému financuje v těchto případech investor a náklady jsou součástí investičních nákladů.

Především velké projekty, jakou jsou koncesionářské PPP projekty, vyžadují v důsledku provázanosti a komplexních stavebních procesů efektivní sledování a evidenci, které dnes bez moderního elektronického managementu není myslitelné.

V České republice jsou rozestavěny a připravovány stavby, které se neomezuji na zadání po významných objektech, ale jsou vypisovány najednou celé velké úseky stavby, jako je tomu např. u dálničního okruhu kolem Prahy. Zde je na jednom úseku kumulováno velké množství stavebních objektů a provozních souborů. Jejich koordinace a projektová příprava podle časového harmonogramu pomocí elektronického managementu by umožnila optimalizaci stavebních postupů a ve svém důsledku i zkrácení doby výstavby. Elektronické sledování koordinace na rozhraní jednotlivých objektů by dalo radám sdružení firem do ruky efektivní podklad pro řízení stavby.

S výhledem do budoucnosti a pohledem na připravované projekty, jako je prodloužení trasy A metra na letiště Ruzyně, jakož i další obrovské drážní projekty, by stálo za zamyšlení, zda by nebylo zavedení elektronického managementu plánování a dokumentace stavby přínosem pro oblast rozvoje infrastruktury.

DIPL.-ING. GOTTLIEB BLAŽEK,
gottlieb.blazek@hochtief.de,
HOCHTIEF CONSTRUCTION AG, Německo

Recenzoval: Ing. Pavel Šourek

as well as inconsistent maintenance of change indexes result in construction faults. Subsequent repairs or possible delays lead to expenditures, which may be painful.

If disputes or even arbitration proceedings take place, the system introduced in this paper is an unbiased witness of the course of the planning and approving process, and provides valuable documents which cannot be cast doubt on.

The introduction of the electronic planning and design document management system is beneficial not only for the contractor but, first of all, for the client. It is certainly no accident that, for example, German Rail, the largest employer in the Federal Republic of Germany, prescribes in tender conditions that EPASS must be used. The operation of the system and the system licence is financed by the client in these cases, and expenses are part of investment costs.

As a result of mutual interconnection and comprehensiveness of construction processes, large projects above all, such as concession PPPs require effective monitoring and recording, which is today unthinkable without modern electronic management.

There are projects under construction and projects under preparation in the Czech Republic for which contracts are not limited to main structures. Tenders are called for complete large sections of the projects, for example the Prague City Ring Road. A single section of this project encompasses a large number of structures and operating units. Their coordination and design planning according to a time schedule using an electronic management system would make optimisation of construction processes possible, even resulting into reduced construction times. Electronic monitoring of the coordination at the interface between individual structures would equip consortium boards with an basis for effective construction management.

With respect to the future and currently prepared projects, such as the metro line A extension toward the Ruzyně airport or other large railway projects, it would be worth considering whether the application of the electronic plan and documentation management would be beneficial for the sphere of infrastructural development.

DIPL.-ING. GOTTLIEB BLAŽEK,
gottlieb.blazek@hochtief.de,
HOCHTIEF CONSTRUCTION AG, Germany

STAVITEL

**odborný měsíčník poskytující spolehlivé
a důležité informace z oblasti stavebnictví**

- » Lídr na trhu odborných periodik ve stavebnictví
- » Informace o nových trendech, materiálech, strojích, technologiích, normách a právních předpisech
- » Pravidelná cenová srovnání stavebních materiálů, cenové analýzy a prognózy

www.stavitel.ihned.cz



Přesvědčte se sami, požádejte o ukázkový výtisk zdarma na telefonu 800 110 022 nebo e-mailem na adrese predplatne@economia.cz

economia
OBSAH ROZHODUJE

Z HISTORIE SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY FROM THE HISTORY OF THE PRAGUE CITY RING ROAD

JIŘÍ SVOBODA

ÚVOD

Automobilová doprava ve městech je jevem, který s přibývajícím počtem vozidel a s nárůstem provozu stále více ovlivňuje nejen život obyvatel, ale i životní prostředí. To platí také pro hlavní město Praha. V automobilové dopravě celého regionu České republiky zaujímá hlavní město Praha velmi specifické postavení, které se projevuje nadprůměrně vysokými intenzitami dopravy ve srovnání s jinými českými městy.

Od roku 1991 roste počet automobilů a intenzita automobilové dopravy v Praze takovým tempem, které nemá (s výjimkou měst v bývalé NDR) v Evropě obdoby. Přetížení komunikační sítě nemá již pouze bodový charakter, ale má prakticky charakter celoplošný. Dochází k pravidelným dopravním kongescím nejen v centru města, ale i na řadě míst v celé komunikační síti města. Každodenní několikahodinové dopravní zácpy se tvoří i na nejkapacitnějších komunikacích, např. na Barandovském mostě, Jižní spoje a dalších.

Silniční okruh kolem Prahy (dále jen SOKP) je jednou z nejvýznamnějších dopravních staveb hlavního města Prahy a také Středočeského kraje. Po svém dokončení bude jednou z dopravně nejzatíženějších tras v České republice.

SOKP je součástí sítě silnic a dálnic České republiky schválené usnesením vlády ČR č. 741 ze dne 21. 7. 1999 a je v souladu s Územním plánem hlavního města Prahy schváleným zastupitelstvem hlavního města Prahy usnesením č. 10/5 ze dne 9. 9. 1999. Silniční okruh kolem Prahy je také součástí 4. multimodálního koridoru sítě TEN-T.

Celá trasa SOKP je nyní připravována a realizována v kategorii S, tedy jako silnice I. třídy I/1. Šířkové uspořádání je 27,5/100 respektive 34/100 (směrově rozdělené komunikace s parametry blízkým pro rychlostní komunikaci). Řešení je přizpůsobeno převádění provozu při opravách do jednoho dopravního směru při zachování dvou jízdních pruhů v každém směru. SOKP podléhá výkonovému zpoplatnění.

Stavba celého silničního okruhu kolem Prahy je rozdělena do úseků označených jako SO 510 až SO 520.

INTRODUCTION

Urban automobile traffic is a phenomenon which, with the numbers of vehicles increasing and traffic density growing, ever more influences lives of citizens and the living environment. This also applies to the capital, Prague. In terms of automobile traffic within the entire region of the Czech Republic, Prague holds a very specific position, which manifests itself through above-average traffic flow volume compared with other Czech cities.

Since 1991 the numbers of automobiles and the traffic flow volume grow in Prague at a rate which has no equivalent in Europe (with the exception of cities in the former German Democratic Republic). Excessive traffic flow density does no more take place only in isolated points; it exists all over the area. Traffic congestions occur regularly not only in the centre of the city but also in many locations throughout the city's road network. Daily repeating, several hours lasting traffic congestions develop even on the highest capacity roads, such as for example the Barrandov bridge, Southern Connection Road etc.

The (outer) Prague City Ring Road (hereinafter referred to as the PCRR) is one of the most important projects for transportation not only in the capital, Prague, but also in the Central Bohemian Region. Once completed, it will become one of the routes carrying the highest traffic flow volumes in the Czech Republic.

The PCRR is part of the network of roads and motorways in the Czech Republic which was approved through the Decree No. 741 of the Government of the Czech Republic dated 21 July 1999. It is in line with the Land Use Plan of the Capital City of Prague, which was approved by the Prague City Council through the Decree No. 10/5 dated 9 September 1999. In addition, the Prague City Ring Road is part of the 4th multimodal corridor on the TEN-T network.

The entire PCRR route is currently being prepared and constructed as an S-category road, class I/1. The width arrangement is 27.5/100 or 34/100 (a dual carriageway with the parameters close to fast highway parameters). The design is accommodated to the need to divert traffic during repairs to one of the carriageways, with two traffic lanes available for each direction. The use of the PCRR is subject to mileage toll charging.

Tab. *Současné rozdělení silničního okruhu kolem Prahy na jednotlivé úseky*
Table *Current division of the Prague City Ring Road into individual construction lots*

Číslo úseku / Lot No.	Umístění / Location	Stav / Condition	Délka [km] / Length [km]
SO 510	Satalice–Běchovice Satalice–Běchovice	V provozu 1. etapa od roku 1984 2. etapa od roku 1993 Operation: Stage 1 since 1984 Stage 2. since 1993	4 100
SO 511	Běchovice–dálnice D1 Běchovice–motorway D1	V přípravě / Under preparation	12 571
SO 512	Dálnice D1–Vestec	SoD podepsána v 2008 / Contract award 2008	8 570
SO 513	Vestec–Lahovice	Ve výstavbě od 2006 / Under construction since 2006	8 337
SO 514	Lahovice–Slivenec	Ve výstavbě od 2006 / Under construction since 2006	6 030
SO 515	Slivenec–Třebonice	V provozu od roku 1983 / Operating since 1983	7 200
SO 516	Třebonice–Řepy	V provozu od roku 2000 / Operating since 2000	3 500
SO 517	Řepy–Ruzyně	V provozu od roku 2001 / Operating since 2001	2 503
SO 518	Ruzyně–Suchdol	V přípravě / Under preparation	9 401
SO 519	Suchdol–Březiněves	V přípravě / Under preparation	6 680
SO 520	Březiněves–Satalice	V přípravě / Under preparation	13 709
Celková délka SOKP / Total PCRR length			82 787 km



*Silniční okruh kolem Prahy
The (outer) Prague City Ring Road*

HISTORIE SOKP

První zmínky o silničním obchvatu kolem Prahy (tehdy nazývaného Pražský dálnicový okruh) jsou již z 30. let 20. století, tj. z období vzniku historie dálnic na našem (tehdy Československém) území. Projektanti se zabývali myšlenkou vytvoření okružní dálnice kolem hlavního města. Cílem bylo odklonění tranzitní dopravy, vzniklé po dokončení plánovaných dálnic v Čechách, které měly vést všechny přes Prahu (tahy do Českých Budějovic, Plzně, Brna, Hradce Králové, Ústí nad Labem).

„Pražský dálnicový okruh“ měl v mnohém podobnou trasu jako dnešní silniční okruh SOKP. Např. i tenkrát se počítalo s vedením dálnice přes Suchdol a s mostem přes Vltavu na úplně stejném místě, jako má vyrůst ten současný.

Po okupaci v roce 1939, tj. v období ve kterém dohled nad výstavbou dálnic na našem území převzaly německé úřady, byly sledovány dvě varianty vedení okruhu kolem Prahy:

1. varianta, tzv. česká, jejíž provedení se v mnohém podobalo dnešní představě o realizaci okruhu, zejména v oblasti Suchdola.

2. varianta, tzv. německá – tangenti, která byla poprvé zmíněna na konci roku 1939. V tomto návrhu jsou preferovány směry Lovosice – České Budějovice, resp. Plzeň – Náchod.

V době okupace byla upřednostňována tzv. německá varianta.

Projekční práce na pražském okruhu i nadále probíhaly. Za zmínku

The entire Prague City Ring Road project is divided into sections – construction lots SO 510 through SO 520.

THE PCRR HISTORY

First mentions of a ring road around Prague (then called the Prague Motorway Ring) are dated from the 1930s, i.e. from the time during which the history of motorways in our state (then Czechoslovakia) started. Designers developed the idea of creating a motorway ring around the capital. The objective was to divert the transit transportation which would develop after the completion of planned motorways in Bohemia, all of which were to lead through Prague (routes toward České Budějovice, Plzeň, Brno, Hradec Králové, Ústí nad Labem).

The route of the „Prague Motorway Ring“ was in many aspects similar to the route of the today’s PCRR. For example, the alignment passing through Suchdol was counted with even then, and a bridge over the Vltava River was planned for virtually the same location as the current bridge is to be built.

The following two variants of the road circle around Prague were followed after the 1939 occupation, i.e. during the period in which German authorities took over the control over the development of motorways within

our territory:

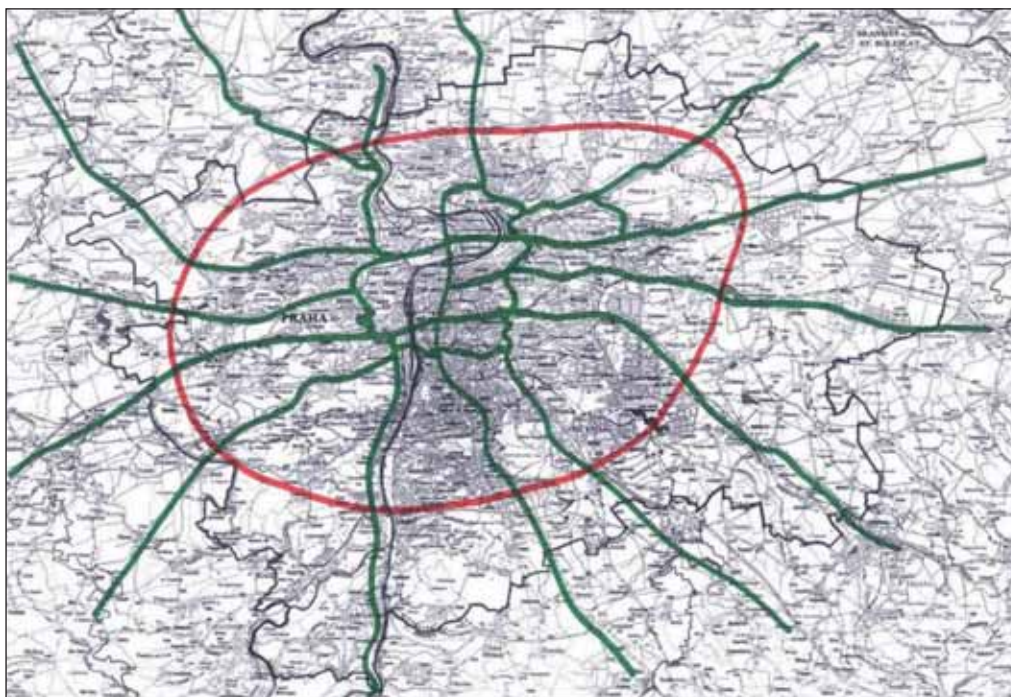
Variant 1, the design which was similar in many aspects to the current notion of the ring road alignment, namely in the Suchdol area.

Variant 2, the so-called German-tangential variant, which was for the first time mentioned at the end of 1939. The Lovosice–České Budějovice or Plzeň–Náchod directions are given preference in this variant.

The German variant was preferred during the occupation.



*1931 – Návrh arch. Krejčara
1931 – Design draft by Arch. Krejcar*



1939 – Návrh ing. arch. Krise
1939 – Design draft by Ing. Arch. Kris

stojí zejména předpokládané přemostění Vltavy u Zlíchova. Pro tuto stavbu byl zvolen patrový most, který měl v horním patře dvě normální vozovky dálnice, dvě vozovky pro místní automobilovou dopravu, dvě cyklistické stezky, střední dělicí pruh a dva metry širokou krajnici. Ve spodním patře mostu se měla nacházet železnice, dva chodníky pro pěší a plánovaná pražská rychlodráha (metro).

Veškeré snahy o realizaci projektů byly zmařeny 30. dubna 1942. Na nátlak říšských úřadů byly zastaveny veškeré realizační práce na dálnicích na našem území (včetně okruhu). Tento zákaz platil až do skončení války. Prakticky se projekční práce zastavují až v roce 1943.

Realizace stavby nebyla nikdy zahájena a nové projekční práce byly obnoveny až v 60. letech. Teprve v roce 1958 bylo rozhodnuto o opětovné výstavbě dálnic na území tehdejšího Československa a v dubnu 1963 byla usnesením vlády ČSSR schválena dlouhodobá koncepce rozvoje a uspořádání dálniční sítě na našem území, kde bylo počítáno i s výstavbou silničního okruhu kolem Prahy.

V 60. letech, kdy se v socialistické republice s dálnicemi začalo opět počítat, byl obnoven i projekt dálničního okruhu. Jenže během desítek let meškání se Praha významně rozrostla a stavět okruh podle původních projektů už bylo absolutně nemožné.

Začátkem 70. let byl zpracován Základní komunikační systém hlavního města Prahy, jehož součástí byl pražský okruh.

PROVOZOVANÉ, DOKONČENÉ STAVBY SOKP

Stavba 510 Satalice–Běchovice

Prvních pár stovek metrů pražského okruhu vzniklo jen díky výstavbě R10 do Mladé Boleslavi. Úsek 510 byl rozdělen do dvou etap. V I. etapě byl postaven úsek D11–Chlumecká. Jedná se o úsek délky 1,4 km kategorie

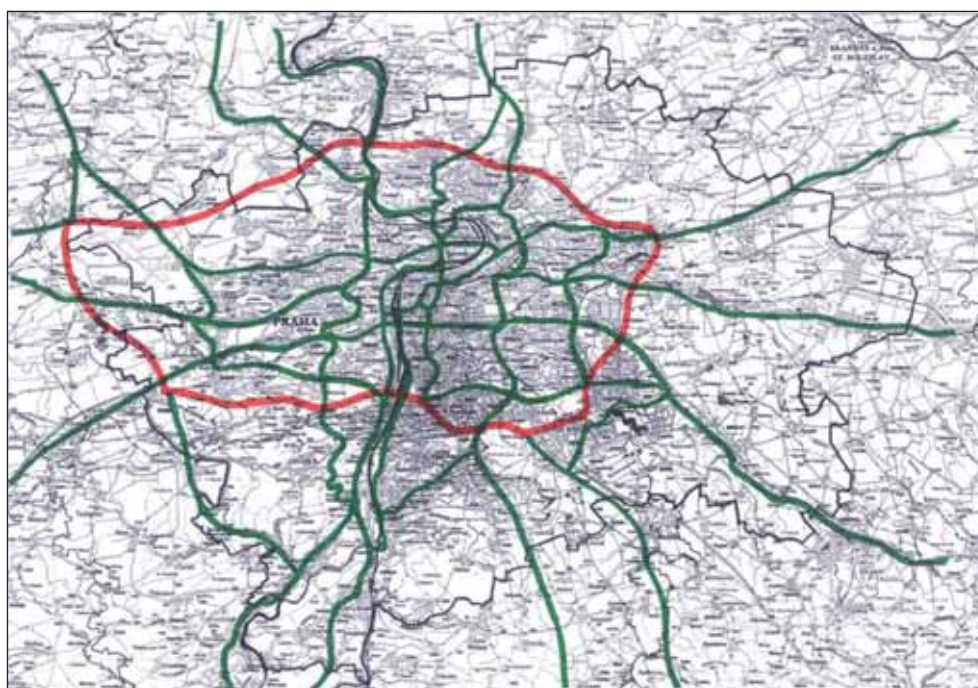
The work on the design for the Prague circle road continued. Worth mentioning is above all the assumed bridge over the Vltava River near the district of Zlíchov. Stacked configuration was designed for this structure, with two normal motorway carriageways, two roadways for local automobile traffic, two cycle lanes, a central reservation and a two metres wide shoulder on the upper level. The lower level of the bridge was to carry a railway track, two pedestrian pavements and a planned Prague urban railway (metro).

All efforts to implement the projects were killed on 30 April 1942. As a result of coercion by German authorities, all construction work on motorways in our country (including the road ring) was stopped. The ban was in force until the end of the war. In practice, the design work was suspended later, in 1943.

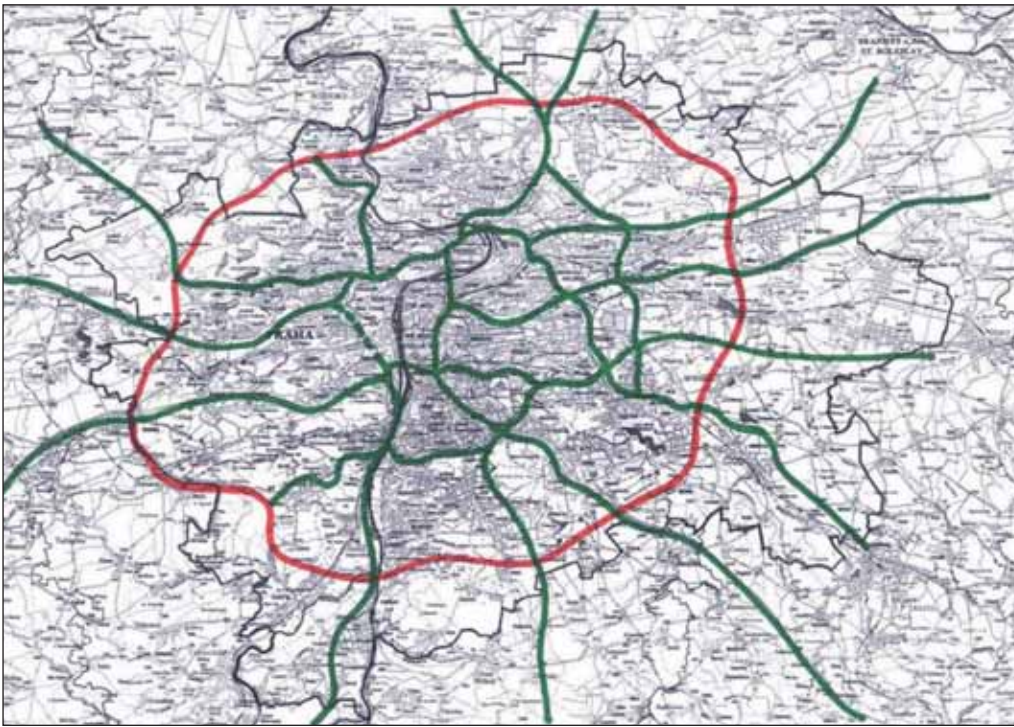
The implementation of the project never started; design work was renewed as late as the 1960s. Only in 1958 was the decision made that the construction of motorways in former Czechoslovakia would resume. The long-term concept of development and configuration of the motorway network in our territory was approved by a Decree of the Government of the CSSR in April 1963. Among others, the concept comprised the construction of a ring road around Prague.

In the 1960s, when motorways in the socialist republic again started to be taken into consideration, the motorway ring project was renewed. The only problem was that Prague had significantly spread out, therefore it became absolutely impossible to construct the ring road according to the original designs.

The basic Prague road system (so-called ZÁKOS), containing also the Prague City Ring Road, was designed at the beginning of the 1970s.



1943 – Návrh plánovací komise hl. m. Prahy
1943 – Design draft submitted by the Planning Committee of the City of Prague



1974 – ZÁKOS
1974 – ZÁKOS

S 34/100, který zajišťuje napojení dálnice D11 na Chlumeckou ulici v místě napojení I/10, resp. R10. Stavba byla dána do provozu již v roce 1984. Druhý úsek od MÚK D11 u Horních Počernic do Běchovic v délce 2,7 km byl dán do provozu roku 1993. Úsek končí za mimoúrovňovou křižovatkou Běchovice se silnicí I/12, kde se plynule napojuje na Štěrboholskou radiálu.

Stavba 515 Sliveneč–Třebonice

Na druhém konci Prahy vznikla také část okruhu a také jen díky dálnici, v tomto případě D5. Zde totiž bylo nutné propojit dálnici D5 s dálnicí D1, jinak by doprava projížděla přes Smíchov. Jižní část okruhu nebyla postavena celá, ale pouhých 6,5 km do Slivence. Jedná se o čtyřproudovou směrově rozdělenou komunikaci v kategorii S 26,5/100, která v mimoúrovňové křižovatce Třebonice navazuje na trasu dálnice D5 a Radlickou radiálu a na opačné straně navazuje na MÚK, která byla vybudována na silnici II/600/ nyní MK K Barrandovu. Tato městská čtyřproudová komunikace vede přes barrandovské sídliště až k Barrandovskému mostu a od mostu dále na tzv. Jižní spojku. Namísto toho, aby byla tranzitní doprava odkloněna mimo město, byla pouze posunuta do jiných částí Prahy.

Dva kilometry na východě a šest a půl na západě – v této podobě fungovalo torzo okruhu až do pol. 90. let.

Až teprve v novém tisíciletí byly dány do provozu další dva úseky pražského okruhu, pro změnu na západním okraji Prahy.

Stavba 516 Třebonice–Řepy

Úsek silnice v délce 3,5 km byl uveden do provozu v srpnu 2000. Je kategorie S 34/100, navazuje na dříve vybudovanou stavbu 515 v MÚK Třebonice. Umožňuje propojení SOKP s Radlickou radiálou a s dálnicí D5 Praha–Plzeň a končí na MÚK Řepy, kde SOKP umožňuje napojení na silnici I/6. V prosinci 2008 byla tato MÚK doplněna o napojení na nově budovaný rychlostní úsek R6 Praha–Pavlov.

Stavba 517 Řepy–Ruzyně

Úsek 517 byl slavnostně otevřen 29. 10. 2001. Tento 2,5 km dlouhý úsek kategorie S 34/100 umožňuje bezkolizní propojení dálnice D5 se silnicí R/7 na Slaný.

Doposud jsou dokončeny úseky 510, 515, 516, 517 v celkové délce 17,3 km z plánované délky okruhu 82,8 km.

OPERATING, COMPLETED CONSTRUCTION LOTS OF THE PCRR

Construction lot 510 Satalice–Běchovice

The initial several hundreds of the ring road originated only owing to the construction of the R10 fast highway to Mladá Boleslav. Lot 510 was divided into two stages. The D11-Chlumecká section was built in the stage I. This S34/100 roadway category, 1.4km long section links the D11 motorway to Chlumecká Street at the connection of the road I/10 or R10. The construction was commissioned as early as 1984. The second section, from the D11 grade-separated intersection (GSI) near Horní Počernice to Běchovice, was opened to traffic in 1993. The section ends behind the Běchovice grade-separated intersection with the road I/12, where it fluently links to the Štěrboholský Radial Road.

Construction lot 515 Sliveneč–Třebonice

Another part of the ring road originated at the other end of Prague, again owing to a motorway, namely the D5. In this location it was necessary to link the D5 motorway with the D1 motorway. Without this connection, traffic would have passed through the Smíchov District. The southern part of the ring road was not built in its entirety, only a 6.5km long section to Sliveneč was constructed. This is a four-lane dual carriageway S 26.5/100 category road, which links to the D5 motorway and the Radlice radial road at the Třebonice grade-separated intersection, and, at the opposite end, links to the GSI which was constructed on the II/600 road (today K Barrandovu Street). This four-lane urban road runs across the Barrandov residential area up to the Barrandov Bridge and further to the so-called Southern Connection Road. Instead of diverting transit transportation outside the city, it was only shifted to other parts of Prague.

Two kilometres in the south and six and half kilometres in the west – this is the shape of the torso of the ring road which was operating till the half of the 1990s.

Other two sections of the Prague City Circle Road, this time for a change on the western edge of Prague, had to wait for opening to traffic till the beginning of the new millennium.

Construction lot 516 Třebonice–Řepy

This 3.5km long road section was inaugurated in August 2000. The S 34/100 category road links to the previously constructed lot 515 at the Třebonice GSI. It makes the connection between the PCRR, the Radlice radial road and the D5 motorway Prague-Plzeň). It ends at the Řepy GSI, where the PCRR allows the connection to the I/6 road. In December 2008, this GIS was supplemented by a connection to the Prague-Pavlov section of the R6 speed highway, which is being newly built.

Construction lot 517 Řepy–Ruzyně

Construction lot 517 was inaugurated on 29 October 2001. This 2.5km long stretch of S 34/100 category road makes collision-free connection between the D5 motorway and R/7 road toward Slaný possible.

Till now, stretches 510, 515, 516 and 517 at the total length of 17.3km of the planned road ring length of 82.8km have been completed.

Currently about 23km of the road ring are under construction within the so-called South-Western segment, i.e. in the area between the D1 and D5 motorways, namely construction lots 512, 513 and 514.

V současné době probíhá výstavba cca 23 km v tzv. jihozápadním segmentu, tj. v prostoru mezi dálnicemi D1 a D5 a jedná se o úseky 512, 513, 514.

V SOUČASNÉ DOBĚ REALIZOVANÉ STAVBY

Jihozápadní část SOKP úsek SO 512 D1–Vestec

Jihozápadní část okruhu kolem Prahy umožní propojení dálnice D5 s dálnicí D1 a výhledově i s dálnicí D3.

Na úsek SO 512 bylo dne 27. 2. 2007 vydáno územní rozhodnutí s nabytím právní moci dne 5. 9. 2007.

Jedná se o důležitý úsek mezi dálnicí D1 a obcí Jesenice. Velmi složitá je mimoúrovňová dálniční křižovatka u obce Modletice, kterou je nutné vybudovat za nepřerušeno provozu na dálnici D1. Celková délka úseku je 8,75 km, je kategorie S 27,5/100. Stavba byla zahájena v září 2008 a dokončena bude koncem roku 2010.

Stavba 513 Vestec–Lahovice

Začíná napojení na SO 512 D1–Vestec v mimoúrovňové křižovatce s výhledovou trasou dálnice D3 a silnicí II/101 u obce Jesenice. Konec trasy je v prostoru složitého mimoúrovňového křížení MÚK Strakonická. Součástí je téměř 2 km dlouhý tunel Komořany. Celková délka stavby 513 je 8,4 km. Hlavní trasa je navržena v kategorii S 27,5/100 s rozšířeným středním dopravním pruhem na 4 m. Pravá tunelová trouba (klesající) je dvoupruhová se dvěma jízdními pruhy šířky 3,75 m a jedním nouzovým pruhem šířky 1,5 m (tunel je tedy kategorie T 9,5 m). Levá tunelová trouba pro stoupání je navržena jako třípruhová s pravým přídavným pruhem pro pomalá vozidla o šířce 3,75, dvěma průběžnými jízdními pruhy o šířce 3,5 m a dvěma vodícími proužky po 0,5 m. Celková šířka je 11,75 m. Po obou stranách jsou obslužné chodníčky 1 m široké. Součástí tunelu je výdechový a nasávací objekt Nouzov. Před zahájením výstavby tunelu byla v předstihu vybudována průzkumná štola, umístěná v LTT, jako předrážená stropní štola na celou výšku kaloty.

Stavba 514 Lahovice–Sliveneč

Začátek je v křižovatce se silnicí I/4 ulicí Strakonickou, kde navazuje na SO 513 Vestec–Lahovice. Konec SO 514 je napojen na již provozovaný úsek silničního okruhu SO 515. Celková délka úseku je 6 km, z toho tunel Lochkov je dlouhý cca 1,6 km. Stoupací pravý tunel je kategorie T 11,75 m, je třípruhový. Klesající levý tunel je kategorie T 9 m (je bez rozšířeného přídavného pruhu). Také zde byla vybudována v předstihu v PTT průzkumná štola na celou délku tunelu.

Oba tunely na stavbách 513 a 514 jsou převážně ražené, tvoří jeden technologický a praktický i jeden dopravní úsek.

V současné době se dokončuje definitivní ostění včetně technologického vybavení tunelů.

Podrobnější popis tunelů na stavbách 513 a 514 je obsahem stránek řady jiných čísel časopisu TUNEL.

PŘIPRAVOVANÉ STAVBY

Severozápadní SOKP úseky SO 518 a SO 519

Severozápadní část silničního okruhu umožní propojení dálnice D5 s dálnicí D8.

Zahrnuje úseky: SO 518 Ruzyně–Suchdol
SO 519 Suchdol–Březiněves

Tento segment silničního okruhu má zpracovanou dokumentaci pro územní řízení.

Úsek SO 518 Ruzyně–Suchdol

Hlavní trasa je vedena v prostoru mezi Ruzyní a Suchdolem. Začíná v Ruzyni, kde se napojuje na již dnes provozovanou trasu silničního okruhu stavby 517 Řepy–Ruzyně. Na konci stavby 518 je před mostem přes Vltavu navržena MÚK, na kterou je připojen přívaděč Rybářka, který je částečně veden v tunelu délky 855 m.

Základní údaje:

Délka trasy: 9,401 km

LOTS CURRENTLY UNDER CONSTRUCTION

South-western part of the PCRR, construction lot So 512 D1–Vestec

The south-western part of the ring road will make the connection between the D5 motorway and D1 motorway, prospectively even a connection with the D3 motorway possible.

The zoning and planning decision for construction lot SO 512 was issued on 27 February 2007; it came into force on 5 September 2007.

This section between the D1 motorway and the village of Jesenice is important. The grade-separated intersection near the village of Modletice, which must be constructed during uninterrupted operation of the D1 motorway is very complicated. The total length of this S 27/100 category road section is 8.75km. The construction started in September 2008 and its completion is scheduled for the end of 2010.

Construction lot 513 Vestec–Lahovice

This section starts at the connection to construction lot SO 512 D1 – Vestec, at a grade-separated intersection with the future route of the D3 motorway and the II/101 road near the village of Jesenice. The end of the route is in the area of the complicated grade-separated intersection Strakonická. Part of the section is the nearly 2km long Komořany tunnel. The total length of the construction lot 513 is 8.4km. The S 27.5/100 category is designed for the main route, with the central traffic lane width increased to 4m. The right tunnel tube (on a down gradient) has two 3.75m wide traffic lanes and one 1.5m wide emergency lane (the tunnel category is therefore T 9.5m). The left upgrade tunnel tube is designed as a three-lane structure with the right, 3.75m wide supplementary lane for slow moving vehicles, two 3.5m wide thoroughfare lanes and two 0.5m wide marginal strips. The total width is 11.75m. There are 1m wide walkways on both sides. Part of the tunnel is the Nouzov exhaust and suction ventilation structure. An exploratory gallery was driven prior to the tunnel excavation. It leads along the LTT, acting as a pilot gallery with the height equal to the height of the top heading.

Construction lot 514 Lahovice–Sliveneč

The beginning is at the intersection with the I/4 road, Strakonická Street, where the lot links SO 513 Vestec–Lahovice. The end of SO 514 is connected to the already operating section of the ring road, construction lot SO 515. The total length of this stretch is 6km, of that the Lochkov tunnel is about 1.6km long. The ascending, T 11.75m-category right tunnel tube has three lanes. The descending left tunnel tube is of the T 9m category (without the widened supplementary lane). An exploratory gallery was also used for this tunnel, running along the entire length of the alignment of the RTT.

Both tunnels in construction lots 513 and 514 are mostly built by mining methods. They form a single technological section and virtually even a single traffic section.

The final lining and installation of equipment of the tunnels is currently being completed.

A more detailed description of the tunnels in construction lots 513 and 514 is contained in many other issues of TUNEL.

CONSTRUCTION LOTS UNDER PREPARATION

The north-western segment of the PCRR – construction lots SO 518 and SO 519

The north-western part of the ring road will make the connection of the D5 motorway with the D8 motorway possible.

It consists of the following lots: SO 518 Ruzyně–Suchdol
SO 519 Suchdol–Březiněves

The zoning process documents for this segment of the Ring Road have been completed.

Construction lot SO 518 Ruzyně–Suchdol

The main route runs through the area between Ruzyně and Suchdol. It starts in Ruzyně, where it links to the currently already operating route of the PCRR construction lot 517 Řepy–Ruzyně. At the end of the construction lot, before the bridge over the Vltava River, there will be a GSI at which the Rybářka slip road will be connected. Part of this slip road will run through an 855m long tunnel.

Basic data:

Route length: 9.401 km

Category: S 34/100 (class I, six-lane dual carriageway with

Kategorie: S 34/100 (šestipruhová silnice I. třídy se středním dělicím pásem, připojovacími a odpojovacími pruhy)
 Tunely: 2 hloubené 1979 m (Suchdol) a 850 m (Rybářka)
 MÚK: 4 (Ruzyně, Horoměřice, Výhledy a Rybářka)
 Odhad nákladů stavby: 17,2 mld. Kč

Hlavní trasa 518 je směrově rozdělená komunikace se středním dělicím pásem. V úseku, kde navržená komunikace protíná obec Suchdol, je komunikace vedena v hloubeném tunelu délky 1774 m (LTT), resp. délky 1979 m (PTT) s pracovním názvem tunel Suchdol.

Konstruktivní uspořádání, kdy obě tunelové trouby jsou vedeny ve stejné výšce, platí pouze pro cca 3/4 celkové délky tunelu. Protože na tunel navazuje patrový most přes Vltavu, musí zbyvající tunelový úsek respektovat toto řešení. Levá část komunikace, a tím i levá část tunelu s boční chodbou zůstávají v horní poloze, pravá tunelová trouba klesá tak, aby vozovka směřovala na spodní úroveň mostu přes Vltavu. Hlavní konstrukcí tunelu jsou dvě železobetonové trouby, v každém tubusu jsou tři jízdní pruhy a jeden pruh nouzový. S každou tunelovou troubou sousedí technická a větrací chodba. Požární a únikové chodby jsou vedeny přímo na terén, kde jsou navrženy dílčí zásahové a nástupní požární plochy.

Tunel Rybářka je druhý hloubený tunel na této stavbě. Jeho jedna tunelová trouba slouží pro obousměrný provoz. V tunelovém tubusu jsou dva jízdní pruhy, dva nouzové pruhy, střední dělicí bezpečnostní pás s dopravním značením, vodící proužky a únikové chodníky. Součástí tunelu je technická a větrací chodba.

Hloubený tunel Rybářka je navržen jako klasická železobetonová rámová konstrukce.

Úsek SO 519 Suchdol–Březiněves

Začátek úseku je na levém břehu Vltavy u Suchdola. Tvoří pokračování od stavby 518 mostem přes Vltavu. Trasa končí v MÚK Březiněves napojením na Proseckou radiálu, která je pokračováním dálnice D8 směrem do Prahy.

Základní údaje:

Délka trasy: 6,680 km
 Kategorie: S 34/100 (šestipruhová silnice I. třídy se středním dělicím pásem, připojovacími, odpojovacími pruhy a přídatnými pruhy)
 Mosty: 11 ks
 Tunely: 1 (285 m) + 3 ekodukty
 MÚK: 3 (Čimice, Ústecká, Březiněves)
 Odhad nákladů stavby: 11 mld. Kč

Stavba SOKP v místě severního přechodu Vltavy u Suchdola zůstává v poloze dané ÚP HMP z roku 1999 a dle původního DÚR z roku 1999.

Velmi zajímavou konstrukci zde tvoří nemasivní třípodlažní ocelový most o třech polích délky 467 m. Most má dvě úrovně mostovky, každá je pro tři jízdní pruhy a jeden odstavný. Po obou stranách vedou ještě servisní chodníky. Hlavní nosnou konstrukci mostu tvoří ocelový dvoukloubový oblouk, který podpírá ocelový trám ve tvaru Vierendelova nosníku. Lávka pro chodce a cyklisty má šířku 3,5 m. Velká pozornost je věnována požárně-bezpečnostnímu řešení včetně řešení únikových záchranných cest. V katastru obce Bohnice na patrový most prakticky navazuje silniční patrový tunel Zámky. Jedná se o dvoukomorový patrový silniční tunel z monolitického železobetonu se třemi bočními chodbami pro technické vybavení a nouzový únik. Horní strop a mezistrop je navržen z předem předpjatých nosníků sprážených monolitickou deskou. Na horním stropě je navržen biokoridor. Strop je zasypan zeminou. Délka dolního tunelu je 285 m, délka horního tunelu je 150 m. Na tento tunel navazuje galerie Zámky. V rámci stavby 518 jsou vytvořeny podmínky a opatření pro provedení požárního zásahu v případě vzniku požáru na stavbě 519, zejména na mostě přes Vltavu. Obě stavby 518 a 519 jsou z hlediska zásahu jednotek IZS pojaty jako jeden dopravní úsek.

a central reservation, merging lanes and slip lanes)

Tunnels: 2 cut-and-cover structures: 1979m long for Suchdol and 850m long for Rybářka

GISs: 4 (Ruzyně, Horoměřice, Výhledy and Rybářka)

Cost estimation: CZK 17.2 billion

The main route of construction lot 518 consists of a dual carriageway with central reservation. Within the section where the road cuts through the village of Suchdol, the road will be led through a cut-and-cover tunnel with the LTT and RTT 1774m and 1979m long, respectively. The working name of the tunnel is Suchdol.

The structural arrangement with both tunnel tubes running at the same level applies only to about 3/4 of the total tunnel length. Because of the fact that a stacked-design bridge over the Vltava River will be connected to the tunnel, the remaining part of the tunnel must respect this design. The left carriageway, therefore the part of the tunnel with the side gallery too, will remain in the upper location, while the right tunnel tube will descend so that the roadway direction leads to the lower level of the bridge over the Vltava. The main structure of the tunnelling project is a pair of tunnel tubes, each of them containing three traffic lanes and one emergency lane. Each tunnel tube has an equipment and ventilation gallery running alongside. Fire escape galleries lead directly to the surface, where partial intervention and assembly areas will be provided.

The Rybářka tunnel is the second cut-and-cover tunnel within this construction lot. The single-tube structure will carry bi-directional traffic. There are two traffic lanes, two emergency lanes, central reservation with road signalling, marginal strips and escape walkways in the tunnel tube.

The Rybářka cut-and-cover tunnel design is a traditional reinforced concrete frame structure.

Construction lot SO 519 Suchdol–Březiněves

This section starts on the left bank of the Vltava River near Suchdol. It forms a continuation of construction lot 518 through the above-mentioned bridge over the Vltava. The route ends at the Březiněves GIS, by connecting to the Prosek radial road, which provides continuation of the D8 motorway toward Prague.

Basic data:

Route length: 6.680 km
 Category: S 34/100 (class I, six-lane dual carriageway with a central reservation, merging lanes and slip lanes)
 Bridges: 11
 Tunnels: 1 (285m) + 3 ecoducts
 GISs: 3 (Čimice, Ústecká, Březiněves)
 Cost estimation: CZK 11 billion

The PCRR construction in the location of the northern crossing over the Vltava near Suchdol has remained in the position defined by the Master Plan of the City of Prague of 1999 and contained in the original Zoning and Planning Decision of 1999.

A 467m long, non-massive 3-span bridge structure forms a very interesting structure in this construction lot. The stacked bridge structure has two decks, each of them comprising three traffic lanes and one lay-by. In addition, service walkways lead on both sides. The main load bearing structure of the bridge is a double-hinged steel arch supporting a steel beam (a Vierendel truss).

The cycle and pedestrian walkway is 3.5m wide. Great attention is paid to the structural fire design, including the system of escape routes. The Zámky stacked tunnel in the cadastral area of the village of Bohnice will virtually be linked to the stacked bridge. This reinforced cast-in-situ concrete, twin-box stacked road tunnel has three side galleries for equipment and emergency escape. The upper deck and intermediate deck design comprises composite structures consisting of pre-tensioned beams and a cast-in-situ concrete slab. The upper deck will carry a biocorridor. The roof deck is backfilled with earth. The lower and upper tunnels are 285m long and 150m long, respectively. The Zámky gallery links to this tunnel. Conditions and measures for fire intervention in case of a fire within construction lot 519, above all on the bridge over the Vltava River have been created. Both construction lots 518 and 519 are considered as one traffic district in terms of the Integrated Rescue System units intervention.

Severovýchodní část SOKP úsek SO 520 Březiněves–Satalice

V přípravě je na severovýchodě Prahy segment SOKP mezi obcemi Březiněves a Satalice.

Základní údaje:

Celková délka stavby: 13,710 km
Kategorie: S 27,5/120 (obousměrná dvoupruhová rychlostní komunikace)

Počet MÚK křižovatek: 5

Očekává se, že úsek 520 bude prohlášen za veřejně prospěšnou stavbu a po nabytí právní moci územního rozhodnutí na úseky 518 a 519 bude zahájena další investorská příprava.

Jihovýchodní část SOKP úsek SO 511 Běchovice–D1

U úseku SO 511 se na základě požadavku Městského úřadu Říčany a Kolovraty připravuje dokumentace pro rozhodnutí o umístění stavby (DÚR).

Aktuálním problémem úseku SO 511 jsou požadavky dotčených obcí na vedení a tvar trasy silničního okruhu. V současné době probíhá územní řízení.

Základní údaje:

Délka trasy: 12,571 km
Kategorie: S 34/100 (šestipruhová silnice I. třídy se středním dělicím pásem)

Mosty: 30 mostních objektů, z toho most přes Říčanský potok délky 242,2 m

Tunely: 2 tunely hloubené – Na Vysoké dl. 384 m a Dubeč 275 m

MÚK: 4 (Dubeč, Uhřetěves, Říčany, Lipany)

Předpokládané stavební náklady stavby (včetně DPH) činí 5378 mil. Kč.

ZÁVĚR

V současnosti jsou v provozu pouze dvě souvislé části okruhu – na západě úsek Ruzyně–Slivenec a na východě úsek Satalice–Běchovice. Dohromady měří necelých 17 km. Celková délka okruhu by měla být 83 km. Úkolem okruhu je, ale hlavně bude, odlehčit zatížené síti městských komunikací a propojit všechny hlavní tahy u Prahy a umožnit tak tranzitní dopravě plynulý přechod mezi všemi dálkovými trasami, které se z Prahy radiálně rozvíjejí. Dokončení stavby SOKP nelze v současné době v žádném případě odkládat. Již dnes je Jižní spojka prakticky po celý den ucpána nákladními auty. I na jiných místech Prahy to není o nic lepší. Čím později bude výstavba SOKP dokončena, tím bude nákladnější, neboť bude nutné vybudovat více „ekologických staveb“.

ING. JIŘÍ SVOBODA, svobodaj@pragoprojekt.cz,
PRAGOPROJEKT, a. s.

Recenzoval: Ing. Pavel Šourek

Použité materiály:

ŘSD ČR; Pragoprojekt, a. s.,
VHE, s. r. o., architektonická kancelář

The north-eastern segment of the PCRR – construction lot SO 520 Březiněves–Satalice

Under preparation in the west-east of Prague is the PCRR segment between the villages of Březiněves and Satalice.

Basic data:

Route length: 13.710 km
Category: S 27,5/120 (bi-directional double-lane fast highway)

GISs: 5

It is expected that construction lot 520 will be declared publicly beneficial project and, when the zoning and planning decision for construction lots SO 518 and 519 comes into force, the next stage of the investment preparation will start.

The south-eastern segment of the PCRR – construction lot SO 511 Běchovice–D1 motorway

Regarding construction lot SO 511, the documents for the issuance of the building location permit is being reworked with respect to a requirement of the Říčany and Kolovraty municipal authorities.

Requirements of the municipalities affected by the project regarding the alignment of the Ring Road are a topical problem of construction lot SO 511. The zoning process is currently underway.

Basic data:

Route length: 12.571 km
Category: S 34/100 (class I, six-lane dual carriageway with a central reservation, merging lanes and slip lanes)

Bridges: 30; among them a 242.2m long bridge over the Říčany Brook

Tunnels: 2 cut-and-cover tunnels – 384m long Na Vysoké tunnel and 275m long Dubeč tunnel

GISs: 4 (Dubeč, Uhřetěves, Říčany, Lipany)

Cost estimation: CZK 11 billion

Anticipated construction cost (incl. VAT) amounts to CZK 5378 million.

CONCLUSION

At the moment, only two continual parts of the ring road are open to traffic: the Ruzyně–Slivenec section in the west and the Satalice–Běchovice section in the east. The aggregate length is less than 18km. The total length of the ring road should be 83km. The objective of the ring road is, but mainly will be in the future to relieve the burden of traffic from the urban road network and interconnect all main routes in the vicinity of Prague, thus to allow transit transportation to fluently switch among all long-distance radial routes coming from Prague. The completion of the PCRR project must not be by any means postponed. The Southern connecting road is already now nearly all day jammed by lorries. The situation is not much better in other locations in Prague. The later the completion of the PCRR the higher the cost, because more environmental structures will be required.

ING. JIŘÍ SVOBODA, svobodaj@pragoprojekt.cz,
PRAGOPROJEKT, a. s.

Used materials:

Directorate of Roads and Motorways of the Czech Republic;
Pragoprojekt, a. s., VHE, s. r. o., Architect Office

OMLUVA AUTORŮM APOLOGY TO AUTHORS

Redakce časopisu Tunel se omlouvá čtenářům a autorům článku Královopolské tunely – Zkušenosti z dosavadního průběhu výstavby, který byl uveřejněn v čísle 3/2009 časopisu Tunel. Na straně 32 byl vytištěn chybný obrázek č. 8. Správný obrázek: Obr. 8 Celkový pohled (vnitřní žebra HEB) – viz vpravo.

The editors of TUNEL apologise to readers and authors of the paper Královopole Tunnels – Experience Obtained during Construction to Date, which was published in TUNEL issue No. 3/2009. The Figure 8 printed on page 32 was incorrect. For the correct figure: Fig. 8 General view (HEB inner ribs) – see the right side.



FOTOREPORTÁŽ Z VÝSTAVBY SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY – STAVBA 513 A 514

PICTURE REPORT ON THE CONSTRUCTION OF THE PRAGUE CITY RING ROAD – CONSTRUCTION LOTS 513 AND 514



Obr. 1 Pohled od Radošína přes údolí Vltavy na komoňanskou stranu
Fig. 1 View from Radošín, over the Vltava River valley, to Radošín side



Obr. 2 Most u Radošína (st. 514)
Fig. 2 The bridge near Radošín (lot 514)



Obr. 3 Stavba dešťové kanalizace před lochkovským portálem (st. 514)
Fig. 3 Construction of storm-water drainage in front of the Lochkov portal (lot 514)



Obr. 4 Betonáž mostu přes Lochkovské údolí (st. 514)
Fig. 4 Casting of the bridge over the Lochkov valley (lot 514)



Obr. 5 Pohled na trasu od cholupického portálu, v pozadí oblouky budoucích biokoridorů (st. 513)
Fig. 5 View of the route from the Cholupice portal; vaults of future ecological corridors in the background (lot 513)



Obr. 6 Propojka č. 5 a výdechová část vzduchotechnického objektu Nouzov (st. 513)
Fig. 6 Cross passage 5 and exhaust part of the Nouzov ventilation station (lot 513)

FOTOREPORTÁŽ Z VÝSTAVBY TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA V PRAZE (LISTOPAD 2009)

PICTURE REPORT ON CONSTRUCTION OF BLANKA COMPLEX OF TUNNELS IN PRAGUE (NOVEMBER, 2009)



Obr. 1 Staveniště Malovanka, betonáž spodní desky portálové dilatace
Fig. 1 Malovanka construction site: casting of the bottom slab of the portal block



Obr. 2 Staveniště Myslbekova, portálová stěna ražených tunelů
Fig. 2 Myslbekova construction site: portal wall of mined tunnels



Obr. 3 Ražený tunel Brusnice
Fig. 3 The Brusnice mined tunnel



Obr. 4 Staveniště Prašný most, stavební jáma pod barokními hradbami
Fig. 4 Prašný Most construction site: construction trench under Baroque fortification



Obr. 5 Staveniště Hradčanská, dokončené dilatace stropu tunelu a betonáž dna rampy 1
Fig. 5 Hradčanská construction site: complete expansion blocks of the tunnel roof deck, casting of the bottom of Ramp 1



Obr. 6 Staveniště Letná, výstavba dilatace D20 v jižním tunelu (vlevo)
Fig. 6 Letná construction site: construction of D20 expansion block of the southern tunnel tube (left)



Obr. 7 Ražený tunel Královská obora, ražba tunelu
Fig. 7 The Královská obora mined tunnel: tunnel excavation



Obr. 8 Ražený tunel Královská obora, vyražený tunel v místě zářivu a napojení propojky
Fig. 8 The Královská obora mined tunnel: complete tunnel excavation in the location of the lay-by and cross passage connection



Obr. 9 Ražený tunel Královská obora, dokončené definitivní ostění
Fig. 9 The Královská obora mined tunnel: complete final lining



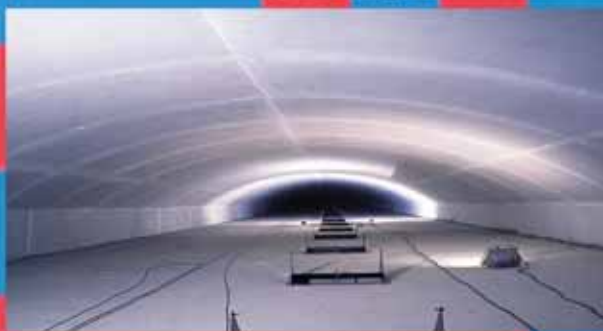
Obr. 10 Staveniště Troja, zemní práce v prostoru jihozápadní čtvrtiny technologického centra
Fig. 10 Troja construction site: earth-mowing operations in the area of the south-western quarter of the service centre



Obr. 11 Staveniště Troja, výstavba jihovýchodní čtvrtiny technologického centra
Fig. 11 Troja construction site: construction of the south-eastern quarter of the service centre

Promat Požární bezpečnost tunelů

- protipožární obklady
železobetonových
konstrukcí tunelů
- protipožární nástřiky
železobetonových
konstrukcí tunelů
- ochrana kabelových tras
tras – zajištění funkce
při požáru v tunelu
- těsnění prostupů instalací
- kabelů a potrubí
- odvod tepla a kouře,
vzduchotechnika s požární
odolností



Promat



Promat s.r.o.
Čkalova 22/784
160 00 Praha 6

tel: 233 334 806
fax: 233 333 576
e-mail: promat@promatpraha.cz

www.promatpraha.cz

VÝROČÍ / ANNIVERSARIES

DOC. ING. RICHARD ŠŇUPÁREK, CSc. – SEDMDESÁTNIK

DOC. ING. RICHARD ŠŇUPÁREK, CSc., SEPTUAGENARIAN

Dne 9. 10. 2009 se doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc. dožil 70 let. Nám, jeho dlouholetým přátelům, se této skutečnosti nechce věřit, protože jeho životní vitalita, pracovní nasazení a další, především sportovní aktivity dokládají věk podstatně nižší.

Doc. Šňupárek po gymnaziálních studiích v Ostravě vystudoval obor geologického inženýrství na Hornicko-geologické fakultě Vysoké školy báňské v Ostravě, kterou ukončil v roce 1961. Po ukončení vysokoškolských studií působil tři roky jako geolog v Geologickém průzkumu uranových dolů v Příbrami. V roce 1964 nastoupil do Vědecko-výzkumného uhlénohového ústavu v Ostravě-Radvanicích, kde postupně získával vedoucí posty v oblasti výzkumu stability podzemních děl jako vedoucí střediska geomechaniky. V práci na výzkumném ústavu se věnoval řadě otázek hornické geomechaniky a dobývání ložisek. Jeho největší zásluha ale patří rozvoji výzkumu v oblasti stability a výztuže podzemních děl, především pak ve výzkumu, vývoji a aplikacích svorníkové a kotevní výztuže v důlních dílech a podzemních stavbách. Jeho publikační činnost byla zaměřena do široké oblasti hornictví, ale jeho nejdůležitější práce, jejichž počet přesáhl téměř 200, jsou věnovány problematice svorníkové výztuže, jejímu navrhování a monitorování. Pro tyto aplikace zpracoval řadu výpočetních metod pro návrh svorníků i pro kontrolu jejich chování v podzemních a důlních dílech. Výrazně se zasloužil o zpracování oborové normy z oblasti kotvení. Jeho práce byly zaměřeny i do oblasti stability ocelové výztuže a jejího zkoušení, kde se jeho zásluhou, v době jeho působení na VVÚU, ústav dostal mezi přední evropská i světová pracoviště v této oblasti.

V roce 1994 přešel na nově založený Ústav geoniky AV ČR v Ostravě, kde nejdříve působil jako vedoucí střediska geomechaniky, od roku 1998 po dvě funkční období jako jeho ředitel a od roku 2006 zde vykonává funkci zástupce ředitele. V době svého působení na tomto ústavu se intenzivně věnoval zejména rozvoji poznání v oblasti zpevňujících a těsnících injektáží horninového masivu a pokračoval i v rozvoji svorníkové výztuže a jejích aplikací. V tomto období se rovněž habilitoval na VŠB-TU v oboru geotechnika a stále působí jako školitel doktorandů ve spolupráci s katedrou geotechniky a podzemního stavitelství Stavební fakulty VŠB-TU. V těchto souvislostech je nutno také zdůraznit výrazný podíl doc. Šňupárka na rozvoji odborné a vědecké komunikace mezi báňskými a stavebními odborníky pracujícími v oblasti geotechniky a podzemního stavitelství. Jeho zásluhou bylo i intenzivnější a sofistikovanější zavádění svorníkové výztuže a kotev zejména při rozvoji a aplikacích Nové rakouské tunelovací metody na takových významných stavbách, jako je pražské metro, tunel Hřebeč, tunel Mrázovka a dalších.

Jak už jsme uvedli, doc. Šňupárek publikoval více než 200 prací a je autorem 12 patentů, zejména v oblasti svorníkové výztuže. Dlouhodobě je sekretářem české národní skupiny ISRM, členem hornické společnosti ČVTS, členem ITA-AITES a dlouhodobě též členem redakční rady časopisu TUNEL. Doc. Šňupárek se rovněž podílel významnou měrou na přípravě a řízení sekce 3 Výzkum, vývoj a projektování podzemních staveb v zastavěném území na WTC 2007.

Jeho odborná i vědecká aktivita rovněž souvisí s dlouhodobým sportováním, kde se velmi aktivně věnuje především tenisu a lyžování. Doc. Šňupárek měl vždy velmi přátelský vztah ke svým spolupracovníkům a přátelům, nikdy neodmítl pomoc při řešení odborných i osobních záležitostí svých kolegů, spolupracovníků a přátel. Svou odbornou a vědeckou činností se zařadil mezi přední česko-slovenské odborníky v oblasti geomechaniky a stále udržuje aktivní mezinárodní styk s řadou světově uznávaných odborníků v Polsku, Rusku, Velké Británii, Německu a v dalších hornicky vyspělých státech. Jeho nespornou zásluhou je i rozvoj Ústavu geoniky AV ČR a vytvoření špičkového pracoviště z tohoto ústavu.

Do dalších let přejeme doc. Šňupárkovi především pevné zdraví, elán, úspěchy ve sportu a další úspěchy v jeho výzkumné práci.

*PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc.,
člen redakční rady*



On 9th October 2009, Doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc. became a septuagenarian. For us, his long-standing friends, this fact seems to be unbelievable because his vigour, working performance and other activities, mainly associated with sports, allege that his age is much lower.

After his studies at a high school in Ostrava, Doc. Šňupárek graduated from the Faculty of Mining and Geology of the University of Mining in Ostrava, with a degree in geological engineering, in 1961. After the graduation he worked for three years as a geologist for Geological Survey of Příbram Uranium Mines. In 1964 he entered the Scientific-Research Coal Institute (VVÚU) in Ostrava-Radvanice, where he was successively promoted into managing positions in the field of the research in stability of underground workings as the head of the geomechanical department. His work for the research institute was focused

on a number of issues concerning the mining geomechanics and extraction from coal deposits. The greatest credit he deserves is for the development of research in the field of stability and means of support of underground workings, first of all the research, development and application of bolted support and anchored support in underground workings and underground structures. His publishing activities were focused on the wide field of mining, but the most important works, the number of which has exceeded nearly 200, were dedicated to the problems of designing and monitoring of bolted support. For these applications, he developed many calculation methods for designing rock bolts and checking of their behaviour in underground and mine workings.

He also significantly contributed to the work on an industrial standard on anchoring. His works were even focused on the area of stability of steel reinforcement and its testing. During the period in which he worked with the VVÚU, to his credit, the Institute got among foremost European and world's workplaces in this field.

In 1994, he transferred to the newly founded Institute of Geonics AS CR in Ostrava, where he worked, at the beginning, in the position of the head of the geomechanical department, from 1998, for two terms, as the director and, since 2006, he has been in the position of the deputy director. During the course of his work for this institute, he has intensely dedicated himself, first of all, to developing the know-how in the area of stabilisation and sealing grouting of rock mass, and even continued to develop bolted support and its application. In addition, during this period he received a degree in the field of geotechnics at the VŠB - Technical University of Ostrava, where he continues to work as a supervisor for doctoral students, collaborating till now with the Department of Geotechnics and Underground Engineering of the Faculty of Civil Engineering of the VŠB - Technical University. In this context, stress must be placed also on the significant share of Doc. Šňupárek in developing professional and scientific communications among mining and civil engineering professionals working in the field of geotechnics and underground construction. Owing to his efforts, the bolted support and anchors were introduced in a more intense and sophisticated way, first of all in developing and applying the New Austrian Tunnelling Method to important projects, such as the Prague metro, the Hřebeč tunnel, Mrázovka tunnel and others.

As we stated above, Doc. Šňupárek has published over 200 works and is the author of 12 patents, first of all in the field of bolted support. In the long term, he has been the secretary of the Czech National Group of the ISRM, a member of the Czech Scientific and Technological Society - Mining Society, a member of the ITA/AITES and a member of the Editorial Board of TUNEL. In addition, Doc. Šňupárek significantly contributed to the preparation and management of Section 3: Research, Development and Design of Underground Structures in Developed Areas, working during the WTC 2007.

His professional and scientific activities are, in addition, associated with his long-term engagement in sports, where he has very actively dedicated himself above all to tennis and skiing. Doc. Šňupárek's relationships with his colleagues and friends have always been very friendly. He has never refused to help to solve technical or personal matters of theirs. Through his professional and scientific activities, he has ranked among foremost Czech-Slovak experts in the field of geomechanics. He continues to maintain active international contacts with many worldwide renowned experts in Poland, Russia, Great Britain, Germany and other countries with advanced mining industries. Undoubtedly, the credit for developing the Institute of Geonics AS CR and creating a top-ranking work place of it goes to him.

We wish Doc. Šňupárek, first of all, great health, lots of energy, success in sports and continuing success in his research activities.

*PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc.,
Member of Editorial Board of TUNEL journal*

70. NAROZENINY ING. JIŘÍHO HUDKA, CSc. 70TH BIRTHDAY OF ING. JIŘÍ HUDEK, CSc.

Některé věci jsou jen těžko uvěřitelné. Dne 19. 12. 2009 se dožívá 70 let jeden z našich předních odborníků v oblasti geotechniky a především mechaniky skalních hornin Ing. Jiří Hudek, CSc.

Jiří Hudek se narodil v roce 1939 v Kolíně. Od mládí ho zajímala geologie. Ta mu však nebyla z kádrových důvodů souzena, a tak se zapsal na ČVUT Fakultu stavební. Obor pozemní stavby a konstrukce na této fakultě zdárně ukončil promocí v roce 1962. Po vojenské službě pak nastoupil v roce 1964 do Pražského projektového ústavu, ze kterého v roce 1966 delimitací vznikl Projektový ústav dopravních a inženýrských staveb – PŮDIS.

Pracovní aktivita Jiřího Hudka je dále celoživotně spjata s tímto podnikem. Nejprve to bylo v souvislosti s tehdy připravovaným projektem a průzkumem pro novou výstavbu pražské podpovrchové tramvaje. Koncepce podzemní tramvaje byla však již v roce 1967 opuštěna a operativně se přešlo na systém metra, který je v Praze rozšiřován dodnes. Takto se dnešní jubilant ocitl v tunelářském oboru, především v jeho průzkumných a monitorovacích činnostech. Od počátku se věnoval především zkušebním metodám mechaniky zemin a skalních hornin (laboratorním i terénním) a dále zpracovávání geotechnických částí průzkumů pro různé stavby. V roce 1968 se ve svých 29 letech stal vedoucím oddělení geotechnických a stavebně-technických průzkumů PŮDIS. Toto oddělení vede s dlouhodobými úspěchy dodnes. V období 1967–1977 koordinoval a přímo se podílel na zpracování geotechnických částí průzkumů pro trasu metra „C“ (úseky ohraničené stanicemi Florenc–Kačerov, Kačerov–Háje), pro trasu „A“ (úseky Dejvická–Náměstí Míru a Náměstí Míru–Želivského) a pro trasu B (úsek Florenc–Nádraží Smíchov). Velmi cenné geotechnické poznatky, získané především z průzkumů pro pražské metro, dokázal jubilant zhodnotit ve své kandidátské disertační práci Přetvárné charakteristiky ordovických sedimentárních hornin pro modelové řešení horských tlaků z roku 1976.

V osmdesátých letech minulého století se v Praze obdobným způsobem věnoval projektu a výstavbě Strahovského tunelu s jeho rozsáhlými průzkumnými činnostmi. V devadesátých letech pak především velmi náročnému pražskému tunelu Mrázovka a v současné době se též podílí na průzkumu a monitoringu silničního tunelového komplexu Blanka.

Jubilant se při realizaci průzkumů především specializoval na zjišťování přetvárných a pevnostních vlastností horninového prostředí pro náročné inženýrské stavby – zejména tunely. V souvislosti s tímto v průběhu více než 40 let řídil a interpretoval vysoký počet terénních zkoušek umístěných v geotechnických rozrážkách průzkumných stolů či šachet (například 4 tisíce zatěžovacích zkoušek deskou, 500 smykových a 5000 presiometrických zkoušek ve vrtech). Modifikace některých zkoušek na horninových blocích sám vyvinul a poprvé použil – například torzní zkoušku in situ. O těchto poznatcích pak referoval v roce 1979 na 4. světovém kongresu Mezinárodní společnosti pro mechaniku hornin – ISRM v švýcarském Montreux. Aktivně se účastnil i 6. světového kongresu ISRM v kanadském Montrealu v roce 1987. Kromě terénních zkoušek pro zjištění pevnosti a tuhosti horninového masivu in situ je pozoruhodná i poučná jubilem vytvořená a v roce 1973 použitá modifikace metody stanovení primární napjatosti horninového masivu odlehčenou stolou na 1. provozní úseku trasy „A“ pražského metra.

J. Hudek je též vyhledávaným odborníkem pro realizaci a vyhodnocení presiometrických a dilatometrických zkoušek ve vrtech, které v PŮDISU realizuje od roku 1979. Na 3. Vinohradském tunelu, posléze na tunelu Mrázovka a dnes ve Stromovce na tunelu Blanka bylo podle jeho postupu pomocí presiometrických zkoušek ověřováno zpevnění (zvýšení tuhosti) horninového prostředí pomocí sanačních injektáží. Získané zkušenosti z průzkumů nejen pro podzemní stavby interpretoval dále například při zpracování souboru podrobných inženýrsko-geologických map Prahy (v měřítku 1 : 5000), pro které od roku 1968 průběžně sestavuje a upřesňuje přehledy místních geotechnických charakteristik zastíjených zemin a hornin. Pro známou publikaci Praha a inženýrská geologie, vydanou PŮDIS v roce 1979 k výročí osmdesátých narozenin Akademika Q. Záruby, sestavil J. Hudek ucelený přehled místních geotechnických charakteristik pro geologické poměry v Praze.

Kromě velmi bohaté tuzemské odborné činnosti lze z geotechnických prací realizovaných v zahraničí uvést například spolupráci na průzkumu pro letiště a průmyslový komplex APRO v centrální části Sahary v Libyi (1981), průzkumy pro přehradu Foum el Kchanga a Taksebt v předhůří Atlasu v Alžírsku (1986–1987), presiometrické a dilatometrické zkoušky ve vrtech hlubokých až 100 m pro dálniční tunely v rakouském Semmeringu (1991–1992) a geotechnické posouzení 1. fáze projektu pro dálniční tunel Kandavan v pohoří Elbrus v Íránu (1994–1995).

K činnosti Jiřího Hudka se váže více než 100 příspěvků do sborníků technických konferencí a publikovaných článků v odborných časopisech. Je aktivním příspěvatelem časopisu TUNEL a v první polovině devadesátých let byl členem redakční rady. K jeho zálibám již dlouhá léta patří sbírání hub. Jsou nezapomenutelné chvíle, kdy si i v minutu po minutě naplánovaném programu najde čas zajít do lesa.

Za všechny spolupracovníky, jak ty dřívější, tak ty současné, za všechny ty, které svým šarmantním a laskavým přístupem v odborné práci obohatil nejen profesně, ale i lidsky, přejeme Jiřímu Hudkovi pevné zdraví, štěstí a mnoho radosti do dalších let.

RNDr. RADOVAN CHMELÁŘ, Ph.D., člen redakční rady



There are things which are hard to believe. On 19th December 2009, Ing. Jiří Hudek, one of our foremost experts in the field of geotechnics and, above all, the rock mechanics, will live to see seventy.

Jiří Hudek was born in Kolín in 1939. Since his youth, he was interested in geology. Unfortunately, he was not destined to develop his hobby for the political reasons owing to his social background. So he entered the Department of Civil Engineering of the Czech Technical University in Prague. He majored in Building and Engineering Structures and successfully finished the studies at this department by graduating in 1962. After the compulsory military service, in 1964, he entered Pražský Projektový Ústav (Prague Design Office), from which, through delimitation, Projektový ústav dopravních a inženýrských staveb – PŮDIS (Traffic and Civil Engineering Structures Design Office) developed in 1966.

Working activities of Jiří Hudek have been associated with this company through all his life. At the very beginning they were connected with the design and survey for the new development of Prague underground tram, which was being prepared at that time. The underground tram concept was abandoned as early as 1967. The project was operatively converted to a metro system, which has been expanded in Prague till now. This is how our colleague found himself in the tunnelling industry, above all in its surveying and monitoring activities. From the beginning, he devoted himself mainly to methods of testing in the field of soil and rock mechanics (both laboratory and in-situ tests) and carrying out geotechnical parts of surveys for various construction projects. In 1968, at the age of 29, he became the head of PŮDIS geotechnical and structural survey department. He has been in charge of this department till now. In the 1967–1977 period, he coordinated and directly participated in the work on geotechnical parts of surveys for the Metro Line C (the sections delineated by Florenc – Kačerov and Kačerov – Háje stations), Line A (the Dejvická – Náměstí Míru and Náměstí Míru – Želivského sections) and Line B (the Florenc – Nádraží Smíchov section). He managed to further increase the value of the very valuable know-how which he had gained, above all, from surveys for Prague metro, in his candidate thesis on “Deformational characteristics of Ordovician sedimentary rock for a model solution to ground pressures” in 1976.

In the 1980s, he similarly devoted himself to the design and construction of the Strahov tunnel, requiring extensive survey activities. In the 1990s, the subject of his work was the Mrázovka tunnel, a demanding tunnel construction in Prague. Among other activities, he is now participating in surveys and monitoring for the Blanka complex of road tunnels.

During the course of the surveys, our friend specialised himself first of all in determining deformational properties of a ground environment for difficult civil engineering structures, mainly tunnels. In connection with this activity, he managed and interpreted lots of in-situ tests during the past 40 years, which were carried out in short geotechnical adits driven to the sides of exploration galleries or shafts (for example, 4 thousand plate-bearing tests, 500 shear tests and 5000 pressure meter tests in boreholes). He even developed and used for the first time modifications of some tests on rock blocks – for example the in-situ torsion test. He presented his knowledge in 1979, at the 4th International Society for Rock Mechanics (ISRM) International Congress in Montreux, Switzerland. He actively participated in the 6th ISRM International Congress in Montreal, Canada, in 1987. Apart from in-situ tests determining the strength and stiffness of ground mass, a modification of the method of determining primary state of stress of rock mass by means of an unloaded gallery on the 1st operating section of the Prague Metro Line A is also interesting and enlightening.

J. Hudek is, in addition, a sought-after professional in carrying out and interpreting pressuremeter and dilatometer tests in boreholes, which have been conducted by PŮDIS since 1979. His method was used for verifying the results of ground consolidation (increasing of stiffness) by pre-excavation grouting on the Vinohrady III tunnel and, subsequently, on the Mrázovka tunnel and today on the Blanka tunnel in Stromovka Park. He interpreted the experience gained from surveys, carried out not only for underground constructions, further, for example in the process of developing a set of detailed engineering geological maps of Prague (1 : 5000 scale), for which he has been continually preparing and adjusting overviews of local geotechnical characteristics of soils and rocks being encountered. J. Hudek drew up a self-contained overview of local geotechnical characteristics for geological conditions in Prague for the popular publication entitled Prague and Engineering Geology, which was published by PŮDIS in 1979 on the occasion of eightieth birthday of Academician Q. Záruba.

Apart from the wide scope of domestic professional activities, it is possible to mention examples of geotechnical activities he performed abroad, for example the collaboration on a survey for an airport and the APRO industrial complex in the central part of the Sahara, Libya (1981), surveys for the Foum el Kchanga and Taksebt dams at the foothills of the Atlas mountain range, Algeria (1986–87), pressuremeter and dilatometer tests in up to 100m deep boreholes for motorway tunnels in Semmering, Austria (1991–92) and a geotechnical assessment of Phase I of the Kandavan motorway tunnel project in the Elbrus mountain range, Iran (1994–95).

Over 100 papers published in proceedings of technical conferences and technical magazines are tied up with the activities of Jiří Hudek. He has been an active contributor of TUNEL journal and was a member of the Editorial Board in the first half of the 1990s. Mushroom picking has been one of his hobbies for many years. The leisure time he finds in his, in minute detail planned, programme to be spared for a walk in woods is unforgettable for him....

On behalf of all colleagues, both the former and contemporary ones, on behalf of all people he enriched by his charming and gentle approach toward the technical work not only professionally but also humanly, we are wishing Jiří Hudek great health, happiness and lots of joy in the years to come.

RNDr. RADOVAN CHMELÁŘ, Ph.D., Member of Editorial Board of TUNEL journal

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

KRÁLOVOPOLSKÉ TUNELY – ANEB JAK NA TUNELY V JÍLECH

KRÁLOVO POLE TUNNELS – HOW TO COPE WITH TUNNELS DRIVEN THROUGH CLAYS

(Reakce na článek: Hypoplastický a Mohr-Coulombův model při simulaci tunelů v jílech autorů Svoboda, T., Mašín, D., Boháč, J., uveřejněný na str. 59 tohoto čísla časopisu Tunel)

(A response to the paper: Hypoplastic and Mohr-Coulomb Models for Simulation of a Tunnel in Clays by authors Svoboda, T., Mašín, D., Boháč, J., published on pages 59 of this TUNEL issue)

ÚVOD

Začátkem roku 2009 jsem byl redakční radou tohoto časopisu osloven se žádostí ohledně vypracování redakční recenze na článek hypoplastický a Mohr-Coulombův model při simulaci tunelu v jílech autorů Svoboda, T., Mašín, D., Boháč, J. Začátkem letních měsíců mě redakční rada vyzvala i k této polemice.

Původní název článku i některé pasáže v textu s předloženou řešenou problematikou autoři směřovali konkrétně na Královopolský tunel stavby VMO Dobrovského v Brně. Jak jinak, vždyť to jsou v podstatě jediné ražené tunely v České republice, budované v prostředí třetihorních jílu (brněnských téglů), navíc nízkonadložní a pod městskou zástavbou. Jak se kdysi vyjádřil pan prof. Eisenstein, ojedinělost podmínek a prostředí se Královopolské tunely řadí k několika málo tunelům v Evropě a asi do desítky tunelů na celém světě.

KRÁLOVOPOLSKÉ TUNELY VERSUS VEŘEJNOST

Technické a konstrukční řešení Královopolských tunelů již bylo ze strany projektanta mnohokrát publikováno a lze se s ním seznámit jinde, nebude se jím nadále podrobněji zabývat.

Historie vlastní výstavby Královopolských tunelů se začala psát od roku 1997, kdy bylo na základě různých studií a přípravných prací formálního charakteru rozhodnuto investorem o řešení problematiky výstavby ražených tunelů v dané trase a zastiženém prostředí. V podstatě od této doby až doposud musí projektant tunelu kromě své standardní činnosti – projektování, vynakládat nemalé časové i duševní zatížení na činnost osvětovou – reagovat na veškeré podněty, námítky a připomínky vznesené jednak z řad laické veřejnosti, jednak i z odborných kruhů.

V roce 2000 byl vyřešen způsob ražeb s jedinečným technickým a technologickým řešením v České republice doposud neuplatněným – technologií „paramentstollen“. Kromě přednosti, že v daném prostředí minimalizuje vývoj deformací a rizika z ražeb, umožnila realizaci průzkumných štol v profilu budoucích tunelů o objemu cca 20 % celkového výrubu ražených tunelů.

Komplikovaná situace pro investora nastala při řešení dotčených práv a zájmů laické veřejnosti – majitelů nemovitostí na povrchu, zastižených poklesovou kotlinou. I když většina z těchto dotčených a neopominutelných osob měla pochopení pro realizované podzemní dílo, postačilo jen několik málo jedinců, kteří vůči investorovi dovedli dokonale využít a doposud využívají náš právní řád na ochranu svých individuálních zájmů. Někteří z nich svou důvěru dali chytrým právníkům a problematiky neznalým soudním znalcům. Jejich iniciativou došlo k pozdržení výstavby tunelů zhruba o dva roky.



Obr. 1 Ražba tunelu – členění čelby (Foto: Pechman)

Fig. 1 Tunnel excavation – excavation sequence (Photo courtesy of Pechman)

„Honba“ za publikováním technických zajímavostí může přinést i mnoho nechtěných nepříjemností. Například jedna nešikovně definovaná věta se subjektivním názorem pisatele jednoho článku, který byl publikován v jednom odborném časopisu, postačila právníkovi k argumentaci „když to je uvedeno v odborném časopisu, je to jistě pravda a potvrzuje to oprávněnost našich výhrad“ – nechám na čtenáři, aby uhodl, jak tento argument soud přijal.

Z pohledu projektanta z tohoto dlouhého období pro mě vyplynula skeptická poučení:

Jakákoli informace nebo dezinformace se dá jakýmkoli způsobem ve prospěch věci použít nebo v neprospěch věci zneužít – kýmkoli a jakkoli – je to jen otázka zájmu.

V České republice lze sehnat poměrně dost „odborníků“ a „soudních znalců“ v oboru stavebnictví, kteří svoji neznalost a odbornou zaostalost stvrdí otiskem kulatého razítka – je to jejich obživa nebo přivýdělek.

Právníci při obhajobě zájmů svých klientů myslí a jednají ryze účelově a veřejný zájem či technické řešení je jim naprosto cizí – koneckonců je to jejich obživa.

Specifické vlastnosti tunelového prostředí ve vztahu k povrchové zástavbě a novost technického a technologického řešení tunelových ražeb zřejmě sehrála svoji roli i u zhotovitelů stavby. Jejich úsilí v průběhu přípravného období stavby, zaměřené na důkladné prověření celého projektu, lze brát jako obvyklý doklad toho, že každý zaběhnutý systém se brání jakýmkoli nevyzkoušeným novinkám. Naproti tomu lze dnes z pohledu projektanta s uspokojením konstatovat fakt, že v současnosti se technologie ražeb plně zaběhla a osvědčila, je účinná a významně snižuje negativní dopady a rizika ražby tunelů – zhotovitelé ražeb s ní nemají problémy. Ke dni napsání tohoto příspěvku (září 2009) je již vyražena podstatná část obou tunelů, více než cca tři čtvrtiny celkové délky. To, že se projektant nemýlil, dokládá soulad skutečných monitorovaných deformací s prognózami a předpoklady definovanými v projektu již před pěti lety.

VÝPOČTOVÝ MODEL PRO KRÁLOVOPOLSKÉ TUNELY

Jako projektant mám od roku 1994 k dispozici a uplatňuji výpočtový program FLAC ve 2D s vybavením všemi konstitučními modely. Program má jednu výhodu – v jakémkoli stadiu výpočtu umožňuje do algoritmu výpočtů vstupovat a prostřednictvím uživatelské funkce FISH měnit vstupní data a parametry. V tomto programu jsem realizoval obsáhlé a velmi podrobné matematické modelování všech analyzovaných profilů obou ražených tunelových rour Královopolských tunelů – celkem 14 profilů pro každou tunelovou rouru.



Obr. 2 Ražba tunelu – průchod přes jámu technologického centra (Foto: Pechman)

Fig. 2 Tunnel excavation – the passage across the construction trench for the service centre (Photo courtesy of Pechman)



Obr. 3 Ražba tunelu – bourání vnitřních výztužných žebér (Foto: Pechman)
Fig. 3 Tunnel excavation – breaking out of inner support frames (Photo courtesy of Pechman)

Matematické modelování Královopolských tunelů jsem začal řešit již v roce 1997 na základě pouze chatrných poznatků a předpokladů o geologickém profilu a vlastnostech tunelového prostředí, které pocházely především z archivních informací a ražeb primárních kolektorů v jiných lokalitách města Brna. Tyto podklady však stačily k tomu, abychom parametrickou studií prokázali, že pro minimalizaci vývoje deformací ve výrubu i na povrchu je optimální rozčlenit tunelovou čelbu na malé dílčí výrubu – „paramentstollen“.

Vývoj a optimalizace matematického modelu probíhaly jako jedna velká parametrická studie s interaktivní vazbou na probíhající IG průzkum. Byl vytvořen matematický model, do kterého bylo možné zadávat veškeré odlišnosti v jednotlivých vyšetřovaných příčných řezech tunelů včetně modelování budov na povrchu.

Na základě výsledků laboratorních zkoušek z IG průzkumu a posléze výsledků monitoringu a polních zkoušek z podrobného IG průzkumu při ražbě štol bylo zpětnou analýzou dokončeno „ladění“ modelu. To, že matematický model zachycuje celý technologický proces ražby a výstavby tunelu, považují za samozřejmé – podrobnosti zachycení tohoto procesu by se měly vždy řešit v závislosti na zadání podle účelu a významu modelování.

Jako výchozí konstituční materiálový model jsem zvolil standardní Mohr-Coulombův model. Pro stanovení součinitele bočního tlaku jsem uplatnil základní vztah pro soudržné zeminy v závislosti na Poissonově čísle. Musím přiznat, že i mne přitom poněkud potrápilo optimální stanovení horizontálního tlaku. Dospěl jsem k obdobnému poznání vlivu na výpočet tvaru poklesové kotlinky – zjevně o něco dříve, než jak v článku uvádějí odkazy na publikace jiných autorů. Zcela jednoduše jsem to v modelu vyřešil zavedením horizontálního tlaku vypočteného podle zvoleného součinitele bočního tlaku, s připočtením složek reziduálního (horizontálního) napětí (nejdříve odhadem a posléze hodnotami skutečně zjištěnými polními zkouškami při ražbách štol).

Při ověřování modelu v roce 2000 jsem zajásal nad publikacemi /1/ a /2/, že „konečně budu moci modelovat deformační vlastnosti jílu při zatěžovací a odlehčovací větvi“ pomocí konstitučního modelu Cambridžských jílu (CamClay). Neradoval jsem se však dlouho. Nikdo z geotechniků a geologů průzkumných firem mi neuměl (nebo snad nechtěl?) potřebné materiálové parametry oficiálně stanovit.

Časově a finančně termínované závazky nedávají projektantovi čas na výzkum a bádání – musí se relativně rychle rozhodnout a projektovat! Problematiku změny deformačních vlastností neogenních jílu jsem proto do modelu zavedl opět zcela jednoduše. V určitých stadiích výpočtového algoritmu v závislosti na modelovaných technologických stadiích ražby a výstavby tunelu jsem zavedl změnu deformačního modulu jílu v závislosti na drahách napětí pro větev zatěžovací a pro větev odlehčovací. Je v tom zjevná analogie s principy tzv. modelu CamClay i hypoplastického modelu.

Monitorované skutečné deformace i ostatní veličiny při výstavbě tunelů potvrzují, že výpočtový model ve vyšetřovaných profilech analyzoval s dostatečnou přesností projevy spojené s výstavbou tunelů.

HYPOPLASTICKÝ MODEL VERSUS KRÁLOVOPOLSKÉ TUNELY

Závěrem předkládám polemiku k článku o hypoplastickém modelu – alespoň ve vztahu ke Královopolským tunelům.



Obr. 4 Ražba tunelu – přechod na plný tunelový profil (Foto: Pechman)
Fig. 4 Tunnel excavation – Transition to a full tunnel profile (Photo courtesy of Pechman)

Dlouhá léta své dosavadní praxe jsem pracoval ve vývoji a vím, že nejlepším způsobem prosazení jakékoli novinky je její praktická aplikace. Královopolské tunely jsou jedinou a současně dosti atraktivní stavbou tunelů v prostředí jílu v České republice, na kterou lze hypoplastický model aplikovat. Chápu snahu autorů porovnat hypoplastický model ve vztahu k těmto tunelům, obzvláště při předpokladu, že problematiku řešili jako grant. Navíc, práce autorů má přímou návaznost na publikace /1/ a /2/, které se brněnských těglů bezprostředně týkají.

Při osobním jednání s autory příspěvku o hypoplastickém modelu jsem jim sdělil, že v současném stadiu stavby i probíhajících některých správních řízeních Královopolských tunelů nepovažuji za vhodné, aby svůj článek v předloženém původním znění publikovali. Vnímavý čtenář části 2. tohoto příspěvku jistě chápe důvody proč. I po úpravách, které autoři příspěvku provedli a publikují v tomto čísle časopisu, dovoluji si uvést některá fakta:

Je třeba zdůraznit, že autoři příspěvku porovnávají pouze a jen výsledky svých vlastních modelových řešení, svých vlastních laboratorních zkoušek a svého vlastního matematického modelování za účelem porovnání základního Mohr-Coulombova a hypoplastického modelu.

Odběr laboratorních vzorků „brněnských těglů“ byl jimi zřejmě proveden z blíže nespecifikovaného místa tunelových tras, přičemž vlastnosti jílu se mění v závislosti na lokalizaci místa odběru – nelze tedy porovnávané výsledky jakkoli zobecňovat.

Parametry „brněnských těglů“ publikované v porovnání jsou poněkud rozdílné oproti parametrům definovaným v oficiálních výsledcích podrobného IG průzkumu.

Při podrobném IG průzkumu byly polními zkouškami měřeny a zjištěny hodnoty reziduálního napětí (překonsolidace) v jílech v úrovni průzkumných štol na několika místech a tyto byly uvedeny v oficiálních výsledcích – tudíž velikost bočního tlaku (součinitel bočního tlaku) byla objektivně zjištěna a stanovena, což je v rozporu s tvrzením autorů v odst. 6!

Ve vztahu ke Královopolským tunelům autoři zřejmě nevyužili všechny podklady, informace a dokladované výsledky průzkumu.

Mojí hlavní kritikou připomínkou je, že některé pasáže v textu mohou vést neinformovaného čtenáře k vyvození zkreslených a zavádějících závěrů. Považoval bych za korektnější, publikovat výsledky badatelské činnosti zcela bez subjektivního zaměření ke konkrétní stavbě, jak např. autoři předvedli v /5/.

V žádném případě se nestavím odmítavě k hypoplastickému materiálovému modelu! Přesto mám zatím několik všetečných poznámek z pohledu projektanta jako standardního uživatele standardních výsledků IG průzkumu. Projektant při zadání úkolu nemá obvykle moc času ani finančních prostředků na nějaký výzkum či vývoj. Určitě lze bez výhrad souhlasit, že výzkum a vývoj by měly být směřovány zejména k tomu, aby jejich výsledky byly v praxi co nejvíce použitelné.

Používání „pokročilejších“ verzí Mohr-Coulombova modelu

Právní i morální odpovědnost za řešení nese vždy projektant a nikdy ne zhotovitel programu. Pouze zcela neznalý a nezkušený projektant, nebo vědomě riskující, může pro podrobnější výpočty a analýzy tak komplikovaných a rizikových staveb, jako jsou tunely v jílech (nejen Královopolské tunely), namodelovat a vzít v potaz výsledky získané z jakéhokoli „základního“ modelu. Pro podrobnější výpočty to vždy musí být model „pokročilý“ – bez ohledu na to, jaký a jak upravený byl výchozí model.

Překonsolidace a klidové tlaky

Již na základě vstupních výpočtů, které jsem řešil v roce 1997, se u jílu projevovalo jako významné „poprat se“ se stanovením právě klidových tlaků a překonsolidací včetně příslušných deformačních modulů pro obory napětí v zatěžovacích a odtěžovacích větvích. To jsem pak definoval i do zadání pro podrobný IG průzkum. Autoři prokazují přednosti hypoplastického modelu na jisté nezávislosti na součiniteli K_0 . Když se IG průzkumem stanoví boční tlak i závislosti deformačních modulů a tyto projektant dovede zavést i do jiných „pokročilejších“ modelů, neztrácí se proklamovaná výhoda hypoplastického modelu?

Materiálové parametry pro Mohr-Coulombův versus hypoplastický model

Pro M-C model je v podstatě dovede stanovit každá geomechanická laboratoř na základě standardizovaných zkoušek, popřípadě si pomůže parametry z norem. Která laboratoř ale dovede definovat materiálové parametry hypoplastického modelu a na základě jakých standardizo-

vaných zkoušek a postupů? Obzvláště tehdy, když autoři řešení prokazují potřebu „optimalizovat“ i tyto parametry!

Hypoplastický model ve vztahu k tunelovému ostění

Autoři předložili výsledky porovnání z hlediska projevů deformací na povrchu – především poklesové kotliny. Jako projektant musím řešit rovněž velikost a vývoj deformací i vnitřních sil v tunelovém ostění. Toto porovnání by se nemělo zanedbat.

ZÁVĚR

Domnívám se, že s hypoplastickým modelem nakročili autoři dobrým směrem a předkládají zajímavou možnost řešení konstitučního materiálového modelu pro jílové prostředí. Přeji autorům příspěvku úspěchy v jejich vývojové činnosti a nám projektantům – uživatelům jejich závěrů, abychom se v brzké době dočkali standardizace určení vstupních parametrů pro hypoplastický materiálový model.

ING. JIŘÍ PECHMAN, jpechman@amberg.cz,
AMBERG ENGINEERING Brno, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

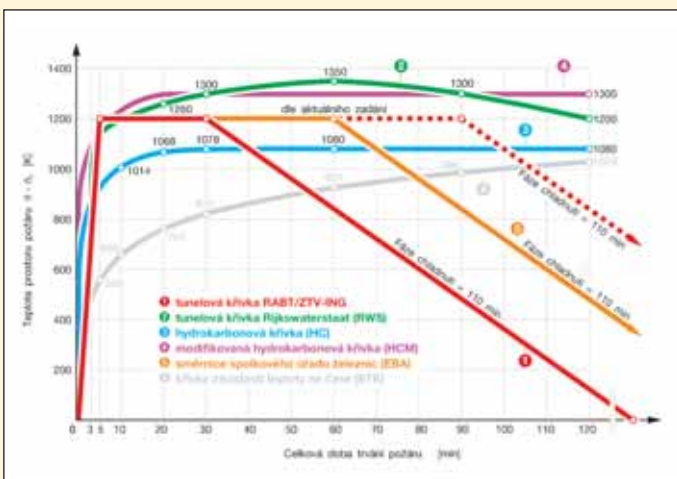
- /1/ Boháč, J.: Pevnost a přetváření brněnského téglu, Sborník příspěvků, XI. Mezinárodní vědecká konference, VUT, říjen 1999, Brno
- /2/ Kořán, P., Boháč, J.: Laboratorní měření pevnosti nenasyčených zemín, Časopis Geotechnika, č. 3, 2000
- /3/ Mašín, D.: Vývoj a aplikace hypoplastických konstitučních modelů, Časopis Geotechnika, č. 2, 2008
- /4/ Svoboda, T., Mašín, D., Boháč, J.: Zpětná analýza průzkumných štol tunelu Dobrovského – vliv konstitučního modelu, Sborník příspěvků, Mezinárodní konference Zakládání staveb 2008, Brno
- /5/ Boháč, J., Mašín, D.: Numerické modelování jílového masivu, Část 1: Konstituční vztah a stanovení parametrů, Časopis Zakládání, č. 2, 2009

PROTIPOŽÁRNÍ OCHRANA NOSNÝCH KONSTRUKCÍ V TUNELECH A OSTATNÍCH PODZEMNÍCH DOPRAVNÍCH STAVBÁCH FIREPROOFING FOR LOAD-BEARING STRUCTURES IN TUNNELS AND OTHER TRANSPORT-RELATED UNDERGROUND STRUCTURES

The author informs about problems of fire protection of structures in tunnels, focussing on the protection using cladding plates. He presents examples from Promat production line.

V případě požáru v podzemních tunelových stavbách je nutno zabránit poškození nebo zničení podzemní stavby, což by mělo za následek dlouhou, nákladnou a rozsáhlou rekonstrukci, která by znamenala dopravní omezení v dané lokalitě. Současně je nutné, aby v případě požáru byla zajištěna evakuace osob, která musí být podpořována řadou technologických zařízení, jež musí být funkční určitou dobu i při požáru.

Podzemní stavba by při požáru neměla být příliš poškozena nebo dokonce zničena. Zejména v těch případech, kdy tunelové ostění je staticky důležitou konstrukcí, která přenáší zatížení od okolní zeminy, zástavby, dopravy apod., což nastává hlavně u „mělkých“ městských tunelů umístěných často i pod vodními plochami. Tento požadavek je také uveden v nařízení vlády č. 264 o bezpečnostních požadavcích na tunely pozemních komunikací delších než 500 metrů, které platí od 1. 9. 2009.



Obr. 1 Teplotní křivky požárních scénářů
Fig. 1 Temperature-time curves for fire scenarios

Aby nedošlo ke ztrátě stability konstrukce, je třeba zamezit odpráskávání betonu na stavebních dílech, a tak zničení betonu. Proto nesmí být v souladu s výzkumy požárů např. podle nizozemské tunelové křivky Rijkswaterstaat (RWS) překročeny teploty maximálně 380 °C na povrchu betonu přímo za požárně ochranným obkladem nebo nástřikem a 250 °C na výztuži.

Při hoření řady umělých hmot či gumy působí spaliny obsahující chlór ve spojení s vlhkostí obzvláště agresivně na beton a způsobují hluboko v betonovém dílu korozi ocelové výztuže.

Odhady týkající se průběhu požáru v tunelu se v jednotlivých regionech Evropy liší. Obrázek 1 ukazuje různé křivky závislosti teploty na čase, podle nichž se simulují požáry v tunelech při výzkumu velkých požárů:

- nizozemská tunelová křivka Rijkswaterstaat (RWS),
- německá tunelová křivka RABT/ZTV-ING (Kapitola Protipožární stavební opatření byla nově rozčleněna a v podstatných částech se promítla do ZTV-ING, díl 5),
- směrnice spolkové úřadu železnic (EBA),



Obr. 2 Destrukce tunelového ostění po požáru
Fig. 2 Tunnel lining destruction after a fire



Obr. 3 Detail obnažené výztuže způsobené odstřelením betonu
Fig. 3 Detail of reinforcement exposed due to concrete spaling

- hydrokarbonová křivka (HC) nazývaná ve státech severní Evropy také „průmyslový oheň“,
- modifikovaná hydrokarbonová křivka (HCM) ve Francii.

Zvládnutí teplotní křivky podle ZTV-ING pro zjišťování navrhovaného zatížení je pevně definovaná fáze chladnutí stanovená na 110 minut, které předchází minimálně 30minutová fáze požáru.

Pro betonové povrchy, omítky a obklad deskami je třeba kromě toho doložit po celou dobu trvání tunelové křivky RABT/ZTV, tedy včetně fáze ochlazování, že nedojde k pádu částí materiálu na dopravní plochy nebo do jiných oblastí využívaných osobami. U jiných definovaných požárů v tunelech, např. RWS, není popsána žádná fáze ochlazování.

Hodnocení rizika stavby tunelu určuje v konečné řadě protipožární požadavky a teplotní kritéria, která jsou k tomu nezbytná. Jako stavební zadání a navrhované zatížení je třeba stanovit, jaké škody, v jakém rozsahu lze akceptovat a do jaké míry může být stavba poškozena, nebo dokonce zničena. Důležitým faktorem je skutečnost, že je třeba protipožární opatření vyprojektovat pro celou dobu životnosti stavby.

VARIANTY OCHRANY ŽELEZOBETONU PŘED ÚČINKY POŽÁRU

Volba způsobu ochrany konstrukcí tunelu před účinky požáru je výsledkem technického a ekonomického posouzení, přičemž musí být vzat v úvahu především charakter tunelu (jeho určení, délka, geometrické parametry profilu atd.). Pro rozhodování je zpracovávána tzv. bezpečnostní dokumentace tunelu v souladu s výše uvedeným nařízením vlády č. 264.

1. Krytí výztuže betonem

Krytí ocelové výztuže vlastním betonem nabízí požární ochranu po určitou dobu, větší betonová krytí prodlužují tuto dobu až po dosažení kritických teplot na výztuži. Při zahřátí betonu dochází k několika reakcím: Fyzikálně, částečně také chemicky vázaná voda se v betonu uvolňuje a uniká ven. Vlivem tlaku, který přitom vzniká, dochází



Obr. 5 Detail montáže desek PROMATECT® – T na hotové sekundární tunelové ostění
Fig. 5 Detail of installation of PROMATECT® – T plates on a completed secondary tunnel lining



Obr. 4 Pokládání protipožárních desek PROMATECT® – T do bednění
Fig. 4 Placement of PROMATECT® – T fire-protection plates into the formwork

k enormnímu odprýskávání betonu a jeho destrukci, která může zasahovat až hluboko do vyztužených vrstev.

Konstrukční beton ztrácí 50 % své pevnosti při 500 °C a 90 % při 800 °C. I když beton neodprýskne, je poškození tak velké, že již nelze zaručit pevnost betonu, případně dochází k trvalým deformacím.

Tato destrukce betonových stavebních dílů může vést k tomu, že naprosto ztratí svou únosnost. To je velice kritické u vysokopevnostních betonů, které mají velmi malé kapilární póry, a proto nemohou dostatečně rychle odbourávat napětí způsobené vodními parami. V zásadě může zvýšené krytí betonem prodloužit čas do nástupu kritického odprýskávání. Má to však – v závislosti na pevnosti betonu – své hranice.

Nejnovější požární zkoušky ukázaly, že polypropylenová vlákna přidávaná do betonu odprýskávání sice zmírňují, čímž prodlužují vlastní požární odolnost konstrukce, ale nejsou schopna zabránit ztrátě pevnosti betonu a deformacím železobetonové konstrukce. Výhodou tohoto řešení je snadná aplikace – přísada do betonu.

I po malém požáru jsou nezbytná náročná a drahá sanační opatření. K tomu se druzí značně omezení vlastního provozu.



Obr. 6 Tunel s provedeným protipožárním obkladem z desek PROMATECT® – T
Fig. 6 Tunnel with complete fire-protection cladding using PROMATECT® – T plates

2. Omítky

Omítky či nástřiky jsou další variantou, jak zajistit požární bezpečnost betonových ostění. Avšak aplikace protipožárních omítek přináší některá úskalí. Hlavním problémem je odpadávání omítnutých ploch, zčásti již bezprostředně po nanesení nebo později během užívání. Nejčastějším důvodem těchto poruch je špatná příprava podkladu, který může často nést na svém povrchu stopy přípravků, které zabraňují přilnutí betonu k bedně. Toto riziko lze omezit tím, pokud se omítka nanáší na výztuž ukotvenou k pevnému podkladu – ostění tunelu.

Kromě toho je třeba dbát na to, aby se používaly speciálně modifikované omítky vhodné k požární ochraně, které navíc splňují také speciální požadavky na konstrukci a užívání tunelu. Veškeré požadavky kladené na protipožární omítky splňuje například omítkovina na bázi cemento-vermikulitové – Cafco FENDOLIE® MII. Tyto omítky se uplatňují jak u nových staveb, tak zejména u rekonstrukcí. Výhodou je nanesení omítkoviny na jakýkoli geometricky zakřivený povrch tunelové stavby.

3. Obklad deskami

Obklad požárními deskami chrání beton velmi účinně před působením tepla a emisí. Desky musí být speciálně vhodné pro obklad tunelů a musí mít dostatečnou pevnost v ohybu, aby mohly absorbovat dynamické tahové a tlakové síly způsobené prouděním vzduchu, vyvolaným jízdou dopravních prostředků.

Kromě toho musí být odolné vůči agresivním klimatickým podmínkám, jako jsou výfukové plyny, odštěpková voda a posypová sůl, a z hlediska požáru v tunelech odolné vůči teplotám např. 1350 °C podle tunelové křivky RWS a 1200 °C podle tunelové křivky RABT/ZTV-ING.

Speciálně pro ochranu tunelů byly například vyvinuty požárně ochranné desky PROMATECT®. Při použití požárně ochranných desek PROMATECT® o tloušťce pouhých 25 mm nedochází u tunelové křivky RWS k překročení maximálních teplot ve výši 380 °C na betonu přímo pod obkladem a maximálních teplot ve výši 250 °C na ocelové výztuži. Účinně se zamezí odprýskávání betonu a destrukci betonového stavebního dílu. Případná sanace je několikanásobně rychlejší a obejde se většinou vždy bez mokřých procesů.

Do dnešního dne bylo deskami PROMATECT® ochráněno více než 140 významných tunelových objektů po celém světě. V našich podmínkách je znát z řad odborné veřejnosti určitá nedůvěra k tomuto modernímu řešení požární ochrany železobetonových konstrukcí, která pramení zřejmě z našich historických zkušeností s masivními „kamennými“ stavbami, kde kámen, cihla a beton jsou brány jako nenahraditelné.

Požárně ochranný obklad se spojuje mechanicky pomocí šroubů přímo nebo např. prostřednictvím spodní konstrukce s betonovým dílem, a lze jej tedy po požáru velmi snadno vyměnit. U zakřivených průřezů tunelů lze požárně odolné desky PROMATECT® uzpůsobit poloměru tunelu.

Obklad v tunelech pomocí požárně ochranných desek PROMATECT® je bezúdržbový. V případě vnějšího poškození je lze rychle odstranit a vyměnit, při revizích se okamžitě a jednoduše demontují.

Předchozí zkušenosti ukazují, že náklady na protipožární vylepšení tunelů pomocí požárně ochranných desek činí přibližně 3 ‰ celkových stavebních nákladů. Tyto nízké investice znamenají výhodu účinné požární ochrany osob a stavby.

ING. LIBOR FLEISCHER, PROMAT s. r. o.

LITERATURA / REFERENCES

Gottfried Teichmann: Fire Protection Tunnels and Underground Transportation Facilities

Nařízení vlády č. 264 o bezpečnostních požadavcích na tunely pozemních komunikací delších než 500 metrů

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

58. GEOMECHANICKÉ KOLOKVIUM, SALCBURK 58TH GEOMECHANICS COLLOQUY, SALZBURG

The same as every year, this year too, at the beginning of October, Salzburg, Austria, hosted an important, widely attended meeting of tunnellers – the 58th Geomechanical Colloquy. The attendance exceeded 800. The Colloquy was held on Thursday the 8th October and Friday the 9th October 2009. An excursion to the underground railway construction site in Linz followed. Part of the Colloquy was a Technical Exhibition, which attracted many exhibitors.

Jako každý rok, tak i letos začátkem října se v rakouském Salcburku konalo významné a hojně navštěvované setkání tunelářů – 58. Geomechanické



Obr. 1 Odborná výstava pořádaná v rámci kolokvia

Fig. 1 Technical Exhibition organised in the framework of the Colloquy

kolokvium. Počet účastníků přesáhl 800. Kolokvium proběhlo ve čtvrtek 8. 10. 2009 a v pátek 9. 10. 2009 s následující sobotní exkurzí na stavbu podpovrchové tramvaje v Linci. Součástí kolokvia byla také hojně oblesaná technická výstava (obr. 1).

Přednášky byly opět hodnotné a je škoda, že Česká republika má na konferenci téměř tradičně minimální účast. Sborník přednášek tvoří páté (říjnové) číslo časopisu Geomechanics and Tunnelling (Geomechanik und Tunnelbau).

Úvod kolokvia patřil dnes již legendě a jednomu z průkopníků NRTM, devadesátiletému profesoru Pacherovi, kterého účastníci srdečně pozdravili potleskem. O své stále skvělé duševní formě je přesvědčil při svém vystoupení.

Na začátku čtvrtého odpoledního jednání pořadatelé umožnili, aby vystoupil Ing. Libor Mařík, člen předsednictva CzTA ITA-AITES, který pozval přítomné na 11. mezinárodní konferenci Podzemní stavby Praha 2010 (obr. 2).

Jednání kolokvia bylo rozděleno do čtyř sekcí, jejichž témata byla:

- Injektování ve skalních horninách
- Rakouské tunelové projekty
- Hluboké tunely
- Využití rubaniny z ražby tunelů

Z čistě tunelářské tematiky je možno v první sekci zdůraznit příspěvek o navržených opatřeních pro zlepšení vlastností horninového masivu pro ražbu dvoukolejného železničního tunelu Irlahüll na nové vysokorychlostní trati z Norimberku do Ingolstadtu, kde tunel prochází vápenci a dolomity s krasovými jevy. Přítomnost krasových jevů různých typů komplikovala výstavbu a znemožňovala vytvoření nosného prstence v okolí výrubu. Pro realizaci příslušných doprovodných opatření byly z hlediska možné sanace krasové jevy rozděleny do 4 typů: 1 – volný prostor, 2 – částečně vyplněný volný prostor (napadené bloky horniny), 3 – zcela vyplněný volný prostor, 4 – zvětřalá podcřená hornina nebo uložení kusů horniny o velikosti kamenů až bloků. Každému typu odpovídal i stanovený postup sanace a výplň cementovou suspenzí, maltou nebo betonem. Konečná volba způsobu sanace byla

stanovena až na základě vyhodnocení prováděných injektážních vrtů, aby nedocházelo k nevhodným unikům směsi do volných prostor krasu. Během přednášky byla často zdůrazňována nutná přítomnost expertů na injektáže přímo na stavbě a operativní rozhodování na základě skutečně zastižených podmínek.

Další příspěvky pojednávají o injektážích tlakových vodních přivaděčů, o zkušenostech z řízení injektáží v reálném čase, o komplexní problematice injektáží doma i v zahraničí z pohledu dodavatele nebo o těsnících injektážích šachty, která leží ve Skotsku na břehu moře a souvisí s ukládáním radioaktivního odpadu.

Pokud hovoříme o injektování hornin, nelze nezmínit mimořádně zajímavý příspěvek o projektování a realizaci velmi rozsáhlých injektážních prací při vytváření těsnící clony na přehradě Ermenek v jižním Turecku, které provádí rakousko-turecké konsorcium. Klenbová přehrada výšky 220 m se staví ve strmě zařiznutém údolí ve vápenci s krasovými jevy. Podloží vápence tvoří flyš, který se ale nachází asi 230 m pod základovou spárou přehradu. Injektovat se muselo nejen podloží hráze, ale i horninový masiv vápenců do velké vzdálenosti na obě strany od osy hráze. Spodní úroveň injektáží musela vždy dosáhnout rozhraní vápenců a flyše. Realizace injektážních prací úzce souvisí s oblastí podzemních staveb, neboť pro utěsnění horninového masivu na výšku 470 m byly ve 4 úrovních navrženy štoly v vertikálním odstupem cca 70 m. Ze štol byly prováděny těsnící vrty s roztečí 1,5 m, které se při realizaci podle místních podmínek ještě zahušťovaly. Při ražbě obchodního tunelu hydroelektřárny došlo na základě nově zjištěných geotechnických skutečností k optimalizaci původního řešení, které vedlo ke zkrácení injektážních štol z 9590 m na 7752 m a v souvislosti s tím k úspoře investičních nákladů. Článek podrobně popisuje kromě geotechnických podmínek zejména cenné zkušenosti z realizace, složení injektážních směsí, výsledky ze zkoušek těsnosti a poskytuje mnoho dalších informací.

První příspěvek **druhé sekce** popisoval bezpečnostně-hygienická opatření při ražbě dvoutroubového tunelu Kirchdorf (2700 m) na rychlostní komunikaci S35 u města Kirchdorf na úseku Zlatten–Mautstatt. Jižní část tunelu v délce asi 500 m prochází serpentínitěm, který ve velké míře obsahuje zdraví nebezpečná asbestová vlákna. Tato skutečnost byla pro všechny účastníky výstavby novinkou, se kterou nebyly dosud žádné zkušenosti. Ražba tunelu ve zdraví škodlivým prostředím si vyžádala řadu opatření, ať se jednalo o zkrápění horniny po odstřelu pomocí zařízení používaných na výrobu umělého sněhu (sněžných děl), nasazení sacího systému větrání za použití filtrů na separaci azbestových vláken, mytí všech zařízení, která opouštěla „černou zónu“, až po používání speciálních masek při práci v této zóně. Vyloučena byla i současná ražba na dvou pracovištích (kalota a opěří). Na portále byly instalovány mlhové clony, které oddělovaly oblast tunelu od okolního „čistého“ prostředí.

Ražba tunelu bentonitovým štítem při nízkém nadloží byla předmětem příspěvku o stavbě železničního tunelu Jenbach v údolí Innu. Tunel je součástí transevropské osy TEN1 spojující Berlín s Palermem. Jedná se o dvokolejný železniční tunel délky 3470 m o průměru 13 m a ploše výrubu 133 m², který přivádí trať k Brenner Basis tunelu. Ražba tunelu probíhala od října 2007 do května 2009. Krátce po zahájení prací tunel podcházela pod dálnici, což si vyžádalo nasazení zvláštních opatření. Přímě nad hlavou štítu byl vyloučen provoz dálnice a soustava digitálních snímačů informovala osádku štítu každých 15 vteřin o deformacích na povrchu. Díky tomu se podařilo omezit sedání povrchu na 2 mm. Při výstavbě se objevily i dva inovativní prvky. V prvním případě se jednalo o osazení speciálních tybinků s úpravou pro využití geotermální energie pro vytápění objektů v nadloží. Druhý případ se zabýval pokusným použitím stlačitelné výplňové malty, která se používá pro aktivaci ostění. V úsecích tunelu, kde deformace nadloží nehrály tak významnou roli a ražba probíhala ve stabilním horninovém masivu, došlo k experimentu se stlačitelnou maltou, jejíž objem se dá redukovat až na 50 %, aniž by došlo ke ztrátě pevnosti. Tato vlastnost hraje významnou roli při dimenzování prefabrikovaného ostění, kdy podle zásad NRTM aplikovaných při ražbě TBM dochází k částečné deformaci horninového masivu, aniž by se díky řízené deformaci výplně zvyšovalo zatížení ostění.

Další příspěvek se týkal potíží při ražbě druhé tunelové trouby tunelu Pfaender na obchvatu města Bregenz. Při ražbě první tunelové trouby docházelo k značnému zdvihání dna způsobeného vysokým obsahem montmorillonitu v jílovcích, které za přítomnosti technologické vody bobtnaly. Snahou investora při výběrovém řízení proto bylo umožnit nasazení takové tunelovací metody, která by aktivaci bobtnání omezila na minimum, a soutěž byla vyposána jak pro cyklickou, tak kontinuální ražbu. Ražba tunelu probíhala pomocí TBM o profilu 11,92 m firmy Herrenknecht, který již absolvoval ražbu dvou 3,5 km dlouhých tunelů v obdobných geologických podmínkách ve Francii. Pro omezení kontaktu bobtnavé horniny s vodou se ostění ve dně aktivovalo tixotropní maltou, v horní části výrubu zafoukáváním kačirkem frakce 8/11 mm. Bobtnavé prostředí však nebylo pro stavbu jediným úskalím. Při ražbě v nesoudržných materiálech se nepodařilo hlavu štítu přes všechna opatření udržet v požadovaném směru a sklonu a při poloze řežné hlavy 55 cm,



Obr. 2 Prezentace konference PS Praha 2010

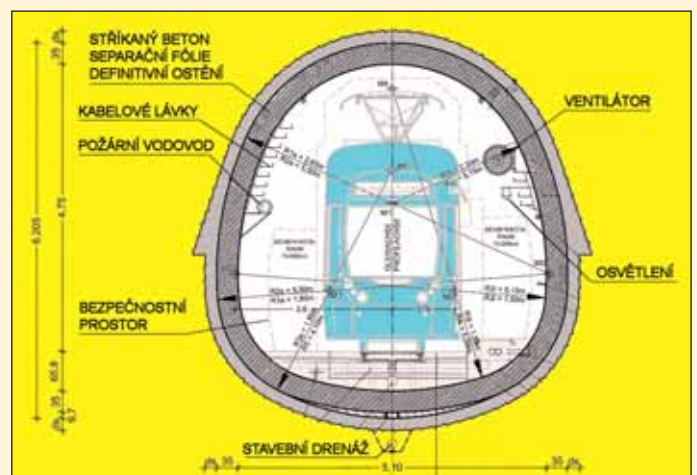
Fig. 2 Presentation of the conference Underground Constructions Prague 2010

resp. konce těla štítu 33 cm pod projektovanou úroveň došlo k zastavení ražby. Muselo následovat obejít štítu, vyrazení komory konvenční metodou a zvednutí štítu do projektované nivelety. V dalším textu autoři velmi podrobně a s řadou technických detailů popisují zmaňání problému s nadzvedáváním štítu a obnovením ražby.

Další dva příspěvky pojednávají o ražbě dvou úseků železničního tunelu Lainzer (celková délka 12,8 km) v obtížných podmínkách pod městskou zástavbou ve Vídni s důrazem na omezení sedání na povrchu území. Ražba dvokolejného tratěvého tunelu dosahuje plochy výrubu 115 m² až 130 m² a probíhá pomocí NRTM, v prvním případě s vertikálním členěním výrubu. Právě požadavek na minimalizaci deformací povrchu omezovalo odstup kaloty a opěří podle typu prostředí na 60 m až max. 120 m, přičemž k uzavírání spodní klenby primárního ostění docházelo 10 m až max. 30 m za ražbou opěří. Druhý článek popisuje detailně nejen postup výstavby s vertikálním členěním výrubu, ale i realizaci vodonepropustného definitivního ostění se zvýšenými požadavky na požární odolnost. Články popisují i výstavbu únikových šachet a štol, sledování hladiny hluku a vibrací při staveništní dopravě, sledování deformací v podzemí i na povrchu, ale i logistické problémy spojené s dopravou materiálu, což je problematika úzce spjatá s ražbou městských tunelů.

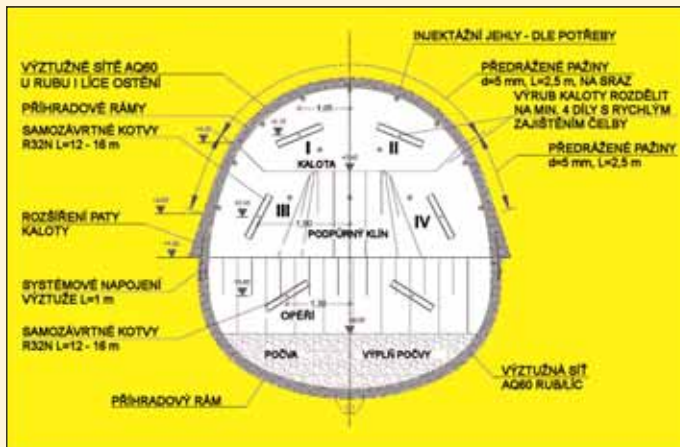
Poslední příspěvek v této sekci se zabýval ražbou tunelů pro tramvaj pod kolejíštěm hlavního nádraží v Linci s názvem Harter Plateau. Této významné stavbě byla věnována i sobotní exkurze.

V sekci **Hluboké tunely (třetí sekce)** se většina příspěvků věnovala problematice velkých deformací v souvislosti s funkcí primárního ostění, kotvení nebo použitím různých typů deformačních elementů vsazovaných do primárního ostění. Autoři Radončič, Schubert a Moritz ve svém článku kromě pracovních diagramů různých typů deformačních elementů podrobně popisují i metodiku návrhu poddajného primárního ostění s využitím deformačních elementů. Další příspěvky popisovaly ražbu v tlačivých horninách pomocí otevřeného TBM na Gotthardském bazovém tunelu při vzniku a řešení nadměrných deformací v oblasti L1 štítu, nebo koncepci průchodu tlačivými horninami na tunelu Koralm. Jeden z příspěvků hodnotil geotechnické výzvy vyplývající



Obr. 3 Vzorový příčný řez jednokolejného tunelu v Linci

Fig. 3 Typical cross-section of a single-track tunnel in Linz



Obr. 4 Primární ostění a zajištění stability výrubu
Fig. 4 Primary lining and excavation support

s průzkumů prováděných pro uvažovaný železniční tunel pod gibraltarskou úžinou.

Poslední čtvrtá sekce uvedla příklady logistiky (nakládání s rubaninou) a využití rubaniny na stavbách různých tunelů (15 let zkušeností s touto problematikou na gothardském bázovém tunelu; koncepce využití rubaniny na tunelu Koralm nebo na bázovém železničním tunelu na trase Lyon – Turín). U dlouhých bázových tunelů hraje otázka ekonomického a ekologického využití rubaniny významnou roli a skutečnost, že této problematice byla věnována čtvrtina celé konference, význam jen potvrzuje.

I když páteční odpolední program geomechanické kolokvium oficiálně ukončil, následující den se ještě konala neodmyslitelná odborná exkurze, tentokrát do nedalekého Lince na stavbu podzemní tramvaje. Prodloužení trasy linky 3 navazuje na doposud konečnou stanici Hlavní nádraží a míří poprvé za hranici města Lince do sousedního městečka Leonding na tak zvané Harter Plateau. Součástí trasy v celkové délce 5,3 km je kromě 9 nových stanic i tunelářsky velmi náročný úsek délky 950 m, který je ražen pomocí NRTM s nadloží 4 až 12 m pod kolejištěm hlavního nádraží. Dva jednokolejné traťové tunely s plochou výrubu 35 m² (obr. 3) procházejí v příportálových úsecích v délce cca 150 m kvarterními sedimenty a kvůli sklonu 40 promile se snaží rychle dostat do níže uložených jílovitých oligocenních sedimentů. V dalších 500 m trasy dosahuje výška nadloží 14 m, ale mocnost jílu nad vrcholem kaloty nepřekračuje 4 m. Směrem k hlavnímu nádraží trasa opět stoupá, nadloží ubývá a posledních 30 m se celý profil tunelu nachází opět v kvarterních nesoudržných sedimentech s minimálním nadložím.

Geotechnickým podmínkám odpovídají zvláštní opatření při ražbě. Při ražbě v terasových kvarterních sedimentech se používá snížení hladiny spodní vody pod úroveň počvy tunelů, zpevňující injektáže, předrážení ocelových



Obr. 6 Stísněné poměry zařízení staveniště
Fig. 6 Constricted site area



Obr. 5 Pohled na čelbu a uzavírání počvy
Fig. 5 View of the heading and closing of the invert

pažin a především co nejrychlejší uzavírání profilu primárního ostění. Ražba probíhá s horizontálním členěním výrubu na kalotu, opěři a počvu, pro zajištění stability čelby se používají 12 m až 16 m dlouhé samozávrtné kotvy, nástřik betonu se sítí a podpurný klín zpevněný opět nástřikem betonu. K omezení sedání přispívá i rozšíření paty kaloty (obr. 4). Primární ostění tl. 200 mm je vyztuženo dvěma vrstvami sítí. Vzhledem k nestabilnímu prostředí je kalota rozdělena na 4 až 5 dílčích výrubů, které jsou po otevření co nejrychleji zajištěny stříkaným betonem se sítí. Uzavírání spodní klenby probíhá do 5 záběru od čelby kaloty. Délka záběru v kalotě se pohybuje od 1 m do 1,3 m, v opěři je dvojnásobná.

V době exkurze probíhalo právě osazování sítí v počvě tunelu (obr. 5) a ve druhém tunelu zastríkávaní boků výrubu v úseku s maximálním nadložím. Při výkladu účastníkům exkurze byly práce na krátkou dobu přerušeny, a tak se vzdych alespoň na okamžik trochu vyčistil a bylo možné udělat několik fotografií. Kvůli krátkým záběrům a členění kaloty na dílčí výrubu se pro nástřik ostění používá suchá směs, což velmi zvyšuje prašnost prostředí. Zásadní roli v daných podmínkách hraje rychlost provádění jednotlivých technologických kroků. Proto je samozřejmostí situování betonárky přímo na portále ve stavebním jámě hloubeného úseku tunelů. Městské prostředí omezuje stavbu prostoro- vě i časově. Ve stavební jámě se kromě betonárky nachází i úpravná pH vody na bázi CO₂, sklad vyztužných rámu nebo mezideponie rubaniny (obr. 6). Její odvoz je s ohledem na noční klid možný jen ve dne. Poučné bylo i zjištění, že definitivní ostění tunelů tl. 350 mm je navrhováno z betonu odolného proti průsakům bez použití hydroizolační fólie. Mezi primárním a definitivním ostěním je instalována pouze separační fólie. Po ukončení čerpání ve třech polích dočasných studní situovaných podél trasy tunelů voda nastoupá opět do původní výšky a tunelové ostění zatíží hydrostatickým tlakem.

Pokud cílem exkurze bylo ukázat ražbu tunelů v extrémních podmínkách městské zástavby s minimální výškou nadloží, složitými geotechnickými podmínkami a velmi přísnými kritérii na sedání povrchu při průchodu pod kolejištěm hlavního nádraží v Linci, pak byl tento cíl beze zbytku naplněn.

Příští, již 59. Geomechanické kolokvium se v Salcburku koná 7. až 8. října 2010. Bude se věnovat následkům kolísání hladiny podzemní vody, vzájemným působením hominového masivu a stroje při ražbě pomocí TBM, ražbě v bobtnavých horninách a využitím geotermální energie. Abstrakty příspěvků mají být zaslány do 31. ledna 2010 a on-line formulář bude uveřejněn na webových stránkách Rakouské geotechnické společnosti www.oegg.at.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, ita-aites@metrostav.cz,
ING. LIBOR MARÍK, libor.marik@ikpce.com

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Časopis Geomechanics and Tunnelling 5/2009, Ernst & Sohn, Österreichische Gesellschaft für Geomechanik
- [2] Strassenbahnlinie Harter Plateau, Linz Hbf. bis Welngartshof km 0,00 – km 5,30, Planungsgemeinschaft Strassenbahnlinie Harter Plateau Schmietta Consult/IL-Laabmayr & Partner/BHM Ingenieure – část realizační dokumentace

KONFERENCE O BEZVÝKOPOVÝCH TECHNOLOGIÍCH TRENCHLESS TECHNOLOGY CONFERENCE

The 14th national annual NO DIG conference of trenchless technologies was held in Petr Bezruč Hotel, the Beskids, on 23rd and 24th September 2009. This year, the organiser – the Czech Society for Trenchless Technology – celebrates the fifteenth anniversary of its foundation. This year's conference focus was on safety at implementing trenchless technologies, mining legislation issues and other associated problems.

Ve dnech 23. a 24. září se konala v Beskydech v hotelu Petr Bezruč 14. národní konference o bezvýkopových technologiích – NO DIG. Konference NO DIG se konají v různých místech po republice, letos byla netradičně vybrána lokalita klidného horského hotelu, což delegáti, kterých se sešlo přes 180, hodnotili velmi pozitivně. Na konferenci vystoupilo více než dvacet delegátů se samostatnými příspěvky, někteří

i ze zahraničí. Zaměření konference bylo letos na bezpečnost práce při provádění bezvýkopových technologií, otázky zařazení do prací prováděných hornickým způsobem, báňské legislativy a další s tím spojená problematika. Na konferenci byly prezentovány i nejzajímavější projekty z oboru za uplynulý rok a také vystoupilo několik zástupců dodavatelů s firemními prezentacemi. Program byl vesměs hodnocen jako velmi zajímavý a přínosný. Součástí konference byla i menší výstava v prostorách hotelu. Zajímavostí letošního roku bylo, že CzSTT (Česká společnost pro bezvýkopové technologie) u příležitosti patnácti let existence uspořádala pro své členy den před konferencí golfový turnaj.

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

SEMINÁR SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE CHEMICKÉ PRÍSADY DO BETÓNU SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION'S SEMINAR ON CHEMICAL ADDITIVES FOR CONCRETE

The tradition of organising seminars aimed at improving of quality and economy during the construction and operation of tunnels, organised by the Slovak Tunnelling Association (STA), continued on 22nd October 2009 in the Marlene hotel, Oščadnica, with the topic of Chemical Additives for Concrete. The venue in Oščadnica is found in the vicinity of the Laliki tunnel; a visit to the site was part of the seminar.

Dňa 22. októbra 2009 sa v Oščadnici, hotel Marlene, uskutočnilo pokračovanie tradičných seminárov Slovenskej tunelárskej asociácie (STA), ktoré sa organizujú s cieľom prispieť ku zvýšeniu kvality a hospodárnosti pri výstavbe a prevádzke tunelov, tentoraz na tému Chemické prísady do betónu. Miesto konania v Oščadnici je v blízkosti stavby tunela Laliki, ktorého prehliadka bola súčasťou seminára.

Organizáciou bola poverená projektová a konzultačná spoločnosť Alfa 04, a. s., Bratislava.

Účasť bola pekná – 55 účastníkov, pričom Doprastav, a. s., prispel zabezpečením dopravy k účasti aj 14 študentom Žilinskej a Košickej technickej univerzity. Seminár otvoril a viedol odborný garant prof. Ing. Ľudovít Naď, CSc.

O úvod do problematiky sa postaral prof. Ing. Adolf Bajza, Ph.D., zo Stavebnej fakulty STU Bratislava, katedry materiálového inžinierstva, ktorý v prednáške s názvom Zásady výroby kvalitného betónu zrekapituloval problematiku vstupných surovín, výroby a ošetrovania betónu a jeho vlastností. V rámci prednášky prezentoval ucelený encyklopedický prehľad problematiky a tým urobil teoretický úvod k prednáškam zástupcov firiem o skúsenostiach s použitím ich výrobkov – chemických prísad do betónu pri výstavbe tunelov.

Ing. Jaroslav Hrbek, Ing. Jiří Vlašimský, Sika Slovensko, spol. s r. o., predniesli prednášku Použitie chemických prísad do betónu pri realizácii diaľničného tunela Klimkovice (ČR).

Ing. Michal Zámečník, Jiří Krulich, BASF Stavební hmoty Česká republika, s. r. o. predniesli prednášky Stříkané betony primárního ostění tunelu Laliki (první zkušenosti s technologií NRTM v Polsku) a Lité betony sekundárního ostění tunelu Laliki (specifické požadavky a jejich realizace).

Vo všetkých týchto troch prednáškach bol popísaný postup spolupráce firiem so zhotoviteľom stavby pri návrhu a skúškach betónových zmesí a doladení technológie výroby, prepravy, ukladania a ošetrovania betónu a tiež sa podelili o získané skúsenosti pri tejto činnosti. Činnosť firiem nespočívala iba v dodávke materiálov – chemických prísad do betónu, ale aktívne spolupracovali pri návrhoch zmesí, robili skúšky vrátane počiatkových skúšok typu (preukazne skúšky) a tiež spolupracovali počas výstavby.

Obe prednášky firmy BASF sa zároveň týkali tunela Laliki. O jeho projektovaní informoval Ing. Róbert Zwilling, Basler&Hofmann Slovakia, s. r. o., Colsunting Engineers v prednáške Riešenie realizačného projektu tunela Laliki.

Tunel Laliki na rýchlostnej komunikácii S-69 Bielsko-Biała – Żywiec – Zwardoń v úseku C2 Szare – Laliki v km 40,475 – 43,15574 je vo výstavbe od novembra 2007 s plánovanou dobou výstavby 24 mesiacov. Je prvým razeným cestným tunelom v Poľsku. Tunel sa nachádza v južnom Poľsku neďaleko hraničného prechodu Skalité – Zwardoń medzi Slovenskou republikou a Poľskom. Svoje pomenovanie dostal podľa obce Laliki, v ktorej blízkosti sa nachádza. Tunel pretína chrbát Sobczakowej Grapy s nadmorskou výškou 766,3 m nad morom.

ING. PETER BULÁNEK, CSc.

KONFERENCE SE ZAHRAIČNÍ ÚČASTÍ ZAKLÁDÁNÍ STAVEB BRNO 2009 CONFERENCE WITH FOREIGN PARTICIPATION „FOUNDATION ENGINEERING, BRNO 2009“

The Czech Geotechnical Society of the Czech Union of Civil Engineers held the 37th “Foundation Engineering, Brno 2009” Conference at the Congress Hall of Voronez hotel from 26th to 27th October 2009. The attendance of 230 delegates was equal to the standard of the recent years. The motto of the negotiations was specified as “natural influences in geotechnics”. The Conference Proceedings, containing 32 papers, are divided into four circles of topics, i.e. Engineering Geology and Geomechanics, Earth Structures, Foundation Engineering and Underground Construction.

Česká geotechnická společnost Českého svazu stavebních inženýrů pořádala ve dnech 26. a 27. 10. v kongresovém sále hotelu Voronež již 37. konferenci Zakládání Brno 2009. Konference je trvale zařazena do projektu celoživotního vzdělávání členů ČKAIT a letos se jí zúčastnilo 230 osob, což patří ke standardu posledních let. Hlavními partnery konference byly firmy:

- ARCADIS Geotechnika, a. s.
- BAUER Spezialtiefbau GmbH
- FINE, spol. s r. o.
- GEOTest Brno, a. s.
- INSET, s. r. o., Skanska CZ, a. s.
- TOPGEO, s. r. o.
- ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

Mottem konferenčního jednání byly „přírodní vlivy v geotechnice“. Konferenční sborník s 32 příspěvky je členěn do čtyř tematických okruhů, ve kterých probíhalo i vlastní konferenční jednání.

Do tematického okruhu **Inženýrská geologie a geomechanika** bylo zařazeno 7 příspěvků s převážně teoreticko-experimentální náplní zaměřenou na chování zemin a hornin. Tématy byly *výzkumy pravděpodobnostního rozdělení parametrů zemin* (Suchomel R., Mašín D.), *prosedavosti zemin* (Herbstová V., Herle I.), *vrtatelnosti hornin* (Miklúšová V.), *teplotního a vlhkostního režimu hornin* (Brček M.

a kol.), *časové nestability bočního tlaku zemin* (Koudelka P.). Jeden příspěvek ze stavební praxe analyzoval *geologické anomálie při provádění pažených stavebních jam* (Turček P.).

Tematický okruh **Zemní konstrukce** obsahoval 7 příspěvků vesměs praktického zaměření, s náplní týkající se *stability skalních svahů* (Tóth V., Pribilová V. – silnice u Strečna, Pavlík J., Janků H. – přípojka k dálnici D47, Paseka A., Šamalíková M. – Moravský kras), *stability svahů nepovolené skládky* (Barták J.), *vyztužování zemin* (Giacchetti G., Prelovský B., Bertolo P. – flexibilní ocelové síť kombinované s hřebíkováním, Prelovský B., Di Pietro P. – konstrukce ParaMesh) a *technologie střihaných jílu* (Štáška J.).

Náplň tematického okruhu **Zakládání staveb** souvisí obvykle úzce s tematikou podzemních staveb, zejména hloubených tunelů. Stejně tomu tak bylo i letos, kdy okruh obsahoval celkem 9 příspěvků. Byl analyzován *vliv horizontálního modulu reakce podloží na výpočet pružně uložené pažicové stěny* (Míča L., Kliš L.), dokumentován postup *instrumentace a měření deformací kotvené pilotové stěny* (Záleský J., Kos J.) a popsán způsob *utěsnění záporového pažení pod h. p. v. pomocí tryskové injektáže* (Račanský V. a kol.). Zhodnocením praktických zkušeností bylo *zakládání mostu přes Lochkovské údolí na pražském okruhu* (Masopust J.) a *použití hydrofrézy na hloubených tunelech komplexu Blanka* (Petrů L.). Náplň 4 příspěvků byla věnována velmi aktuální problematice současné *výstavby Královopolského tunelu* na VMO se zaměřením na *stavební jámu technologického centra* (Šperger J., Průcha P. – návrh zajištění a realizace, Vižďa P., Pazdírek O. – monitoring v průběhu provádění) a mimořádně rozsáhlou a úspěšnou *kompenzační injektáž* (Mráz J., Mühl J., Maláč P. – technologie KI, Hlaváček P. – monitoring v průběhu KI).

Tematický okruh **Podzemní stavby**, který je čtenářům Tunelu neblíží, vyplnilo celkem 7 příspěvků dosti různorodé náplně. Úvodní přednáška byla věnována přehledu a příkladům použitých *technologíí ražby v ČR v několika posledních desetiletích* (Barták J.), dalšími tématy z praxe byly *injektáže v tunelech ražených na Islandu* (Cyroň D. a kol.), *deformace Královopolského tunelu* (Ebermann T., Hort O., Vaněk M.), *monitoring na Královopolském tunelu* (Rupp D., Pazdírek O.) a *poruchy vinných sklepů* (Horák V. a kol.). Experimentální náplň měl příspěvek popisující *získání parametrů hypoplastických konstitučních vztahů pro numerický model tunelu v jílech* (Brunát Z., Mašíň D., Boháč J.). *Numerické modelování segmentového ostění* řešil příspěvek J. Prušky.

Konference byla jako obvykle velmi dobře organizačně připravena, příspěvky měly vesměs vysokou odbornou úroveň s vynikající doprovodnou prezentací přednášených témat. V rámci konference bylo zřejmě vyhodnocení nejlepších bakalářských a diplomových prací z oboru geotechniky, zpracovaných ve šk. r. 2008/2009 na stavebních fakultách v ČR a SR. Zástupce pořádající firmy FINE, s. r. o., Ing. J. Laurin předal přítomným studentům vypsané finanční odměny.

V rámci konference byla podána prof. Vaníčkem, předsedou ČGS, informace o poněkud neutěšeném stavu Národní přílohy EC 7 – Navrhování geotechnických konstrukcí. Podnětná diskuse k tomuto tématu snad přispěje k uspokojivému obsahu Národní přílohy, podložené našimi dlouholetými a bezproblémovými zkušenostmi s používáním příslušných ČSN. Úpravu přílohy je rozhodně nutné realizovat před začátkem závazné platnosti pouze evropských norem v dubnu příštího roku.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc.,
člen odborného komitétu konference

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICĚ CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA

MĚSTSKÝ OKRUH MYSLBEKOVA–PELC-TYROLKA

TUNEL ŠPEJCHAR–PELC-TYROLKA (ŠPELC)

Ražba obou kalot STT i JTT z Trojky pokročila za Šlechtovu restauraci a úspěšně tak prošla geologickou poruchou na rozhraní řevnických křemenců a letenských břidlic. V době odevzdání příspěvku probíhá ražba obou kalot v místech s již větším horninovým nadložím. Současně je na STT vyražena celá kalota bezpečnostního zálivu a vlastní čelba kaloty STT se nachází pod velvyslanectvím Ruské federace v ČR. Na JTT potom ražba kaloty bezpečnostního zálivu teprve probíhá. K 13. 10. 2009 je v STT vyraženo celkem 1575 m a v JTT 1481 m kaloty. Pokračují také práce na definitivním ostění, kde k dnešnímu dni je zabetonováno celkem 340 m spodní klenby STT a pracoviště s betonážemi spodní klenby se přesunují i na JTT, kde ještě zbývá dokončit 7 sekcí k TP 15. Na JTT průběžně pokračují i práce na betonáži definitivního ostění horní klenby, kde byla dokončena montáž přídatného bednění pro bezpečnostní záliv a 14. 10. 2009 proběhla betonáž první sekce.

Dne 21. 7. 2009 byla zahájena protiražba STT a s měsíčním odstupem i protiražba JTT z portálu Letná. Ražba kalot z Letné podchází brzy po provedení rozrážek pod obytnou zástavbou. Vzhledem k minimálním deformacím primárního ostění a míře sednutí kontrolních geodetických bodů na povrchu bylo možné pod prvními povrchovými objekty projít s horizontálním členěním raženého průřezu. Do 30 m od portálu Letná je již také uzavřen celý profil obou tunelových trub STT a JTT spodní klenbou. V blízkosti portálu mezi oběma tunely je vyražena také první technologická propojka, která umožňuje plynulé pokračování ražeb obou tunelových trub v souběhu s prováděním hloubených částí technologického centra včetně následně prováděného definitivního ostění JTT. Z portálu Letná je v STT vyraženo celkem 207 m a v JTT 115 m kaloty.

THE CZECH REPUBLIC

MYSLBEKOVA – PELC-TYROLKA SECTION OF THE CITY CIRCLE ROAD

THE ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA (ŠPELC) TUNNEL

The excavation of top headings of both the NTT and STT has advanced beyond the Šlecht's restaurant, having successfully passed through a geological fault on the interface between the Řevnice Quartzites and Letná Shales. At the moment when this contribution is being handed over, the excavation of both top headings proceeds in the locations where the rock cover is already thicker. At the same time, in the NTT, the excavation of the entire top heading of the emergency parking bay has been completed. The top heading excavation face itself is found under the Embassy of the Russian Federation in the Czech Republic. The excavation of the emergency bay in the STT is only now underway. As of 13 October 2009, 1575m and 1481m of the top heading excavation has been completed in the NTT and the STT, respectively. The work on the final lining has also been underway, with 340m of the invert completed in the NTT to date and the invert casting crews moving also to the STT, where 7 blocks remain to be finished before technological cross passage 15 is reached. The casting of the upper vault lining in the STT has fluently continued; the assembly of the emergency parking bay formwork extension was finished and the first block was cast on 14th October 2009.

The counter-heading of the NTT started on 21st July 2009, followed at a one-month delay by the counter-heading of the STT from the Letná portal. The driving of top headings from Letná started soon after the beginning to pass under a residential area. Owing to minimum deformations of the primary lining and the rate of subsidence of survey control points on the surface, it was possible to pass under the first existing buildings using the top heading, bench and invert excavation sequence (the so-called horizontal sequence). Closing of the whole tunnel profile by the invert has been completed in both tunnel tubes, the NTT and STT, up to the distance of 30m from the Letná portal. In addition, the first cross passage driving between both tunnel tubes, in the vicinity of the portal, has been finished. It allows the driving of both tunnel tubes to fluently continue in parallel with the work on the cut-and-cover parts of the service centre, inclusive of the subsequent casting of the final lining in the STT. From the Letná portal, the

TUNEL MYSLBEKOVA-PRAŠNÝ MOST (MYPRA)

Dne 9. 10. 2009 byla zahájena ražba STT tunelu MYPRA. K datu sepsání aktualit (13. 10. 2009) je vyraženo 12,3 m kaloty. Ražba STT probíhá v horizontálním členění příčného průřezu tunelu. Tento systém členění je umožněn tím, že tunely byly zapuštěny cca 5 m níže, než předpokládala zadávací dokumentace stavby. Dle výsledků inženýrskogeologického průzkumu i s ohledem na reálnou situaci na povrchu (zástava, tramvajové koleje, inženýrské sítě atd.) se předpokládá délka ražby v horizontálním členění v délce přibližně 250 m. Poté bude podle průzkumem ověřených geologických podmínek pravděpodobně nutný přechod na svislé členění výrubu. Pokud nebude nutné uzavírat v blízkosti portálu bezprostředně celý průřez tunelu, předpokládá se v měsíci říjnu vyražení kaloty v délce 40 m.

TUNEL STAVBY 514 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY

Dokončení stavební části tunelu nedaleko obce Lochkov se chýlí ke konci. Betonáže definitivního ostění dvoupruhového tunelu byly dokončeny včetně atypických portálových bloků již na jaře letošního roku. Ve stoupajícím třípruhovém tunelu byla v srpnu dokončena cementobetonová vozovka. V klesajícím dvoupruhovém tunelu se začínají pokládat vrstvy konstrukce vozovky s termínem dokončení v polovině listopadu. Zbývají dokončit rozvody trubních řadů před oběma portály. Provozně-technické objekty před portály jsou dokončeny. V obou tunelových troukách probíhá provádění nátěrů vnitřního líce ostění v souběhu s montáží technologického vybavení tunelu. V současné době se montují rozvaděče v propojkách, hlavní osvětlení v tunelových troukách a provádí se protahování kabelů. Hloubený tunel před lochkovským portálem ražených tunelových trub je prakticky zasypán. Dokončuje se železobetonový objekt strojovny vzducho-techniky situovaný nad klenbou třípruhového tunelu.

TUNEL STAVBY 513 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY

Na tunelu mezi Komořany a Cholupicemi probíhají práce na podkladových vrstvách vozovek, na definitivním krytu vozovky i montáži technologického vybavení, které zajišťuje vyšší zhotovitel stavby Skanska, a. s., Subterra a. s., jako hlavní podzhotovitel tunelářských prací dokončuje nátěry definitivního ostění a provádí asfaltové základy. V nejbližší době se zahájí zásyp hloubených úseků a konečné terénní úpravy.

TUNELY VMO DOBROVSKÉHO

V Brně pokračují ražby na obou tunelových troukách, kde je v době odevzdání příspěvku vyraženo 835 m v tunelu T II (provádí Subterra, a. s.), respektive 764 m v tunelu T I (razí OHL ŽS). V souběhu bylo vybetonováno na obou tunelových troukách přes tři sta metrů definitivní protiklenby. Na tunelové troubě I se betonuje dělená protiklenba, zatímco na tunelové troubě II probíhá betonáž po pasech na celou šíři protiklenby. Vzhledem k existenci mnoha povrchových objektů nad tunely vyhodnocuje průběžně všechny výsledky měření Rada monitoringu. Vývoj poklesové kotliny na obou troukách je zatím uspokojivý. V souladu s projektovým zadáním se začaly provádět na tunelu T II mikropilotové „deštníky“ v úseku dlouhém 120 m. Celkem bude ražba zabezpečena 15 „deštníky“ z 19 kusů mikropilot o délce 16 m.

DÁLNIČE D8-805 LOVOSICE-ŘEHLOVICE

Na stavbě dálnice D8 Lovosice-Řehlovice přes České středohoří na ústeckém portálu tunelu Radejčín po odtěžení jámy hloubeného úseku byla zahájena ražba jižního tunelu. K 13. 10. 2009 bylo vyraženo 102 m na kalotě tunelu a 66 m na opěří a dně tunelu. Stavba tunelu bude pokračovat v nejbližší době odtěžením druhé části hloubeného úseku a přípravou na ražbu severního tunelu.

Na vyraženém tunelu Prackovice probíhají práce na výstavbě železobetonových konstrukcí hloubených tunelů na pražském

length of 207m and 115m of the top heading in the NTT and STT has been finished, respectively.

MYSLBEKOVA-PRAŠNÝ MOST (MYPRA) TUNNEL

The excavation of the NTT of MYPRA tunnel started on 9th October 2009. As of the date of preparing the Current News (13th October 2009), 12.3m of the top heading excavation have been completed. The NTT is being driven using a horizontal excavation sequence. This sequence is possible owing to the fact that the alignment of tunnels was sunk approximately 5m deeper than planned in tender documents. According to results of engineering geological surveys and taking into consideration the real situation on the surface (buildings, tram rails, utility services etc.), the horizontal sequence is expected to be applicable to the length of about 250m. Then, according to the geological conditions verified by the survey, it will be probably necessary to switch to a vertical excavation sequence (side drifts and a central pillar). Unless it is necessary to close the whole profile immediately in the vicinity of the portal, it is expected that the length of 40m of the top heading excavation will be complete.

THE TUNNEL IN CONSTRUCTION LOT 514 ON THE PRAGUE CITY RING ROAD

The work on the civils part of the tunnel near the village of Lochkov is nearing completion. The casting of the double-lane tunnel final lining, including atypical portal blocks, was finished in the spring of 2009. As far as the ascending, triple-lane tunnel is concerned, the concrete roadway was completed in August. In the descending, double-lane tunnel, the laying of structural layers of the roadway has started, with the completion deadline in the middle of November. The installation of pipelines in front of both portals remains to be carried out. The service buildings in front of the portals have been finished. The coating of the inner lining surface is underway, in parallel with the installation of tunnel equipment. Currently, switchboards in cross passages and the lighting in the tunnel tubes are being installed and cables are being pulled in. The backfilling of the cut-and-cover tunnel in front of the Lochkov portal of the mined tunnels has been virtually completed. The reinforced concrete structure of the ventilation plant, which is located above the triple-lane tunnel vault, is being completed.

THE TUNNEL IN CONSTRUCTION LOT 513 ON THE PRAGUE CITY RING ROAD

The construction work on the tunnel between Komořany and Cholupice is underway, comprising the installation of the road base, the final road cover and tunnel equipment by Skanska, a.s., the main contractor; Subterra a.s., the subcontractor for the tunnelling work, is completing the application of coating on the final lining surface and carrying out asphalt joint filling. Backfilling of the cut-and-cover sections and final terrain finishing will start shortly.

DOBROVSKÉHO TUNNELS ON THE LARGE CITY CIRCLE ROAD IN BRNO

In Brno, the excavation has continued on both tunnel tubes; 835m of tunnel T II and 764m of tunnel T I were completed by Subterra a.s. and OHL ŽS, respectively, till the moment of submitting this contribution. Over three hundred metres of the final invert were cast concurrently in both tunnel tubes. The invert casting is divided into halves in tunnel tube I, while the invert in tunnel tube II is cast in full-width blocks. Because of the existence of many surface buildings above the tunnels, all measurement results are continually assessed by the Monitoring Board. The settlement trough has developed on both tubes satisfactorily. Canopy tube pre-support installation has started on tunnel tube T II within a 100m long section, as required by the design. The excavation will be supported by a total of 15 canopies consisting of 19 tubes 16m long.

D8 MOTORWAY - CONSTRUCTION LOT 805: LOVOSICE-ŘEHLOVICE

The excavation of the southern tube of the Řehlovice tunnel at the construction of the D8 motorway section Lovosice-Řehlovice running across the České Středohoří (the Bohemian Central Highlands) commenced at the Ústí nad Labem portal when the excavation of the construction trench for the cut-and-cover section had been finished. As of 13/10/2009, 102m of the top heading and 66m of the bench and invert excavation have been completed. The tunnel construction will proceed shortly by excavating the trench

portálu. Po dokončení montáže formy byla koncem září vybetonována první sekce konstrukce hloubeného tunelu.

Razicí práce na tunelu Radejčín a betonářské na tunelu Prackovice provádí firma Metrostav.

KANALIZACE KARVINÁ A MIKROTUNELOVÁNÍ

Všechny razicí práce byly na stavbě kanalizace v Karviné již ukončeny. Jednalo se o mikrotunelování v profilech 300, 400, 1000 a 1400 mm, dále o ražbu otevřeným štítem a klasickou ražbu. V současné době se provádějí dokončovací a úklidové práce. Stavbu realizovalo sdružení firem TCHAS, OHL ŽS a VOKD. Hlavním dodavatelem mikrotunelovacích prací byla Subterra.

KOLEKTOR VÁCLAVSKÉ NÁMĚSTÍ-OPRAVA TRASY C

Oprava trasy C kolektoru Václavské náměstí spěje ke svému konci. Probíhá montáž ocelových konstrukcí ve vlastní trase, v šachtách, ale i v domovních přípojkách. Přípojky jsou vystrojovány konzolami pro budoucí uložení trubních a kabelových vedení. V šachtách se montují lezní oddělení pro zajištění vstupu obsluhy kolektoru z povrchu. Práce probíhají také na montáži vodovodních řadů DN 500 a DN 200, na silových rozvodech, na vzduchotechnice kolektoru a na zajištění měřicích i regulační technikou.

Do konce října budou odstraněny všechny záборы na povrchu, které s opravou kolektoru souvisejí a komunikace budou uvedeny do původního stavu. Od té doby budou veškeré zbývající práce probíhat pouze v podzemí ve vlastním kolektoru. V plánu jsou tlakové zkoušky vodovodních řadů, komplexní zkoušky technologických souborů a postupné předávání díla budoucímu uživateli. Připomínáme, že stavbu realizovalo sdružení MENASU (Metrostav, Navatyp, Subterra).

*ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,
METROSTAV a. s.,*

*ING. KAREL FRANČYK, Ph.D., k.franczyk@subterra.cz,
SUBTERRA a. s.*

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNEL BŔRIK

V letných mesiacoch pokračovali práce na montážach technologického vybavenia tunela BŔrik (985 m) na úseku diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce na severe Slovenska. Na jeseň prišli na rad funkčné a komplexné skúšky jednotlivých zariadení. Investorm a prevádzkovateľom tunela je Národná diaľničná spoločnosť, a. s. Zhotoviteľom stavby je združenie Inžinierske stavby – Marti Contractors, pričom zhotoviteľom stavebnej časti tunela je Marti Contractors a zhotoviteľom technologickej časti tunela je PPA Controll, a. s. Otvorenie tunela je plánované na 4. decembra 2009.

REKONŠTRUKCIA TUNELA POD HRADOM V BRATISLAVE

Rekonštrukcia električkového tunela pod Hradom pokračovala v letných mesiacoch prácami spojenými so sfunkčnením odvodňovacieho systému. V auguste sa začal budovať aj železobetónový kanál pre uloženie zásobovacieho vodovodného potrubia priemeru 800 mm. Tunel dĺžky 792 m bol vybudovaný v rokoch 1943–1949 ako cestný a v roku 1983 bol po celkovej rekonštrukcii zmenený na električkový. Investorm stavby je Dopravný podnik Bratislava, a. s., zhotoviteľom stavby je Združenie pre električku pod hradom tvorené firmami OHL ŽS, a. s., Skanska BS, a. s., a Trnavská stavebná spoločnosť, a. s.

TUNEL TURECKÝ VRCH

V letných mesiacoch 2009 bola vyhodnotená opakovaná súťaž na výstavbu železničného úseku Nové Mesto nad Váhom – Zlatovce na trati Bratislava – Žilina, ktorého súčasťou je aj tunel Turecký vrch. Víťazom súťaže sa stalo združenie vedené českou spoločnosťou OHL ŽS, a. s., so sídlom v Brne. Ďalšími členmi združenia sú slovenské firmy Skanska BS, a. s., Prievidza, Váhostav – Sk, a. s.,

for the second part of the cut-and-cover tunnel and preparing for the excavation of the northern tunnel tube.

On the Prackovice tunnel site, where the excavation has been completed, the erection of reinforced concrete structures of cut-and-cover tunnels at the Prague portal is underway. The first section of the cut-and-cover tunnel was cast at the end of September, when the assembly of the formwork had been finished.

The Radejčín tunnel excavation and the casting of structures in the Prackovice tunnel is carried out by Metrostav.

KARVINÁ SEWERAGE – MICROTUNNELLING

All excavation operations for the Karviná sewerage project have been finished. They comprised microtunnelling at profiles of 300, 400, 1000 and 1400mm profiles, open shield driving and traditional driving. At the moment, finishing and maintenance work is underway. The contractor for the construction works was a consortium consisting of TCHAS, OHL ŽS and VOKD, with Subterra as the main sub-contractor for the microtunnelling operations.

THE WENCESLAS SQUARE UTILITY TUNNEL – REPAIR TO THE C ROUTE

The repair to the C route of the Wenceslas Square utility tunnel is drawing to its end. Steel structures are being installed in the tunnel itself, but also in shafts and branch lines connecting to buildings. Brackets are being installed in the branches for future installations of pipelines and cables. Ladder compartments allowing access of the utility tunnel operating personnel from the surface are being assembled in shafts. The installation of water pipelines DN 500 and DN 200mm, power cables, the utility tunnel ventilation equipment and measurement and regulation instruments is underway.

The land on the surface temporarily used for the repair of the utility tunnel will be vacated by the end of October and roads will be reinstated. From that moment, all remaining work will be carried out only underground, in the utility tunnel itself. The future plan comprises pressure tests of water lines, comprehensive tests of equipment sets and gradual handing of the works over to the future user. We note that the construction was carried out by MENASU consortium consisting of Metrostav, Navatyp and Subterra.

*ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz, METROSTAV a. s.,
ING. KAREL FRANČYK, Ph.D., k.franczyk@subterra.cz,
SUBTERRA a. s.*

THE SLOVAK REPUBLIC

THE BŔRIK TUNNEL

Summer months saw the continuation of the installation of equipment of the 985m long BŔrik tunnel on the D1 motorway section Mengusovce – Jánovce, in the north of Slovakia. Functional and comprehensive testing of individual items of equipment was carried out in the autumn. The client and operator of the tunnel is Národná diaľničná spoločnosť a.s. The contractor is an Inžinierske stavby – Marti Contractors consortium, with Marti Contractors as the contractor for the civils part of the tunnel and PPA Controll a.s. as the contractor for the equipment. The tunnel opening to traffic is planned for 4th December 2009.

RECONSTRUCTION OF THE TUNNEL UNDER THE BRATISLAVA CASTLE

The reconstruction of the tram tunnel under the Bratislava Castle continued during summer months by works connected with placing of the drainage system into service. August saw the beginning of the work on a reinforced concrete duct, which will house an 800mm diameter supply water main. The 792m long tunnel was built in 1943 – 1949 as a road tunnel. In 1983, it was converted, after a general reconstruction, into a tram tunnel. The client is Dopravný podnik Bratislava a.s. (a public transport company), the contractor is the Consortium for Tram under the Castle, consisting of OHL ŽS, a.s., Skanska BS a.s. and Trnavská stavebná spoločnosť a.s..

THE TURECKÝ HILL TUNNEL

In summer months of 2009, repeated tender proceedings were concluded for the construction of the Nové Mesto nad Váhom – Zlatovce section of the Bratislava - Žilina rail line, a part of which is the Turecký Hill tunnel. The contract was awarded to a consortium led by OHL ŽS, a.s., a Czech company having its seat in Brno. The other members of the consortium are the

Žilina, Doprastav, a. s., Bratislava a Eltra, spol. s r. o., Košice. Turecký vrch bude prvým moderným slovenským železničným tunelom navrhnutým na rýchlosť 160 km/hod. Tunel bude dvojkolajný, s jednou rúrou dĺžky 1775 m a únikovou štôlnou približne v strede dĺžky tunela. Stavenisko bolo zhotoviteľovi odovzdané v septembri a následne začali prípravné práce. Začiatok razenia tunela sa očakáva na jar roku 2010.

PPP PROJEKTY NA VÝSTAVBU DIAĽNIC A RÝCHLOSTNÝCH KOMUNIKÁCIÍ

V piatok 16. 10. 2009 sa za účasti najvyšších predstaviteľov SR oficiálne začali práce na prvom balíku PPP projektov diaľnice D1 Dubná Skala – Turany, Turany – Hubová, Hubová – Ivachnová, Jánovce – Jablonov a Fričovce – Svinia v celkovej dĺžke okolo 75 kilometrov s tunelmi Rojkov (1,8 km), Havran (2,8 km), Čebrať (2 km) a Šibenik (0,6 km). Konzorcium firiem Bouygues, Doprastav a Váhostav-SK, Colas, Intertoll a Mota Engil podpísalo s Ministerstvom dopravy, pôšt a telekomunikácií SR (MDPT SR) dohodu o tzv. predčasných prácach, ktoré predstavujú najmä prípravu územia, doplnujúci inžinierskogeologický prieskum a projektovú prípravu objektov na kritickej ceste, medzi ktoré patria aj portály tunelov. Konzorcium má s MDPT SR uzavrieť finančné krytie celého projektu do 15. 2. 2010. Ak bude úspešný aj tento krok, začne sa od začiatku marca s intenzívnymi prácami na všetkých objektoch diaľnice, teda aj štyroch dvojúrovňových diaľničných tuneloch. Dokončenie diaľnice sa predpokladá v roku 2012, medzikrižovatkových úsekov s tunelmi v roku 2013.

*ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk, TERRAPROJEKT, a. s.,
ING. VIKTÓRIA CHOMOVÁ, chomova@dopravoprojekt.sk,
DOPRAVOPROJEKT, a. s.*

following Slovak firms: Skanska BS, a.s. Prievidza, Váhostav - Sk, a.s. Žilina, Doprastav, a.s. Bratislava and Eltra, spol. s r. o. Košice. The Turecký Hill will be the first modern Slovak railway tunnel designed for the speed of 160km/h. The tunnel will be of the double-rail design, with one tube 1775m long and an escape gallery approximately in the middle of the tunnel length. The construction site was handed over to the contractor in September, and then the preparatory work commenced. The tunnel excavation is expected to start in the spring of 2010.

PPP PROJECTS FOR THE DEVELOPMENT OF MOTORWAYS AND EXPRESSWAYS

On Friday the 16th October 2009, the work started on the first package of PPP projects for the D1 motorway sections Dubná Skala - Turany, Turany - Hubová, Hubová - Ivachnová, Jánovce - Jablonov and Fričovce - Svinia, at the total length of about 75 kilometres, containing the following tunnels: Rojkov (1.8 km), Havran (2.8 km), Čebrať (2.0 km) and Šibenik (0.6 km). A consortium consisting of Bouygues, Doprastav and Váhostav-SK, Colas, Intertoll and Mota Engil signed a contract with the Ministry of Transport, Posts and Telecommunications of the Slovak Republic (MTPT SR) covering the so-called preliminary work comprising, first of all, the site preparation, a complementary engineering geological survey and a design for structures on the critical path, with tunnel portals among them. The consortium is expected to conclude the agreement on funding of the entire project with the MTPT SR by 15/2/2010. If even this step is successful, it will start to intensely work on all motorway structures, including the four twin-tube motorway tunnels. The completion of the motorway is expected to take place in 2012, the completion of inter-crossing sections with tunnels in 2013.

*ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s.,
ING. VIKTÓRIA CHOMOVÁ, chomova@dopravoprojekt.sk,
DOPRAVOPROJEKT, a. s.*

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

www.ita-aites.cz

VZPOMÍNKOVÝ OBŘAD ZA PROF. ZDENKA EISENSTEINA, PH.D., D.SC., P.ENG.

COMMEMORATIVE CEREMONY IN REMEMBRANCE OF PROF. ZDENEK EISENSTEIN, PH.D., D.SC., P.ENG.

V Betlémské kapli v Praze 1-Starém Městě se v pátek 4. září 2009 konal vzpomínkový obřad za profesora Zdenka Eisensteina, Ph.D., D.Sc., P.Eng., který zesnul letos 1. června. Na významného světového odborníka v oboru podzemního stavitelství a mimořádného člověka přišla vzpomenout a jeho památce vzdát čest řada českých i zahraničních osobností, kolegů nebo spolupracovníků z profese i z Mezinárodní tunelářské asociace ITA-AITES. Prezidentem asociace byl profesor Eisenstein v letech 1992 až 1995.

Zúčastnila se i rodina zesnulého, především jeho manželka Jana a dcery Jana a Alice.

Vzpomínkový obřad zahájil a modlitbu pronesl pater Dr. Vojtěch Eliáš, proděkan Katolické teologické fakulty Univerzity Karlovy.

Pak následovaly projevy za rodinu zesnulého (Jana Eisensteinová ml., synovec Ing. Jan Šperger).

Za přátele profesora Eisensteina, za jeho kolegy a spolupracovníky promluvíli:

Ing. Milan Miessler
Ing. Jindřich Hess, Ph.D., Metrostav a. s.
Dr. Martin Herrenknecht, Herrenknecht AG, Schwanau, Německo
Claude Berenguier, generální sekretář Mezinárodní tunelářské asociace, Lausanne, Švýcarsko
Dr. Harvey Parker, bývalý prezident ITA-AITES, Seattle, USA
Rick Staples, prezident Kanadské tunelářské asociace, Toronto, Kanada

A commemorative ceremony in remembrance of Professor Zdenek Eisenstein, Ph.D., D.Sc., P.Eng., who deceased this year on 1st June, was held in the Bethlehem Chapel on Friday the 4th September 2009. Many Czech and foreign personalities, colleagues or collaborators from the field of his profession or the ITA-AITES came to remember and honour this eminent expert of world renown in the field of underground engineering. Professor Eisenstein was the ITA-AITES president in the 1992 to 1995 term.

The family of the deceased, above all his wife Jana and daughters Jana and Alice also attended the ceremony.

The commemorative ceremony was opened by Father Dr. Vojtěch Eliáš, sub-dean of the Catholic Theological Faculty of the Charles University.

Then, speeches on behalf of the family of the deceased followed (Jana Eisensteinová jr., Ing. Jan Šperger, cousin)

On behalf of Professor Eisenstein friends, colleagues and collaborators, speeches were delivered by:

Ing. Milan Miessler
Ing. Jindřich Hess, Ph.D., Metrostav a. s.
Dr. Martin Herrenknecht, Herrenknecht AG, Schwanau, Germany
Claude Berenguier, General Secretary of the International Tunnelling Association, Lausanne, Switzerland
Dr. Harvey Parker, ITA/AITES ex-president, Seattle, USA

prof. Ing. Václav Havlíček, CSc., rektor ČVUT Praha
 doc. Ing. Josef Jettmar, CSc., proděkan Fakulty stavební ČVUT
 Ing. Karel Rössler, Ph.D., technický expert Metrostav a. s.
 Ing. Ivan Hrdina, prezident České tunelářské asociace
 Setkání bylo důstojnou připomínkou osobnosti profesora Zdenka Eisensteina a jeho vynikajícího působení v tunelářském oboru.

**ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, sekretář CzTA ITA-AITES,
 ING. KAREL RÖSSLER, Ph.D., METROSTAV a. s.**



Pohled na účastníky vzpomínkového obřadu (zleva): Rick Staples, prezident Kanadské tunelářské asociace, Dr. Harvey Parker, bývalý prezident ITA-AITES (USA), Claude Berenguier, generální sekretář mezinárodní tunelářské asociace ITA-AITES se sídlem v Lausanne, Dr. Martin Herrenknecht, zakladatel a generální ředitel fy Herrenknecht AG, manželé Hessovi, manželé Meislerovi, blízcí rodinní přátelé

View of attendees at the commemorative ceremony (left to right): Rick Staples, President of Tunnelling Association of Canada; Dr. Harvey Parker, ITA/AITES ex-president (USA), Claude Berenguier, General Secretary of the International Tunnelling Association, Lausann, Dr. Martin Herrenknecht, founder and C.E.O. of Herrenknecht AG, Mr. and Mrs. Hess, Mr. and Mrs. Meisler, close family friends

Rick Staples, President of Tunnelling Association of Canada, Toronto, Canada

Prof. Ing. Václav Havlíček, CSc., President of the Czech Technical University in Prague

Doc. Ing. Josef Jettmar, CSc., Sub-Dean of the Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University in Prague

Ing. Karel Rössler, Ph.D., technical expert, Metrostav a. s.

Ing. Ivan Hrdina, President of the Czech Tunnelling Association

The meeting was a dignified remembrance of Professor Zdenek Eisenstein personality and his excellent work in the field of tunnel construction.

**ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, Secretary CzTA ITA-AITES,
 ING. KAREL RÖSSLER, Ph.D., METROSTAV a. s.**



Paní Jana Eisensteinová, manželka profesora Eisensteina, s dcerami Janou a Alicí (zleva)

Mrs. Jana Eisensteinová, Professor Eisenstein wife, with daughters Jane and Alice (left to right)

PŘÍPRAVA MEZINÁRODNÍ KONFERENCE PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010

PREPARATION OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010

Přípravný výbor a vědecká rada mezinárodní konference Podzemní stavby Praha 2010 pozitivně hodnotily na svém jednání dne 25. září 2009 postup přípravy konference. Především potěšil vysoký počet abstraktů, kterých došlo 194 z celkem 24 zemí světa. Jsou také již známi přednášející a témata Keynote Lectures a úvodních přednášek v jednotlivých sekcích:

Keynote Lectures

- prof. Josef Aldorf (ČR): Realizované a připravované projekty podzemních staveb v ČR v posledních desetiletí
- prof. Jiří Barták (ČR): Přehled vývoje tunelářských technologií v ČR
- prof. Walter Wittke (Německo): Vhodné posouzení stability tunelů v rozrušených horninách

The Preparatory Committee and the Scientific Council of the International Conference Underground Constructions Prague 2010 positively evaluated the Conference preparation process at their meeting on 25 September 2009. First of all, it was the high number of abstracts (194 abstracts from 24 countries all over the world) that gave the organisers lots of pleasure. Even the names of lecturers and topics of Keynote Lectures and opening lectures in individual sections are known:

Keynote Lectures

- Prof. Josef Aldorf (CR): Completed and prepared tunnelling projects in the Czech Republic in the last decade
- Prof. Jiří Barták (CR): Overview of development of tunnelling technologies in the Czech Republic
- Prof. Walter Wittke (Germany): Adequate stability assessment for tunnels in jointed rock

• Dr. Nick Barton (Norsko): Predikce TBM ražeb ve skalních horninách oslabených poruchami pomocí klasifikace QTBM a řešení různými typy TBM – příklady
Vyzvané přednášky v sekcích

- Sekce 1 – prof. Robert Galler (Rakousko): NRTM – rakouský přístup ke konvenčnímu tunelování
- Sekce 2 – prof. Marcus Thewes (Německo): Přehled technologií mechanizovaného tunelování pro stále náročnější podmínky ražby
- Sekce 3 – prof. Wulf Schubert (Rakousko): Současný stav průzkumu, monitoringu a řízení rizik
- Sekce 4 – Dr. Alun Thomas (Velká Británie/Maďarsko): Nové výzvy v oblasti numerického modelování
- Sekce 5 – Mr. Jean-Gilles Arnaudet (Francie): Jaké je vybavení tunelů? Jak ho používat a udržovat?
- Sekce 6 – Dr. Harald Wagner (Rakousko): Proč nejit pod zem?

Z hlediska postupu přípravy konference je vhodné ještě uvést, že byla rozeslána brožura nabízející placenou podporu konference (sponzorování), obsahující i nabídku inzerce v konferenčních tiskovinách a informaci o technické výstavě.

Bylo také vytištěno a expedováno 2. oznámení v českém a anglickém jazyce. Registrace účastníků včetně možnosti zajistit si ubytování přes www.ita-aites.cz byla aktivována začátkem listopadu 2009.

Důležitý termín pro autory: příspěvky zpracované v souladu s pokyny pro jejich přípravu musí zaslat do 15. ledna 2010. O příspěvcích vybraných k orální prezentaci budou příslušní autoři informováni do 28. února 2010.

Součástí konference bude společenské setkání v historických prostorách Břevnovského kláštera v Praze 6.

Sledujte aktuální informace na www.ita-aites.cz!!!

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, ita-aites.@metrostav.cz

- Dr. Nick Barton (Norway): TBM prognoses through hard rock with weakness zones using QTBM methods and open or push-off-liner TBM solutions – examples
Invited lectures in sections
- Section 1 - Prof. Robert Galler (Austria): NATM – the Austrian practice of conventional tunnelling
- Section 2 - Prof. Marcus Thewes (Germany): Review of Mechanized Tunnelling Technology for increasingly difficult Site Conditions
- Section 3 - Prof. Wulf Schubert (Austria): Current state of investigation, monitoring, and risk management
- Section 4 - Dr. Alun Thomas (Great Britain/Hungary): New challenges in numerical modelling
- Section 5 - Mr. Jean-Gilles Arnaudet (France): Which Tunnel Equipments? How use and maintain them?
- Section 6 - Dr. Harald Wagner (Austria): Why not Underground?

Regarding the Conference preparation progress, it is reasonable to add that a brochure has been distributed, offering paid support for the Conference (sponsoring), containing also an offer for advertising in the Conference printed matters and information on the Technical Exhibition.

In addition, the 2nd Announcement was printed in Czech and English and dispatched. The registration of attendees, including the possibility of booking the accommodation via www.ita-aites.cz, was activated at the beginning of November 2009.

An important deadline for authors: papers prepared in compliance with the instructions for authors must be sent no later than 15th January 2010. The information about papers selected for oral presentation will be sent to respective authors by 28th January 2010.

Part of the Conference will be a Gala Party on the historic premises of the Brevnov Monastery in Prague 6.

Follow topical information on www.ita-aites.cz!!!

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, ita-aites.@metrostav.cz

EXKURZE ČLENŮ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE NA STAVBU DRUHÉ TUNELOVÉ TROUBY TAUERNSKÉHO TUNELU

EXCURSION OF MEMBERS OF THE CZECH TUNNELLING ASSOCIATION TO CONSTRUCTION SITES OF THE SECOND TUNNEL TUBE OF THE TAUERN TUNNEL

An excursion to the construction of the second tunnel tube of the Tauern Tunnel on the A10 motorway, Austria, took place in the framework of an Away Meeting of the Editorial Board of TUNEL on Friday the 2nd October 2009. It was attended by about 30 professionals from the ITA-AITES Czech Tunnelling Association, who, at the same time, visited a traffic management centre in St. Michael and the Tauernstrasse Museum in the town of Eben im Pongau.

V rámci výjezdního zasedání redakční rady časopisu Tunel se uskutečnila v pátek 2. října 2009 exkurze na stavbu druhé tunelové trouby Tauernského tunelu. Tunel leží na dálnici A10, která je důležitou evropskou komunikací spojující sever s jihem. Výstavba první tunelové trouby délky 6801 m probíhala od 29. ledna 1971 do 19. ledna 1974. Ražbu pomocí NRTM provázely v problematických úsecích tlačivých hornin deformace výrubu, které vedly k takovému poškození primárního ostění, že nebylo schopné plnit svou nosnou funkci. Rozsáhlé poškození ostění vedlo k dalšímu nárůstu deformací a celé úseky tunelu musely být složitě sanovány.

Skutečnost, že hřeben Alp podcházela dálnice dosud jen jednou tunelovou troubou s obousměrným provozem, byla spolu s nárůstem kamionové dopravy příčinou dopravních komplikací i velkého neštěstí při požáru, který v tunelu vypukl v brzkých ranních hodinách dne 29. 5. 1999. Havárii zapříčinil řidič kami-

onu, který při jízdě z Itálie narazil v rychlosti 50 km/hod do kolony 13 vozidel stojících na semaforu cca 800 m před severním portálem. Požár pohonných hmot z poškozené nádrže jednoho z automobilů se postupně rozšířil i na ostatní automobily a vedl k výbuchu sprejů naložených na kamionu stojícím v koloně. Požár se dále šířil 400 m na sever a 700 m na jih od nehody. Během požáru, při kterém dosahovala teplota až 1200 °C a který trval 5 hodin, došlo k částečnému zřícení mezistropu. S živlem bojovalo 245 hasičů, bylo zraněno 49 lidí a 12 lidí při neštěstí zahynulo.

Spolu s dalšími požáry v tunelech iniciovala tato nehoda změnu legislativy v evropském měřítku. Následné zavedení bezpečnostních opatření má za cíl zvýšení bezpečnosti provozu a zamezení vzniku obdobných neštěstí. V případě tunelů Tauern i Katschberg znamenalo zavedení bezpečnostních opatření výstavbu druhé tunelové trouby.

Průběh exkurze

Po celou dobu exkurze se účastníkům věnoval zástupce firmy SPIRK & PARTNER (www.spirk.at) pan Dipl.-Ing. Ralf Vergeiner. Firma na stavbě zajišťuje dozor investora a geotechnický dozor. Exkurze nezačala na stavbě tunelu, ale návštěvou řídicího centra ve St. Michael, ze kterého je kromě tunelu Tauern řízen i 5898 m dlouhý tunel Katschberg. Druhá tunelová trouba tohoto tunelu byla uvedena do



Obr. 1 Nové vybavení řídicího centra St. Michael
Fig. 1 Unfinished new traffic management room



Obr. 2 Pohled na deformační elementy osazené do primárního ostění
Fig. 2 View of yielding elements installed in the primary lining



Obr. 3 Dva druhy použitých elementů
Fig. 3 Two types of the elements used

provozu 4. 4. 2008, ale obousměrný provoz trval kvůli sanaci první tunelové trouby až do 30. 4. 2009. Řada dotazů na obsluhu řídicího centra samozřejmě směřovala ke zvýšení bezpečnosti provozu. Součástí výstavby druhé tunelové trouby Tauernského tunelu je i 28 tunelových propojek (3 průjezdné pro nákladní vozidla, 7 průjezdných pro záchranná vozidla a zbývajících 18 propojek je průchozích), 7 zářívů a 52 hlásek SOS a požárních hydrantů. V současné době se již rozbíhá zkušební provoz nového řídicího centra, do kterého bude napojeno všech 14 tunelů v úseku dálnice od Salcburku až po Vílach (obr. 1).

Po návštěvě řídicího centra se účastníci exkurze přesunuli na severní portál tunelu, kde nejprve proběhla **přednáška o průběhu výstavby** od ražby až po betonáž definitivního ostění a vozovky a **následně vlastní exkurze do tunelu**.

Druhá tunelová trouba je navržena ve standardní dálniční kategorii T7,5 se šířkou jízdních pruhů 3,5 m a vodičímí pružky šířky 25 cm. Ražba druhé tunelové trouby byla zahájena v září 2006 a tunel délky 6545 m byl prorazen v listopadu 2008 v rekordním čase 22 měsíců. Postup výstavby ztěžovala na severním portále mohutná zóna nesoudržných sutí, kterými musel tunel projít. Výrub probíhal s horizontálním členěním profilu, ale při ražbě kaloty musel být dále členěn na dílčí výrubu, které byly rychle stabilizovány nástřikem betonu se sítí. I když se standardní tloušťka primárního ostění pohybuje do 25 cm, v tomto úseku byla zvětšena až na 30 cm a ražbu kaloty provázelo rychlé uzavírání dočasné spodní klenby. Systémové kotvení bylo v tomto případě prováděno pouze na bocích tunelu a v horní klenbě přenášelo veškeré zatížení primárního ostění vyztužené 2 vrstvami sítí.

Na základě zkušeností z ražby první tunelové trouby se očekávaly v následujících úsecích oblasti silně tlačivých hornin. Tloušťka primárního ostění se zde pohybovala jen do 20 cm a základní nosnou funkci přebíral horninový masiv prokotvený i v počtvě tunelu dlouhými kotvami typu SN. Velkou roli hrálo i kotvení čelby kotvami délky až 15 m. Pro zvládnutí úseků tlačivých hornin byly kromě poddajného primárního ostění použity deformační prvky dvou různých konstrukcí osazované do podélných niků v primárním ostění (obr. 2, 3 a 4). Jejich účinnost a výhodnost použití se vzájemně porovnávala a vyhodnocovala. Kritériem pro jejich použití byla rychlost nárůstu radiálních deformací za 24 hodin. Při nárůstu deformace do 3 mm/24 hod. se deformační prvky neosazovaly. Při deformaci 3 až 6 mm/24 hod. se v ostění vytvářely dvě řady elementů, při rychlosti od 6 do 12 mm/24 hod. – čtyři a při rychlosti deformace přes 12 mm/24 hod. šest niků s deformačními prvky. Díky použití deformačních elementů nedošlo k podcenění primárního ostění a deformace výrubu se v porovnání s první tunelovou troubou podařilo výrazně omezit. V tlačivých zónách se deformace výrubu pohybovaly kolem 30 cm.

Tloušťka definitivního ostění je v ražených částech navržena 30 cm a v převážné většině je provedeno jako nevyztužené. Další zajímavostí stavby je



Obr. 5 Definitivní ostění a mezistrop druhé tunelové trouby
Fig. 5 Final lining and intermediate deck in the second tunnel tube



Obr. 4 Stlačené deformační prvky
Fig. 4 Compressed yielding elements

získávání veškerého kameniva pro stříkaný i konstrukční beton ze sutěového kuzele těsně vlevo nad raženým portálem druhé tunelové trouby.

Při obdobných exkurzích je vždy zajímavé **porovnání použitých řešení a detailů se zvyklostmi v ČR**. I při exkurzi na Tauernský tunel mohli účastníci exkurze zjistit řadu odchylek od technického řešení používaného v České republice. První odchylka se týká betonu definitivního ostění, kdy je konstrukce navrhována z betonu C25/30, což je v českých podmínkách prakticky nesplnitelné kvůli požadavku RSD ČR na parametry XF4 a XD3.

Čerstvou novinkou i v rakouských poměrech představuje požadavek investora ASFINAG na odstranění jakéhokoli potrubí z prostoru pod vozovkou a především poklopů ve vozovce. Kromě standardní polohy požárního vodovodu pod chodníkem tak z prostoru vozovky zmizela i kanalizace a střední tunelová drenáž. Důvodem je logický požadavek na minimalizaci vad cementobetonového krytu vozovky při provozování tunelu. Kromě výtlučků vozovky v oblasti šachet docházelo i k otevírání poklopů vlivem sání za těžkými nákladními vozidly, což ohrožovalo bezpečnost provozu. Při prohlídce v tunelu se skutečně žádné poklopy nepodařilo účastníkům exkurze objevit. O odvodnění konstrukčních a podkladních vrstev vozovky se stará boční tunelová drenáž umístěná co nejnižší u patek ostění. Na více než 6,5 km dlouhém úseku bočních drenáží o průměru 200 mm je tak nutné zajistit jejich bezvadný stav a funkci po celou dobu provozování tunelu.

Často diskutovaným tématem je i zajištění nezámraznosti požárního vodovodu uloženého podél kabelovodu pod chodníkem. V případě tunelu Tauern nejsou použity topné kabely, ale je zvolen druhý z možných systémů – cirkulace vody v potrubí. Severní portál tunelu se nachází v nadmořské výšce 1244 m n. m., jižní portál je ve výšce 1340 m n. m. Tato skutečnost však stejně jako u mnoha dalších alpských tunelů nebrání k zajištění nezámraznosti potrubí použít cirkulaci vody. To ostře kontrastuje s požadavkem zástupce autorského dozoru na zajištění nezámraznosti potrubí u tunelu v Praze Komořanech pomocí kombinace cirkulace vody a jejího ohřevu v bojlerové stanici. Lze předpokládat, že požární vodovod u tunelu položeného o 1000 m níže přechází s výraznou rezervou i klimatické změny, které by postavily pražský tunel na roveň vysokohorského alpského tunelu.

K posledním viditelným změnám oproti našim zvyklostem patří ukládání kabelů do jednoduchých žlabů překrytých prefabrikovanými chodníkovými deskami nebo betonáž monolitických přídlažbových obrubníků přímo na stavbě.

Betonáž definitivního ostění zhotovitel dokončil v polovině letošního roku a náš průvodce se nezapomněl pochlubit, že z hlediska kvality betonů ostění patří druhá tunelová trouba ke špičce nově prováděných rakouských tunelů (obr. 5). V tunelových propojkách, které jsou vyraženy do vzdálenosti 10 m od provozované první tunelové trouby, tvoří definitivní ostění stříkaný beton.



Obr. 6 Společné foto účastníků exkurze před severním portálem tunelu
Fig. 6 Excursion attendees in front of the northern portal

Kompletní dokončení tunelu se předpokládá v květnu 2010. Po uvedení druhé trouby do provozu se uzavře první tunelová trouba a stejně jako v případě tunelu Katschberg projde rozsáhlou rekonstrukcí. Kromě vybourání vozovky a rozsáhlé rekonstrukce spodní klenby a banketů se provede dokončení tunelových propojek a další rekonstrukce stavební i technologické části tunelu.

Poslední částí odborného programu byla prohlídka muzea tauernské cesty v obci Eben im Pongau. Expozice zachycuje historii tohoto přechodu Alp od doby,

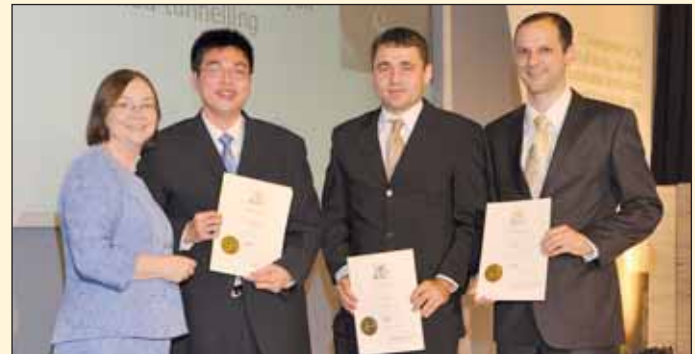
BRITSKÉ OCENĚNÍ UDĚLENÉ DOC. ING. MATOUŠOVI HILAROVÍ, Ph.D. BRITISH AWARD TO DOC. ING. MATOUŠ HILAR, Ph.D.

The British Institution of Civil Engineers makes annual awards to civil engineers for outstanding contributions to Civil Engineering. The Telford Gold Medal is the highest award for a paper published in British trade papers, which is awarded to authors of the best paper on civil engineering issues, regardless of the specialisation. This year, Doc. Ing. Matouš Hilar, MSc., Ph.D., CEng., MICE, a Czech professional in the field of underground construction and member of TUNEL journal Editorial Board, an employee of D2 Consult Prague s.r.o. and the Faculty of Civil Engineering of the Technical University of Prague, was awarded a Telford Premium for the paper „Evaluation of innovative sprayed-concrete-lined tunnelling“, which was published in issue 2/2008 of Geotechnical Engineering, a journal with impact factor.

Britská organizace stavebních inženýrů ICE (Institution of Civil Engineers) každoročně uděluje ocenění stavebním inženýrům za přínos pro obor. Nejvyšším oceněním článku otištěným v britském odborném tisku je Telford Gold Medal, které je udělováno autorům nejlepšího článku se stavební tematikou bez ohledu na specializaci. Autoři článků v užším výběru na nejvyšší ocenění získávají Telford Premium Medal, obě ocenění jsou udělována od roku 1835. Letos získal ocenění Telford Premium Medal český odborník na podzemní stavby a člen redakční rady časopisu Tunel doc. Ing. Matouš Hilar, MSc., Ph.D., CEng., MICE z D2 Consult Prague s. r. o. a z FSv ČVUT za článek „Evaluation of innovative sprayed-concrete-lined tunnelling“, který byl otištěn v impaktovaném časopise Geotechnical Engineering 2/2008. Spoluautory článku byly Britové Benoit

kdy v trase staré stezky postavili Římané silnici Via Julia se stanicemi po 20 km. Věříme, že se zajímavá exkurze členům redakční rady i odborníkům z řad členů CzTA líbila (obr. 6) a získané informace budou námětem k přemýšlení v jejich dalším profesním životě.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, ita-aites@metrostav.cz,
ING. LIBOR MAŘÍK, libor.marik@ikpce.com



Zleva Jean Venables, Yu Sheng Hsu, Matouš Hilar a Benoit D. Jones při předání ceny
Left to right - Jean Venables, Yu Sheng Hsu, Matouš Hilar and Benoit D. Jones during the award ceremony

D. Jones MEng., EngD., Alun H. Thomas, BA, Ph.D., CEng., MICE a Singapurec Yu Sheng Hsu BEng., ACGI, Ph.D., CEng., MICE. Ocenění bylo předáno prezidentkou organizace Jean Venables na slavnostním banketu v budově ICE v centru Londýna dne 23. 10. 2009.

DOC. DR. ING. JAN PRUŠKA

TUNELÁŘSKÁ ODPOLEDNE 3 A 4/2009 TUNNELLERS' AFTERNOON MEETINGS 3/2009 AND 4/2009

The ITA-AITES Czech Tunnelling Association has continued to organise half-day seminars focusing on underground construction.

The topic of the Tunnellers' Afternoon 3/2009, which was held at the Masaryk College of the Czech Technical University in Prague on Wednesday the 23rd September 2009, was Construction of vehicular tunnels in extreme conditions in Iceland. The construction is being carried out by Metrostav a.s., a Czech company. The conditions making this construction unique can be summarised as follows: geotechnical excavation conditions with extremely high rates of inflows of low-temperature ground water; a large extent of sealing grouting following from the inflows; climatic conditions and other conditions associated with the site location; a deep crisis of the Icelandic economy surfacing during the course of the works, which are being carried out abroad.

This year's last Tunnellers' Afternoon, 4/2009, was held on Wednesday the 18th November 2009. The topic was attractive and widely discussed within the Czech professional public: Fire Safety in Tunnels. Tunnel equipment and the equipment testing before opening tunnels to traffic must be viewed from both the safety and economic aspects. This is why information from all lectures was very valuable. Papers were presented, among others, by representatives of the Fire Rescue Service of the Czech Republic and Mr. Urs J. Weder from Swiss company Dräger. He read a paper on fire service rescue trains, which is used by Swiss Railways.

Česká tunelářská asociace ITA-AITES pokračuje v organizování půldenních seminářů zaměřených na podzemní stavby.

Tématem **Tunelářského odpoledne 3/2009**, které se konalo ve středu 23. září 2009 v Masarykově koleji ČVUT Praha, byla stavba automobilových tunelů v mimořádných podmínkách na Islandu. Mimořádnost stavby lze shrnout v následujících bodech:

- geotechnické podmínky ražeb s extrémně vysokými přítoky podzemní vody o nízké teplotě;
- z toho vyplývající velký rozsah těsnících injektáží;
- klimatické a další místní podmínky související s lokalitou stavby;
- zahraniční dodávka, v jejímž průběhu se projevila hluboká krize islandské ekonomiky.

Těmto aspektům se věnovali jednotliví přednášející:

- Ing. Ermín Stehlík (Metrostav a. s., ředitel stavby) – Zkušenosti z provádění ražeb a řízení stavby
- Ing. Petr Kučera (Minova Bohemia s. r. o) – Injektáže proti přítokům podzemní vody

- Ing. Pavel Gajdoš (Arcadis Geotechnika a. s.) – Geotechnické podmínky při ražbě a jejich mapování
- Ing. Boris Šebesta, Mgr. David Hruška (Metrostav a. s.) – Smluvně-právní aspekty zahraniční zakázky.

Všechny přednášky měly výbornou úroveň. Z diskuse vyplynulo především, že rizika a smluvní aspekty zakázek obecně a zahraničních zvláště by se měly ve větší míře prezentovat i publikovat články s touto tematikou např. v časopise Tunel.

Přípravu odborného programu koordinoval Ing. Ermín Stehlík.

Poslední **Tunelářské odpoledne 4/2009** v roce 2009 se konalo také v Masarykově koleji v Praze-Dejvicích ve středu 18. listopadu 2009.

Jeho téma bylo opět velmi atraktivní a v odborné veřejnosti hodně diskutované – Požární bezpečnost v tunelech. Vybavení tunelů a jeho zkoušení před uvedením tunelů do provozu je nutné nahlížet z bezpečnostní i ekonomické stránky.

Byly předneseny následující přednášky:

- prof. Ing. Pavel Příbyl, CSc. (Eltodo a. s.) – Příprava nových předpisů pro vybavení, zkoušení a provozování tunelů v České republice
- plk. Ing. Jiří Pelikán (HZS Jihomoravského kraje) – Zkušenosti z likvidace požáru (Husovický tunel)
- mjr. Ing. Vojtěch Nezval (HZS Moravskoslezského kraje) – Příprava jednotek PO na zdolávání mimořádných událostí v tunelu Klimkovice
- Ing. Petr Bečák, Ph.D. (K.B.K. fire) – Zkoušení požárního větrání a vybavení, tunel Panenská
- Urs J. Weder (firma Dräger, Švýcarsko) – Bezpečnostní opatření pro železniční tunely s ohledem na použití požárního vlaku
- Ing. Libor Mařík (IKP Consulting Engineers s. r. o.), Ing. Petr Bečák, Ph.D. (K.B.K. fire) – Požární odolnost betonového ostění tunelu a jeho zkoušení v ČR

Seminář navštívilo přes 120 účastníků, kteří s velkým zájmem a pozorností vyslechli všechny přednášky a reagovali na ně v živé diskusi. Mimořádné ocenění si zaslouží hojná účast členů HZS a především přednášky, které jejich zástupci přednesli.

Přípravu odborného programu koordinoval Ing. Otakar Hasík (Metroprojekt Praha a. s.) a TO 4/2009 moderoval profesor Pavel Příbyl, CSc., z Dopravní fakulty ČVUT Praha.

Soudě podle ohlasů i počtu účastníků je možné konstatovat, že všechna tunelářská odpoledne konaná v roce 2009 byla úspěšná a CzTA bude v jejich pořádání pokračovat i v roce 2010.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, ita-aites@metrostav.cz