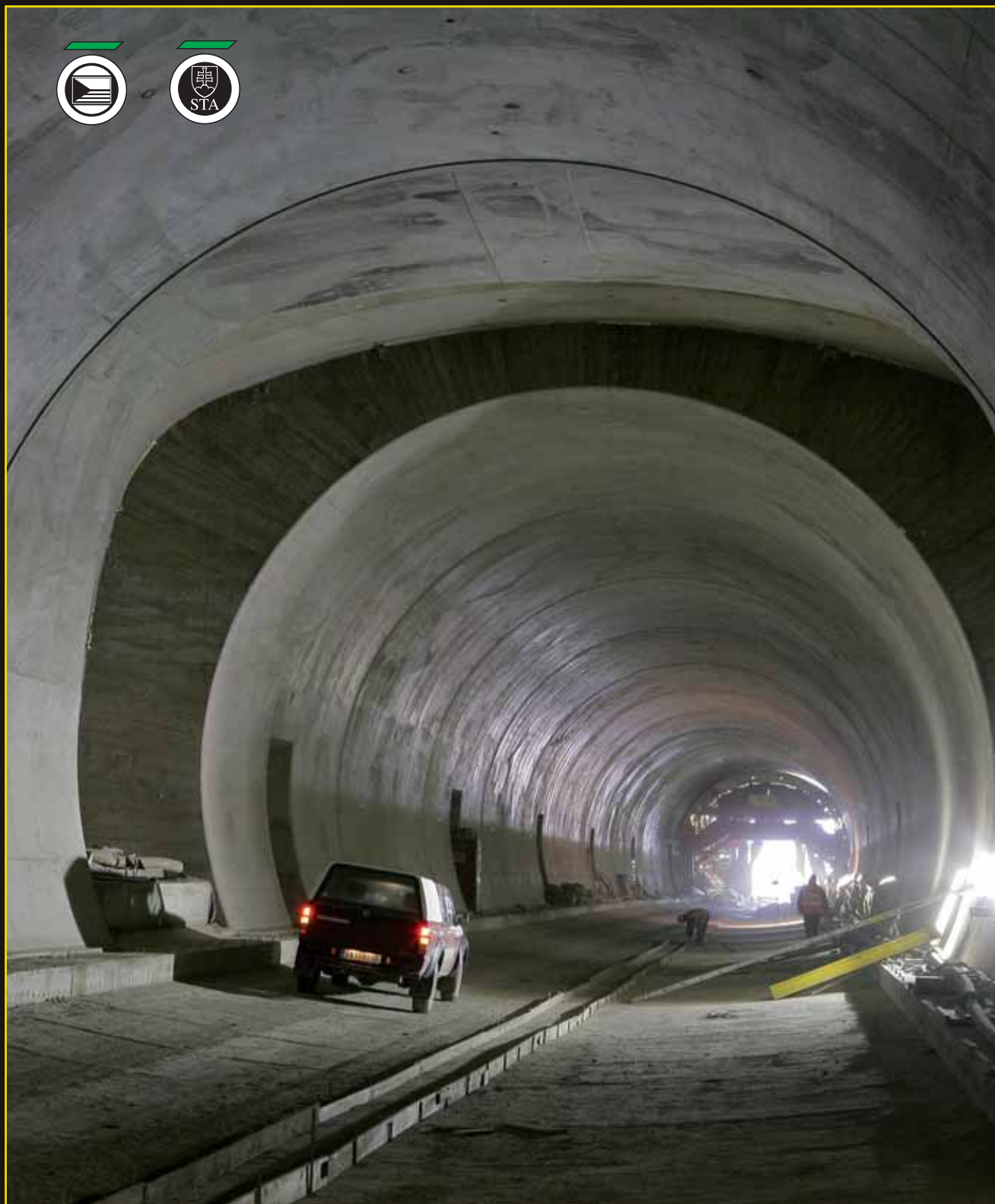


Tu nel

č. 4
2007

ČASOPIS ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA/AITES
MAGAZINE OF THE CZECH TUNNELLING COMMITTEE AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA/AITES



EDITORIAL

V době vydání tohoto čísla časopisu Tunel čas vyměřil prakticky celý rok 2007. Konec roku s vánočními svátky je období, které vybízí k pozastavení, zamyšlení a případně i k bilancování našich předešlých rozhodnutí.

Tento rok byl pro české podzemní stavitelství výjimečný tím, že se po 22 letech Česká republika stala prostřednictvím ČTuK hostitelkou světového kongresu WTC 2007. Z velkého množství příspěvků a s kongresem souvisejících akcí zdokumentovaných také v našem časopise Tunel (zejména v č. 2 a v samostatném čísle Collection of Keynote Lectures) lze připomenout alespoň tři významné skutečnosti.

Jednou z nich je počet účastníků kongresu i doprovázejících osob, který překročil všechny optimistické předpoklady. Řečeno sportovní terminologií byl zaznamenán světový rekord v účasti na konferencích ITA/AITES. Připomeňme, že kromě nesporného odborného i společenského přínosu vykázal kongres také kladný ekonomický výsledek.

Dalším významným faktem bylo, že rekordní počet příspěvků ve sborníku konference potvrdil stále rostoucí zájem o mezinárodní prezentaci výsledků aktivit souvisejících s podzemním stavitelstvím. Přednesení přednášek světových expertů a výměna názorů či zkušeností zejména v rámci pracovních skupin obohatily řadu účastníků o užitečné poznatky a důležité kontakty. Kongres byl příležitostí k vydání publikace Podzemní stavitelství v České republice, která souhrnně zachycuje vše podstatné z historie i současnosti prací v podzemí. Bez kongresu by tato bezesporu významná kniha nebyla pravděpodobně sepsána.

Třetím důležitým aspektem kongresu byl velmi kladně hodnocený výcvik mladých pracovníků v oblasti tunelového stavitelství. Přednášky špičkových odborníků podpořily zájem a odborný růst mladé generace tuzemských tunelářů i těch, kteří přicestovali ze zahraničí. Vzdělávací workshop před vlastním zahájením konference byl jistě prozřívavý počín. Pokud bude tato akce pravidelně každoročně neformálně opakována, mohla by zabezpečit kromě aktuálních odborných témat také přístup mladých inženýrů k nadnárodním kontaktům v rámci stále více globalizovaného podzemního stavitelství.

Časopis Tunel referuje převážně o tunelových dílech budovaných v Čechách a na Slovensku. Letos se v něm však již objevily první články také o tunelech představujících větší investiční akce, které české firmy provádějí v zahraničí. Zmíníme projekt dvou silničních tunelů v součtové délce 10,5 km prováděný Metrostavem na Islandu v celkové hodnotě 2 miliard Kč. Černou a bílou stránku islandského podzemí charakterizují čísla 6,5 m a 330 m. Číslo 6,5 m značí měsíční postup ražeb při nutných chemických injektážích u dvoupruhového silničního tunelu při mimořádně intenzivních výronech vody na čelbě a jejím tlaku až 40 barů. Ten v podstatě vyruší přítlak vrtacího nářadí do prováděných vrstev. Údaj 330 m za měsíc je možno zařadit naopak k nejvyšším světovým výkonům při používání technologie drill and blast.

Na uvedeném příkladě je zřejmé, že život vedoucích pracovníků firem zabývajících se činností v podzemí může být v závěru roku spojen s hodnocením rizik projektů ovlivněných zejména věčnou originalitou horninového prostředí. Pestrost geologických podmínek zůstává v řadě případů postupně odkrývanou překvapující tajemkou navzdory relativně důkladným inženýrskogeologickým průzkumným pracím. „Měli jsme ten projekt v rámci výběrového řízení vůbec vyhrát?“ Odpověď na takovou otázku není vždy jednoduchá. Ceny projektů se v konkurenčním prostředí tlačí na samou hranici vlastních nákladů. V případě „vstupu neočekávaných podmínek pro ražení tunelu“ nastává klopotný proces uplatňování nových pohledů na investování. Tím se platební nároky dodavatele za cyklický stavební činnost přesouvají do oblasti administrativní a právní. Větší projekty tak zvyšují navíc náklady za další technické a administrativní pracovníky, specializované konzultanty, světové experty a proťelé právníky. Je zřejmé, že rejstřík schopností vedoucích manažerů a jejich týmů pro větší projekty podzemních staveb se bude muset takovým situacím přizpůsobovat i v budoucnu. I když bude činnost vedoucích projektů zatěžována stále složitějším administrativním balastem, opravdové tuneláře jejich entuziasmus neopustí. Jistě budou svoje síly naplno využívat pro další rozšiřování využitelného podzemí naší matičky Země.

Časopis Tunel č. 4 je věnován dvěma významným firmám na poli tunelářských aktivit. Subterra, a. s., a Metroprojekt, a. s., mají za sebou desítky let činnosti s obdivuhodnými výsledky v oblasti realizace tunelových staveb prvořadě důležitosti, respektive projektování. Dalšími perličkami na dlouhé šňůře jsou projekty reprezentované články sepsanými vedoucími organizačních týmů uvedených firem. Mozaiku statí tvoří výběr příspěvků z tuzemských staveb doplněný jedním projektem z cizokrajné Indie. O tom, že se vše nemusí dařit dle původních představ, svědčí odborně poučné články o tunelu Březno. Je-li časopis Tunel kromě úlohy jistě kroniky tunelových staveb také zdrojem užitečných informací i poučení v oblasti teorie i praxe, splňuje hlavní záměr celé redakční rady. Do roku 2008 si přejme, aby náš časopis si dosaženou kvalitu udržel a v detailech ji ještě vylepšil.

ING. PAVEL POLÁK, člen redakční rady časopisu Tunel

EDITORIAL

By the end of the year 2007, by which time this issue of Tunnel magazine will be published, all of us will know what the year has allowed us to accomplish. The end of the year, with the Christmas holidays, is a period of time which urges us to pause to think and, possibly, review our past decisions.

This year has been exceptional for the Czech underground construction owing to the fact that the Czech Republic became, after 22 years, through the ČTuC, the host for the WTC 2007 congress. Of the great number of papers and events associated with the Congress, which were documented also in our Tunnel magazine (primarily in issue No.2 and the extraordinary issue Collection of Keynote Lectures), we can remind us of at least three significant facts.

One of them is the number of the Congress guests and their companions, which exceeded all optimistic expectations. In the sports terminology, we can say that the world record in the ITA-AITES conference attendance has been broken. Let us note that, apart from the undisputed professional and societal contribution, the Congress even turned an economic profit.

Another important fact was that the record number of papers contained in the conference proceedings confirmed the ever growing interest in the international presentation of the results of activities associated with subterranean construction. The presentation of papers by world experts and the exchange of opinions or experience, primarily within working groups, enriched the conference guests with useful pieces of knowledge and contacts. The Congress was an opportunity to publish a book titled 'The Underground Construction in the Czech Republic', which contains a summary of everything important from the history to the present in the field of underground works. If it had not been for the Congress, this book probably would not have been composed.

The third important aspect of the Congress was the very positively assessed training of young professionals in the area of tunnel construction. Lectures given by top experts bolstered the interest and professional growth of the young generation of both domestic tunnellers and those who arrived from abroad. The organisation of the educational workshop before the beginning of the conference itself was certainly a far-sighted deed. If this event was regularly and informally repeated every year, it could provide, apart from hot technical topics, the access for young engineers to supra-national contacts within the framework of the ever more globalised underground engineering.

Tunnel magazine mostly informs about tunnels which are constructed in the Czech Republic or Slovakia. This year, however, first papers appeared in the magazine which deal with tunnels representing larger investment projects being implemented abroad by Czech or Slovak companies. Let me mention the two road tunnels, at a total length of 10,5km, which are being constructed in Iceland, at a total cost of CZK 2 billion. The black and white colours of the Icelandic underground are characterised by the figures of 6.5 and 330m. The figure of 6.5 is for the monthly advance rate achieved during the excavation requiring chemical grouting in the double-lane tunnel when extraordinarily intense water blowouts at the excavation face reaching the pressure up to 40 bar were encountered. In essence, this pressure negated the thrust of the drilling tools. Conversely, the 330m advance per month can be considered to be one of the highest worldwide outputs in terms of the drill and blast technique application.

The above-mentioned example implies that the lives of managers in companies having their businesses in underground construction may be associated, at the end of the year, with the assessment of risks of projects affected, above all, by the eternal originality of the rock environment. The variability of geological conditions remains in many cases a crossword puzzle which, being step-by-step solved, reveals answers which are surprising despite relatively thorough engineering-geological surveys. 'Was our effort to win the tender for this project reasonable?' The answer for such a question is not at all simple. Contract prices are squeezed to the very limit of the cost prices in the competitive environment. In the case of 'encountering unpredicted tunnelling conditions', a strenuous process of making new claims for payments by the client must be undergone. As a result, contractor's undisputed entitlement for payments for cyclic construction work is shifted to the area of administrative and legal discussions. Thus larger projects suffer from incurring additional costs required for additional technical and administrative staff, specialised consultants, world experts and experienced lawyers. It is certain that the scope of qualifications of managers and their teams for larger underground construction projects will have to be adjusted to be able to cope with such situations even in the future. Even if the work of contractor's project managers is loaded with the more and more complicated administrative ballast, true tunnellers will not lose their enthusiasm. They certainly will use their strengths for further expansion of the usable space under the surface of our Mother Earth.

The issue No.4 of Tunnel is dedicated to two important companies acting in the field of tunnel construction. Metroprojekt a.s. and Subterra a.s. have passed tens of years of work with admirable results in the area of designing and implementation of the highest importance tunnelling projects. Other small pearls on the long string are the projects represented by articles written by chiefs of organising teams of the above-mentioned companies. The mosaic of articles is composed of contributions from domestic construction sites, enriched by one exotic project from India. The fact that things do not have to always follow the original plans is dealt with in professionally instructive articles on the Březno tunnel. If Tunnel magazine is a source of useful information and education in the field of theory and praxis in addition to its role of a certain chronicle of tunnelling projects, it meets the main intention of the whole editorial board. We wish our magazine to maintain the quality it has achieved and even improve it in the coming year 2008.

ING. PAVEL POLÁK, a member of the Tunnel Editorial Board





VÁŽENÍ ČTENÁŘI!

Právě před deseti lety v říjnu 1997 se v Praze konala odborná konference Podzemní stavby '97. Na této konferenci se bilancovaly výsledky českého a slovenského podzemního stavitelství z posledního období. A bylo skutečně o čem mluvit. V tom roce byly uvedeny do provozu tři významné tunelové stavby: silniční tunel na Pražské radiále v Brně, silniční tunel Hřebeč a Strahovský tunel.

Tím se tunelovému stavitelství otevřela cesta do systému dopravních staveb, ve kterém se v České republice dosud tunely vyskytovaly pouze sporadicky. Výjimku tvořilo pražské metro a historické tunely na železniční síti.

V témže roce se připravovaly k zahájení tunel Mrázovka, trasa IVC metra, dálniční tunely na D5 a D8, tunely na vnějším okruhu kolem Prahy a začalo se uvažovat o nových tunelech na železničních koridorech.

Uplynulo deset let a my zjišťujeme, že některé z těchto projektů se naplnily, jiné zůstaly ve stadiu přípravy a některé se právě začínají realizovat. Nejdynamičtější vývoj měly tunely na železničních koridorech. Původně se počítalo pouze s rekonstrukcemi tunelů stávajících, ale výsledné projekty si vynutily nové tunely jako jedinou variantu. Dokonce došlo i na Nové spojení v Praze, o kterém uvažovala Správa přestavby železničního uzlu Praha zhruba 30 let. Složitější je situace s dálničními, městskými a obchvatovými komunikacemi, které jsou častým předmětem sporů s tzv. ekologickými aktivisty. Ty už přesahují rámec jedné generace. Samozřejmě významnou roli zde také hrají ekonomické podmínky.

Náš obor však v žádném případě nestagnoval. Na českém stavebním trhu se objevily nové tunelářské kapacity a pokračovala mezinárodní výměna zkušeností. Do popředí vystoupily otázky bezpečnosti provozu dopravních tunelů, jako důsledek neblahých událostí v některých evropských tunelech. Vystal před námi základní úkol: trvale zlepšovat pověst podzemních staveb. K tomu je nutno trpělivě dokazovat jejich výhody na praktických výsledcích, neztratit důvěru ve vlastní schopnosti a přesvědčení o prospěšnosti prosazovaných řešení. Je to běh na dlouhou trať.

Společnost Subterra, a. s., se střídá na čele pelotonu již déle než 40 let a má rozvoji podzemního stavitelství určitě co nabídnout. Zkušenosti našich techniků a dělníků jsou mimořádné. Byla to právě naše společnost, kdo první přišel v naší zemi s Novou rakouskou tunelovací metodou, přispěli jsme k rozvoji technologií stříkaných betonů, zejména drátkobetonu, patří nám čelná pozice v oblasti mikrotunelování a naši technici a dělníci mají jako jedni z mála zkušenosti s obsluhou plnoprofilových razicích strojů. Ne náhodou zvítězila stavba Přecherčpávací vodní elektrárny Dlouhé Stráně, na níž se naše společnost významně podílela, v soutěži Sedm divů České republiky. Jsem přesvědčen, že i v budoucnu bude mít naše společnost příležitost osvědčit svoje kvality při realizaci těch nejnáročnějších projektů podzemního stavitelství.

Praha, září 2007

ING. PETR KUCHÁR

místopředseda představenstva a generální ředitel Subterra, a. s.
Vice-Chairman of the Board of Directors and CEO Subterra a. s.

DEAR READERS,

It is exactly ten years since the technical conference 'Underground Construction 1997' was held in Prague, in October 1997. This conference was a suitable occasion for the reviewing of the results of the Czech and Slovak underground engineering achieved in the previous period. There were really significant achievements available for discussion: the tunnel on the Prague Radial Road in Brno, the Hřebeč road tunnel and the Strahov vehicular tunnel.

These achievements opened the access for tunnel construction to the system of transportation projects in the Czech Republic, where tunnels had been constructed only sporadically till that time. The Prague metro tunnels and historic tunnels on the railway network were exceptions.

The same year saw the constructions of the Mrázovka tunnel, metro line IVC, tunnels on D5 and D8 motorways and tunnels on the Prague City Ring Road being prepared for the commencement. Even new tunnels on main railway lines became the topics of considerations.

Ten years have passed and we are finding out that some of the projects have not been implemented, others remained in the planning stage and some are just at the beginning of the implementation stage. The most dynamic development was experienced in the field of railway tunnels. The original intention was only to reconstruct existing tunnels. However, the resultant designs required new tunnels as the only possible variant. Even the New Connection project, which had been under consideration at the Administration of the Reconstruction of the Rail Junction in Prague for about 30 years, came about. A more difficult situation is in the area of motorway, urban and by-pass road tunnels, which are frequently subjects of disputes with ecological activists. The disputes have already exceeded the framework of one generation. Of course, economic conditions also play an important role.

Our branch of civil engineering has on no account stagnated. New tunnelling capacities have emerged in the Czech construction market and the international experience exchange has continued. The issues of traffic tunnel safety have got to the forefront of interest as a result of tragic events in some European tunnels. We are facing a basic task to continually improve the reputation of underground structures. To accomplish this task, we must patiently prove the merits of these structures presenting practical results, not losing our trust in our own abilities and conviction that the solutions being designed are beneficial for the whole society. This is a long-distance race.

Our company, Subterra a.s., has been taking turns at the front of the industry for over 40 years, thus it can offer things beneficial for the development of the underground engineering. The know-how of our technicians and workers is exceptional. It was our company who introduced the New Austrian Tunnelling Method in the Czech Republic. We contributed to the development of concrete spraying technologies, namely regarding steel fibre reinforced concrete; we are at the front end in the field of microtunnelling and our technicians and workers belong among the few persons experienced in the operation of tunnel boring machines. It is not by chance that the Dlouhé Stráně pumped storage power station construction, in which our company significantly participated, won the competition "The Seven Wonders of the Czech Republic". I am convinced that our company will be given the opportunity to prove its qualities even in the future, during the implementation of the most demanding underground engineering projects.

Prague, September 2007



VAŽENÍ ČTENÁŘI,

Není to poprvé, kdy se akciová společnost Metroprojekt Praha, a. s., na stránkách Tunelu prezentuje. Je to logické. Projektování podzemních staveb bylo vždy podstatnou částí naší práce a prezentace této činnosti před odbornou, ale i laickou veřejností je pak už jen jejím přirozeným vyústěním, které nabývá čím dále tím většího významu. A to významu nejen ve smyslu propagace a marketingu, ale podporuje i náš vlastní odborný růst. Pouhá propagace nestačí, pokud není podložena kvalitní prací. Zákazník to velmi rychle pozná, zvláště v tak náročném oboru, jako jsou podzemní stavby. Proto všechny tyto oblasti – odbornost, kvalita práce a její propagace – musí být navzájem vyvážené a jejich růst musí probíhat paralelně. Publikace v časopise Tunel je pro nás proto jedním z důležitých stimulů a přímo učebnicovým příkladem využití zpětné vazby.

Naše prezentace v Tunelu bývají většinou spojeny se zahájením práce na nějakém velkém tunelovém projektu, nebo s jeho uvedením do provozu. Poměrně často se také tímto způsobem zapojujeme do odborné diskuse, kdy na řešení problému existují různé názory a my jsme přesvědčeni, že naše zkušenosti mohou napomoci k technicky nejspříhodnějšímu rozhodnutí. V tomto čísle však oslovujeme vás – naše čtenáře a zpravidla současně i potenciální zákazníky, profesní kolegy a obchodní konkurenty – při příležitosti 15. výročí založení nezávislé soukromé akciové společnosti Metroprojekt Praha, a. s., ke kterému došlo 1. května 1992.

Rozhodně se nejedná o datum, od kterého bychom chtěli naši historii začít odvíjet. Naopak – vždy jsme byli hrdí na to, že jsme přímým právním, obchodním, ale hlavně odborným pokračovatelem projektového ústavu DP-Metroprojekt, o jehož vkladu do řešení dopravní situace našeho hlavního města snad netřeba pochybovat, i když naše činnost byla tenkrát zatížena všemi nectnostmi normalizační doby. Vždycky však na prvním místě pro nás bylo zajistit co nejvyšší komplexní technické řešení a odborný růst našich pracovníků. Rok 1992 je však pro nás významný z jiného důvodu. Změna společenských i hospodářských poměrů ve státě vedla k likvidaci mnoha firem, které se nedokázaly s novými podmínkami rychle a úspěšně vyrovnat. Metroprojekt to měl o to těžší, že se po roce 1989 začaly objevovat názory zpochybňující význam veřejné dopravy. Jedinou cestou jak přežít bylo rozšířit svoji působnost na další oblasti investiční výstavby, radikálně snížit stav zaměstnanců a zavedením nejmmodernější výpočetní a další techniky mnohonásobně zvýšit produktivitu práce. Všechny tyto podmínky se během několika let podařilo splnit a dnes, při dlouhodobě stabilním počtu 200 zaměstnanců, Metroprojekt produkuje téměř desítnásobek objemu projektových prací, nežli byl schopen se 700 zaměstnanci vyprodukovat před rokem 1990.

Podíváme-li se zpět na celou historii Metroprojektu, která se začala psát vlastně již před 40 lety současně s rozhodnutím o výstavbě metra v Praze, jsou nápadné především dvě skutečnosti: je to jednak profesní kontinuita spojená s úsilím nacházet se vždy na špičce vědeckotechnického pokroku, jednak úplný obrát v organizaci práce a personální politice, spojený právě s přeměnou státního podniku na akciovou společnost. Tyto dva faktory, kdy maximálně využíváme toho nejlepšího, na čem Metroprojekt založil svoji tradici, a současně jsme se dokázali rázně zbavit všeho, co nám bránilo v dalším rozvoji, činí z Metroprojektu Praha, a. s., společnost úspěšnou nejen po stránce odborné, ale i po stránce ekonomické, a tím přitažlivou pro mladé perspektivní pracovníky.

Vážení přátelé, nezabýval jsem se příliš nějakými konkrétními projekty, na nichž nyní právě pracujeme a které připravujeme. Je jich příliš mnoho i na pouhý výčet a jak jsem již uvedl, jsou průběžně prezentovány v celé řadě odborných publikací (nejhojněji právě v časopise Tunel). Naši pracovníci o nich přednášejí na konferencích a seminářích, diskutují na veřejných i uzavřených fórech, naše webové stránky www.metroprojekt.cz jsou přístupné všem zájemcům, a to nejen pasivně, ale i formou diskuse. Žijeme v realitě, a jsme si vědomi, že je kolem nás celá řada obdobných odborně zdatných a spolehlivých firem, které si sice navzájem konkurují, ale současně se tím i podporují a spolupracují v odborném růstu, v produkci kvalitních projektů, a tím v realizaci tolik potřebných investic nutných k zachování vysokého tempa hospodářského rozvoje a životní úrovně. Výměna zkušeností na stránkách časopisu Tunel tomu rozhodně výrazně napomáhá. Proto bych na závěr chtěl popřát jeho tvůrcům, autorům příspěvků a všem jeho čtenářům mnoho úspěchů a zdárného pokračování v nastoupené cestě.

ING. JIŘÍ POKORNÝ

**generální ředitel a předseda představenstva METROPROJEKT Praha, a. s.
CEO and Chairman of the Board of Directors METROPROJEKT Praha a. s.**

DEAR READERS,

It is not the first time that METROPROJEKT Praha a.s., a joint-stock company, presents itself on the pages of TUNEL magazine. It is logical. Designs for underground construction have always been substantial part of our business and the presentation of this work, not only to the professional public but also to the lay public, is therefore only a logical part of this activity featuring ever-growing importance. The advertising and marketing effects are not the only benefit of presentations. They must also enhance our own professional growth. It is so because the mere advertising is not enough. Customers very quickly reveal the cases where advertising is not based on high quality work, especially in such a demanding civil engineering branch as underground construction. For that reason all of the above-mentioned areas – proficiency, work quality and advertising – must be balanced against each other and their growth rates must be commensurate with each other. Publishing in TUNEL magazine is a significant stimulus for us. It is also a textbook example of the use of the business feedback.

Our presentations in TUNEL are usually connected with the commencement of our work on some large tunnelling project or with commissioning of such a project. A relatively frequent case is our participation in technical discussions where there are various opinions on the method dealing with a problem and we are convinced that our experience may help to find the technically best solution. However, in this magazine issue, we address you, our readers and frequently also our potential customers, professional colleagues and competitors, on the occasion of the 15th anniversary of the foundation of an independent private joint-stock company, METROPROJEKT Praha a.s., which took place on 1st May 1992.

Certainly, it is not the date from which we would like to start to measure our history. Just the opposite, we have always been proud that we are a direct legal, commercial and, above all, professional successor of DP-Metroprojekt, a designing institute whose contribution to the solution to the traffic in our capital probably does not need to be cast doubt on, despite the fact that our activities had been affected by all negative influences of the time of political normalisation. Nevertheless, the effort to provide the highest quality, comprehensive engineering solutions and ensure the professional growth of our employees has always been our first priority. However, we consider the year 1992 important for us for another reason. The change in political and economic conditions in our state led to liquidation of numerous companies, which were not able to quickly and successfully cope with the new conditions. It was even more difficult for Metroprojekt because opinions casting doubts on the importance of public transportation started to appear after 1989. The only way to survive was to expand the scope of company activities to cover other areas of investment construction, radically reduce the number of employees and many times increase the productivity of work through the introduction of state-of-the-art computer-aided and other techniques. We managed to fulfil all of the above-mentioned conditions during the course of several years; today, when the long-term number of employees is 200, the volume of METROPROJEKT designing production is nearly tenfold of that achieved with over 700 employees before 1990.

If we look back at the whole history of METROPROJEKT, which, as a matter of fact, started 40 years ago at the moment when the decision on the development of the underground railway in Prague was made, we will notice, above all, two facts: the professional continuity associated with the effort to be always at the front end of the scientific and technical progress and the radical change in the organisation of work and the personnel policy, which is associated with the transformation of the state-owned company to the joint-venture company. These two factors, which are based on the maximum use of the best things on which METROPROJEKT founded its tradition and on the fact that we got rid of everything that prevented further development of the company, are the reason why METROPROJEKT Praha a.s. has become a company which is successful not only from the engineering point of view but also in terms of its economy, which makes it attractive for young, prospective employees.

Dear friends, I have not informed you about particular designs we are currently working on. They are too many even for a mere summary and, as I mentioned above, they are commonly presented in many technical publications (most frequently in TUNEL magazine), our employees present them in conferences and seminars, discuss them in public or closed forums, and our web pages www.metroprojekt.cz are accessible for everybody who is interested in our work, not only passively but also in the form of discussion. We live in a real world and are aware of the fact that there are many similar, proficient and reliable companies. We, on the one hand, compete with each other but, on the other hand, support each other and co-operate in terms of the professional growth, creation of high quality designs, thus also in the implementation of so much needed investment projects which are required for the maintenance of the high development rate of economy and standard of living. Certainly, the exchange of experience on pages of TUNEL significantly helps. For that reason, to conclude, I wish all of its producers, authors and readers lots of success in their efforts.

PRODLOUŽENÍ TRASY A METRA NA LETIŠTĚ RUZYNĚ METRO LINE A EXTENSION TO RUZYNĚ AIRPORT

VLADIMÍR BARTOŇ, JIŘÍ RŮŽIČKA

ÚVOD

Prodlení trasy A metra má celkově zlepšit kvalitu dopravní obsluhy severozápadního sektoru města kapacitní kolejovou dopravou, která se projeví mj. celkovou redukcí autobusových linek v této oblasti Prahy. V kombinaci s uvažovaným železničním spojením je sledována možnost dosažení přestupního terminálu v prostoru Dlouhá Míle a letiště Ruzyně novou stopou, která se z hlediska vlastního průběhu nedotýká zájmů železnice stabilizované v platném územním plánu hl. m. Prahy. Současně je sledován záměr přesunutí stávajícího koncového bodu trasy metra A ze stanice Dejvická do vhodnější, urbanisticky méně exponované lokality směrem k okraji města.

ZÁSADY ŘEŠENÍ A JEHO VÝVOJ

V navrhovaném řešení ve vazbě na nové skutečnosti je zásadní změnou vedení takto koncipované trasy metra do oblasti sídliště Dědina, dále prakticky přímo k terminálu Dlouhá Míle a konečně na vlastní letiště Ruzyně. Přitom je sledována snaha zachovat výhody původního řešení, umožňujícího větvení základní trasy v oblasti Bílé Hory do prostoru sídliště Řepy a terminálu Zličín. Je možné podle konkrétní potřeby v daném čase sledovat prioritu vybraného směru vedení tras.

Výsledná varianta řešení předpokládá vedení trasy ze stávající stanice Dejvická ve stopě Červený Vrch – Veveslavín – Petřiny – Motol – Bílá Hora – Dědina – Dlouhá Míle – Letiště Ruzyně s možností větvení za stanicí Bílá Hora do směru Řepy – Zličín s vazbou na depo Zličín trasy B metra. Jako reakce na trasování metra v nové stopě vedené zájmovým územím letiště Praha byl ověřen námět modifikace trasy přes oblast Starého letiště Ruzyně s možností vložení další stanice do tohoto prostoru.

Původní zadání dokumentace pro územní rozhodnutí předpokládalo rozdělení stavby na dvě etapy VA Dejvická–Petřiny a VIA

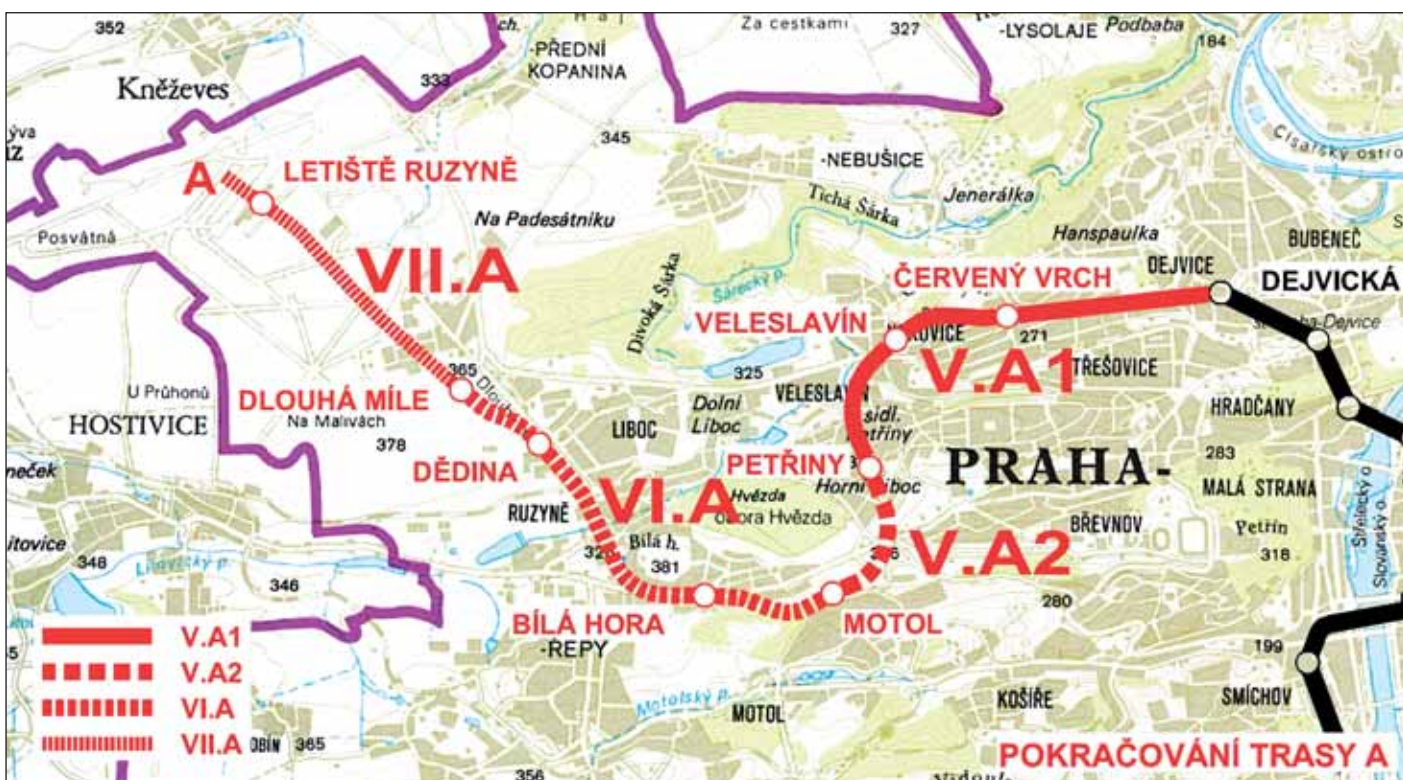
INTRODUCTION

The extension of the Metro Line A is intended to improve the overall quality of resident traffic in the north-western sector of the city by adding high-capacity rail traffic, which will result, among other effects, in an overall reduction in the number of bus lines in this area of Prague. In combination with the railway connection, a possibility of arriving to the intermodal transfer terminal in the area of Dlouhá Míle and at the Ruzyně airport via a new route, with the topography which does not interfere with the interests of the railway line which has been stabilised in the current Master Plan of the City of Prague is under consideration. At the same time, an intention to shift the existing terminal point of the Metro Line A from Dejvická Station to a more suitable locality, which would be less exposed in terms of the urban planning viewpoints, toward the outskirts of the city, is under consideration.

PRINCIPLES AND EVOLUTION OF THE SOLUTION

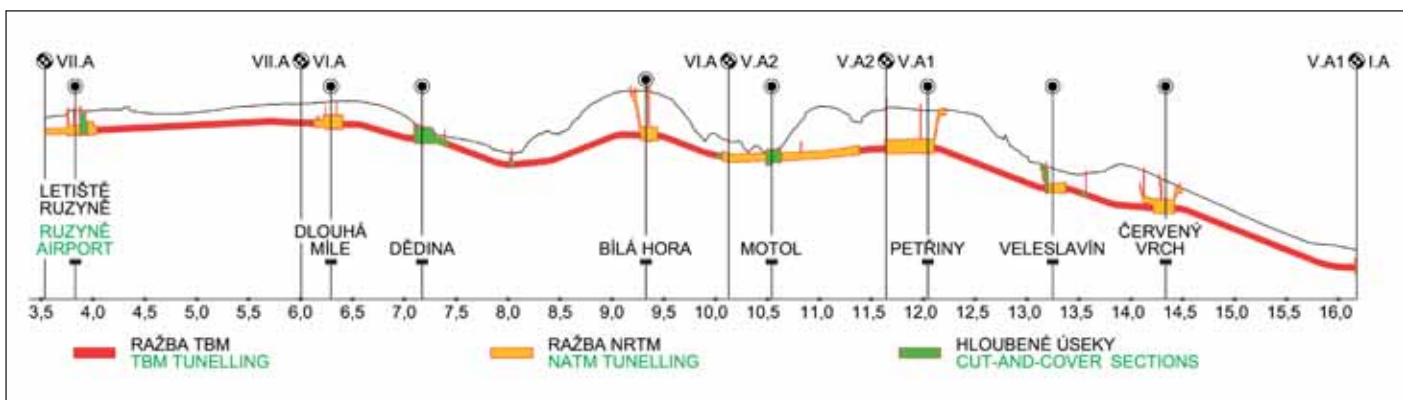
The proposed solution contains a fundamental change in the route of the metro line, which relates to the new facts. The new concept of the metro leads to the residential area od Dědina and then proceeds, virtually directly, to Dlouhá Míle terminal and finally to the Ruzyně airport itself. At the same time, the effort is taken into consideration that the advantages of the original solution, which allowed the branching of the basic route in the area of Bílá Hora to the residential area of Řepy and the metro terminal in Zličín, is to be maintained. It is possible to follow the priority of the chosen direction of the routes which will exist at the given moment.

The resultant variant of the solution assumes that the route will start from Dejvická Station and continue through Červený Vrch, Veveslavín, Petřiny, Motol, Bílá Hora, Dědina and Dlouhá Míle stations to the Ruzyně Airport, with a possibility of branching beyond Bílá Hora sta-



Obr. 1 Situace trasy

Fig. 1 Layout plan of the Line A Extension



Obr. 2 Převýšený podélný profil
Fig. 2 Exaggerated longitudinal section

Petřiny–Letiště Ruzyně, s etapovou koncovou stanicí Petřiny. V průběhu zpracovávání dokumentace bylo na jednání Rady hlavního města Prahy rozhodnuto o novém vnitřním dělení výstavby na následující etapy:

- úsek VA1 – Dejvická – Červený Vrch – Veleslavín – Petřiny,
- úsek VA2 – Petřiny – Motol,
- úsek VIA – Motol – Bílá Hora – Dědina – Dlouhá Míle,
- úsek VIIA – Dlouhá Míle – Letiště Ruzyně.

V současné době byla odevzdána dokumentace pro územní rozhodnutí, která byla zpracována vzhledem k navrhovanému souběhu prací staveb VA1 a VA2, resp. VIA a VIIA dohromady pro úsek Dejvická–Motol (VA1 a VA2) a dále pro úsek Motol–Letiště Ruzyně (VIA a VIIA). Zahájení prací se předpokládá v průběhu roku 2009 a zprovoznění jednotlivých úseků v letech:

- úsek VA1 2013
- úsek VA2 2014
- úsek VIA 2017
- úsek VIIA 2018

Z hlediska provozu vlakové dopravy jsou ve vazbě na jednotlivé stanice na trase rozmístěna kolejíště pro obrat a deponování vlakových souprav, která zohledňují možnost postupného uvádění trasy do provozu, organizaci dopravy během mimořádných situací v provozu a variabilitu jízdy služebních vlaků pro provádění údržby v pravidelných nočních výlukách. Kolejíště pro obrat a deponování souprav je navrženo v koncové stanici Letiště Ruzyně a dále v etapových koncových stanicích Petřiny, Motol a Dlouhá Míle. Obrat vlaků je tímto uspořádáním umožněn v rozmezí do cca 5 km délky trasy.

Následující popis trasy výsledného řešení je dle zvyklostí zpracován ve směru staničení, to je od stanice Letiště Ruzyně do stanice Dejvická. V základní rovině komentuje řešenou problematiku z hlediska jednotlivých stanic a mezistaničních úseků.

STANICE LETIŠTĚ RUZYŇE

Stanice Letiště Ruzyně je částečně ražená a částečně hloubená jednovestibulová stanice s ostrovním nástupištěm v hloubce 19,9 m pod terénem. Její poloha, výškové uložení a vazby do území jsou v souladu

s trase v Řepy – Zličín směru, maintaining the relationship with the depot of the Metro Line B in Zličín. A suggestion for the modification of the route passing through the area of the Old Ruzyně Airport, which allows the insertion of another station in this area, was analysed as a response to the design of the new route of the metro leading through the service area of the Prague airport.

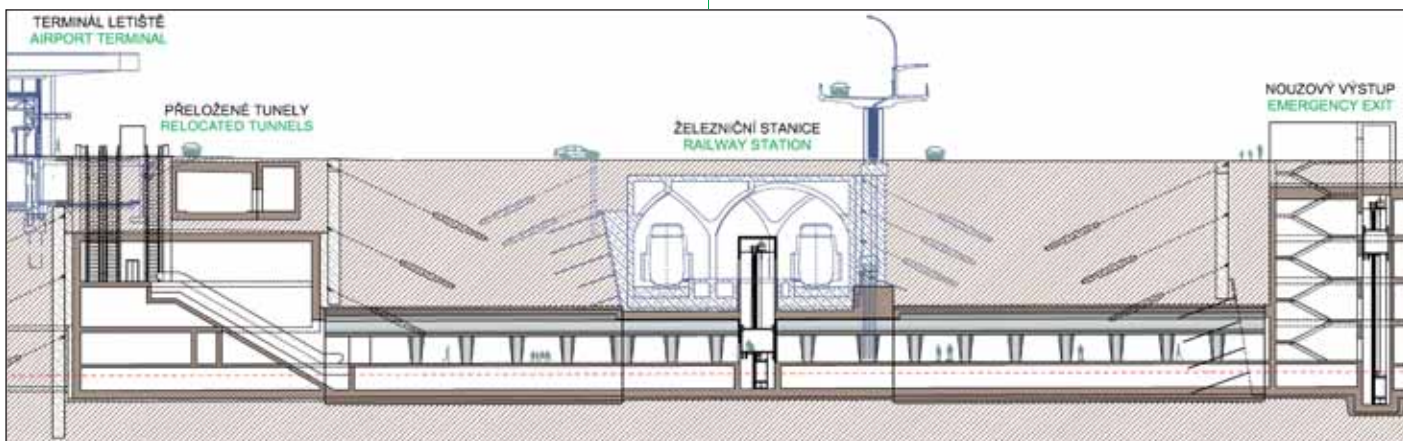
The original specification for the design documentation for issuance of the zoning and planning decision assumed that the project would be divided into two stages, i.e. stage V A Dejvice – Petřiny and VI A Petřiny – Ruzyně Airport, with Petřiny Station becoming the terminal station for the given stage. A decision on a new internal division of the construction was made during the course of the work on the documentation at a meeting of the Council of the City of Prague. The construction will consist of the following stages:

- section V A1 - Dejvická – Červený Vrch – Veleslavín – Petřiny,
- section V A2 - Petřiny – Motol,
- section VI A - Motol – Bílá Hora – Dědina – Dlouhá Míle,
- section VII A - Dlouhá Míle – Letiště Ruzyně.

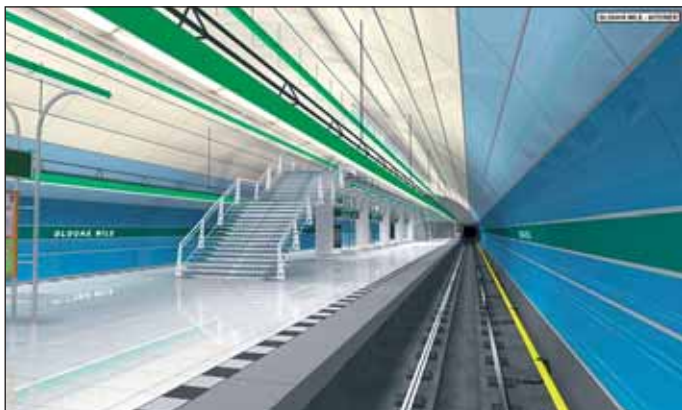
At the moment, the design documentation for issuance of the zoning and planning decision which was submitted to authorities was produced taking into consideration the proposed simultaneous construction of parts of the sections V A1 and V A2 (Dejvická Station – Motol Station) as well as parts of the sections VI A and VII A (Motol Station – Letiště Ruzyně Station). The construction commencement is assumed to take place during the year of 2009; the individual sections should be commissioned in the following years:

- section V A1 2013
- section V A2 2014
- section VI A 2017
- section VII A 2018

Regarding the running of the railway line, yards for the return and deposition of trains are placed along the route, taking into account the relationships to the individual stations. The yards are designed taking into consideration the staged bringing of the line into service, the organisation of traffic during extraordinary situations in the operation, and the variability of travels of service trains carrying out the maintenance during regular night time closures of traffic. A yard for the return and deposition of trains is designed to be at the Letiště Ruzyně terminal station; the other yards will be at the terminal stations of the individu-



Obr. 3 Podélný řez trojlodní raženou stanicí Letiště Ruzyně
Fig. 3 Longitudinal section of the Letiště Ruzyně three-vault mined station



Obr. 4 Jednolodní ražená stanice Dlouhá Míle
Fig. 4 Dlouhá Míle one-vault mined station

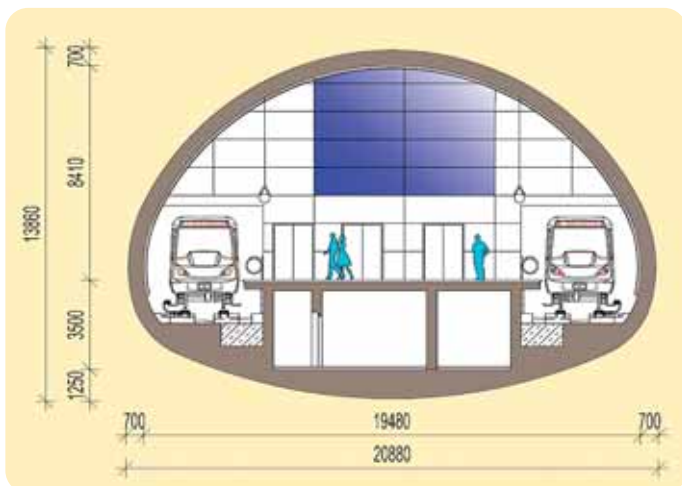
s rozvojovými záměry letiště a předpokládanou realizací zastávky železničního spojení letiště s centrem města. Přitom je rovněž zohledněna možnost zahloubení této železniční zastávky s cílem následného podchodu trasy železnice pod budovou nového letištního terminálu Sever II.

Stanice je navržena jako dlouhodobě koncová s kolejovým uspořádáním pro obrát a deponování vlakových souprav ve dvou jednokolejových odstavných tunelech za stanicí. Stanice je uvažována v rozsahu nástupiště jako ražená trojloďní. V oblasti vestibulu u severního konce nástupiště je hloubená část délky 25 m s eskalátory a šikmým výtahem na povrch. Na opačném konci stanice bude v pětipodlažním hloubeném objektu umístěna její technologická část. Celková délka staničních tunelů činí asi 180 m. Směrem ke stanici Dlouhá Míle na ni navazuje ražený objekt kolejového křížení tvořený kavernou na celou šířku kolejí a postupně se zmenšující dvojicí jednokolejových tunelů. Dále následuje dvojice jednokolejových ražených traťových tunelů délky 1967 m se vzduchotechnickými propojkami, které snižují pístový účinek projíždějících souprav.

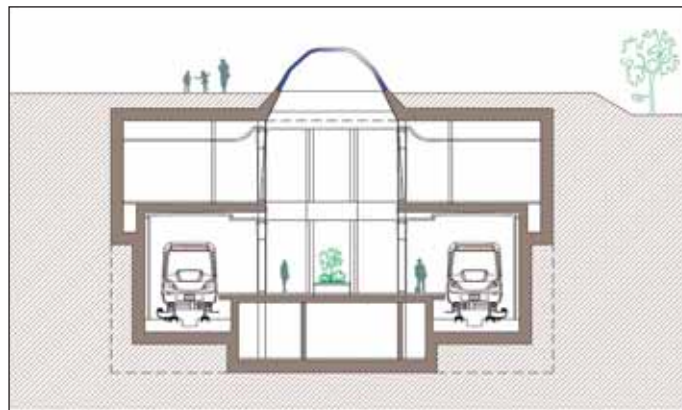
STANICE DLOUHÁ MÍLE

Stanice Dlouhá Míle je podobně jako stanice Letiště Ruzyně z hlediska své polohy stabilizována v přímé vazbě na zastávku železničního spojení letiště Ruzyně s centrem města. Hlavní význam této stanice spočívá obecně v možnosti vytvoření kvalitního dopravního terminálu zejména pro přestup z návažné dálkové a regionální autobusové dopravy. Součástí uzlu je rovněž kapacitní parkoviště systému P+R, které je umístěno v těsné vazbě na stanici metra a železnice na její východní straně.

Stanice délky cca 190 m je navržena jako ražená jednolodní s nástupištěm v hloubce 21,6 m pod terénem šikmo pod navrhovanou zastávkou železnice. Tím je zajištěno přímé propojení ostrovního nástupiště stanice metra s oběma nástupními hranami zastávky železnice, které zároveň slouží jako nástupní hrany návazné autobusové dopravy. Na jihovýchodním konci stanice je dále navržen



Obr. 6 Příčný řez jednolodní raženou stanicí Bílá Hora
Fig. 6 Cross section of Bílá Hora one-vault mined station



Obr. 5 Příčný řez hloubenou stanicí Dědina
Fig. 5 Cross section of Dědina cut-and-cover station

al stages, i.e. Petřiny, Motol and Dlouhá Míle stations. This arrangement allows the return of trains within the range not exceeding the track length of 5km.

The following description of the route contained in the final solution is carried out in a customary manner, i.e. in the direction of the chainage, which is from Letiště Ruzyně Station toward Dejvická Station. It comments in general on the problems being solved, from the perspective of the individual stations and interstation sections.

LETIŠTĚ RUZYŇE STATION

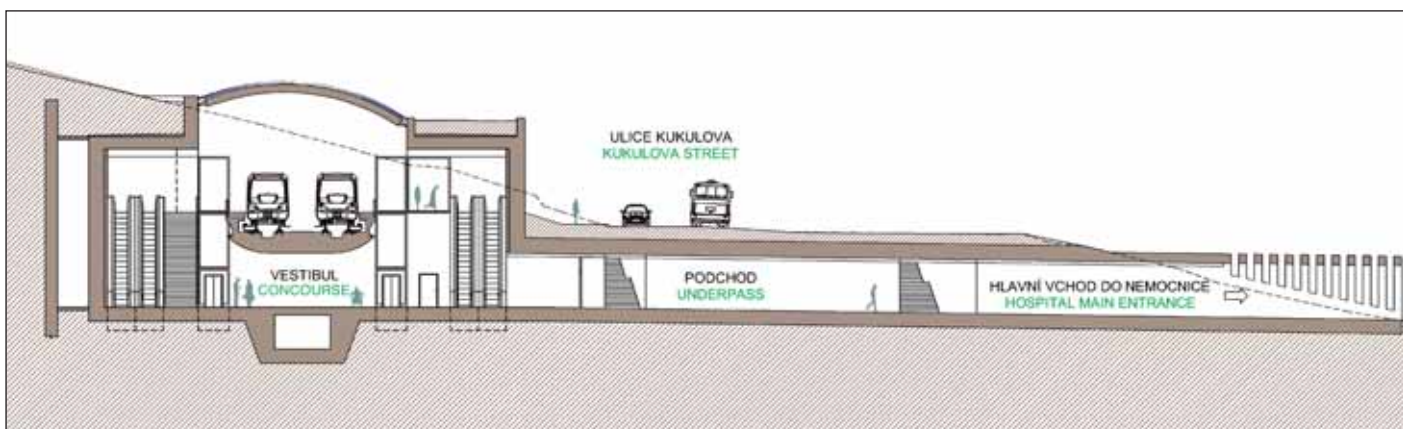
Letiště Ruzyně Station is a partly mined and partly cut-and-cover structure with one concourse and an intermediate platform at a depth of 19.9m under the ground surface. Its location, depth under the surface and relationships to the area are consistent with the development intentions of the airport and the planned construction of an intermediate station on a railway line connecting the airport with the Prague downtown. In addition, the design makes allowance for a possibility of building this railway station underground, with the aim of allowing the railway line to pass under the new airport terminal North II.

The station is designed as a long-term terminal station with the yard configuration allowing the return and deposition of trains in two single-rail stabling tunnels beyond the station. The platform part of the station is planned to be of the three-bay mined type. The 25m long part found in the area of the concourse at the northern end of the platform with escalators and an inclined lift ending on the surface will be cut-and-cover. The part housing equipment will be at the opposite end of the station, in a five-storey cut-and-cover structure. The total length of the station tunnels is about 180m. A mined structure housing a double cross-over connects to the station in the direction toward Dlouhá Míle station. The structure consists of a cavern, with the width corresponding to the width of both tracks, and a pair of single-rail tunnels with their cross sections gradually diminishing. The next section consists of a pair of single-rail mined running tunnels 1967m long, interconnected by ventilation adits, which reduce the piston effect of passing trains.

DLOUHÁ MÍLE STATION

Dlouhá Míle station is, similarly to Letiště Ruzyně Station, stabilised in terms of its location in a direct relationship with the intermediate station on the railway line connecting the Ruzyně airport with the Prague downtown. The main importance of this station generally consists in the possibility to create a high-quality traffic terminal, above all for the interchange with the linking long-distance and regional bus traffic. Part of the node is also a capacity park-and-ride site, which is located in a close linkage to the metro and railway stations, on the eastern side.

This about 190m long station is designed as a one-vault structure, with the platform found at a depth of 21.6m under the terrain surface, crossing the railway station under at an angle. This design makes a direct connection of the metro station intermediate platform possible to both edges of the railway station platforms, which at the same time serve as edges of platforms for the linking bus traffic service. A direct exit from the metro station to the surface through a system of lifts ending at the P+R site will be at the south-eastern end of the station. The access adit to the station will be partly used as a ventilation plant room; a ventilation shaft will be supplemented to it.



Obr. 7 Příčný řez hloubenou stanicí Motol

Fig. 7 Cross section of Motol cut-and-cover station

přímý výstup ze stanice metra na povrch systémem výtahů vyústěných do prostoru parkoviště P+R. Přístupová štola do stanice bude částečně využita jako strojovna vzduchotechniky a bude doplněna větrací šachtou.

Na konec stanice navazují obrátové koleje propojené kolejovou spojkou, umožňující provozovat tuto stanici dočasně jako koncovou. Obraty jsou umístěny ve dvou ražených jednokolejných tunelech stejného profilu jako navazující ražené tunely.

Směrem ke stanici Dědina klesají ve sklonu cca 28,98 ‰ dva ražené jednokolejné tratěvé tunely délky 660 m, opět se vzduchotechnickými propojkami.

STANICE DĚDINA

Stanice Dědina je navržena jako hloubená, jednovestibulová s ostrovním nástupištěm v hloubce 11 m pod terénem. Je umístěna severozápadně od křižovatky ulic Krnovská – Vlastina. Částečně prosklená střešní konstrukce umožňuje přístup denního osvětlení do prostoru stanice. Na nástupiště navazuje směrem ke stanici Bílá Hora technologická část a dále hloubené jednokolejné tunely, mezi nimiž je umístěna strojovna hlavního větrání s větrací šachtou.

Za stanicí Dědina trasa prudce klesá do oblasti Ruzyně, aby bezpečně podešla stávající zástavbu a údolní nivu Litovického potoka. Následně pak stoupá do další stanice Bílá Hora. Ražené jednokolejné tratěvé tunely se vzduchotechnickými propojkami mají délku cca 1840 m. Maximální podélný sklon činí 39,5 ‰. V nejnižším místě tohoto úseku, vedle podcházeného Litovického potoka, bude vybudován sdružený hloubený objekt délky cca 40 m. Bude zahrnovat hloubené tratěvé tunely, mezi nimi strojovnu vzduchotechniky a dále větrací šachtu a základní nefekální jímku.

STANICE BÍLÁ HORA

Stanice Bílá Hora je situována šikmo pod ulicí Karlovarskou mezi křižovatkami Karlovarská – K Motolu a Karlovarská – Thurnova. Stanice je jednolodní rašená, s ostrovním nástupištěm v hloubce cca 43,3 m pod terénem. Výhodní část kaverny bude využita pro technologickou část stanice. Pod středem stávající tramvajové smyčky je uvažován jeden podpovrchový vestibul spojený se západním čelem nástupiště trojicí eskalátorů a šikmým výtahem. Na opačném konci nástupiště je navržena dvojice osobních výtahů. Část přístupové štoly do stanice bude využita pro strojovnu vzduchotechniky, na kterou bude navazovat větrací šachta.

Trasa pokračuje raženými jednokolejnými tunelem délky cca 580 m a dále 50 m dlouhým hloubeným úsekem, který navazuje na hloubenou strojovnu vzduchotechniky pro odstavy stanice Motol. Maximální podélný spád v úseku je 38,5 ‰.

STANICE MOTOL

Stanice Motol je situována severně od ulice Kukulovy v zájmovém území hlavního vstupu do areálu nemocnice Motol. Je to mělká hloubená stanice s bočními nástupišti. Prosklená střešní konstrukce stanice umožňuje prosvětlení nástupiště denním světlem. Projekt minimalizuje zábor přilehlého svahu s vegetací a zajišťuje nepřerušovaný provoz na ulici Kukulova po celou dobu výstavby. V odřezu zajištěném pilotovou stěnou s trvalými kotvami

There are return rails connecting to the end of the station. They are interconnected by a cross-over and they make it possible for the station to be temporarily operated as a terminal station. The return rails are laid in two mined single-rail tunnels with their cross-sections identical with the cross-section of the subsequent section of running tunnels.

Two 660m long mined single-rail running tunnels run on a gradient of about 28,98 ‰ descending toward Dědina Station, again with ventilation cross passages.

DĚDINA STATION

Dědina station is designed as a cut-and-cover structure with one concourse and intermediate platform (11m under the ground surface). It is located to the north-west of the intersection between Krnovská and Vlastina Streets. The partially glazed roof structures of stations allow admission of daylight to the space of the station. Equipment rooms are in the following section, which connects to the platform in the direction toward Bílá Hora Station. The linking cut-and-cover single-rail tunnels have the main ventilation plant with a ventilation shaft between them.

Beyond Dědina Station, the route descends to the area of Ruzyně very steeply so that it can safely pass under existing buildings and the flood plain of the Litovický Brook. Then it ascends to the next station, Bílá Hora. The mined single-rail running tunnels with ventilation cross-cuts are 1840m long. The maximum longitudinal gradient amounts to 39,5 ‰. An about 40m long multi-purpose structure will be built at the lowest point of this section, next to the Litovice Brook, which will be passed under. It will comprise cut-and-cover running tunnels, a ventilation plant room, further a ventilation shaft and basic non-faecal sump.

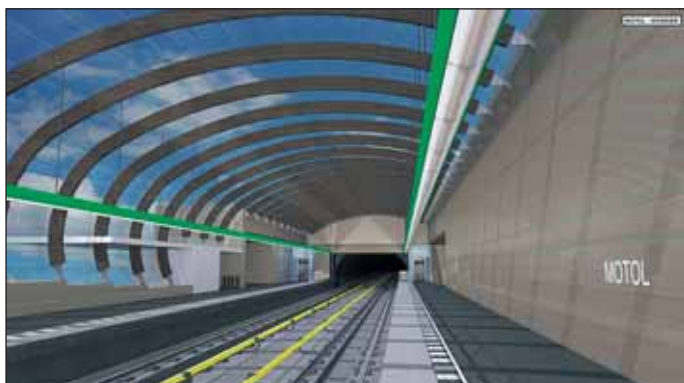
BÍLÁ HORA STATION

Bílá Hora Station is situated at an angle under Karlovarská Street, between the Karlovarská – K Motolu and Karlovarská – Thurnova street crossings. The station is a one-vault mined structure with an intermediate platform found at a depth of about 43.3m under the terrain surface. The eastern part of the cavern will be used for the station equipment. One subsurface concourse is planned to be under the centre of the existing tramline loop. It will be connected with the western end of the platform through a triplet of escalators and an inclined lift. A pair of personal lifts will be on the opposite end of the platform. Part of the access adit leading to the station will be used for a ventilation plant, which will be connected with a ventilation shaft.

The route continues through about 580m long mined single-rail tunnels, which will be followed by a 50m long cut-and-cover section linking to the cut-and-cover structure of the ventilation plant room serving for the return tunnels at Motol Station. The maximum longitudinal gradient within this section amounts to 38,5 ‰.

MOTOL STATION

Motol Station is located north of Kukulova Street, in the area of the main entrance to Motol Hospital. It is a shallow cut-and-cover station with side platforms. The glazed roof structure of the station allows the illumination of the platform by daylight. The design minimises the area of the adjacent vegetated slope to be occupied by the construction



Obr. 8 Hloubená stanice Motol
Fig. 8 Motol cut-and-cover station

bude vybudována hloubená stanice. Objekt je dvoupodlažní. Na vestibul v úrovni pod nástupištěm navazuje podchod pod ulicí Kukulova, příčné výstupní rampy k oběma protisměrným autobusovým zastávkám a otevřený koridor ústící do areálu nemocnice.

Vzhledem k předpokládané etapizaci výstavby je stanice jako dočasně koncová vybavena dvěma obrátovými koleji umístěnými v raženém dvoukolejném tunelu. V nejnižším místě je na tunel napojena odvodňovací štolu se šachtou, která gravitačně odvádí vodu do dešťové kanalizace v Kukulově ulici.

Za stanicí Motol se trasa levostranným obloukem stáčí na sever a je přivedena do prostoru odstavných kolejí stanice Petřiny. Na ražený dvoukolejný tunel délky cca 770 m navazují dva ražené jednokolejné tunely délky cca 260 m. Mezistaniční úsek obsahuje ještě štolu se strojovnou vzduchotechniky a větrací šachtu.

STANICE PETŘINY

Stanice Petřiny je situována pod ulicí Brunclíkovou. Vlastní stanice je navržena jako jednolodní ražená, s ostrovním nástupištěm 36,1 m pod úrovní terénu. Na stanici ve směru ke stanici Motol navazují obrátové a odstavné koleje v klasickém čtyřkolejném uspořádání, navržené z technologických důvodů rovněž v profilu jednolodní stanice. Toto řešení umožňuje provozovat stanici jako dočasně koncovou v rámci etapizace výstavby. Blok odstavných kolejí je zakončen krátkou boční štolou, kde je umístěna strojovna hlavního větrání a na ni je napojena větrací šachta. Na stanici navazuje pod ulicí Nad alejí kolmo ražený objekt technologického bloku. Jižní část stanice je bezbariérově propojena dvojicí výtahů umístěnou ve společné šachtě. Výstup ze severního konce stanice do podpovrchového vestibulu je navržen pomocí trojice eskalátorů a šikmým výtahem v raženém eskalátorovém tunelu. Na vestibul navazuje podchod v prostoru křižovatky ulic Na Petřinách a Brunclíkova.

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

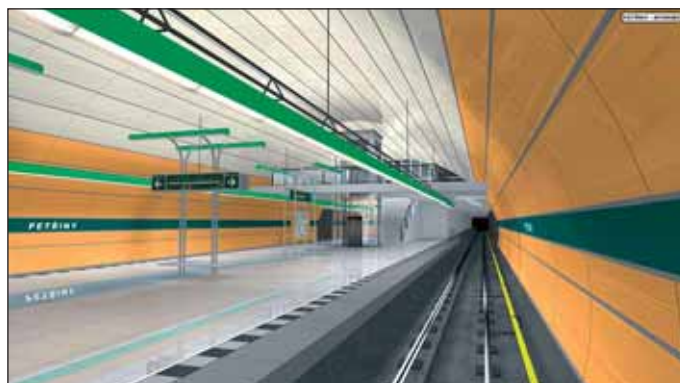
STANICE VEESLAVÍN

Stanice Veleslavin se středem přibližně pod ulicí Evropskou je situována v prostoru mezi stávající tratí ČD a východním úsekem ulice K Červenému vrchu. Stanice je navržena jako mělce ražená trojlodní s nástupištěm 19,3 m pod terénem. Na východní konec nástupiště navazuje technologická část stanice. Západní čelo nástupiště sousedí s hloubeným objektem, kterým je vedena trojice eskalátorů a výtah do podpovrchového vestibulu. Poloha stanice, vestibulu a jednotlivých výstupů jsou navrženy tak, aby umožňovaly přímé vazby na dočasný autobusový terminál, tramvajové zastávky na ulici Evropská a zároveň bez nutnosti přestavby v předstihu reagovaly na předpokládanou modernizaci stávající tratě ČD včetně železniční stanice.

Dále pokračuje trasa dvěma raženými jednokolejnými tunely délky cca 800 m do stanice Červený Vrch. Asi 150 m od stanice jsou ražené traťové tunely přerušeny cca 50 m dlouhým hloubeným objektem, který zahrnuje strojovnu vzduchotechniky s větrací šachtou umístěnou mezi jednokolejné traťové tunely. V úseku jsou opět navrženy vzduchotechnické propojky. Maximální spád v úseku je 35 ‰.

STANICE ČERVENÝ VRCH

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



Obr. 9 Jednolodní ražená stanice Petřiny
Fig. 9 Petřiny one-vault mined station

and secures uninterrupted traffic in Kukulova Street throughout the construction time. The cut-and-cover station will be built in a half-cut with the side stabilised by a pile wall and permanent anchors. It will be a two-floor structure. A pedestrian subway under Kukulova Street, exit ramps to both bus stops for opposing traffic directions and a ramp leading on a moderate gradient to the hospital grounds are connected to the concourse found at the level under the platform.

Because of the expected division of the project into stages, the station is equipped in a way which will allow it to be operated as a temporarily terminal station. It has two return rails installed in a mined double-rail tunnel. A drainage gallery with a shaft is connected to the tunnel at the lowest point. The gallery allows gravitational drainage of water to a stormwater sewer in Kukulova Street.

Behind Motol Station, the route turns north on a left-side curve and leads to the space of the stabling tracks of Petřiny Station. Two about 260m long mined single-rail tunnels connect to an about 770m long mined double-rail tunnel. In addition, the interstation section contains a gallery with an equipment plant room and a ventilation shaft.

PETŘINY STATION

Petřiny Station is located under Brunclíkova Street. The station itself is designed as a mined one-vault structure with an intermediate platform 36.1m under the ground surface. Return and deposition rails, in the traditional four-rail arrangement, link to the station in the direction toward Motol Station. For technological reasons, the rails will also be in the profile of the one-vault station. This solution makes it possible for the station to be operated as a temporary terminal station, with respect to the division of the construction into stages. The block of stabling tracks is terminated by a short side gallery which will house the main ventilation plant and to which a ventilation shaft is connected. A structure of the equipment block, which is driven perpendicularly under Nad Alejí Street, connects to the station. The southern part of the station is connected in a barrier-free manner by means of a pair of lifts sharing one shaft. The exit from the northern end of the station to the subsurface concourse will be via a triplet of escalators and an inclined lift, installed in an escalator tunnel. A pedestrian subway found in the area of the intersection between Na Petřinách Street and Brunclíkova Street will be connected to the concourse.

Behind the station, the route turns through a curve northeast and, at the same time, descends to Veleslavin Station. The maximum longitudinal gradient within the section is 38,7‰; the mined single-rail tunnels with cross passages are about 1070m long.

VEESLAVÍN STATION

Veleslavin station, which has its centre roughly under Evropská Street, is located in the area between the existing railway track and the eastern section of K Červenému Vrchu Street. The station is designed as a shallow mined three-vault structure with the platform at a depth of 19.3m under the surface. The part of the station housing equipment links to the eastern end of the station. The western end of the platform is connected to a cut-and-cover structure housing a triplet of escalators and a lift leading to the subsurface concourse. The locations of the station, concourse and individual exits are designed in a way which allows them to directly connect to the temporary bus terminal and the tram stops in Evropská Street. At the same time, the locations allow for the anticipated modernisation of the existing railway line and

Hloubka nástupiště pod terénem ve středu stanice je 27,5 m. Západní strana stanice bude vyhrazena pro technologickou část a z této strany je napojena přístupová štola, která bude v definitivním stavu částečně využita pro strojovnu vzduchotechniky doplněnou větrací šachtou.

Vestibul, přístupný z východního čela stanice pomocí trojice eskalátorů a šikmého výtahu, je situován do křižovatky s Horoměřickou ulicí, s vazbou na uvažovaný malý terminál městských a příměstských linek autobusové dopravy, směřujících sem zejména z oblasti Nebušic, Jenerálky a Horoměřic. Na vestibul navazuje podchod pod ulicí Evropskou, který umožňuje také přímý přestup na stávající tramvajovou trať vedenou touto ulicí. Ze západního konce nástupiště je ještě ve svislé šachtě navržena dvojice osobních výtahů, která ústí do podchodu pod Evropskou ulicí v blízkosti ulic Arabská a Kamerunská.

Za stanicí Červený Vrch pokračuje trasa metra pod Evropskou ulicí dvěma jednokolejnými raženými traťovými tunely délky 1760 m ústícími do odstavných kolejí stávající koncové stanice Dejvická. Traťové tunely jsou opatřeny vzduchotechnickými propojkami a klesají v maximálním sklonu 39,5 ‰ směrem ke stanici Dejvická. V úseku je rovněž navržen hloubený objekt se strojovnou vzduchotechniky a větrací šachtou umístěný na okraji parku kolmo na trasu metra.

ZÁKLADNÍ ÚDAJE O TRASE

Trasa	Stavební délka úseku [km]	Provozní délka úseku [km]	Počet nových stanic
VA1 – Dejvická – Petřiny	4,534	4,47	3
VA2 – Petřiny – Motol	1,56	1,5	1
VIA – Motol – Dlouhá Míle	4,08	4,26	3
VIIA – Dlouhá Míle – Letiště Ruzyně	2,470	2,45	1
Celkové prodloužení trasy A	12,640	12,7	8

Název stanice	Typ stanice	Hloubka nástupiště pod terénem [m]	Osová vzdálenost stanic [m]
Letiště Ruzyně	Ražená / Hloubená	19,9	2462
Dlouhá Míle	Ražená	21,6	879
Dědina	Hloubená	11,0	2156
Bílá Hora	Ražená	43,3	1212
Motol	Hloubená		1503
Petřiny	Ražená	36,1	1203
Veslavín	Ražená / Hloubená	19,3	1090
Červený Vrch	Ražená	27,5	2184
Dejvická	Stávající		2184

ING. VLADIMÍR BARTOŇ, barton@metroprojekt.cz,
ING. JIŘÍ RŮŽIČKA, ruzicka@metrorprojekt.cz,
METROPROJEKT PRAHA, a. s.



Obr. 10 Trojlodní ražená stanice Veleslavín
Fig. 10 Veleslavín three-vault mined station

construction of a railway station, without any necessity for reconstruction.

The route continues then through two about 800m long mined single-rail tunnels to Červený Vrch Station. The mined running tunnels are interrupted at a distance of about 150m from the station by an about 50m long structure, which contains a ventilation plant with a ventilation shaft (located between the single-rail running tunnels). Ventilation cross passages are also designed for this section. The maximum longitudinal gradient within the section amounts to 35 ‰.

ČERVENÝ VRCH STATION

Červený Vrch Station is located under Evropská Street. It is designed as a mined one-vault structure with one cut-and-cover concourse structure. The platform depth at the mid point of the station is 27.5m under the ground surface. The western side of the station will be assigned to the equipment. The access adit is connected from this side. The adit will be partially used in the definite condition for the ventilation plant. A ventilation shaft will be added to the ventilation plant.

The concourse, which will be accessible from the eastern end of the station through a triplet of escalators and an inclined lift, is located in the crossing with Horoměřická Street, allowing a connection with a planned small terminal for urban and suburban bus lines which arrive at this location mainly from the areas of Nebušice, Jenrálka and Horoměřice. The pedestrian subway under Evropská Street, which allows, in addition, direct transfer to the existing tramline running along this street, is connected to the concourse. A pair of personal lifts, which have their exits in the pedestrian subway under Evropská Street near Arabská and Kamerunská Streets, is designed to be installed in a vertical shaft at the western end of the platform.

Beyond Červený Vrch Station, the metro route continues under Evropská Street through a pair of 1760m long mined single-rail running tunnels, which end at the stabling tracks of the Dejvická terminal station. The running tunnels are provided with ventilations cross passages. They descend on the maximum gradient of 39,5 ‰ toward Dejvická station. There will also be a cut-and-cover ventilation plant structure with a ventilation shaft in this section. The structure will be positioned on the edge of a park, perpendicularly to the metro route.

BASIC DATA ON THE LINE

Line	Structural length of the line [km]	Length of operating section[km]	Number of new stations
V A1 – Dejvická – Petřiny	4.534	4.47	3
V A2 – Petřiny – Motol	1.56	1.5	1
VI A – Motol – Dlouhá Míle	4.08	4.26	3
VII A – Dlouhá Míle – Letiště Ruzyně	2.470	2.45	1
Total length of the Line A extension	12.640	12.7	8

Station name	Station type	Platform depth under terrain surface [m]	Distance between centres of stations [m]
Letiště Ruzyně	Mined / Cut-and-cover	19.9	
Dlouhá Míle	Mined	21.6	2462
Dědina	Cut-and-cover	11.0	879
Bílá Hora	Mined	43.3	2156
Motol	Cut-and-cover		1212
Petřiny	Mined	36.1	1503
Veslavín	Mined / Cut-and-cover	19.3	1203
Červený Vrch	Mined	27.5	1090
Dejvická	Existing		2184

ING. VLADIMÍR BARTOŇ, barton@metroprojekt.cz,
ING. JIŘÍ RŮŽIČKA, ruzicka@metrorprojekt.cz,
METROPROJEKT PRAHA, a. s.

RAŽENÉ TUNELY NA PRODLOUŽENÍ TRASY A METRA MINED TUNNELS ON THE METRO LINE A EXTENSION

JAN KOREJČÍK, JIŘÍ RŮŽIČKA

ÚVOD

Podrobný popis pokračování trasy A pražského metra ze stávající stanice Dejvická na Letiště Ruzyně včetně směrového a výškového řešení je náplní článku „Prodloužení trasy A metra na Letiště Ruzyně“ uveřejněném rovněž v tomto čísle časopisu Tunel. Je v něm uvedeno umístění jednotlivých stanic a jejich konstrukční systém, rozdělení traťových tunelů dle použité technologie výstavby, členění na jednokolejné a dvoukolejné úseky a výčet dalších nezbytných technologických objektů. Tento příspěvek se soustředí na celkovou koncepci ražeb a popis jednotlivých ražených úseků trasy, které byly zpracovány v dokumentaci pro územní rozhodnutí firmou METROPROJEKT Praha, a. s.

ZPŮSOB VÝSTAVBY

Převážná část prodloužení trasy metra A je navržena jako ražená. V mezistaničních úsecích jsou jako hloubené navrženy pouze stavební jámy, určené pro zahájení a obsluhu ražeb traťových tunelů a následně pro výstavbu hloubených technologických objektů spojených s konstrukcí hloubených tunelů. Z celkových 8 navrhovaných stanic jsou jako hloubené navrženy pouze 2 – stanice Motol a stanice Dědina.

Hlavním důvodem pro tak velký rozsah ražených úseků je vedení trasy hustě zastavěnou oblastí severozápadního sektoru Prahy, z velké části pod povrchovou zástavbou nebo pod hlavními dopravními tepnami města, jako je například ulice Evropská. Nedostatek volného prostoru na povrchu terénu a problémy s dopravními omezeními neumožňují použít technologii hloubení ve větším rozsahu.

V několika nezastavěných úsecích znemožňuje hloubení výškové řešení trasy, kterou není možno vést mělce pod terénem. Omezení způsobuje složitá morfologie terénu, vazba na nově budované stanice modernizované železniční trať Praha – Kladno a v neposlední řadě i maximální přípustný podélný sklon trasy metra 40 ‰.

Nespornou výhodou ražené technologie je soustředění stavební činnosti pouze do prostoru zařízení stavenišť. Omezení způsobená stavbou, jako jsou dočasné záборы včetně odstranění zeleně, nebo zvýšená hladina hluku, prašnosti a znečištění okolí tak nemusí být v rozsahu celého stavebního úseku. Ražený způsob výstavby je tak šetrnější k životnímu prostředí.

VÝBĚR TECHNOLOGIE RAŽBY TRAŤOVÝCH TUNELŮ

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

S ohledem na relativně velkou celkovou délku nového úseku 12,64 km a další faktory popsané níže, byla pro ražbu traťových tunelů v souladu s celosvětovým trendem navržena v převážném rozsahu ražba pomocí moderních tunelovacích strojů, souhrnně označovaných jako TBM (Tunnel Boring Machine). Staniční tunely a ostatní ražené objekty budou realizovány technologií NRTM.

Hlavním kritériem pro výběr technologie ražby traťových úseků byla snaha o minimalizaci poklesů terénu nad raženými tunely. Ražba v daných geologických podmínkách pod povrchovou zástavbou, frekventovanými komunikacemi s řadou inženýrských sítí a v některých úsecích i tramvajovými tratěmi by byla technologií NRTM možná jen s obtížemi. Pro omezení deformací nadloží by bylo třeba provádět doplňující opatření, jako je například vertikální členění výrubu, kotvení čelby apod. To výrazně zpomaluje stavební postupy, zvyšuje náklady a přesto nelze dosáhnout poklesů dosažovaných při ražbě TBM v obdobných podmínkách. Proto je ražba pomocí NRTM navržena jen v místech, kde je to nezbytně nutné. Jedná se o části traťových úseků u stanice Motol, která má boční

INTRODUCTION

A detailed description of the Metro Line A route continuing from the existing Dejvická station to the Ruzyně international airport, including the horizontal and vertical alignment, is contained in this paper “Metro Line A Extension to Ruzyně Airport”, which is also published in this issue of Tunel magazine. The paper informs about locations of individual stations and their structural systems, the division of running tunnels in terms of the construction method to be used, the division into cut-and-cover and mined sections and provides a summary of other necessary structures for equipment and services. This paper is focused on the overall concept of the excavation and the description of the individual mined sections of the route which were incorporated into the design documentation for issuance of zoning and planning decision by METROPROJEKT Praha a.s.

CONSTRUCTION PROCEDURE

The major part of the metro line A extension will be constructed by mining methods. There will be only construction trenches in the interstation sections, which will be used for the starting of the excavation of running tunnels and access to the headings; subsequently cut-and-cover structures for equipment and the linking cut-and cover sections of the tunnels will be built in the construction trenches. Only two of the 8 stations being designed will be built as cut-and-cover structures, i.e. Motol Station and Dědina Station.

The main reason for such a large proportion of mined tunnels is the fact that the route passes through a densely developed area of the north-western sector of Prague, frequently under existing buildings or arterial roads such as Evropská Street. The lack of free space on the ground surface and problems with traffic restrictions do not allow contractors to use cut-and-cover technique to a larger extent.

The cut-and-cover technique cannot even be used in several open areas because of the vertical alignment of the route, which cannot run at a shallow depth under the surface. The reason is the complex morphology of the terrain, relationships with the newly built stations on the railway line Prague – Kladno, which being upgraded and, at last but not least, the maximum permissible longitudinal gradient of metro tracks of 40 ‰.

Undisputable advantage of the mining option is the fact that construction activities can be concentrated only in the area of the construction site. Constraints affecting the construction, such as temporary occupation of land including the cutting of trees and shrubs, the increased noise and dust level and pollution of the construction surroundings do not have to exist throughout the length of the whole construction section. The use of mining methods is therefore more considerate to the environment.

SELECTION OF THE RUNNING TUNNEL EXCAVATION TECHNIQUE

In recent years, new mined sections of Prague Metro have been driven nearly solely by the New Austrian Tunnelling Method (NTAM) combined with the drill-and-blast technique or with mechanical rock/ground disintegration.

Considering the relatively great overall length of the new section (12.64km) and the other below-mentioned factors, the excavation using tunnel boring machines (TBM) was selected for the majority of the running tunnel excavation design, following the worldwide trend. The station tunnels and other mined structures will be built using the NATM.

The main criterion for the selection of the excavation technique for the running tunnels was an effort to minimise the settlement above the mined tunnels. The excavation using the NATM would be possible only with difficulties because of the geological conditions, the passage under existing buildings and busy streets with many utility services, in some sections even carrying tram traffic. Deformations in the overburden could be restricted only by means of additional measures such as vertical division of the excavation face, anchoring of the face etc. Despite the fact that such measures significantly reduce the advance rates and increase the costs, the low settlement values achievable by the TBM technology in similar conditions cannot be achieved. For that reason the NATM excavation is designed only for such

nástupišť. Zde budou realizovány dvoukolejné traťové tunely. Při etapovitě výstavbě této trasy metra bude dvoukolejný traťový tunel u stanice Motol (směrem ke stanici Bílá Hora) využíván dočasně pro obraty vlaků metra.

Druhým hlavním kritériem byla rychlost výstavby, která úzce souvisí s konečnou cenou stavebního díla. Je obecně známo, že kromě nákladů na stavební materiály tvoří výslednou cenu i položky závislé na čase, přičemž jejich podíl na celkové ceně roste s rostoucí dobou výstavby. Naopak při ražbě pomocí TBM se s rostoucí délkou ražby snižuje podíl fixních počátečních vysokých nákladů na pořízení stroje.

Celková koncepce návrhu ražeb traťových tunelů pomocí TBM byla ovlivněna rovněž výběrem vhodného volného prostoru pro zařízení stavenišť, které je oproti ražbě NRTM větší, protože je kumulováno na jediném místě pro delší úsek trasy. Je to způsobeno především nutností deponovat dostatečné množství železobetonových tybinků pro ostění nových tunelů, které zabírají větší plochu než mezideponie rubaniny. Většina vhodných pozemků je v současné době zastavěna nebo není ve vlastnictví města a výběr ploch pro možné zařízení stavenišť je značně omezen. Při návrhu postupu ražeb byla brána v úvahu i celková doba výstavby trasy metra. Zároveň bylo třeba vzájemně koordinovat výstavbu traťových úseků s výstavbou jednotlivých stanic, tzn. jestli bude možné vybudovat staniční tunely v předstihu před ražbou traťových tunelů, nebo bude nutné nejprve vyrazit profil traťových tunelů a ten následně rozšířit na profil staniční.

GEOLOGICKÉ POMĚRY

V oblasti navrhovaného prodloužení trasy metra A je předkvartérní podklad budován horninami svrchního proterozoika, paleozoika (ordoviku, siluru) a svrchní křídly. Projektovaná trasa v úseku Letiště Ruzyně – Motol prochází napříč severozápadním křídlem barrandienské synklinály, takže nejstarší horniny budou zastíženy na severozápadě zájmového území a směrem k jihovýchodu se budou vyskytovat horniny mladší. V další části od stanice Motol prochází trasa opačným směrem proti vrstevnímu sledu a v prostoru východně od stanice Veleslavin se přibližuje až k proterozoickým horninám. Odtud se již směr trasy značně sblíží se směry strukturními a prochází jen nejstaršími souvrstvími ordoviku až ke stanici Dejvická.

Svrchní proterozoikum zahrnuje převážně droby, prachovce a břidlice. Ordovik je zastoupen souvrstvími charakteristickými pro pražskou geologii – souvrství šárecké, dobrotivské, libeňské, letenské, vinické, zahořanské, bohdalecké, královčorské a kosovské. Převládají jílovité břidlice, dále jsou zastoupeny křemence, křemenné pískovce, prachovce, písčité a prachovité břidlice a droby. V okolí stanice Motol vystupuje zpod křídly liteňské souvrství siluru tvořené převážně jílovitými a vápnitými břidlicemi.

Paleozoické horniny jsou zvrásněné, s generálním úklonem vrstev mezi 30 – 60° k jihovýchodu. Z hlavních tektonických linií se v horninách ordoviku a siluru uplatňuje okrajový podélný zlom, který patří k pražskému zlomovému pásmu a objevuje se v blízkosti trasy ve svahu pod stanicí Motol. Druhou význačnou tektonickou linií je šárecký zlom, který prochází napříč trasou severně od trasy u stanice Veleslavin.

Převážnou část horninového prostředí, ve kterém prochází výrub metra severozápadně od Litovického potoka, ve svrchních partiích Bílé hory a pod oblastí Petřín, tvoří sedimenty svrchní křídly peruckého, korycanského a bělohorského souvrství. Jedná se o pískovce, prachovce, slínovce, jílovce a slepence. Křídlové horniny jsou subhorizontálně vrstevnaté a spočívají diskordantně na podložních paleozoických a proterozoických horninách.

Na vrcholové plošině Bílé hory se vyskytuje reliktní neogenních písčitéch štěrků, kvartérní sedimenty jsou v území celé trasy zastoupeny uloženinami eolickými, eolicko-deluviálními, deluviálními, fluvialními, deluviofluvialními a antropogenními.

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

locations where it is absolutely necessary. Such the sections are found in parts of the track sections adjacent to Motol Station, which will have side platforms. There will be double-rail tunnels in these sections. In the context of the division of the construction of this metro line into stages, the double-rail tunnel at Motol Station (heading toward Bílá Hora Station) will be temporarily used for the return of metro trains.

The other main criterion was the speed of the construction, which is closely related to the final cost of the works. It is generally known that, apart from the cost of building materials, the resultant cost also consists of time-dependent items and the proportion of such items to the total cost grows with the growing construction time. Conversely, the proportion of the high fixed initial costs of construction equipment diminishes with the growing length of the boring when a TBM is used.

In addition, the overall concept of the design for the excavation of running tunnels with a TBM was affected by the search for a space suitable for the site facility, which is larger in the case of the TBM drive compared to the NATM because it is concentrated to a single location for a longer stretch of the route. The main reason is the necessity for the storing of sufficient quantity of reinforced concrete segments for the lining of the new tunnels, which take up a larger area than an intermediate muck stockpile. The majority of suitable land is currently either built up or is not owned by the municipality, therefore the choice of areas suitable for the possible site facility is significantly limited. The total excavation time was also taken into consideration when the excavation procedure was being designed. At the same time, it was necessary to coordinate the construction of the running tunnels with the construction of individual stations, which means that the problem had to be solved whether the station tunnels can be carried out in advance, before the construction of running tunnels, or a tunnel with the profile of running tunnels will have to be driven first, to be subsequently enlarged to the station tunnel profile.

GEOLOGICAL CONDITIONS

The Pre-Quaternary bedrock which is found in the area of the planned extension of the metro Line A is formed by the Upper Proterozoic, Palaeozoic (Ordovician, Silurian) and Upper Cretaceous rock types. The Letiště Ruzyně – Motol section of the route selected by the design passes across the north-western wing of the Barrandien syncline, therefore the oldest rock will be encountered in the north-eastern part of the area affected by the construction; younger rock will be found in the south-eastern direction. The next section of the route, from Motol Station, runs in the opposite direction against the succession of strata; in the area east of Veleslavin Station it even gets close to the Proterozoic rock types. From this location to Dejvická Station, the direction of the route becomes nearly identical with the direction of the rock mass structure and the route no more passes through other strata than the Ordovician ones.

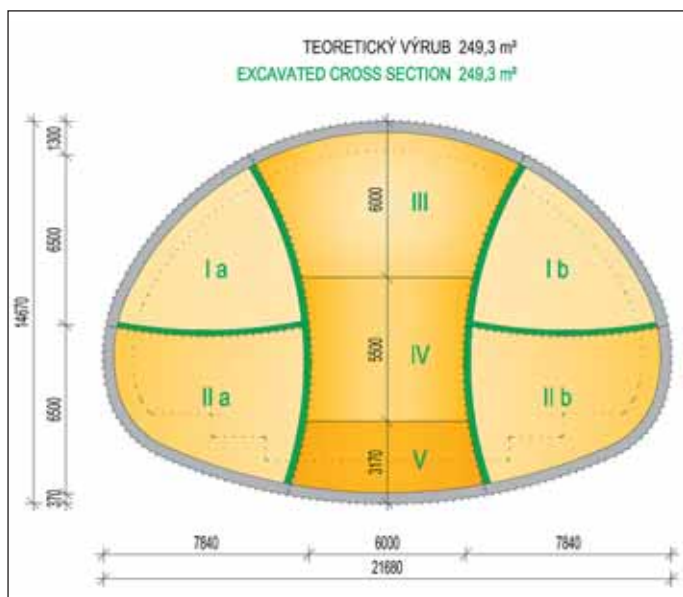
The Upper Proterozoic comprises mostly greywacke, siltstone and shale. The Ordovician period is represented by strata which are characteristic of Prague geology, i.e. the Šárka, Dobrotiv, Libeň, Letná, Vinice, Zahořany, Bohdalec, Králův Dvůr and Kosov Members. Clayey shales prevail; the other rock types present are quartzite, siliceous sandstone, siltstone, sandy/silty shale and greywacke. The Silurian Liteň Member rises from under the Cretaceous formation in the vicinity of Motol Station.

The Palaeozoic rock types are folded, with the layers generally trending south-east at 30 – 60°. Of the main tectonic lines, a boundary fault, which is part of the Prague Fault Zone, asserts itself and emerges in a slope under Motol Station. The other significant tectonic line is the Šárka Fault, which runs across the metro route south of Veleslavin Station.

The predominant part of the rock environment through which the metro excavation will pass north-west of the Litovice Brook, in the upper parts of Bílá Hora and under the Petřín area is formed by sediments of the Upper Cretaceous period (the Peruc, Korycany and Bílá Hora Members), namely sandstone, siltstone, marlstone, claystone and conglomerate. The Cretaceous rocks are sub-horizontally bedded, resting discordantly on the Palaeozoic and Proterozoic rock basement.

A relic of Neogene sandy gravel occurs on the highest plateau of Bílá Hora; the Quaternary sediments are represented in the area of the entire route by aeolian, aeolian-diluvial, diluvial, fluvial, diluviofluvial and anthropogenic deposits.

From the hydrological point of view, the Proterozoic and Palaeozoic environment displays limited fissure permeability and, in the decomposed rock mass, even intrinsic permeability; in both cases the groundwater discharge is very low. Separate aquifers must be expected in individual Upper Cretaceous layers, which mostly display the fissure permeability to intrinsic-fissure permeability. The saturation of the Quaternary cover is primarily bound to the fluvial valley fill, where the water table communicates with the water in a watercourse. Even periodical saturation can be expected in diluviofluvial sediments.



Obr. 1 Ražba jednodlní stanice
Fig. 1 One-vault station excavation

TECHNICKÉ ŘEŠENÍ RAŽENÝCH STANIC

Z šesti navrhovaných ražených stanic jsou čtyři stanice (Červený Vrch, Petřiny, Bílá Hora a Dlouhá Míle) hluboko uložené ražené jednodlní stanice, kdy výška nadloží nad klenbou staničních tunelů se pohybuje od 12 m do 35 m. Zbývající dvě stanice (Velešlavín, Letiště Ruzyně) jsou navrženy jako trojlodní ražené stanice s relativně malým nadložím, přičemž před stanicí Letiště Ruzyně je kolejové křížení v délce 80 m umístěno v raženém tunelu s příčným profilem obdobným jako staniční tunely ražených jednodlních stanic.

Kaverny jednodlních staničních tunelů s šířkou výrubu 21,7 m a výškou 14,7 m budou raženy technologií NRTM za použití trhačích prací. Předpokládá se jak horizontální, tak i vertikální členění výrubu s primárním zajištěním stříkaným betonem v kombinaci s kotvením. V první fázi budou vyraženy a primárně zajištěny oba boční výrubu, které budou ještě horizontálně členěny. Dále bude vyražena a primárně zajištěna střední část výrubu, která bude opět horizontálně členěna a její klenba bude opřena o klenbu bočních výrubů. Velikosti jednotlivých dílčích výrubů budou přizpůsobeny nasazené mechanizaci, tak aby byla zajištěna maximální možná rychlost výstavby. Po primárním zajištění celého staničního profilu bude provedena mezilehlá foliová izolace a nakonec bude provedeno sekundární železobetonové ostění.

U ražené trojlodní stanice celkové šířky 21,9 m a výšky nejvyššího středního tunelu 9,75 m je uvažována opět ražba technologií NRTM za použití trhačích prací. S ohledem na malou výšku nadloží se koncepčně předpokládá nejprve ražba bočních výrubů šířky 9,35 m a výšky 8 m, zajištěných primárním ostěním. Členění výrubu bude horizontální, v případě zhoršených geologických podmínek nebo výskytu inženýrských sítí v nadloží tunelu, citlivých na poklesy, bude členění i vertikální. V těchto prvotních výrubech se provede mezilehlá foliová izolace a definitivní monolitické železobetonové ostění bočních staničních tunelů včetně podélných řad sloupů, tvořících podpory klenb bočních staničních i následně realizovaného středního staničního tunelu. V technologických částech stanic jsou místo řad sloupů navrženy průběžné podélné nosné dělicí stěny. Po dokončení definitivního železobetonového ostění bočních staničních tunelů bude prováděna ražba středního tunelu s horizontálním členěním výrubu.

MINED STATION DESIGN

Of the 6 mined stations being designed, 4 stations (Červený Vrch, Petřiny, Bílá Hora and Dlouhá Míle) are deep-seated one-vault structures; the overburden height ranges from 12 m to 35 m. The remaining 2 mined stations (Velešlavín and Letiště Ruzyně) will be of the three-vault type, with relatively shallow cover, while the 80 m long crossing of tracks before Letiště Ruzyně Station is designed to be in a mined tunnel with the cross section similar to the station tunnels in the one-vault stations.

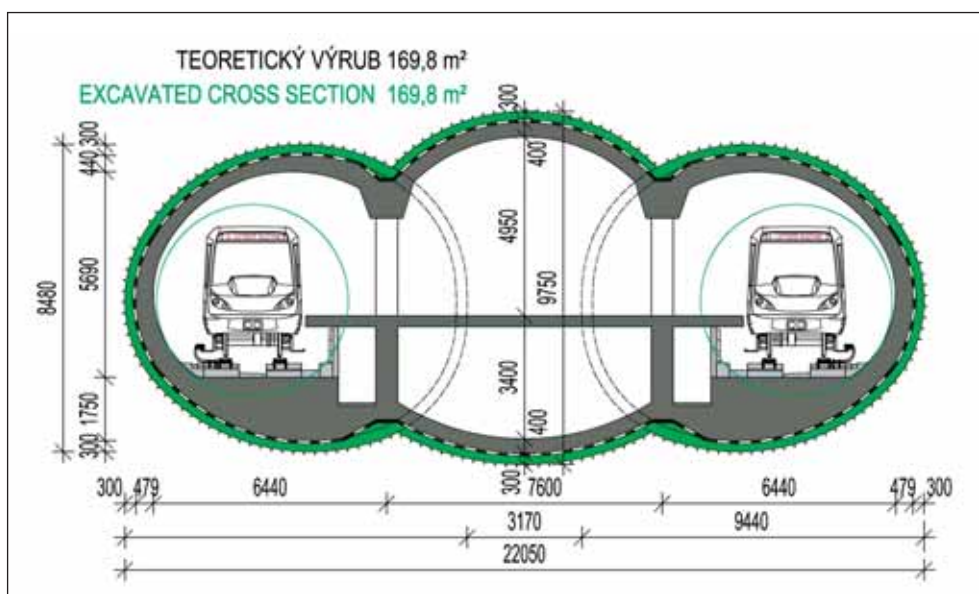
The caverns for the one-vault station tunnels (21.7 m wide, 14.7 m high) will be excavated using the NATM and drill-and-blast procedures. Both types of the division of the excavation face are assumed to be used, i.e. the horizontal and vertical sequences, with the primary support by shotcrete combined with anchors. The initial phase will consist of the excavation and installation of support of both sidewall drifts (this excavation will be even divided horizontally). The excavation and installation of primary support will follow in the central part, where the horizontal excavation sequence will be applied. The vault of this part will be supported by the vaults of the sidewall drifts. The dimensions of the individual partial headings will be designed to suit the dimensions of the tunnelling equipment so that maximum possible advance rates of the excavation can be achieved. When the whole profile of the station is provided with the primary lining, the intermediate waterproofing system will be applied and, subsequently, the secondary reinforced concrete lining will be erected.

The excavation of the three-vault station, with the overall width of 21.9 m and the height of central tunnel, which is the highest of the three, of 9.75 m, is assumed to be carried out again using the NATM and blasting operations. With respect to the shallow depth of the cover, the concept assumes that side drifts 8.35 m wide and 8 m high will be driven and provided with the primary lining first. A horizontal excavation sequence will be used. However, a vertical sequence will take place in the case of deteriorating geological conditions or when utility networks sensitive to settlement are found in the tunnel overburden. These primary openings will be provided with intermediate waterproofing and the final cast-in-situ concrete lining, including longitudinal rows of the columns which support the vaults of the side tunnels of the station and, subsequently, also the vault of the central tunnel of the station. Longitudinal structural dividing walls are designed instead of the columns for the station sections housing equipment. When the final reinforced concrete lining of the side tunnels of the station is finished, the excavation of the central tunnel will start, using a horizontal excavation sequence. Then the intermediate waterproofing will be installed and the final reinforced concrete lining of the central part of the station will be cast.

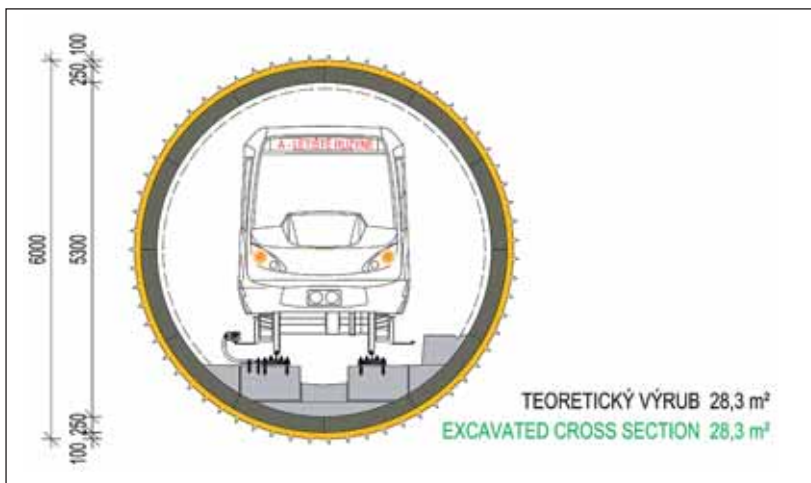
The other mined parts of the station, such as escalator tunnels, lift shafts, ventilation shafts and galleries will be driven using the NATM, with a horizontal sequence being applied if necessary. The lining structure will be of the double-shell type, with a shotcrete primary lining, intermediate waterproofing and reinforced concrete secondary lining.

RUNNING TUNNEL DESIGN

Single-rail tunnels driven by TBMs will form the majority of mined interstation sections. Double-rail running tunnels will be driven in the vicinity of Motol Station using the NATM.



Obr. 2 Ražená trojlodní stanice
Fig. 2 Three-vault mined station



Obr. 3 Jednokolejný traťový tunel ražený TBM

Fig. 3 TBM-driven single-rail running tunnel

The use of a suitable type of a tunnel boring machine will guarantee that minimum deformations of the terrain and high excavation advance rates will be achieved in the variable geological conditions, namely in the sections under existing buildings. The use of EPB TBMs is planned for this project, which are capable of driving through totally broken rock and soft ground – soil. At the same time, it is possible to change the machine over within several hours to be operated in the open-face mode, which is more suitable for hard rock and allows faster excavation advance as well as lower wear of the machine.

The single-rail tunnel design is circular in the cross section, with the inner diameter of 5.3m. The 250mm thick single-shell lining is from reinforced concrete segments (water retaining concrete). The segments will be fitted with gaskets on all sides. They will provide the waterproofing between segments. The 1.4m wide lining rings will be assembled under the protection of the shield's envelope; when the shield is being shifted, the thrust cylinders will act on the previously completed lining ring. It is necessary for the minimisation of deformations in the tunnel overburden to immediately backfill the annulus between the outer surface of the newly installed lining ring and the surface of the excavated opening. A suitable choice of the technology guarantees the minimisation of the settlement of existing buildings. In our case, it is possible to guarantee that the maximum deformations of the terrain on the tunnel centre line will not exceed 5mm. It is possible to assume with certainty, on the basis of the monitoring of many projects which have been implemented by this technology all over the world, that the long-term average advance rate of 300m per month can be achieved. Compared with the NATM excavation, it is approximately three times as much.

The single-rail running tunnels will be interconnected throughout the route length at about 400m intervals by pairs of ventilation cross passages with a horseshoe-shaped cross sections 4.2m wide and 4.3m high, about 10m long, which will reduce the piston effect of the passing metro trains. The lining of the cross cuts will consist of two shells and intermediate waterproofing.

The double-rail running tunnels, which will have the shape of a horizontally elongated oval, will be carried out using the NATM. The basic cross section, which is 10.3m wide and 7.56m high, is designed for the track centre distance (TCD) of 3.7m. Other, enlarged cross sections of the double-rail tunnel were designed for the route sections where the track centre distance gradually increases (the transition to two single-rail tunnels) in the following sequence: TCD 3.9m, 4.5m, 5.0m, 5.8m and 6.5m. The tunnel cross section will be enlarged in a stepwise manner. The tunnel lining design is of the double-shell type (a sprayed concrete primary lining, reinforced concrete secondary lining) with a closed intermediate waterproofing system.

The other parts of the track sections such as ventilation shafts and galleries, the drainage gallery and shaft, structures containing track cross-overs and branching points, access adits and the TBM dismantling chamber at Dejvická

Poté bude provedena mezilehlá izolace a vybetonováno definitivní železobetonové ostění střední části stanice.

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

TECHNICKÉ ŘEŠENÍ TRAŤOVÝCH TUNELŮ

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

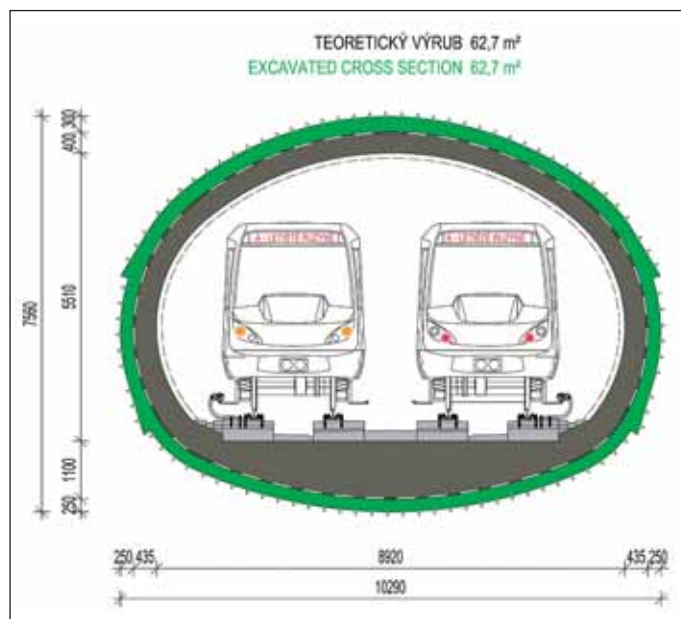
Ražba prováděná vhodným typem tunelovacího stroje TBM zaručuje v proměnlivých geologických podmínkách a zejména v úsecích pod povrchovou zástavbou minimální deformace terénu a zároveň velkou rychlost ražby. Pro tento projekt je uvažováno nasazení zeminných štítů EPB (Earth Pressure Balance), které jsou schopny razit i ve zcela porušených horninách a v měkkých horninách charakteru zemin. Současně lze stroj během několika hodin přestrojít na TBM s otevřeným čelem, který je vhodnější pro pevné skalní horniny a umožňuje rychlejší postup ražby a menší opotřebení stroje.

Jednokolejný tunel je navržen jako kruhový s vnitřním průměrem 5,3 m. Ostění je jednopláštěvé z prefabrikovaných železobetonových dílců tloušťky 250 mm z vodotěsného betonu. Jednotlivé segmenty budou po obvodu opatřeny těsněním, které zajistí vodonepropustnost spar. Montáž prstenců ostění šířky 1,4 m se provádí pod ochranou štítu a při posunu se štít opírá o čelo předchozího již hotového prstence ostění tunelu. Pro minimalizaci deformací v nadloží tunelu je nutné provádět okamžitě výplň prostoru mezi rubem nově smontovaného prstence ostění a lícem výrubu. Vhodně zvolená technologie je zárukou minimalizace poklesů zástavby. V našem případě lze zaručit maximální deformace terénu v ose tunelu do 5 mm. Na základě sledování mnoha projektů realizovaných po celém světě touto technologií lze spolehlivě předpokládat dlouhodobý průměrný postup ražby 300 m za měsíc, což je přibližně trojnásobek oproti ražbě NRTM.

Jednokolejné traťové tunely budou po celé trase v intervalech cca 400 m propojeny vždy dvojicí vzduchotechnických propojek podkovitého profilu šířky 4,2 m a výšky 4,3 m s délkou cca 10 m, které snižují pístový účinek projíždějících souprav metra. Propojky budou s dvouplášťovým ostěním s mezilehlou hydroizolací.

Ražba dvoukolejných traťových tunelů tvaru plochého oválu bude prováděna pomocí NRTM. Základní profil je navržen pro osovou vzdálenost kolejí (o. v.) 3,7 m, který má šířku výrubu 10,3 m a výšku 7,56 m. Pro úseky, kde dochází k postupnému zvětšování osové vzdálenosti kolejí (přechod na dva jednokolejné tunely), byly navrženy další zvětšené profily dvoukolejného tunelu: o. v. 3,9 m, o. v. 4,5 m, o. v. 5 m, o. v. 5,8 m a o. v. 6,5 m. V těchto úsecích potom dochází vždy ke zvětšení profilu tunelu skokem. Ostění tunelu je navrženo jako dvouplášťové s uzavřenou mezilehlou foliovou hydroizolací. Vnější primární ostění je ze stříkaného betonu, vnitřní ostění je železobetonové.

Ostatní ražené části traťových úseků, jako jsou větrací šachty a štolky, odvodňovací štola a šachta, objekty kolejových spojek a větvení, přístupové štolky a demontážní komora stroje TBM



Obr. 4 Dvoukolejný traťový tunel ražený NRTM

Fig. 4 NATM-driven double-rail running tunnel

u stanice Dejvická, budou raženy pomocí NRTM s případným členěním výrubu a použitím dalších zajišťovacích prostředků. V místě zahájení ražeb bude přístroj zajišťováno mikropilotovými deštníky. Konstrukce ostění trvalých konstrukcí bude opět dvouplášťová s primárním ostěním ze stříkaného betonu, mezilehlou hydroizolací a železobetonovým sekundárním ostěním. U všech dočasných konstrukcí, jako jsou přístupové štolky, bude vybudováno pouze primární ostění a zbylý prostor bude po ukončení funkce díla zaplněn popílkobetonem. Demontážní komora TBM u stanice Dejvická je dlouhá 17,5 m, má profil podobný jednodolní stanici. Její čelo navazuje na společnou podzemní konstrukci odstavných kolejí stanice Dejvická. Ostatní tři stěny jsou zajištěny převrtávanou pilotovou stěnou kombinovanou s tryskovou injektáží, do které bude zakotvena klenba této kaverny. Kalota kaverny bude zajištěna souvislou klenbou z tryskové injektáže prováděnou z povrchu.

POSTUPY PROVÁDĚNÍ JEDNOKOLEJNÝCH TRAŤOVÝCH TUNELŮ TBM

Postup výstavby jednokolejných traťových tunelů předpokládá nasazení 2 razicích strojů v traťovém úseku mezi stanicemi Motol a Petřiny v blízkosti křižovatky Vypich. Zde je umístěno velké zařízení staveniště umožňující kapacitní zásobování materiálem pro ražbu obou tunelů a současně odtěžování vyrubané horniny. Oba stroje TBM budou postupně nasazeny v hloubené kruhové stavební jámě průměru 20 m s možností zasunutí části stroje do předem vyražené montážní komory spojené s povrchem přístupovou štolou s navazující rampou. Ražba bude prováděna směrem ke stávající stanici metra Dejvická. Po projetí strojů prostorem stanice Petřiny (zde bude prováděna montáž provizorního ostění, které bude následně při ražbě staničního tunelu demontováno a oba profily budou rozšířeny na jednodolní staniční tunel) bude pokračovat úpadní ražba traťových tunelů ke stanici Veleslavín. V této stanici se předpokládá v předstihu vyražení bočních výrubů zajištěných primárním ostěním tak, aby mohly být stroje stanicí protaženy a pokračovaly dále ke stanici Červený Vrch.

Přibližně 150 m za stanicí Veleslavín vjedou stroje do předem vyhloubené stavební jámy půdorysných rozměrů 50 x 30 m. Jakmile postoupí razicí stroj včetně závěsu za tuto jámu, bude celý komplex obsluhy stroje (odtěžování rubaniny, skládka železobetonových dílců, napojení na média atd.) přenesen k této stavební jámě a další ražba traťových tunelů bude zajištěna z tohoto místa. To umožní v průběhu další ražby traťových tunelů zároveň pokračovat v ražbě stanic Petřiny a Veleslavín. Po protažení razicích strojů stanicí Červený Vrch, která bude budována v předstihu z raženého přístupového tunelu s portálem u ulice Kladenské, bude pokračovat ražba traťových tunelů až k provozované stanici metra Dejvická. V místě napojení na provozovanou trasu metra budou v předem vybudované demontážní komoře oba stroje postupně demontovány a po částech přemístěny přístupovou štolou do šachty půdorysných rozměrů 10 x 15 m a odtud vyzvednuty na povrch.

Oba demontované stroje TBM budou znova nasazeny v hloubené jámě rozměrů 30 x 50 m v traťovém úseku mezi stanicemi Motol a Bílá Hora. Z tohoto místa bude prováděna ražba jednokolejných traťových tunelů razicími stroji opačným směrem až do konečné stanice Letiště Ruzyně. Po vyražení prvních 600 m traťových tunelů projedou stroje prostorem budoucí stanice Bílá Hora, kde bude prováděna montáž provizorního ostění, které bude následně demontováno. Dále bude pokračovat ražba traťových tunelů až ke stanici Dědina. Zde by měla být již v předstihu vyhloubena stavební jáma této stanice včetně přilehlých úseků hloubených traťových tunelů. Stroje budou protaženy touto stavební jámou a zároveň bude obsluha ražby traťových tunelů přemístěna ze zařízení staveniště u hloubené stavební jámy v traťovém úseku Motol – Bílá Hora do zařízení staveniště v hloubených tunelech u stanice Dědina (směrem ke stanici Dlouhá Míle). To umožní pokračovat ve výstavbě stanic Bílá Hora a Dědina a současně pokračovat v ražbě traťových tunelů směrem ke stanici Dlouhá Míle, kde budou stroje protaženy výrubem staničního tunelu a navazujících rozšířených profilů traťových tunelů v přilehlé spojení. Stroje budou dále pokračovat v ražbě traťových tunelů až ke stanici Letiště Ruzyně, kde budou v hloubené části stanice demontovány a vyzvednuty na terén.

ING. JAN KOREJČÍK, korejcik@metroprojekt.cz,
ING. JIŘÍ RŮŽIČKA, ruzicka@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT PRAHA, a. s.

Station will be excavated using the NATM, with the excavation being divided into sequences and other support measures being implemented if necessary. At the beginning of the excavation, the top heading roof will be stabilised by canopy tube pre-support. The lining of permanent structures will again be of the double-shell type with the shotcrete primary lining, intermediate waterproofing and RC secondary lining. All temporary structures such as access adits will be provided only with a shotcrete lining; when the function of the structure is completed, the underground space will be backfilled with cinder concrete. The TBM dismantling chamber at Dejvická Station is 17.5m long; its cross section is similar to the cross section of a one-vault station. Its front end is connected to the common underground structure for the stabling tracks at Dejvická Station. The other three walls are supported by secant pile walls combined with jet grouting. The walls will support the vaulted roof of the cavern, which will be fixed in the walls. The calotte of the cavern will be supported by a continuous vault formed by jet grouting, which will be carried out from the surface.

SINGLE-RAIL RUNNING TUNNELS – TBM DRIVING PROCEDURES

The construction of single-rail running tunnels is expected to be carried out by 2 tunnel boring machines, starting in the track section between Motol Station and Petřiny Station near the Vypich intersection. The large construction site utility which will be developed in this location will provide sufficient space for materials to be supplied to and the muck to be concurrently removed from the tunnel. Both TBMs will be successively lowered to a 20m-diameter launch shaft. The shaft will make it possible for the TBM to be shifted to a pre-excavated assembly chamber, which will be connected with the surface by an access adit and a ramp. The TBM drives will proceed toward the existing metro station Dejvická. Once the TBMs have passed the area of Petřiny Station (this section will be provided with a temporary lining, which will be subsequently, during the excavation of the station tunnel, dismantled and both tunnel cross sections will be enlarged to create the one-vault station tunnel profile), the driving of the running tunnels will continue on a downhill gradient toward Veleslavín Station. There is an assumption that sidewall drifts with primary lining will be carried out in advance in this station so that the TBMs can be pulled through the station to proceed further toward Červený Vrch Station.

About 150m behind Veleslavín Station, the TBMs will enter a construction trench with the ground plan dimensions of 50 x 30m. Once the tunnel boring machine with the back-up train is beyond this box, the entire complex of the TBM operation supporting services (removal of muck from the temporary stockpile, reinforced concrete segments stockyard, utility connections etc.) will be shifted to this location and the subsequent TBM drives will be controlled from this facility. This system will allow the excavation of Petřiny and Veleslavín Stations to proceed concurrently with the continuing excavation of running tunnels. Once the TBMs have been pulled through Červený Vrch Station, which will be excavated in advance from a point of attack provided by an access tunnel having its portal in Kladenská Street, the excavation of running tunnels will continue up to the operating metro station Dejvická. Both TBMs will be dismantled in a dismantling chamber pre-excavated in the location where the tunnels connect to the operating metro line. The parts will be moved through an access adit to a shaft with 10 x 15m plan dimensions and lifted to the surface.

Both dismantled TBMs will be reassembled in a 30 x 50m construction trench prepared in the track section between Motol and Bílá Hora Stations. The TBMs will proceed from this point, in the opposite direction, up to the Letiště Ruzyně terminal station. Once the excavation of the initial 600m of the running tunnels has been finished, the TBMs will pass through the area of the future station Bílá Hora, with the tunnels being provided with a temporary lining which will be subsequently dismantled. The TBMs will continue to drive the running tunnels up to Dědina Station. The construction trench for this station and the adjacent sections of cut-and-cover tunnels should be prepared in advance to receive them. The TBMs will be pulled through this trench and, at the same time, the surface facilities serving the excavation of running tunnels will be moved from the site at the construction trench in the Motol – Bílá Hora track section to the site facility found at the cut-and-cover tunnels adjacent to Dědina Station (in the direction toward Dlouhá Míle Station). This system will allow the construction of Bílá Hora and Dědina Stations to continue simultaneously with the driving of the running tunnels toward Dlouhá Míle Station, where the TBMs will be pulled through the station tunnel, the adjacent enlarged-cross-section running tunnels and the adjacent cross-over tunnel. The machines will continue to drive the running tunnels up to Letiště Ruzyně Station, where they will be dismantled in the cut-and-cover part of the station and lifted to the terrain surface.

ING. JAN KOREJČÍK, korejcik@metroprojekt.cz,
ING. JIŘÍ RŮŽIČKA, ruzicka@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT PRAHA, a. s.

TECHNOLOGICKÉ VYBAVENÍ DÁLNIČNÍCH TUNELŮ

ROAD TUNNEL EQUIPMENT

MIROSLAV NOVÁK, VÁCLAV MISÁREK, DAVID BENDA

ÚVOD

Při návrhu silničních a dálničních tunelů je nutné řešit technologická zařízení zajišťující plynulý a bezpečný provoz v tunelu. Technologická zařízení rovněž významně snižují nebezpečí pro řidiče v případě nehody a požáru v tunelu a zajišťují bezpečný únik cestujících z tunelu na povrch. Při návrhu se musí projektanti v České republice řídit zejména těmito základními předpisy:

TP 98 Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací – novelizace 2004

EU 2004/54/EC o minimálních bezpečnostních požadavcích na tunely transevropské silniční sítě vydané v roce 2004

ČSN 73 7507 projektování tunelů pozemních komunikací – nově vydané v roce 2005

Pro projektování tunelů ve Slovenské republice platí následující základní předpisy:

STN 73 7507 Projektovanie tunelov na pozemných komunikáciách

TP 04/2006 Požiarna bezpečnosť cestných tunelov (TSV 0401)

Nař. vlády 344/2006 o minimálních bezpečnostních požadavcích na tunely v cestnej sieti

Na dálnici D8 vedené na sever České republiky do sousedního Německa jsou navrženy celkem čtyři dálniční tunely. V úseku Trmice – hranice s Německem tunel Panenská dl. 2115 m, Libouchec dl. 535 m, v úseku Lovosice – Řehlovice tunel Radejčín dl. 620 m, Prackovice dl. 270 m. Tunely Panenská a Libouchec byly koncem roku 2006 uvedeny do provozu. Úsek dálnice Lovosice – Řehlovice s tunely Radejčín a Prackovice v Českém středohoří jsou v přípravě a předpokládán zprovoznění bude v roce 2009 – 2010.

Ve Slovenské republice Metroprojekt Praha, a. s., projektoval technologickou část v následujících tunelech:

Dálnice D1 v úseku Hrušovské Podhradie – Lietavská Lúčka:

- Tunel Žilina, ražený tunel dl. 680 m s dvěma jednosměrnými tunelovými troubami
- Tunel Ovčiarско, ražený tunel dl. 2367 m s dvěma jednosměrnými tunelovými troubami

Dálnice D1 v úseku Hubová – Ivachnová:

- Tunel Čebrať, ražený tunel dl. 2026 m s dvěma jednosměrnými tunelovými troubami

Dálnice D1 v úseku Turany – Hubová:

- Tunel Rojkov, ražený tunel dl. 1745 m s dvěma jednosměrnými tunelovými troubami
- Tunel Havran, ražený tunel dl. 2840 m s dvěma jednosměrnými tunelovými troubami

Dálnice D1 v úseku Višňové – Dubná Skala

- Tunel Višňové, ražený tunel dl. 7516 m s dvěma jednosměrnými tunelovými troubami

Dálnice D3 v úseku Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno):

- Tunel Považský Chlmec, ražený tunel dl. 2252 m s dvěma jednosměrnými tunelovými troubami

Dálnice D3 v úseku Žilina (Brodno) – Kysucké Nové Mesto:

- Tunel Kysuca, hloubený tunel dl. 584 m s dvěma jednosměrnými tunelovými troubami

TECHNOLOGICKÉ VYBAVENÍ TUNELU PANENSKÁ D8

Tunel Panenská dl. 2115 m na úseku dálnice D8 Trmice – hranice s Německem je v současné době nejdelší dálniční tunel zprovozněn v České republice. Jedná se o dvě samostatné jednosměrné trouby s dvěma jízdními pruhy. Západní tunelová trouba je ve sklonu 3,22 % a východní tunelová trouba 3,28 %. Předpokládaná intenzita dopravy je 12 500 vozidel za 24 h pro jednu tunelovou troubu a z toho 15 % nákladních vozidel. Max. povolená rychlost vozidel v tunelu je 80 km/h, střední nadmořská výška tunelu 590 m n. m.

INTRODUCTION

A design of a road/motorway tunnel must solve the equipment which provides for uninterrupted and safe traffic in the tunnel. In addition, the equipment significantly reduces the risk for drivers in the case of an accident and a fire in the tunnel, and makes safe escape of passengers from the tunnel to the surface possible. Designers working in the Czech Republic must conform mainly to the following fundamental regulations:

TS 98 Technical Specifications: Road Tunnel Equipment (revision 2004)

EU 2004/54/EC on minimum safety requirements for tunnels in the Trans-European road network (2004 issue)

ČSN 73 7507 standard: Design of Road Tunnels (reissued in 2005).

The tunnels which are designed in the Slovak Republic must comply with the following regulations:

STN 73 7507 Design of road tunnels

TP 04/2006 Fire safety in road tunnels (TSV 0401)

The Decree No. 344/2006 of the government on minimum requirements for tunnels on the road network.

A total of four tunnels have been designed for the D8 motorway leading to neighbouring Germany via northern regions of the Czech Republic: the 2115m-long Panenská tunnel and the 535m-long Libouchec tunnel in the motorway section between Trmice and the border with Germany; the 620m-long Radejčín tunnel and the 270m-long Prackovice tunnel in the section between Lovosice and Řehlovice. The Panenská and Libouchec tunnel were opened to traffic at the end of 2006. The Lovosice – Řehlovice motorway section containing the Radejčín and Prackovice tunnels found in the České Středohoří highland are under preparation; the completion is planned for 2009 – 2010.

In the Slovak Republic, Metroprojekt Praha a.s. carried out equipment designs for the following tunnels:

The D1 motorway section between Hrušovské Podhradie and Lietavská Lúčka:

- The Žilina mined tunnel (680m long) with two unidirectional tunnel tubes.
- The Ovčiarско mined tunnel (2367m long) with two unidirectional tunnel tubes.

The D1 motorway section between Hubová and Ivachnová:

- The Čebrať mined tunnel (2026m long) with two unidirectional tunnel tubes.

The D1 motorway section between Turany and Hubová:

- The Rojkov mined tunnel (1745m long) with two unidirectional tunnel tubes.
- The Havran mined tunnel (2840m long) with two unidirectional tunnel tubes.

The D1 motorway section between Višňové and Dubná Skala:

- The Višňové mined tunnel (7516m long) with two unidirectional tunnel tubes.

The D3 motorway section between Žilina (Strážov) and Žilina (Brodno):

- The Považský Chlmec mined tunnel (2252m long) with two unidirectional tunnels.

The D3 motorway section between Žilina (Brodno) and Kysucké Nové Mesto:

- The Kysuca mined tunnel (584m long) with two unidirectional tunnel tubes.

EQUIPMENT OF THE PANENSKÁ TUNNEL ON THE D8 MOTORWAY

The 2115m-long Panenská tunnel on the D8 motorway section between Trmice and the border with Germany is currently the longest motorway tunnel ever brought into service in the Czech Republic. It is a twin-tube tunnel with two traffic lanes in each tube. The western tunnel tube is on a 3.22 per cent longitudinal gradient; the eastern tube is on a 3.28 per cent gradient. The traffic flow is anticipated at 12,500 vehicles per 24 hours per one tunnel tube; of that, 15% is made up by lorries. The maximum speed allowed in the tunnel is 80km/h; the average tunnel altitude is 590m a.s.l.

The tunnel tubes are interconnected by ten cross passages, escape routes for passengers, every 200m. The cross-passages No. 3 and 7 in addition allow

Tunelové trouby jsou propojeny celkem 10 únikovými štolami pro cestující ve vzdálenosti cca 200 m mezi sebou. Propojka č. 3, 7 slouží navíc pro průjezd malých záchranných vozidel a propojka č. 5 slouží pro průjezd velkých záchranných vozidel. V osmi propojkách jsou umístěny malé rozvodny pro el. zařízení v tunelu. Rozvodny jsou požárně odděleny od vlastní únikové cesty.

Větrání tunelu

Pro větrání tunelových jednosměrných trub je navrženo podélné větrání pomocí proudových ventilátorů umístěných pod klenbou tunelu. Navržené podélné větrání tunelů ve směru jízdy vozidel zajišťuje dodržení požadované koncentrace škodlivin od provozu vozidel. Jedná se o CO oxid uhelnatý, NOx oxidy dusíku, dodržení průhlednosti (opacity) v tunelu. Příпустné koncentrace škodlivin vycházejí z TP 98 a jsou uvedeny v následující tabulce.

Dopravní stav	CO-koncentrace [ppm]		Průhlednost Koefficient K [10 ⁻³ · m ⁻¹]
	r. 2000	r. 2010	
Plynulý špičkový provoz			
v=50–100 km/hod	100	70	5
Denní kongesce, Stop and Go	100	70	5
Výjimečné kongesce	150	100	7
Delší údržbářské práce			
za provozu	30	30	3
Uzavření tunelu	250	200	12

Tab. 1 Typické hodnoty škodlivin pro různé dopravní stavy

Koncentrace oxidů dusíku je doporučována v maximální přípustné hodnotě 20 mg.m⁻³.

Z provedených výpočtů vyplývá, že při normálním dopravním provozu, při rychlostech vozidel 30 – 80 km/h se obě tunelové trouby vyvětrávají převážně působením pístového účinku projíždějících vozidel. Při kongesci vozidel v tunelu nebo za mimořádných klimatických podmínek (inverzní počasí, mlha, vichřice apod.) jsou podle situace postupně spouštěny proudové ventilátory pod klenbou tunelu na základě údajů čidel CO, opacity, měření rychlosti a směru proudění vzduchu v tunelu. Při zastavení dopravy v tunelu budou řidiči vyzváni informační tabulí k vypnutí motoru.

V případě nehody, požáru v jednom tunelu bude po cca 6–7 min., kdy se kouř vlivem teploty drží pod klenbou tunelu a udržuje zónu cca 2,5 m nad vozovkou nezakouřenou (podmínka podélné rychlosti v tunelu menší než 2 m/s), automaticky spuštěno kompletní větrací zařízení v příslušné tunelové troubě. Ventilátory pracují ve směru jízdy vozidel, aby byl umožněn únik cestujících před nehodou ve směru jízdy. Ventilátory se spouštějí postupně od výjezdového portálu směrem k vjezdovému portálu. Čerstvý vzduch proudí proti směru úniku cestujících. Cestující za nehodu vyjedou z tunelu svými vozidly. V druhé nezasažené tunelové troubě se větrání zverzuje, aby směr proudění byl stejný jako u trouby s požárem vozidla. V reverzním směru se spustí celkem 4 ks ventilátorů na začátku tunelu ve směru proudění (reverzní směr) a 2 ks ventilátorů na druhém konci tunelu proti směru proudění (hlavní směr), aby v tunelové troubě ventilátory vytvořily přetlak a aby se zamezilo přísávání kouře vyfukovaného z portálu zasaženého tunelu. Dále se spustí větrání tunelových propojek v příslušném směru. Účelem větrání je zajistit únik cestujících do nezakouřeného tunelu přes propojky anebo přes portál do venkovního prostoru. Proudové ventilátory při požáru zajistí podélné proudění min. 3 m/s při výpadku až 4 ks ventilátorů.

Požární větrání je dimenzováno podle TP 98 na normový požár 30MW a ventilátory musí zajistit provoz při teplotě 400°C po dobu 90 min.

V západní, klesající tunelové troubě je navrženo celkem 7 dvojic proudových ventilátorů (celkem 14 ks). Ve východní, stoupající tunelové troubě je navrženo celkem 6 dvojic proudových ventilátorů (celkem 12 ks). Parametry 1 ks proudového ventilátoru:

Axiální přetlakový proudový ventilátor vel.1000, s tlumiči hluku 1D, reverzací chodu, zajištění funkce při min. 400°C teploty vzduchu (spalin) po dobu 90 min. Tažná síla ventilátoru v hlavním/reverzním směru 875 N, el. motor 30 kW, 400 V.

Ovládání VZT zařízení pro větrání tunelu bude z řídicího systému tunelu a místně z příslušných rozváděčů.



Obr. 1 Proudové ventilátory pod klenbou tunelu Panenská
Fig 1 Jet fans under the Panenská tunnel vault

the passage of small emergency vehicles, and the cross-passage No. 5 is passable for big vehicles of rescue units. Eight cross passages house small distribution substations for electrical equipment installed in the tunnel. The substations are fire separated from the respective escape routes.

Tunnel ventilation

A longitudinal ventilation system has been designed for the uni-directional tunnel tubes, with jet fans installed under the tunnel vault. The designed longitudinal ventilation, which is operated in the direction of the traffic, guarantees that the required limits of concentration of noxious substances produced by vehicles will be met. The limits have been set for Carbon Monoxide (CO), Nitric Oxide (NOx) and opacity in the tunnel. The allowable concentrations of the noxious substances, which have been set on the basis of the Technical Specifications TS 98, are contained in the following table:

Traffic State	CO-concentration [ppm]		Opacity Coefficient K [10 ⁻³ · m ⁻¹]
	y. 2000	y. 2010	
Fluent peak traffic			
v=50-100 km/h	100	70	5
Daily congestion, Stop and Go	100	70	5
Exceptional congestion	150	100	7
Longer maintenance work			
under traffic	30	30	3
Tunnel closure	250	200	12

Table 1 Typical values of limits for noxious substances set for various traffic states

The recommended nitric oxygen maximum allowable concentration value is 20 mg.m⁻³.

It follows from results of calculations that, at normal traffic volume and the speed of vehicles ranging from 30km/h to 80km/h, both tunnel tubes are sufficiently ventilated by the piston effect of vehicles passing through the tunnel. The jet fans installed under the tunnel crown are step-by-step started up in the case of traffic congestion in the tunnel or extraordinary climatic conditions (weather inversion, fog, windstorm etc.), depending on the situation, on the basis of the data provided by CO and opacity sensors, measurement of velocity and direction of airflow in the tunnel. When traffic in the tunnel is stopped, drivers are asked through a message sign to turn the engines off.

The complete ventilation system will be automatically switched on in the relevant tunnel tube in the case of an accident, a fire in one tunnel tube, approximately 6 – 7 minutes after the fire initiation. During this time the smoke is kept by the heat under the tunnel crown and an about 2.5m high zone above the roadway remains free of smoke (under the condition that the longitudinal velocity of the airflow in the tunnel is less than 2m/s). The fans are run in the direction of traffic so that escape of passengers found before the accident scene in the tunnel is possible. The fans are switched on stepwise, from the exit portal toward the entrance portal. Fresh air flows counter the direction of escape of passengers. Passengers found ahead of the fire can get out of the tunnel in their vehicles. The ventilation system in the other tunnel tube which is not affected by the fire is run in the reverse direction so that the airflow direction is identical with that in the tunnel tube with the burning vehicle. A total of four fans are switched on at the front end of the tunnel (viewed in

Osvětlení tunelu

Adaptační osvětlení tunelu

Adaptační osvětlení tunelu slouží pro osvětlení přechodových pásem ve vstupní části tunelu odpovídající adaptační schopnosti očí řidičů a je řešeno pomocí dvou řad výbojkových asymetrických protisměrných svítidel umístěných pod stropem příslušné tunelové trouby vždy ve vstupní části ve směru jízdy. Řady svítidel jsou umístěny nad osami obou jízdních pruhů. Adaptační osvětlení je členěno do pásem a odpovídá stanovené maximální povolené rychlosti v tunelu 80 km/hod. Adaptační osvětlení je napájeno zčásti ze zálohovaného bezvýpadekového zdroje el. energie a zčásti z nezálohovaného zdroje el. energie.

Náhradní osvětlení tunelu

Náhradní osvětlení tunelu slouží pro osvětlení tunelu při mimořádných provozních stavech, jako je např. výpadek normálního napájení el. energií. Náhradní osvětlení je tvořeno vybranými sekcemi svítidel adaptačního osvětlení, která jsou napájena ze zálohovaného zdroje napájení. V případě výpadku normálního napájení zůstává v provozu náhradní osvětlení a max. provozní rychlost se sníží na maximální povolenou rychlost 60 km/hod.

Průjezdni osvětlení tunelu

Průjezdni osvětlení tunelu slouží pro osvětlení vnitřní části tunelu a je řešeno pomocí jedné řady výbojkových symetrických dvouzdrojových svítidel umístěných pod stropem v ose příslušné tunelové trouby. Toto osvětlení je napájeno ze zálohovaného zdroje.

Nouzové osvětlení tunelu

Nouzové osvětlení tunelu slouží pro osvětlení únikových cest v případě požáru v tunelu. Nouzové osvětlení je tvořeno svítidly se zdrojem typu LED zabudovanými v otvorech v ostění. Z důvodu možného zakouření horních prostor tunelu jsou tato svítidla umístěna 90 cm nad chodníky. Rozteč svítidel je 12 m. Intenzita a nerovnoměrnost nouzového osvětlení musí odpovídat předepsaným hodnotám. Toto osvětlení je napájeno ze zálohovaného zdroje s výpadekem (náhradní zdroj).

Elektroinstalace – silnoproudé rozvody

Rozvodny 22 kV

Rozvodny 22 kV jsou rozděleny na vstupní část se samostatným vchodem pro SČE a výstupní část se samostatným vchodem pro ŘSD. Vstupní část rozvodny v PTO jih bude realizována v rámci tohoto provozního souboru. Vstupní část rozvodny v PTO sever bude realizována v rámci samostatného navazujícího stavebního objektu. Provedení rozvodu je zapouzdřené s izolací SF6. Vstupní část rozvodny v PTO jih je tvořena 3 poli s odpínači. Vstupní část rozvodny v PTO sever je tvořena 4 poli s odpínači. Výstupní části v PTO jih i sever je tvořena 3 poli – 1. pole měření (vzduchová izolace), 2. a 3. pole – vývody na transformátory s odpínači s motorovými pohony a vypínacími cívkami a s pojistkami. Ve 2. poli je navíc na straně přípojnic kapacitní snímač napětí s převodníkem pro dálkovou signalizaci. Vstupní části rozvodu jsou navrženy pro připojení kabelů pomocí T-konektorů a jsou vybaveny svodiči přepětí.

Transformátory

V každém PTO jsou instalovány 2 transformátory 1000 kVA umístěné vždy v samostatné kobce. Transformátory jsou olejové, hermetizované. Součástí dodávky transformátorů jsou i ručkové teploměry s kontaktními výstupy – teplota nižší, výstraha – teplota nižší, odstavení.

Měření spotřeby el. energie

V každém PTO bude samostatné obchodní měření. Skříně USM budou vždy umístěny ve vstupní části rozvodu 22 kV. Měřicí transformátory proudu ve vstupních částech rozvodu 22 kV odběratele (ŘSD) mají převod odpovídající sjednanému technickému maximu – tj. 25/5 A.

Řídicí systém dopravy a technologie

Řídicí systém zajišťuje řízení dopravy v tunelu ve vazbě na vnější dálniční informační systém DIS. Fyzicky se skládá z rozváděčů osazených průmyslovými řídicími automaty (zkr. PLC), vstupními a výstupními obvody a rozpojením na řídicí a záložní dispečink. Záložní dispečink je situovaný do portálového objektu a řídicí dispečink společný pro tunel Libouchec je v SSÚD Řehlovice.

Elektrická požární signalizace

Elektrická požární signalizace (Ezs) obsahuje ústředny EPS umístěné v portálových objektech, požární čidla, požární tlačítka, požární liniový hlásič vč. kabelového propojení. Ústředny EPS jsou napojeny na

the airflow direction – the reverse direction) and run in the reverse direction, whereas two fans on the opposite end of the tunnel are run counter the airflow (the main direction); thus the fans create positive pressure in the tunnel tube, which prevents drawing of the smoke which blows from the portal of the incident tunnel. The ventilation of the cross passages is also switched on, in the respective direction. The purpose of the ventilation is to allow passengers to escape to a smoke-free space via the cross passages or through the portal to the open air. The jet fans are capable of providing longitudinal airflow at the minimum velocity of 3m/s even if as many as four fans fail to work.

The fire ventilation is designed according to TS 98, to a norm fire size of 30MW; the fans must keep operating at a temperature of 400°C for 90 minutes.

According to the design, the western (descending) tunnel tube will contain seven pairs of jet fans (14 pieces in total). Six pairs of jet fans are designed for the eastern (ascending) tunnel tube (12 in total). Parameters of one jet fan:

A high-pressure axial-flow fan, size 1000, with silencers, reversible, suited for temperatures until 400°C/90min. The thrust produced by the fan in the main/reverse direction is 875N; a 30kW/400V electric motor.

The ventilation system will be controlled from the tunnel control centre and locally, from respective switchboards.

Tunnel Lighting

Adaptation lighting of the tunnel

The adaptation lighting of the tunnel is designed to illuminate the threshold and transition zones in the entrance section of the tunnel at a luminance level corresponding to the ability of driver's eye to adapt. In the tunnel entrance section, it consists of two rows of counterbeam asymmetric discharge lamps installed below the ceiling of the respective tunnel tube. The rows of the luminaries are installed above the centre lines of both traffic lanes. The adaptation lighting is divided into zones; it corresponds to the maximum speed limit set for the tunnel at 80km/h. The adaptation lighting is fed partly from an uninterruptible power source and partly from a source without a backup.

Stand-by lighting of the tunnel

Stand-by lighting of the tunnel is activated during extraordinary operating states, for example in case of a failure of normal power supply. The stand-by lighting consists of selected sections of luminaries of the adaptation lighting, which are fed from the uninterruptible power source. In the case of a failure of the normal power supply, the stand-by lighting keeps working; the maximum operating speed is reduced to a maximum speed limit of 60km/h.

Interior tunnel lighting

The interior tunnel lighting is designed for the illumination of the internal part of the tunnel; it consists of one row of double-source symmetric discharge lamps installed below the ceiling, on the centre line of the respective tunnel tube. The lights are fed from an uninterruptible power source.

Emergency lighting of the tunnel

The emergency lighting of the tunnel is designed to illuminate escape routes in the case of a fire in the tunnel. The emergency lighting consists of LED-type luminaries with a source, which are embedded in recesses provided in the lining. With a view to the possible smoke logging of the upper space of the tunnel, the luminaries are installed at a height of 90cm above the walkways. The luminaries are installed at 12m spacing. The intensity and variation range of the emergency lighting must meet the values prescribed. The emergency lighting is fed from an off-line backup source.

Electrical Installations – The Heavy Current Distribution System

Distribution substations, 22 kV

The 22kV distribution substations are divided into an inlet part with a separate entry for SČE (the power supplier), and an outlet part with a separate entry for the ŘSD (the tunnel operator). The inlet part of the substation in the Operating and Technical Services Building (OTSB) South will be built as a part of the tunnel construction. The inlet part of the substation in the OTSB North will be built as a part of a separate subsequent structure. The substations have been designed in the metal-clad version, with SF6 insulation. The inlet part of the substation in the OTSB South consists of three cabinets with disconnecting switches. The inlet part of the substation in the OTSB North consists of four cabinets with disconnecting switches. The outlet parts in both OTSBs consist of three cabinets (cabinet 1 – measurement (air space insulation); cabinets 2 and 3 – outlets to transformers with motor-actuated disconnectors and trip coils and fuses. Cabinet 2 contains, in addition, a capacitance voltage sensor with a remote signalling transducer. The inlet



Obr. 2 SOS skříň v tunelu Panenská
Fig 2 SOS cabin in the Panenská tunnel

řídící systém a přímou komunikační linkou na dispečink požární ochrany a další složky integrovaného záchranného systému. Na základě vyhodnocení signálů od EPS budou řízena následující zařízení:

- nouzové osvětlení,
- požární větrání,
- dopravní značení,
- kamerový systém,
- evakuační rozhlas,
- radiové spojení.

Systém tísňového volání

Kabiny SOS jsou v tunelu Panenská rozmístěny ve vzdálenosti max. 150 m od sebe. Základním požadavkem na systém SOS je zajištění možnosti neverbální tísňové signalizace stlačením příslušného tlačítka (lékařská pomoc, policie, požár, závada na vozidle). Dále je to možnost verbální komunikace s dispečerem policie. Uvnitř SOS kabiny jsou umístěny pomůcky a prostředky první pomoci (vyprošťovací nástroje, hasicí přístroje a lékárnička).

Uzavřený televizní okruh

Video dohled je řešen samostatným uzavřeným televizním okruhem (zkr. UTO), který slouží pro dohled dispečerů policie a technicko-provozní správy tunelu, nad provozem v tunelu. V rámci UTO je také řešena automatická video detekce specifických dopravních stavů. Ústředna televizního dohledu, včetně systému automatické video detekce, je umístěna v portálovém objektu a je propojená s řídicím systémem tunelu. Umístění kamer zajišťuje snímání celého tunelu s detailním pohledem na okolí SOS kabin, vstupy a vnitřní prostor únikových štol. Videodohled slouží dopravnímu dispečerovi k dozoru nad dopravou v tunelu a umožňuje včas reagovat na vzniklou mimořádnou situaci v tunelu i před tunelovými portály. Automatická video detekce dále zefektivňuje práci dopravního dispečera a v případě mimořádného selhání lidského faktoru zajišťuje automatickou reakci na detekovaný mimořádný stav v tunelu vč. požáru vozidla. Tento systém je v současné době nejrychlejší v zjišťování vzniklých krizových situacích v tunelu. Součástí UTO je pořizování záznamu videosignálu z kamer.

Rádiové spojení

Bezdrátové (rádiové) spojení zajišťuje šíření rádiového signálu uvnitř tunelu pro vybrané uživatele jako jsou:

- SSÚD,
- hasičský záchranný sbor,
- služba rychlé lékařské pomoci,
- Policie ČR,
- SMO (v rámci samostatné investiční akce mobilních operátorů),
- místní FM rádio s dopravním zpravodajstvím a RDS.

Evakuační rozhlas

V případě mimořádných událostí v tunelu je možné informovat řidiče prostřednictvím evakuačního rozhlasu. V principu jde o rozvod NF signálů mezi ústřednou a reproduktory umístěnými v tunelu a v únikových chodbách. Rozhlas umožňuje vstup s určenými prioritami dispečerů (policie, dopravní dispečer, velitel záchranného zásahu).

Dispečerský telefon

Z důvodu koordinace a dorozumívání dispečerských složek údržby a provozu tunelu je zde instalované zařízení dispečerského telefonního systému. Telefonní aparáty jsou umístěny ve všech technologických prostorách tunelu.

parts have been designed in a way allowing the use of T-connectors for cable connections; they are equipped with surge voltage protectors.

Transformers

Each OTSB will contain two 1000kVa transformers; each transformer will be installed in a separate cell. The transformers are of the oil-cooled, air-tight type. Part of the supply of the transformers will be index pointer thermometers with contact outlets: temperature lower – warning, temperature lower – shutting down.

Measurement of power consumption

Each OTSB will have an independent commercial measurement system. Universal measuring boxes will be installed in the inlet part of each 22kV distribution substation. The ratio of the current measurement transformers in the consumer's (RSD) outlet parts of the 22kV substations corresponds to the agreed technical maximum, i.e. 25/5A.

The traffic and equipment management system

The management system controls traffic in the tunnel in relationship with an external motorway information system. It consists of switchboards fitted with programmable logic controllers, input and output circuits, and a link to the management and stand-by control centre. The stand-by control centre is located in the portal building, and the management centre, which is common for the Libouchec tunnel and Panenská tunnel, is in the SSÚD Řehlovice.

The fire alarm and detection system

The fire alarm and detection system (FADS) comprises FADS switchboards located in the portal buildings, fire sensors, manual call points and a linear heat detection system including cable connection. The FADS switchboards are connected to the management system and, via a direct communication line, to the fire rescue management centre and the other elements of the Integrated Rescue System. The following equipment will be controlled on the basis of the assessment of the FADS signals:

- emergency lighting
 - fire ventilation
 - traffic signs
 - CCTV camera system
 - public address
 - wireless communication
- Emergency announcement system

SOS cabins are provided at maximum intervals of 150m. The fundamental requirement for the SOS system is that nonverbal announcing of an emergency must be possible by pressing a relevant button (medical aid, Police, fire, defective vehicle). In addition, verbal communication with the police controller is possible. First aid tools and means (rescue tools, fire extinguishers and a first aid kit) are stored in SOS niches.

The closed circuit TV camera system

The video surveillance is solved by means of an independent closed circuit TV camera system (CCTV), which allows the police and technical-administrative controllers to visually check traffic in the tunnel. In addition, the CCTV system allows automatic video detection of specific traffic states. The CCTV control centre including the automatic video detection switchboard are located in the portal building, and are interconnected with the tunnel management system. The locations of the cameras guarantee that the entire tunnel is monitored, with a special focus on the SOS cabins and their neighbourhood, entrances to the escape galleries and their interior. The video surveillance is used by the traffic operators to check the traffic in the tunnel, and allows them to timely respond to an emergency situation in the tunnel or in front of tunnel portals. The automatic video detection system further improves effectiveness of the performance of traffic controllers and, in the case of an exceptional failure of the human factor, provides an automatic response to the emergency state detected in the tunnel, including a vehicle fire. This system is currently the fastest to detect crisis situations originating in the tunnel. Part of the CCTV system is the recording of the video signal provided by the cameras.

Wireless communication

The wireless communication system spreads radio signal inside the tunnel for selected users, as for example:

- the SSÚD
- the Fire Rescue Service
- Ambulance
- the Police of the Czech Republic
- mobile operators' services (an independent investment project organised by mobile operators)
- local FM radio providing traffic information broadcasting and the RDS.



Obr. 3 Náhradní zdroj el. energie dieselaagregát 900 kVA v severním portálovém objektu tunelu Panenská

Fig. 3 Emergency power supply 900 kVA in the northern portal building, the Panenská tunnel

Světelná a dopravní signalizace

Doprava v tunelu Panenská je řízená proměnnými dopravními značkami. Tyto značky jsou použité pro řízení dopravy v jednotlivých dopravních pružích. Pro uzavření vjezdu do tunelu jsou použita dvoukomorová návěstidla světelného signalizačního zařízení. Proměnné dopravní značky jsou ovládané povelovými signály z řídicího systému dopravy tunelu (zkr. RSDT) na základě řídicích algoritmů.

Dopravní značení

Dopravní značení je nutné chápat jako celek obsahující pevné a proměnné dopravní značení včetně světelné dopravní signalizace, a to v tunelu i na přilehlých úsecích dálnice (zpravidla mezi křižovatkovými úseky).

Před vjezdem do tunelu jsou čtyři portálové konstrukce s proměnným dopravním značením, které umožňují postupné snížení rychlosti vozidel až na rychlost, kdy je možné vozidlo zastavit červeným návěstidlem. Dále slouží pro informaci řidičů o mimořádných situacích v tunelu.

Kontrola výšky vozidel

Měření výšky vozidel je na obou stranách dálnice v dostatečné vzdálenosti od portálu tunelu, aby bylo možné nadměrné vozidlo zastavit. Pro snímání je použitý detektor na principu infrazávory v kombinaci s indukčním dopravním detektorem. Signál z infrazávory je přenášeny do procesních stanic řídicím systémem (ŘS), který aktivuje proměnné dopravní značení před tunelem. ŘS zároveň předá zprávu na dispečink.

Náhradní zdroj elektrické energie

Dodávka elektrické energie pro vybraná zařízení v případě výpadku proudu z veřejné sítě je zajištěna točivými náhradními zdroji el. energie – dieselaagregáty (NZ). Spotřebiče, kde se požaduje nepřerušovaný provoz, jsou zálohovány rovněž z rotačních UPS (RUPS).

Soustrojí náhradních zdrojů včetně RUPS jsou umístěna ve společné strojovně v objektu příslušného provoznětechnického objektu (PTO) u obou portálů. V PTO sever je NZ 900 kVA + RUPS 250 kVA, v PTO jih je NZ 750 kVA + RUPS 250 kVA. Soustrojí jsou v provedení na rámu s pružným uložením motoru a generátoru. Spouštění NZ bude provedeno automaticky při výpadku proudu, nebo povelom z řídicího pracoviště. Provoz dieselaagregátu je v součinnosti s RUPS, která zajišťuje bezvýpadkový provoz vybraných zařízení a podporuje startovací systém dieselaagregátu, a tím zvyšuje spolehlivost zařízení.

TECHNOLOGICKÉ VYBAVENÍ TUNELŮ NA DÁLNICI D1, D3 VE SLOVENSKÉ REPUBLICE

Pro návrh technologického zařízení zajišťujícího bezpečný provoz platí následující předpisy a normy:

STN 73 7507 Projektovanie tunelov na pozemných komunikáciách
TP 04/2006 Požiarina bezpečnosť cestných tunelov (TSV 0401)

Nar. vlády. 344/2006 o minimálnych bezpečnostných požiadavkách na tunely v cestnej sieti

Ve většině uvedených dálničních tunelů ve Slovenské republice je navrženo podélné větrání tunelu pomocí proudových ventilátorů umís-

Public address

In the case of emergency in the tunnel, drivers can be informed through the Public Address system. In principle, it is a low frequency signal distribution between the switchboard and loudspeakers installed in the tunnel and escape galleries. The public address system makes an entry of controllers possible, according to the allotted priorities (the Police, a traffic controller, the person in charge of a rescue intervention).

Telephone for controllers

The system of telephones for controllers is installed to make co-ordination and communication between the tunnel maintenance and operation control system components possible. The telephones are installed in all technical services rooms existing in the tunnel.

Traffic lights and signs

Traffic in the Panenská tunnel is controlled by means of variable traffic signs. The signs are used for the control of traffic in individual traffic lanes. The entry to the tunnel is closed by means of double-chamber light signs. The variable traffic signs are controlled by command signals from the tunnel traffic control room on the basis of control algorithms.

Road signalling system

The road signalling system must be understood as a complex consisting of fixed and variable traffic signs, including traffic lights, both in the tunnel and on the adjacent road sections (usually the intercrossing sections).

There are four gantry structures carrying variable traffic signs before each tunnel entrance, which make gradual reduction of speed of vehicles possible, to the speed at which the vehicles can be stopped by a red light. The gantries are further used for informing drivers about emergency situations in the tunnel.

Vehicle height checking

The height of vehicles is measured on carriageways of the motorway, at a distance from the tunnel portal sufficient for stopping an oversize vehicle. The dimensions are checked by a detector based on the principle of and infrared barrier combined with an inductive traffic loop detector. The signal is transmitted from the infrared barrier to processor stations through the control system, which actuates the variable traffic signs in front of the tunnel. At the same time, the control system sends a message to the traffic control centre.

The stand-by power source

The supply of power for selected items of equipment in case of a failure of power supply from the public network is provided by rotary stand-by sources (SBS), i.e. diesel generating sets. The appliances for which the uninterrupted operation is required are backed also by rotary UPSs (RUPSs).

The sets of stand-by power sources, including the RUPSs, are installed in a common machine room, in the respective Operating and Technical Services Building (OTSB) at both portals. The OTSB North houses a 900kVA SBS + a 250kVA RUPS. The OTSB South houses a 750kVA SBS + a 250kVA RUPS. The sets are in the version comprising a frame, with elastic support of the motor and the generating set. The SBSs will be switched on automatically at a power failure, or on a command from the control room. The operation of the diesel generating set is interconnected with the RUPS, which guarantees uninterrupted operation of selected items of equipment and, in addition, aids the starting system of the diesel generating set, thus enhances reliability of the equipment.

EQUIPMENT OF TUNNELS ON THE D1 AND D3 MOTORWAYS IN THE SLOVAK REPUBLIC

The following regulations and standards are applicable to the equipment design ensuring safe traffic:

STN 73 7507 Design of roads tunnels

TP 04/2006 Fire safety in road tunnels (TSV 0401)

The Decree No. 344/2006 of the government on minimum requirements for tunnels on the road network.

Fire ventilation designs of most of the above-mentioned motorway tunnels in the Slovak Republic comprise longitudinal ventilation systems using jet fans located under the tunnel vault. This equipment serves for the ventilation both during the normal traffic regime and during a tunnel fire. According to the technical specifications TP 04/2006, fans are designed for the heat resistance of 250°C / 120 min.; the assumed standard fire capacity is 30MW.

The Višňové tunnel is the longest motorway tunnel under preparation in the Slovak Republic (7516m long). This is why a transverse ventilation system was designed for both tunnel tubes. The supply and exhaust ducts are

těných pod klenbou tunelu. Zařízení slouží současně pro větrání tunelu za normálního dopravního režimu, tak i pro větrání při požáru v tunelu. Podle TP 04/2006 jsou ventilátory dimenzovány na teplotní odolnost 250 °C po dobu 120 min., uvažovaný normový požár je zde 30 MW.

Tunel Višňové je nejdelší připravovaný dálniční tunel ve Slovenské republice (dl. 7516 m). Z uvedeného důvodu je zde navržené příčné větrání v obou tunelových troubach. Přírodní a odvodní větrací kanály jsou umístěné pod klenbou tunelu. Větrání tunelu je rozdělené na 3 větrací úseky:

Úsek č. 1 – západní portál – větrací šachta, dl. 1806 m

Úsek č. 2 – větrací šachta – půl úseku k východnímu portálu, dl. 2846 m

Úsek č. 3 – půl úseku k východnímu portálu – východní portál, dl. 2846 m

Axiální ventilátory jsou umístěné ve strojovnách vzduchotechniky v portálových objektech (západ, východ) a u větrací šachty. Přívod vzduchu je řešený přes přírodní větrací kanál pomocí vyústek po 10 m celé délky tunelu. Odvod je navržen přes regulační klapky na servo 2,5x2,0 m rozmístěných v tunelu po 100 m. Při normálním dopravním režimu pracují ventilátory podle údajů měření koncentrace CO, opacitu v tunelu. Výkon ventilátorů (otáčky) je řízen pomocí frekvenčních měničů. V případě požáru v tunelu se v daném větracím úseku otevrou 3 ks odsávacích klapek, ostatní se zavřou a dojde k intenzivnímu bodovému odsávání zplodin hoření a tepla. Množství odsávaného vzduchu je min. 230 m³/s. Odsávací ventilátory a klapky jsou navrženy na teplotní odolnost 250 °C po dobu 120 min. podle TP 04/2006. V nezasáhnuté tunelové troubě, která slouží pro únik osob (obě trouby jsou po 200–300 m propojeny únikovými propojkami) se spustí přírodní ventilátory na plný výkon, aby se zabránilo průniku kouře a tepla z tunelu s požárem vozidla. Propojovací chodby jsou osazeny požárními dveřmi a mají vlastní větrání zajišťující přetlak 20–40 Pa.

Pro zamezení nežádoucího podélného proudění vzduchu v tunelu jsou u portálů osazeny proudivé ventilátory.

Vzhledem k tomu, že tunel Višňové má dva nezávislé vnější zdroje el. energie, není zde nutné řešit dodávku el. energie pomocí náhradního zdroje.

V portálových objektech na západním, východním portálu a u šachty jsou navržena silnoproudá a slaboproudá zařízení sloužící k dodávce el. energie, ovládání a řízení technologických a dopravních zařízení, elektropožární signalizace, videodohled, radiokomunikace, detekce škodlivin a další zařízení pro řízení bezpečného provozu tunelu.

ZÁVĚR

Technologické vybavení tunelů zajišťuje v maximální možné míře požadovanou bezpečnost při dopravním provozu a v případě nehody a požáru vozidla v tunelu. Včasné rozpoznání mimořádné situace, požáru apod. dává velkou šanci na zabezpečení úniku cestujících do chráněných prostor a mimo tunel. Včasný zásah složek integrovaného záchranného systému ochrání nejen zdraví cestujících, ale také omezí případné škody vzniklé na stavební konstrukci a technologickém vybavení tunelu.

Tunely Panenská a Libouchec na dálnici D8 byly zprovozněny 21. 12. 2006. Zkušební provoz trval do 30. 9. 2007 a po tuto dobu byla snížena rychlost vozidel na 60 km/h. Ve zkušebním provozu byly prověřovány všechny funkce technologických zařízení a bylo provedeno cvičení složek integrovaného záchranného systému. Prověřovala se činnost při nehodě nákladního vozidla s osobními vozidly, evakuace cestujících a další modelové situace. V rámci cvičení byly použity dýmovnice pro odzkoušení větrání. U jižního portálu tunelu Panenská přistál vrtulník. Cvičení prokázalo funkčnost technologických zařízení zajišťujících bezpečný provoz a evakuaci osob v případě nehody. V tunelu Panenská je instalovaný rozhlas pro informaci osob v případě nehody. Vzhledem k špatné akustice betonového tunelu byla srozumitelnost hlášení problematická. Pro provoz v tunelu platí TP154 Provoz, správa a údržba tunelů pozemních komunikací, Eltodo EG, a. s., Praha, 2002. Zkušební provoz ukázal nutnost novelizace těchto TP. V současné době jsou tunely na D8 provozovány v řádném dopravním provozu s max. povolenou rychlostí vozidel 80 km/h.

ING. MIROSLAV NOVÁK, novak@metroprojekt.cz,

ING. VÁCLAV MISÁREK, misarek@metroprojekt.cz,

DAVID BENDA, benda@metroprojekt.cz,

METROPROJEKT Praha, a. s.

located under the tunnel vault. The tunnel ventilation is divided into 3 ventilation sections as follows:

Section No. 1: from the western portal to the ventilation shaft - 1806m long

Section No. 2: from the ventilation shaft to the mid point of the section ending at the eastern portal - 2846m long

Section No. 3: from the mid point of the section ending at the eastern portal to the eastern portal - 2846m long

Axial fans are designed to be in ventilation plant rooms located in the portal structures (west, east) and at the ventilation shaft. The supply of fresh air is through a ventilation duct using ventilation grills installed every 10m throughout the tunnel length. The exhaust is through servocontrolled dampers 2.5x2.0m installed at 100m spacing. Under the normal traffic regime, the fans work according to the data provided by the measurements of CO concentration and opacity in the tunnel. The output of the fans (the rotational speed) is controlled using frequency converters. In the case of a tunnel fire, 3 pieces of exhaust dampers will open within the particular ventilation section, while the others will close and a state of intense exhaustion of the combustion products and heat will take place. The minimum air exhausting rate is 230m³/s. The exhaust fans and dampers are designed for the heat resistance of 250°C / 120min, according to the requirements of the specifications TP 04/2006. In the other tube, which is not affected by the fire and which serves for the escape of persons (the two tubes are interconnected every 200-300m by escape cross passages), the air supply fans will start to run at full capacity so that the intrusion of smoke and heat from the tunnel with the burning vehicle is prevented. The cross passages are equipped with fire doors and an independent ventilation system securing a positive pressure of 20-40Pa.

There are jet fans installed at the portals. They are intended to prevent undesired longitudinal airflow in the tunnel.

The Višňové tunnel does not need the power supply by means an alternate power supply system because it has two independent external power sources.

Heavy current and weak current equipment serving for supplying power, management and control of tunnel equipment and traffic facilities, the fire alarm and detection system, video surveillance system, radio communications, detection of harmful substances and other facilities allowing the safe operation of the tunnel operation.

CONCLUSION

Tunnel equipment secures the maximum possible required level of safety during the traffic in the tunnel and in the case of an accident and a burning vehicle in the tunnel. Timely detection of an extraordinary situation, fire etc. gives a great chance to passengers to escape to protected spaces and outside the tunnel. A timely intervention of the Integrated Rescue System components will not only protect the health of passengers, but also reduce the scope of damage caused to the building structure and tunnel equipment.

The Panenská and Libouchec tunnels on D8 motorway were inaugurated on 21.12.2006. The trial operation lasted till 30.9.2007; the maximum permissible speed was reduced to 60km for this time. All functions of the tunnel equipment were tested and an exercise of the Integrated Rescue System components was carried out during the trial operation. The topic of the exercise was the activities in the case of an accident, a collision between a heavy-goods vehicle and cars, evacuation of passengers and other model situations. Smoke pots were used within the framework of the exercise for the ventilation testing purpose. A helicopter landed at the southern portal of the Panenská tunnel. The exercise proved that the tunnel equipment designed to secure safe tunnel operation and evacuation of persons in the case of emergency is functional. A public address system allowing the passing of information to passengers in the case of an accident is installed in the Panenská tunnel. The intelligibility of announcements was problematic because of poor acoustic conditions in the concrete tunnel tube. The tunnel operation is managed according to the requirements of the Technical Specifications TS 154 "Operation, Administration and Maintenance of Road Tunnels", Eltodo EG, a.s., Prague, 2002. The trial operation proved that the TS 154 must be updated. At the moment, the tunnels on the D8 motorway are operating under regular traffic conditions, with the maximum permissible speed of 80km/h.

ING. MIROSLAV NOVÁK, novak@metroprojekt.cz,

ING. VÁCLAV MISÁREK, misarek@metroprojekt.cz,

DAVID BENDA, benda@metroprojekt.cz,

METROPROJEKT Praha, a. s.

DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ SEVERNÍHO VÍTKOVSKÉHO TUNELU

FINAL LINING OF THE VÍTKOV NORTHERN TUNNEL

MICHAL BEŇOVIČ, PETR JAKEŠ, OLDŘICH ČEJKA

ÚVOD

Myšlenka vybudovat vysokokapacitní spojení mezi hlavním nádražím na jedné straně a Libní, Vysočany a Holešovicemi na straně druhé je tady už více než 50 let. Po těchto dlouhých letech se konečně nejen obyvatelé Prahy dočkají moderního a rychlého spojení do centra metropole. Dojde k zefektivnění jak příměstské, tak i dálkové vnitrostátní a mezinárodní dopravy. V tomto článku bychom vám rádi pohledem zhotovitele, společnosti Subterra, a. s., přiblížili realizaci definitivního ostění severního tunelu a hloubeného západního portálu, který je společně s jižním tunelem součástí souboru staveb Nového spojení.

ZÁKLADNÍ CHARAKTERISTIKA

Severní vítkovský tunel stavby Nové spojení je navržen v celé svojí délce jako dvoukolejný a je veden v přímé a v obloucích o poloměrech $R = 901,80$ m a $R = 3605$ m s podélným sklonem 3,3 ‰. Na betonáž čekalo v ražené části 93 tunelových bloků o délkách 12,37 m a 9 bloků délek pohybujících se v rozpětí 10 – 12,37 m na západním portále jižního a severního tunelu. Práce zahrnovaly i betonáž pěti trakčních výklenků atypického profilu, přičemž dva jsou situovány na západním portálu a tři v ražené části tunelu.

PROFILACE

Již během ražby severního vítkovského tunelu probíhalo skenování primárního ostění tunelovým skenerem. Po závěrečném vyhodnocení následovala profilace lokálních ploch, která nesplňovala kritéria pro pokládku izolace a zhotovení definitivního ostění. Ostění se dále upravovalo stříkaným betonem SB C 20/25 frakce 0–2 mm, tloušťky cca 30 mm. Nanášení stříkaného betonu bylo prováděno suchou cestou pomocí zařízení Aliva SSB 24. Před samotnou úpravou stříkaným betonem byly z ostění odstraněny všechny technologické součásti, používané během ražby tunelu, které by mohly poškodit izolaci. Takto upravené primární ostění splňovalo všechny podmínky TKP č. 22 staveb Českých drah o izolacích proti vodě.

IZOLAČNÍ A DRENÁŽNÍ SYSTÉM

Vzhledem k zašlazeným hydrogeologickým poměrům masivu Vítkova je mezilehlá izolace navržena pouze v rozsahu horní klenby definitivního ostění (tzv. deštníková izolace). Podzemní voda z oblasti za ostěním je svedena k patní podélné tunelové drenáži, která je tvořena částečně perforovanou, tlaku odolnou drenážní trubicí DN 150 mm s rovným dnem. V každém druhém bezpečnostním výklenku



Obr. 1 Po betonáži patek s protiklenbou na západním portálu
Fig. 1 After the casting of the footings and invert at the western portal

INTRODUCTION

The idea of developing a capacity connection between the Prague main railway station on the one side and the Libeň, Vysočany and Holešovice districts on the other side has existed for over 50 years. Now, after this long time of waiting, the citizens of Prague will see the modern and fast connection to the centre of the metropolis completed. The suburban traffic as well as domestic and international long-distance traffic effectiveness will also increase. In this paper, we would like to give you an idea of the construction of the final lining of the mined northern tunnel and the cut-and-cover western portal as seen by the contractor. The tunnel is, together with the southern tunnel, part of the package of constructions named the New Connection Project.

BASIC CHARACTERISTICS

The northern Vítkov tunnel of the New Connection Project is designed as a double-rail structure throughout its length. The tunnel alignment is straight and on curves with the radii $R = 901.80$ m and $R = 3605$ m, with the longitudinal gradient of 3.3 ‰. Our task was to carry out the casting of 93 pieces of 12.37m long concrete tunnel blocks in the mined part of the northern tunnel and 9 pieces of blocks with the lengths ranging from 10 to 12.37m in the cut-and-cover parts at the western portal of the southern and northern tunnels. In addition, the work comprised the casting of five recesses for catenary suspension gear at atypical tunnel profiles; two recesses are located at the western portal and three in the mined part of the tunnel.

PROFILING

The scanning of the primary lining using a tunnel scanner was carried out even during the excavation of the northern Vítkov tunnel. Once the results of the final assessment had been available, the profiling of the local surfaces which did not meet the criteria for the application of the waterproofing and erection of the final lining followed. The primary lining was further mended by adding an about 30mm thick layer of shotcrete (concrete grade SB C 20/25; aggregate grading 0-2mm). The dry process of shotcrete spraying was used, by means of an Aliva SSB 24 set. All technological accessories which had been used during the tunnel excavation and which could cause damage to the waterproofing system were removed from the lining prior to the application of this shotcrete layer. The primary lining which was treaded in the above-mentioned way met all conditions of Czech Railways' TKP No. 22 Specifications on waterproofing.



Obr. 2 Montáž bednicího vozu – západní portál
Fig. 2 Assembly of the traveller form – the western portal



Obr. 3 Falešné primární ostění
Fig. 3 The false primary lining

je umístěna drenážní šachta. Tato je napojena na centrální tunelovou stoku, která je umístěna v podélné ose tunelu pod budoucím kolejovým ložem a slouží zároveň k případnému odvodnění železničního svršku. Z ní je podzemní voda odváděna do sběrných jímek před vjezdovým (západním) portálem a následně do kanalizačního systému.

Na základě výsledků IG průzkumu, zkušeností získaných při ražbě tunelu a vzhledem k navrženému drenážnímu systému je vyloučeno namáhání definitivního ostění tunelu tlakovou vodou.

Mezilehlou izolaci tvoří podkladní vrstva geotextilie 500 g/m² (uložena na stříkaný beton) a izolační fólie PE Carbofol Tunnel Liner tl. 2 mm se signální vrstvou 0,2 mm, při jejímž porušení je možno jasně lokalizovat místo poruchy a provést opravu poškozeného místa. Izolační vrstva byla instalována z pojízdné plošiny odborným dodavatelem.

BETONÁŽ

V příportálových úsecích, při podcházení národního památníku umístěného na vrchu Vítkově a v místě křížení tunelu s podchodem pro pěší, který vede z Karlína na Žižkov (vzdálenost obou podzemních děl byla jen 11 m), bylo raženo v technologických třídách 5a, resp. 4b se spodní klenbou. Ražba zbylých částí tunelu probíhala ve třídách 4a a 3 bez spodní klenby. Z tohoto vychází i uspořádání příčného řezu definitivního ostění. V místech, kde ražba probíhala v technologických třídách 5a a 4b, byly realizovány patky s protiklenbou a vyztužená horní klenba. V místech ražby v technologických třídách 4a a 3 je definitivní ostění tvořeno patkami a horní klenbou z prostého betonu.

V ražené části je z celkového počtu 93 bloků 37 (40 %) s vyztuženou horní klenbou a 56 (60 %) s horní klenbou z prostého betonu. Dilatační celek tvořily 4 bloky. Mezi jednotlivé dilatační celky byl do spár a na čelo bloku po celém obvodu osazován extrudovaný polystyrén tloušťky 20 mm a uzavřen trvale pružným tmelem.



Obr. 4 Montáž bednění trakčního výklenku – západní portál
Fig. 4 Fabrication of the formwork for a catenary recess – the western portal

WATERPROOFING AND DRAINAGE SYSTEM

Considering the hydrogeological conditions of the Vítkov Hill massif, an intermediate waterproofing system is required by the design only for the upper vault of the final lining (the so-called “umbrella system”). Ground water from the area behind the lining is diverted to a longitudinal drain found at the level of the vault footing. The drain consists of partly perforated, pressure resistant drainage pipe DN 150 with a flat bottom. A drainage well is located in every other refuge recess. The well is connected to the central tunnel sewer, which is located on the longitudinal axis of the tunnel, under the future ballast bed. The sewer is at the same time used for drainage of the track superstructure. Water flows from the wells to sumps installed in front of the entrance (western) portal and, subsequently, to the public sewerage system.

It is known on the basis of the EG survey results, experience obtained during the tunnel excavation and with respect to the drainage system that pressure water loading action on the final lining is impossible.

The intermediate waterproofing consists of geotextile 500g/m² forming a bedding layer (applied to the shotcrete surface) and a 2.0mm thick PE Carbofol Tunnel Liner waterproofing membrane with 0.2mm thick tell-tale layer, which allows the builders to easily locate a defect in the case of damage caused to the membrane and to remove it. The waterproofing system was installed by a specialist sub-contractor, from a movable platform.

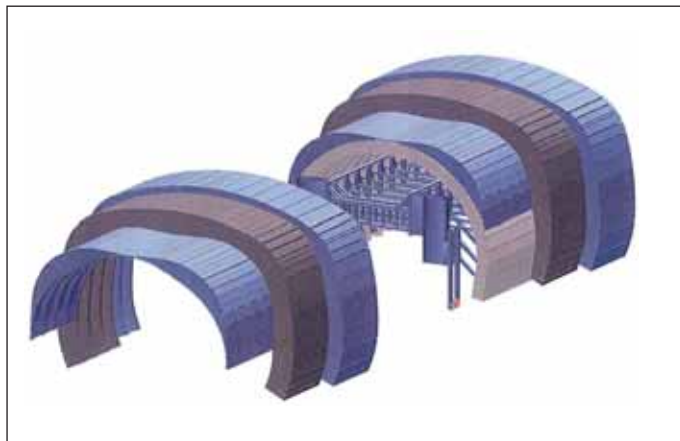
CONCRETE CASTING

The excavation in the portal sections, during the passage under the National Monument located on Vítkov Hill and in the location where the tunnel crossed a pedestrian tunnel leading from the district of Karlín to the district of Žižkov (the distance between the tunnels was only 11m) was carried out through rock categorised as the excavation support classes 5a or 4b with an invert. The remaining parts of the tunnel were driven through the rock class 4a and 3, without an invert. The arrangement of the cross section of the final lining corresponds to this division. The tunnel in the locations where the excavation passed through the excavation support classes 5a and 4b was provided with footings with an invert and a reinforced concrete upper vault. The final lining in the sections where classes 4a and 3 were specified consisted of footings and unreinforced concrete upper vault.

In the mined part of the tunnel, of the total number of 93 casting blocks, 37 blocks (40%) have the upper vaults reinforced and 56 (60%) of the vaults are in unreinforced concrete. Four casting blocks made up one expansion block. Extruded polystyrene slabs 20mm thick were placed between individual expansion blocks. The joints were closed by a non-setting compound.

The basic shape of the final lining is formed by a circular upper vault with the radius $R = 5700\text{mm}$. The final upper vault lining and invert design thickness $H = 300\text{mm}$ and 350mm respectively. A safety recess is located at the mid point between every other block.

Concrete reinforcement design required the 10505.0 R steel grade. The concrete cover over the reinforcement is 50mm. The concrete footings are reinforced with reinforcement cages throughout the tunnel length. The about 2.5m long cages were prefabricated on site using



Obr. 5 3D model skladby bednění trakčního výklenku
Fig. 5 A 3D model of the structure of the formwork for a catenary recess



Obr. 6 Betonáž bloku navazujícího na trakční výklenek – západní portál
Fig. 6 Casting of a block adjacent to a catenary recess – the western portal

Základní tvar definitivního ostění tvoří kruhová horní klenba o poloměru $R = 5700$ mm. Definitivní ostění horní klenby byla navržena tloušťky $H = 300$ mm a protiklenba tloušťky $H = 350$ mm. Uprostřed každého druhého výklenku je po obou stranách umístěn bezpečnostní výklenek.

Výztuž byla navržena z ocele třídy 10505.0 R. Krytí betonu činí 50 mm. Výztuž patek v celé délce tunelu tvoří armokoše délky cca 2,50 m připravované na staveništi, které byly vázány z předem připravených prutů v armozávodě. V místech se spodní klenbou tvořily armaturu pruty volné výztuže s Kari sítí, které byly ve dvou vrstvách stykovány s armokoší patek. Horní klenba byla tvořena výztuží celkem z šesti kusů příhradových svařovaných trojúhelníkových rameňátů a dvěma vrstvami Kari sítě. Vzdálenost rameňátů v jednom bloku je v průměru 1,85 m. Výztuž se kompletovala z pojezdové pracovní plošiny pojezdějící po kolejkách typu S49, položených na již zhotovených patkách. Před definitivním osazením proběhla geodetická kontrola polohy ocelových rameňátů. Bezpečnostní výklenky byly vyztuženy i v blocích z prostého betonu samonosnou konstrukcí.

Bednění patek navržené realizačním týmem bylo tvořeno ocelovým rámem z válcovaných profilů, opatřených překližkou s povrchovou úpravou proti vodě. Bednění jednoho bloku sestávalo z pěti vzájemně sešroubovaných částí. V úsecích bez protiklenby bylo osazováno na podkladní beton a jeho přesná směrová a výšková poloha byla v každém kroku geodeticky kontrolována. V zájmu urychlení prací byly zhotoveny dvě sady bednění a betonáž probíhala šachovnicově. Součástí betonáže bylo také osazení podélné patní drenáže a kontrolních šachet, které se nacházely v bezpečnostních výkencích. Bednění v úsecích s protiklenbou bylo osazováno na rektifikační šrouby, což umožňovalo jeho přesné výškové osazení. Betonáž patek a protiklenby probíhala v jednom bloku bez pracovní spáry. Výsledný tvar protiklenby byl dosažen pomocí vodicích prvků, které se po zatuhnutí betonu odstranily.

Horní klenba byla betonována do ocelového samohybného bednicího vozu tuhé konstrukce vybaveného pohyblivým manipulátorem k rozdělování betonu do jednotlivých betonážních oken. Bednicí vůz byl montován na západním portále. K dopravě betonu bylo nasazeno čerpadlo betonové směsi Putzmeister 1405 napojené na systém dopravy betonu bednicího vozu. V případě poruchy jsme měli k dispozici náhradní čerpadlo betonové směsi. Forma byla osazena 80 kusy vzduchových vibrátorů tak, aby se účinnost sousedních vibrátorů překrývala.

Spodní klenba je z betonu C 25/30 XA1, XF1, XC1. Horní klenba je tvořena betonem C 25/30 XA1, XF1. Receptura byla navržena s ohledem na dosažení potřebné pevnosti betonu při odbednění v technologicky přípustných časech, požadovanou konzistenci a minimalizaci možnosti vzniku smršťovacích trhlin, a to zejména v nevyztužené části.

Realizace sekundárního ostění z prostého betonu klade na zhotovitele zvýšené požadavky v oblasti technologie betonáže, zejména na složení betonové směsi a vhodné ošetřování betonu v prvních dnech po odbednění. To vede k navýšení výrobních nákladů, které jsou ale

rebars which had been cut and bent in advance in a rebar processing plant. The inverted arch was reinforced with loose reinforcing bars combined with two layers of Kari mesh. The mesh was spliced with the footing reinforcement cages. The reinforcement of the upper vault consists of six welded lattice girders with a triangular cross section and two layers of Kari mesh. The lattice girders were spaced 1.85m apart on average in one block. The reinforcement was placed from a travelling platform moving on S49 type rails, which were laid on the completed footings. The position of the girders was checked by surveyors prior to the installation of the shutter. The refuge recesses were provided with self-supporting reinforcement structures even in the blocks where unreinforced concrete was used.

The design for the formwork for the footings was developed by the construction team. The form was assembled from a steel frame from rolled-steel sections and plywood sheets with water-resisting finish. The formwork for one block consisted of five parts bolted to each other. In the sections without the invert, it was placed on a concrete bed; the accuracy of the position (the direction and height) of the formwork was always checked by surveyors. Two sets of the formwork were produced with the aim of accelerating the operations. The concrete casting was carried out in a staggered manner. Part of the concrete casting process was also the laying of the longitudinal drains and the drainage wells which were built in the refuge recesses. In the sections with the inverted arch, the formwork was placed on adjusting bolts, which allowed the setting to the accurate level. The footings and inverted arch were cast as a single block, without any day joint. The resultant shape of the inverted arch was achieved by means of guiding elements, which were removed after the concrete setting period.

The upper vault casting was performed using a rigid structure, self-propelled steel tunnel formwork, which was equipped with a manipulator capable of distributing concrete to individual casting ports. The traveller form was assembled at the western portal. Concrete was transported using a Putzmeister 1405 pump, which was connected to the concrete transport system which was part of the traveller form. A standby concrete pump was available to be used in the case of a defect. There were 80 pneumatic vibrators mounted on the formwork, in a pattern securing that the effect of neighbouring vibrators overlapped.

The inverted arch is made of concrete C 25/30 XA1, XF1, XC1. The upper vault is of concrete C 25/30 XA1, XF1. The concrete mix composition was designed with respect to the achieving of the strength required for demolding within technically permissible times, required consistency and minimisation of the possibility of development of shrinkage cracks, primarily in the non-reinforced parts.

The construction of the secondary lining of unreinforced concrete imposes special requirements on the contractor in the field of the concrete casting technology, above all regarding the mix composition and proper curing of concrete during the initial days after the form striking. On the one hand, this results in increased costs, on the other hand, the increase is made up for by savings in the reinforcement. Two concrete curing gantry-type travelling structures were added to boost the effect of the commonplace protective spray preventing rapid evaporation of water from the surface of the structure, which is applied immediately after the striking. The curing frames were covered with Kari mesh, geotextile and a layer of air-tight material. They were placed directly behind the traveller formwork with the aim of protecting the completed concrete structure against abrupt cooling and created, in combination with the protective spray, a microclimate required for the concrete hydration process. The vault structure remained under the protection of the curing gantries for 3 – 4 days, depending on the duration of the casting step.

The measurement which was carried out in the final phase of the upper vault casting in collaboration with the Department of Experimental Geotechnics of the Czech Technical University was intended to serve for the comparison of the course of hydration of concrete protected by the curing gantries and without them. Two measurement stations were installed. One of them was in a block made of reinforced concrete, the other one in an unreinforced concrete block. Sensors were installed in each of the blocks in two cross sections, on a side and in the crown. The temperature was measured in each cross section on the outer side, at the mid point and on the inner side; the air temperature was measured close to the lining. A total of 16 sensors were installed. Two neighbouring blocks were cast using concrete with the same composition. The unreinforced concrete blocks were under



Obr. 7 Ošetřovací vozy
Fig. 7 Concrete curing gantries

kompenzovány úsporou na armatuře. K běžně používanému ochrannému nástřiku sloužícímu k zabránění rychlého odpaření vody z konstrukce, nanášeného neprodleně po odbednění, přibýly dva ošetřovací vozy. Jejich konstrukci tvořily profily z válcované ocele tak, aby byl zachován průřezný profil 4 x 4 m. Plášť ošetřovacích vozů byl sestaven z vrstvy Kari sítí, pokrytých geotextilií a vrstvou z neprodyšného materiálu. Vozy byly umístěny bezprostředně za bednicím vozem, aby zabezpečovaly ochranu zhotovené konstrukce proti náhlému ochlazení a vytvořily tak společně s ochranným nástřikem potřebné mikroklima pro průběh hydratace betonu. V závislosti na délce trvání betonážního záběru byla konstrukce klenby pod ochranou ošetřovacích vozů 3–4 dny.

V závěrečné fázi betonáže horní klenby proběhlo ve spolupráci s katedrou experimentální geotechniky ČVUT měření, které mělo posloužit k srovnání průběhu hydratace betonu s ochranou ošetřovacích vozů a bez ní. Byly instalovány 2 měřické profily. Jeden v bloku s armaturou, druhý v bloku z prostého betonu. V každém z nich byla osazena čidla ve dvou řezech, a to na boku a v klenbě. V každém řezu se měřila teplota betonu na vnější straně, v prostředku, na vnitřní straně a teplota vzduchu těsně při ostění. Celkem bylo instalováno 16 čidel. Dva sousední bloky byly zhotoveny betonem stejného složení. Blok z prostého betonu byl po dobu čtyř dní pod ochranou ošetřovacích vozů. Vyztužený blok byl po odbednění ošetřen ochranným nástřikem a vystaven okolnímu prostředí. Měření probíhalo do ustálení teplot betonu a má sloužit ke stanovení efektivnějších technologických postupů při betonáži klenb tunelů z prostého betonu.

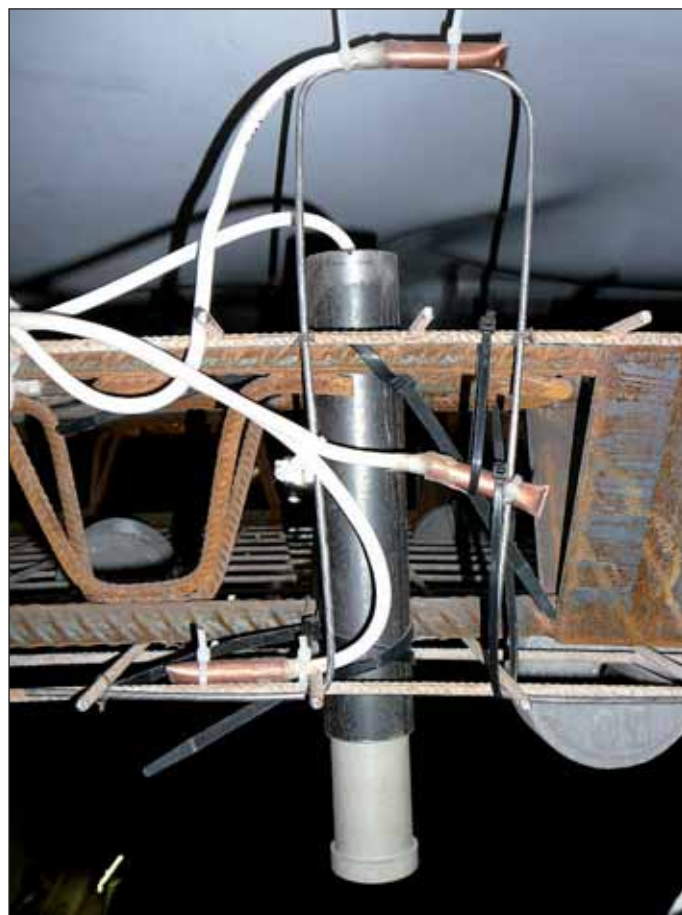
Betonáž severního tunelu probíhala současně s betonáží jižního tunelu a východního hloubeného portálu. Vzhledem k této skutečnosti a různým dopravním omezením a uzavírkám, jak na samotném staveništi, tak v okolí, byly kladeny vysoké požadavky na plánování a koordinaci dopravy betonové směsi k místu uložení.

Jak již výše zmíněno, bylo nutno vybetonovat i pět trakčních výklenků (dále jen TV) atypického tvaru. Tloušťka sekundárního ostění spodní i horní klenby byla $H = 500$ mm. K zabetonování horní klenby bloků TV bylo nasazeno bednění od stejného dodavatele jako u bednicího vozu. Bednění tvořila samostatná samonosná konstrukce, ze které byly síly vznikající při betonáži přenášeny bednicím vozem, ustaveným do spodní stavby pod toto bednění. Tuhost bednicího celku zabezpečovala dodržení požadovaného definitivního tvaru sekundárního ostění TV. Montáž bednění probíhala nezávisle od betonáže typických bloků, a tím nebyl ohrožován harmonogram výstavby. Bednění bylo s úspěchem nasazeno i při betonáži TV jižní tunelové trouby.

VÝPLŇOVÁ INJEKTÁŽ

Předmětem provedení výplňových injektáží jsou partie definitivního ostění. Jedná se o nevyplněný prostor na rozhraní definitivního ostění a mezilehlé izolace jakožto doprovodného jevu při betonáži horních klenb.

Tato injektáž je nezbytná pro bezchybnou funkci mezilehlé izolace tunelu. K jejímu provedení je využito prostupů v klenbě ostění, vzniklých při betonáži osazením dutých ocelových trnů, které slouží ke kontrole průběhu konečné fáze plnění formy a k odvedení vzduchu uzavřeného mezi pláštěm formy a izolací. V místech použití injektáží lze předpokládat existenci nevyplněných prostor mocností v řádu



Obr. 8 Rozmístění čidel snímajících teplotu betonu v jednom z měřicích řezů
Fig. 8 Arrangement of sensors monitoring the temperature of concrete in one of the measurement stations

the protection of the curing gantries for four days. Protective coating was sprayed on the reinforced concrete block after the striking and was exposed to the environment. The measurement continued until the concrete temperature stabilised. It was intended to serve for the determination of more effective technological procedures to be used for the casting of unreinforced concrete vaults.

The casting of the northern tunnel lining was carried out concurrently with the casting of the southern tunnel lining and the eastern cut-and-cover portal. The requirements for the planning and coordination of concrete transport to the casting site were very demanding because of this fact and due to various traffic restrictions and road closures existing both on the site and in its surroundings.

As mentioned above, it was also necessary to cast five atypical sections with catenary suspension recesses (hereinafter referred to as the CSR). The thickness of the secondary lining of the inverted arch and upper vault was $H = 500$ mm. The upper vaults of the CSRs were moulded using formwork produced by the same contractor as that one who produced the traveller form. The formwork consisted of an independent self-supporting structure and the traveller form. The forces acting on this formwork during the concrete casting process were transferred to an undercarriage, which was positioned on the substructure under the formwork. The rigidity of the moulding set guaranteed that the required final shape of the secondary lining of the CSR would be maintained. The formwork was assembled independently of the casting of the typical blocks, thus the construction schedule was not jeopardised. The formwork was successfully used even for the casting of the CSRs in the southern tunnel tube.

TOP-UP GROUTING

The top-up grouting was carried out with the aim of filling the voids which remain in the crown at the interface between the final lining and intermediate waterproofing membrane as an accompaniment of the upper vault casting process.

This grouting is necessary for the intermediate tunnel waterproofing to function flawlessly. The grout is injected through openings in the

mm, případně cm. Injektáží mají být tyto prostory vyplněny tak, aby izolační souvrství celoplošně doléhalo k povrchu primárního ostění.

K výplňové injektáži bylo použito cementové suspenze. Pro výběr vhodných typů cementů k injektážím tohoto zadání (výplňová pro prostory velikosti řádu mm) jsou rozhodující následující vlastnosti: minimální hodnota odloučení vody, nízká objemová změna během tuhnutí a tvrdnutí, začátek a konec tuhnutí cementu v časech umožňujících kompletní zaplnění prostoru se zařízením, které umožňuje provádění dané činnosti. Při laboratorních zkouškách byl vytipován cement CEM V/A 32,5 Prachovice, který nejlépe splňoval uvedené vlastnosti.

Injektáže byly prováděny z pracovní plošiny pomocí injeztážní sestavy Häny 650/711V + turbomíchačka HCM 300/600 E + zásobník směsi HRW 350 nejdříve po uplynutí doby 28 dnů. Injektáž daného úseku probíhala za mírného tlaku (max. 0,2 MPa = 2,0 baru) souvisle od níže položených poloh směrem nahoru (podélný sklon celého díla). Výše položené prostupy tak plnily postupně funkci odvodu vzduchu, v další fázi byly využívány jako plnicí otvory a po ukončení injektáže byly zaslepeny.

ZÁPADNÍ PORTÁL

Betonáž

Již během hloubení a zajišťování stavební jámy západního portálu (dále jen ZP) jsme se museli vypořádat se stísněnými podmínkami na staveništi. Krátká délka hloubeného úseku a potřeba betonáže dvou TV v této části, které neumožňovaly nasazení klasického kontra bednění, nás vedly použít řešení v našich podmínkách neobvyklé. Na části hloubeného úseku jsme se rozhodli zhotovit tzv. „falešné primární ostění“, které sloužilo jako ztracené vnější bednění horních kleneb. Základní nosný prvek tvořily upravené svařované příhradové ramená, na které byly upevněny dvě vrstvy kari sítě. Vnější vrstva byla opatřena geotextilií, která umožnila nanášení betonu. Nanášení betonu SB C 20/25 probíhalo mokrou cestou za použití manipulátoru. Během postupného stříkání betonu byla pravidelně geodeticky kontrolována poloha ocelových ramenát.

Takto zhotovené „falešné primární ostění“ bylo napojeno na portálové stěny hloubeného úseku. Následné práce probíhaly shodným způsobem jako v ražené části. Touto technologií bylo realizováno celkem šest pasů horní klenby včetně dvou TV.

Zásypy

Zásypové těleso je ohraničeno pěti portálovými stěnami, vjezdovými bloky hloubených tunelů a daným tvarem zásypu v prostoru nad vjezdovými portály tunelů. Tvar zásypu se blíží původnímu charakteru terénu před vybudováním hloubené části. Jako zásypový materiál byla použita popílkobetonová směs ve spodní části a kamenivo se zrny max. 200 mm, získané při ražbě tunelů, v horní části. Jedná se převážně o křemence a prachovce. Při realizaci násypových těles v rámci celého souboru staveb byla provedena analýza, která vhodnost tohoto materiálu prokázala. Ze severní strany hloubené stavební jámy bude zpětný zásyp zpevněn, pro velký sklon svahu, betonovými svahovkami pro staticky namáhané zdi, a to cca do výšky vrchu horní klenby definitivního ostění.

crown of the lining – hollow steel pins embedded in the lining during the casting, which are used for checking on the course of the final phase of the filling of the form with concrete and for the releasing of the air trapped between the formwork surface and the waterproofing membrane. It can be expected that voids with the thickness in the order of millimetres or centimetres will exist in the crown. These voids must be filled with grout so that the waterproofing layers are in full contact with the surface of the primary lining.

The top-up grouting was carried out using cement slurry. The following properties are crucial for the selection of cements suitable for this kind of grouting (filling spaces with the thickness in the order of millimetres): the minimum value of the water segregation ratio, low volumetric change during the setting and hardening phases and initial and final setting time within limits allowing complete filling of the voids by the equipment suitable for this operation. Cement CEM V/A 32.5 Prachovice, which best fitted the above-mentioned requirements, was chosen during the laboratory testing.

The grouting was performed from an access platform using a Häny 650/711V grouting set, an HCM 300/600 E turbine mixer and an HRW 350 storage silo for the mixture, not earlier than after 28 days. The grout was continuously injected in a particular section under a moderate pressure (maximum 0.2MPa = 2.0 bar), starting from lower points upwards (allowing for the longitudinal gradient of the tunnel). The lower positioned openings fulfilled the function of vent holes to be successively used as filling holes; when the grouting was finished, the holes were blinded.

WESTERN PORTAL

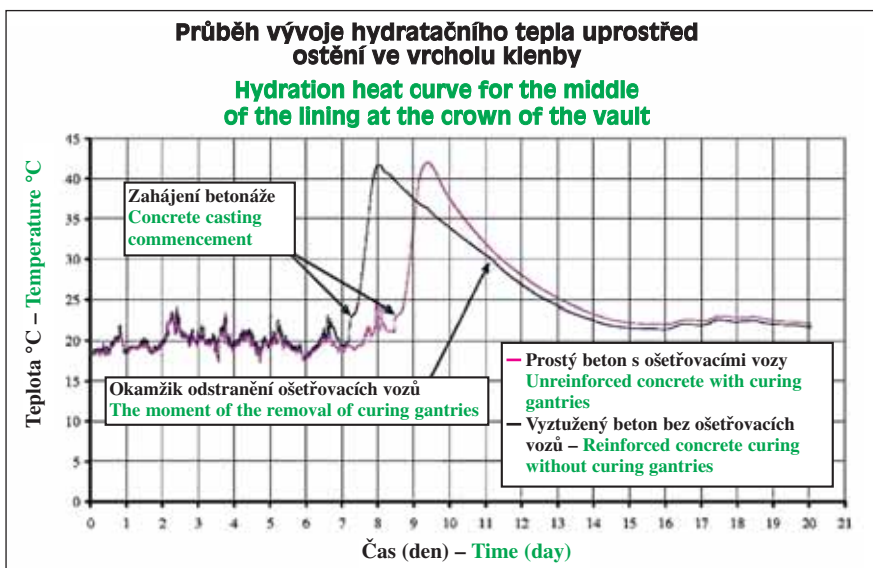
Concrete casting

It was as early as the beginning of the excavation and stabilisation of the construction trench for the western portal (hereinafter referred to as the WP) that we had to cope with the highly constrained situation on the construction site. The short length of the cut-and-cover tunnel section and the need for the casting of two CSRs in this part did not allow us to use the commonplace formwork and made us use a solution which was unusual in our conditions. We decided to carry out a so-called “false primary lining”, which served as sacrificial back shutter for the upper vaults. Welded lattice girders with two layers of KARI mesh provided the basic support. The outer layer of the mesh was covered with geotextile, which made the placement of concrete possible. Shotcrete SB C 20/25 was applied using the dry wet process, by a manipulator. The position of the lattice girders was regularly checked during the shotcrete application by surveyors.

The “false primary lining”, which was built by this way, was joined to the portal walls of the cut-and-cover section. The subsequent operations were identical with those applied in the mined tunnel. Using this technique, we erected a total of six blocks of the upper vault, including two CSRs.

Backfilling

The backfill body is bordered by five portal walls, the entrance blocks of the cut and cover tunnels and the contour of the backfill body above the entrance portals of the tunnels. The shape of the backfill body is similar to the original terrain before the commencement of the excavation for the cut-and-cover section. Cinder concrete was used for the lower level of the backfill, while the upper part was backfilled using the muck obtained from the upper part of the excavated profile (mostly quartzite and siltstone), with the grain size not exceeding 200mm. An analysis which was carried out during the filling of embankments within the framework of the whole project proved that this material was suitable for this purpose. The steep slope of the backfill body will be stabilised on the northern side of the construction trench for the cut-and-cover section by concrete blocks used for statically stressed walls. The



Obr. 9 Porovnání teploty betonu během průběhu hydratace s ošetřovacími vozy, resp. bez nich

Fig. 9 Comparison of the concrete temperature during the hydration process – with the curing gantries and without them

Z hlediska provádění není realizace zásypu jednoduchá operace. Z důvodu problémové dostupnosti k místu zásypu, stísněným podmínkám pracovní plochy vymezené zásypem, tvarem a sklonem vítkovského vrchu a v neposlední řadě strojními mechanismy potřebnými k provádění byla nutná důkladná koordinace jak návozu materiálu (popíl-kobeton, kamenitá sypanina, svahovky), tak samotného provádění.

Vyplnění prostorů spodní části zásypového objektu probíhalo popíl-kobetonem, který byl na stavenišť dopravován v cisternách o objemu 35 m³ v suché formě. Za pomoci jednoduchého míchacího zařízení byla přímo nad místem zalévání do suché směsi přidávána voda. Vznikala tekutá suspenze, která bez potřeb dalšího zpracování vyplnila všechny volné prostory. Tímto způsobem probíhalo vyplňování prostor po etážích mocnosti 1,5 – 2,0 m až do výšky cca 2 m nad definitivní ostění. Následné dovypĺňování prostor ZP probíhá v současné době zasypávání a hutněním vrstev, jejichž tloušťka nepřesahuje 30 cm.

Projektová dokumentace nepředpokládá provádění prvků odvodnění v tělese násypu, ale počítá se zachováním funkce odvodnění provedeného odvodňovacími žlaby za ztužujícími betonovými bloky mikropilotových stěn. Ochrana konstrukce hloubených tunelů je provedena fóliovou izolací, která je ukončena v patě opěr podélnou drenáží vyvedenou až před portál a zaústěnou do systému odvodnění kolejového lože a ploch před portálem. Výjezdové pasy STT a JTT budou v definitivním stavu opatřeny odvodňovacími tvarovkami.

Po skončení prací na zásypovém tělese bude toto upraveno do definitivní podoby v rámci terénních a sadových úprav.

ZKOUŠEBNICTVÍ

Metodika průkazních a kontrolních zkoušek materiálů a konstrukcí v tunelu je stanovena příslušnými technickými normami, technologicko-kvalitativními podmínkami objednatel, případně technickými a dodacími podmínkami používaných technologií. Průkazní a kontrolní zkoušky se při provádění tunelů vztahují na všechny druhy a části konstrukcí trvalého vystrojení.

Armatura

Ocelová výztuž do ostění byla dodávána s prohlášením o shodě. Průkazní zkoušky stanoví ČSN 73 2400 a normy související. Pro dodávku a skladování platily požadavky uvedené v kapitole 17 TKP staveb Českých drah.

Protikorozi ochrana tunelu je řešena etapově. První etapa obsahuje soubor pasivních ochranných opatření obsažených ve všech jeho stavebních částech. Tato opatření jsou také zohledněna při ukládání kolejí do kolejového lože, při řešení příslušenství tunelu a u ostatních kovových úložných zařízení dotčených touto stavbou. Cílem těchto ochranných opatření je především snížit velikost bludných proudů procházejících konstrukcí tunelu a zajistit, aby jejich průchod byl veden po vodičích 1. třídy, tj. po propojené výztuži nebo po propojovacím vedení. Ocelová výztuž spodní klenby tunelu je vodivě propojena prováření s výztuží železobetonového profilu horní klenby. Z tohoto důvodu postačilo osazování kontrolních měřicích bodů na výztuž horní klenby. Ve druhé etapě řešení protikorozi ochrany tunelu bude proveden podrobný korozní průzkum jako soubor geofyzikálních a elektrických měření a na základě jejich výsledků se pak stanoví případná dodatečná ochranná opatření a pokyny pro provozovatele tunelu. Před každou dílčí betonáží byl změřen ohmický odpor výztuže, který potvrdil dokonalost vodivých propojení.

Beton

Před zahájením betonáže byly zhotoveny průkazní zkoušky, které prokázaly splnění požadovaných vlastností betonové směsi a betonu s ohledem na zvolenou technologii a použité materiály. Pro dodávku a skladování materiálu pro betonové směsi a pro průkazní zkoušky betonu platí kapitola 17 TKP staveb Českých drah, stanovující druh, četnost a způsob provádění daných zkoušek a příslušné platné normy.

Během každého betonážního záběru byly odebrány vzorky. Konzistence čerstvého betonu byla při každé dodávce kontrolována pomocí Abramsova kuželu a v případě potřeby upravována. V každém betonážním cyklu se zhotovoval potřebný počet zkušebních těles, na kterých se posléze ověřovala pevnost betonu v tlaku po 28 dne, mrazuvzdornost a nasákavost.

Drenážní beton používaný k vyplnění prostor v místech patní drenáže musel splňovat především požadavky na mezerovitost, která nesměla být menší než 20 %. Kvalita drenážního betonu byla prokazována kontrolními zkouškami.

blocks will be installed up to level of the top of the final lining upper vault.

The backfilling is no simple operation to execute. Because of the difficult access to the backfill location, constrained conditions of the work area bordered by the backfill, the shape and slope of Vítkov Hill and, at last but not least, the equipment necessary for the work, thorough coordination of not only the transport of materials (cinder concrete, processed muck, slope stabilising blocks) to the site but also the work execution itself was necessary.

The spaces at the bottom of the backfill body were filled with cinder concrete, which was transported in the dry form to the site in 35 m³ tanks. Water was added to the dry mix directly above the pouring location, using a simple mixing device. The fluid suspension which originated filled all empty spaces without any need for other intervention. The backfilling continued in this way, in 1.5 – 2.0m thick layers, up to the level of about 2m above the top of the final lining. The subsequent completion of the backfilling of spaces at the WP, which is currently underway, is carried out by compacting the material in layers with the thickness not exceeding 30cm.

The design does not expect that drainage be provided in the backfill body; it counts with the existing drainage secured by the drainage troughs which are found behind the concrete capping pieces on the micropile walls. The cut-and-cover tunnels are protected by a waterproofing membrane, which ends at the bottom of the side walls in the longitudinal drains, which have the outlets in front of the portal and are connected to the system draining the track bed and the area in front of the portal. The exit blocks of the NTT and STT will be provided by drainage when they are in the final condition, using drainage fittings.

Terrain finishes and landscaping of the backfill body will be carried out once the backfill has been completed.

TESTING

Methods for preliminary and check testing of materials and structures in a tunnel are specified in respective standards, specifications issued by the client or general specifications associated with the techniques to be used. Preliminary testing and check testing to be conducted in the tunnel construction process must cover all kinds and parts of the permanent lining structure.

Concrete reinforcement

Steel reinforcement bars to be used in the lining were supplied together with a Declaration of Conformance. Preliminary tests are determined by ČSN 73 2400 and related standards. The requirements contained in chapter 17 of Czech Railways' Construction Specifications were applicable to the supplies and storing.

The development of the corrosion protection system of the tunnel is divided into stages. The first stage comprises a set of passive protection measures which are carried out in all structural parts of the tunnel. These measures are also planned to be carried out during the laying of track on the ballast, when the tunnel accessories are being designed and when other metal storage facilities influenced by the construction are being dealt with. The primary objective of these protective measures is to reduce the magnitude of stray currents passing through the tunnel structure and ensure that the stray currents pass through first-class conductors, i.e. through the interconnected reinforcement bars or interconnectors. The steel reinforcement of the inverted arch is electrically connected with the reinforcement of the upper vault by welding. For that reason, the fixing of checking measurement points to the reinforcement of the upper vault was sufficient. The second stage of the process of designing the corrosion protection comprises a detailed corrosion survey, which will consist of a set of geophysical and electrical measurements, assessment of the results and, if necessary, the development of the design for additional measures and instructions of the tunnel operator. The ohmic resistance of the reinforcement was measured prior to each partial concrete casting operation; it confirmed that the electrical connection was perfect.

Concrete

Preliminary tests were conducted prior to the commencement of the casting, which confirmed that the required properties of the concrete mix and concrete were met, with respect to the chosen technique and used materials. The supply and storing of materials for concrete mixtures and preliminary testing of concrete follow the stipulations of chapter 17 of the Czech Railways' Specifications, which specify the type,



Obr. 10 Definitivní ostění severního vítkovského tunelu
Fig. 10 Final lining of the northern Vítkov tunnel

Izolace

Pro izolační materiály proti vodě, jejich dodávky a skladování, technologické postupy prací a pro provádění průkazných a kontrolních zkoušek platí požadavky uvedené v kapitole 22 TKP staveb Českých drah.

Mezilehlá izolace chrání tunel proti podzemní vodě je svařována dvojítm svařem s možností testování na ztrátu tlaku ve svařu za jednotku času. Zkušební tlak při této tlakové zkoušce se při šířce svařu pohybuje v intervalu 0,2 až 0,3 MPa. Doba zkoušky je 10 minut. Úbytek tlaku nesmí být větší než 20 %. V místech připojení a proražení může být použita místo tlakové zkoušky zkouška vakuová.

Přejímka izolačního systému se prováděla etapovitě dle jednotlivých konstrukčních částí. Součástí přejímek byla i kontrola připravenosti primárního ostění pro instalaci izolačního souvrství. V době přejímky podkladu, které probíhalo etapovitě, musely být skončeny veškeré práce na jeho úpravách. Provedené ruční sváry se zkoušely zrakem (šíře provedení sváru), objemem jehlou, tupou špachtlí, nebo odlupovací zkouškou. Kontroloval se soulad s projektem – vnější stav, rozměry a spojení pasů, svaření pasů, a to jednotlivě každý předávající úsek za přítomnosti technického dozoru investora.

Výplňová injektáž

Pro injektáž je třeba zajistit správnou konzistenci injektážní směsi. V našem případě se jedná o nastavení správného míšícího poměru cementu s vodou. Poměr zjištěný při průkazných zkouškách byl během injektáže ověřován kontrolními zkouškami, protože optimální dávka vody je závislá na konkrétní šarži dodaného cementu. Odpovídající hodnota tekutosti se stanovovala měřením pomocí Marshova viskozimetru. Dalšími prováděnými zkouškami injekční směsi byl odстой vody po jedné hodině (max 1 %) a pevnost v tlaku zatvrdlé injektážní směsi.

ZÁVĚR

Při betonáži definitivních ostění, která byla zahájena v září 2006 betonáží spodních kleneb na západním portále a byla ukončena vylitím posledního kubíku betonu do portálového bloku jižního tunelu na tom samém místě o rok později, bylo spotřebováno celkem 835 t oceli a 15 549 m³ betonu.

Jsmo rádi, že i na této stavbě jsme mohli prokázat flexibilitu a technickou zdatnost naší společnosti při řešení nelehkých úloh. To se prokázalo při realizaci „falešného ostění“ na západním portále nebo betonáží kleneb definitivního ostění z prostého betonu, jejíž součástí bylo i měření vývoje hydratačního tepla za odlišných podmínek ošetřování betonu. V neposlední řadě jsme úspěšně zvládli i betonáže atypických profilů trakčních výklenků.

Urychlení postupů při razbách a následném provádění definitivního ostění tunelu vzhledem k původnímu harmonogramu umožní zahájit zkušební provoz již ve 4. kvartálu roku 2008 oproti původně plánovanému ukončení stavby v roce 2010.

Zdař Bůh!

ING. MICHAL BEŇOVIČ, mбенovic@subterra.cz,
ING. PETR JAKEŠ, pjakes@subterra.cz,
OLDŘICH ČEJKA, ocejka@subterra.cz, SUBTERRA, a. s.

frequency and method of the execution of the respective tests and relevant valid standards.

Samples were taken during each casting advance. Each supply of fresh concrete was checked for consistency using the slump test and the consistency was adjusted if needed. The required number of test specimens was produced in each concrete casting cycle, to be subsequently used for the verification of the compressive strength of the concrete at 28 days, the frost resistance and absorption rate.

The porous concrete which was used for the filling of spaces along the drains laid along the footings had to meet primarily the requirements for porosity, which was not permitted to be lower than 20%. The quality of the porous concrete was proven by check tests.

Waterproofing

Waterproofing materials, their supplies and storing and technological procedures for the work and execution of preliminary and check tests follow the requirements of chapter 22 of Czech Railways' Specifications.

The intermediate waterproofing membrane is welded by double-welds, which allow the testing of the loss of pressure in the weld per a unit of time. The testing pressure applied at this pressure test varies between 0.2 and 0.3 MPa, depending on the width of the weld. The test duration is 10 minutes. The loss of pressure must not exceed 20%. The vacuum test is permitted instead of the pressure test at places where the membrane is connected to something or is holed.

The act of acceptance of the waterproofing system was divided into stages, according to individual structural parts. Part of the acceptance process was also an inspection of the primary lining as to whether it was prepared for the installation of the waterproofing layers. All work on the substrate finishes had to be completed during the acceptance of the substrate, which was carried out in stages. Manual welds were tested visually (the width of the weld), by passing a needle or blunt spatula along the weld edge or by a peeling test. The compliance with the design, i.e. the weld surface condition, dimensions and joints between the sheets and welding of the sheets, was checked individually; each section had to be accepted in the presence of Engineer's representative.

Top-up grouting

It is necessary to secure proper consistency of the mixture which is to be used for the grouting. In our case, it was necessary to set a proper cement-water ratio. The ratio which was determined by the preliminary tests was verified during the grouting operation by means of check tests because the optimum dose of water depends on the particular charge of the supplied cement. The corresponding value of fluidity was determined by measurements by a Marsh viscosimeter. Other testing of the grout which was carried out comprised the measurement of water segregation at 1 hour tests (max 1%) and compressive strength of the hardened grout.

CONCLUSION

A total of 835 ton of reinforcing steel and 15,549 m³ of concrete were consumed during the casting of the final linings which started in September 2006 by the casting of inverted arches at the western portal and was finished a year later by the pouring of the last cubic metre to the portal block of the southern tunnel, in the same location.

We are happy that we were allowed to prove our company's flexibility and engineering proficiency in solving not easy problems. As a proof, we can mention the "false shuttering" used at the western portal or the casting of the final lining using unreinforced concrete, which required the measurements of the development of hydration heat under various concrete curing conditions. At last but not least, we successfully coped with the casting of the atypical profiles containing the catenary suspension recesses.

The acceleration of the excavation advance and the subsequent construction of the final lining of the tunnel against the original schedule will allow the owner to commence the commissioning already in the 4th quarter of 2008 instead of the originally planned term for the completion of the works, the year 2010.

ING. MICHAL BEŇOVIČ, mбенovic@subterra.cz,
ING. PETR JAKEŠ, pjakes@subterra.cz,
OLDŘICH ČEJKA, ocejka@subterra.cz, SUBTERRA, a. s.

VÝSTAVBA KABELOVÉHO TUNELU PANKRÁC – PRAHA 4

PANKRÁC CABLE TUNNEL CONSTRUCTION IN PRAGUE 4

JIŘÍ KRAJÍČEK, RADKO RIEGER

ÚVOD

Pražská energetika, a. s., zpracovává dle aktuálního vývoje pro Prahu a její jednotlivé části energetické analýzy. Z těchto vyplynula také nutnost realizace kapacitních energetických napojení pro plánovanou administrativně bytovou výstavbu na pankrácké pláni a okolí. Tato skutečnost si vynutila nejen výstavbu nové transformovny (dále jen TR) 110/22 kV Pankrác, ale také kabelového kolektoru, který umožní vyvedení silových kabelů 22 kV z TR do potřebných směrů. Kabelový kolektor je také součástí strategického propojení transformovny Pankrác s transformovnami Karlov a Lhotka silovým kabelem 110 kV.



Obr. 1 Situace

Fig. 1 Cable tunnel layout

ZÁKLADNÍ ÚDAJE STAVBY

Investor:	PRE distribuce, a. s.
Zhotovitel:	SUBTERRA, a. s., Divize 1
Název stavby:	Kabelový tunel Pankrác – TR 110/22 kV – Pankrác
Projektant:	KO-KA, s. r. o.
Místo stavby:	Praha 4-Pankrác
Zahájení stavby:	03/07
Dokončení stavby:	08/08

PARAMETRY KABELOVÉHO KOLEKTORU

– celková délka kolektoru včetně technické komory a odbočných větví	462,55 m
– osová délka hlavní větve kolektoru mezi šachtami K11 – K13	431,64 m
– průměrná výška nadloží	14,5 m – 17,8 m
– příčný profil „A“ kabelového kolektoru:	
světla šířka/výška kolektoru	2,60 m/3,1 m
hrubý výrub profilu	13,05 m ²
– příčný profil „B“ kabelového kolektoru:	
světla šířka/výška kolektoru	2,60 m/2,60 m
hrubý výrub profilu	11,25 m ²
– příčný profil „Technické komory – TK“:	
světla šířka/výška kolektoru	2,60 m/3,1 m
hrubý výrub profilu	25,05 m ²
šachta K11: celková hloubka šachty (od HTÚ)	20,7 m
hrubý průměr šachty/světlý průměr šachty	5,2 m/4,2 m
šachta K12: celková hloubka šachty	15,5 m
hrubý průměr šachty/světlý průměr šachty	4,2 m/3,2 m
šachta K13: celková hloubka šachty	15,8 m
hrubý průměr šachty/světlý průměr šachty	4,2 m/3,2 m

INTRODUCTION

Pražská energetika a. s. carries out energy audits for Prague and individual districts of the city, according to the topical development of the situation. The audits have proven the necessity for the construction of capacity connections of power for the planned administration and residential development on the Pankrác plain and in its surroundings. This reality called not only for the construction of a new 110/22kV Pankrác transformer station (hereinafter referred to as the TR), but also a cable tunnel, which will make distribution of power through 22kV conductor cables to the required directions possible. In addition, the cable tunnel is part of a strategic connection between the Pankrác transformer station and the Karlov and Lhotka transformer stations through a 110kV conductor cable.

BASIC PROJECT DATA

Owner:	PRE distribuce, a.s.
Contractor:	SUBTERRA, a. s., Division 1
Project name:	The Pankrác Cable Tunnel - TR 110/22 kV – Pankrác
Designer:	KO-KA s.r.o.
Construction location:	Prague 4 - Pankrác
Construction commencement:	03/07
Construction completion:	08/08

CABLE TUNNEL PARAMETERS

– total tunnel length, including a technical chamber and branches	462.55 m
– axial length of the main tunnel branch between shafts K11 – K13	431.64 m
– overburden average height:	14.5 m – 17.8 m
– cable tunnel cross-section „A“:	
net tunnel width / height	2.60 m / 3.1 m
excavated cross sectional area	13.05 m ²
– cable tunnel cross-section „B“:	
net tunnel width / height	2.60 m / 2.60 m
excavated cross sectional area	11.25 m ²

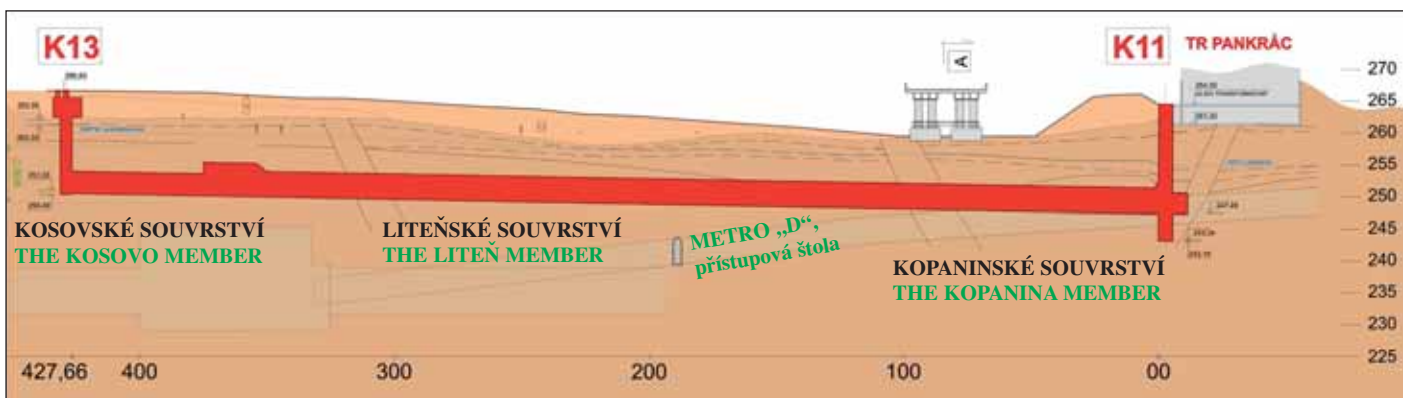
Technical chamber – TK:

net tunnel width / height	2.60 m / 3.1 m
excavated cross sectional area	25.05 m ²
shaft K11: total shaft depth (from the terrain level)	20.7 m
excavated cross-section diameter / net shaft diameter	5.2 m / 4.2 m
shaft K12: total shaft depth	15.5 m
excavated cross-section diameter / net shaft diameter	4.2 m / 3.2 m
shaft K13: total shaft depth	15.8 m
excavated cross-section diameter / net shaft diameter	4.2 m / 3.2 m

AREA CHARACTERISTICS AND DESIGNING STAGE

Cable tunnel layout – horizontal and vertical alignment

In terms of the layout, the project connects the new Pankrác TR, which is located on the Pankrác plain (an area bordered by the North-Southern Backbone Road or 5. Května Street, the Reitknechtka stream valley, the road passing under the Backbone Road or Na Strži Street and the petrol station area), with the intersection of Na Pankráci Street, Na Strži Street and Budějovická Street. The distance between the two locations as the crow flies is about 360m. The above-mentioned intersection is the location where cables leave the tunnel and are heading in all directions required by the owner, i.e. to all corners of the intersection. This requires a technical chamber allowing the splicing of the route. The main directions of the route splicing consist of a 110V cable route heading south, to Na Pankráci Street, to connect to the Karlov TR,



Obr. 2 Podélný profil

Fig. 2 Longitudinal section

CHARAKTERISTIKA ÚZEMÍ A PROJEKTOVÁ PŘÍPRAVA

Situační umístění kabelového kolektoru – směrové a výškové poměry

Polohopisně se jedná o propojení nové TR Pankrác umístěné na pankrácké pláni (prostor ohraničený severojižní magistrálou – ulicí 5. května, údolím Reitknechtky, podjezdem magistrály – ulicí Na Strži a areálem benzínové stanice) s křižovatkou ulic Na Pankráci – Na Strži – Budějovická. Vzdušná vzdálenost obou míst je cca 360 m. V místě této dopravně velmi exponované křižovatky se odehrává vyústění kabelů do všech investorem požadovaných směrů, tj. do všech rohů křižovatky. K tomu je třeba pod křižovatkou zbudovat technickou komoru, v níž dojde k rozbočení trasy. Hlavní směry vyvedení kabelů jsou dány trasou 110 kV kabelů – severně do ulice Na Pankráci, propojení s TR Karlov a západně do ulice Na Strži, propojení s TR Lhotka. Tato hlavní vyústění se odehrávají prostřednictvím šachet K12 a K13. Silové kabely 22 kV vedené do protějších rohů křižovatky jsou pod komunikací převedeny pomocí protlaků ze šachet. Vyústění kabelů v křižovatce, viz obr. 1.

Ze situace je zřejmé, že pro splnění požadavků investora bylo nutno najít optimální trasu vedení kabelového kolektoru s ohledem na koordinaci s budoucí výstavbou metra „D“ a jeho stavební přístupovou štolou, viz obr. 2. Nemaý vliv na trasu kolektoru měly i pozice stávajících kabelovodů a vodovodu DN 1200, které se v několika místech bezprostředně přibližují k realizované části kolektoru. V nadloží jsou v souběhu nebo křižují trasu průchozí kanalizační stoky profilu 800/1430 a 700/1250. Zásadním rozhodnutím bylo určení místa podchodu magistrály ul. 5. května. Po zvážení všech rizik byla zvolena varianta podchodu v prostoru mostního objektu.

Po hodnocení uvedených rizik a geologických podmínek byl kolektor umístěn do hloubky cca 16 m. Kolektor je vyspádován směrem k šachtě K11 u TR Pankrác, kde je čerpací jímka odvodnění.

Geologické a hydrogeologické poměry

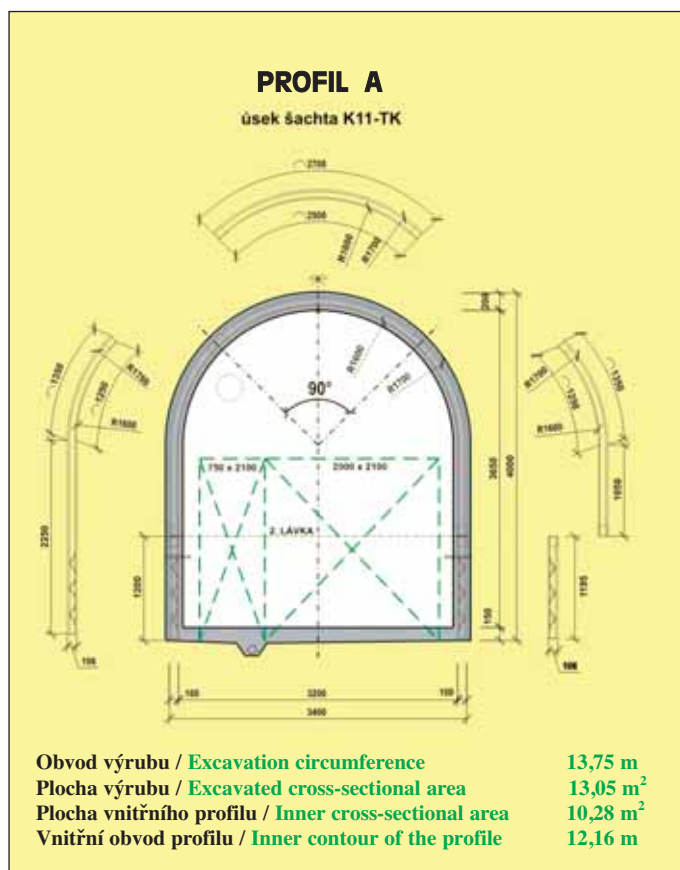
Z podrobného inženýrskogeologického průzkumu vyplývalo, že ražba bude vedena v prostředí navětralého a zdravého skalního podkladu, reprezentovaného paleozoickými souvrstvími ordovického a silurského stáří a vulkanickými horninami rovněž silurského stáří. Konkrétně jsou zde zastoupeny horniny kosovského, liteňského a kopaninského souvrství. Výška nadloží se pohybuje v rozmezí 8 až 15 m. Mocnost skalních hornin třídy R3 a R4 je v tunelu v rozsahu 3,5 až 5 m. Pro určité zjednodušení lze konstatovat, že si jsou horniny litologicky podobné s tím, že horniny kosovského souvrství a vápnité polohy v liteňském souvrství mají větší pevnost. Závěrem IG průzkumu byly avizovány polohy diabasů (min. ve svou staničeních) jako nejvíce odolné horniny, které byly limitujícím prvkem k volbě technologie rozpojování.

Hydrogeologické poměry zde ovlivňuje především geologická stavba, morfologie terénu, množství atmosférických srážek a na této lokalitě také antropogenní vliv. V neporušeném stavu se obvykle jedná o prostředí s omezenou puklinovou propustností.

and a route heading west, to Na Strži Street, to connect to the Lhotka TR. These main branches come from shafts K12 and K13. The passage of the 22kV conductor cables leading to the opposite corners of the intersections is through pipes jacked from the shafts. The ending of the cables in the intersection is shown in Figure 1.

It is obvious from the situation that, to meet the owner's requirements, it was necessary to find an optimum route taking into consideration the coordination with the future Metro Line D project and an adit allowing access to this tunnel excavation (see Fig. 2). The positions of existing cableways and a DN 1200 water main, which get very close to the tunnel part being built at several locations, had more than small influence on the tunnel alignment. There are accessible 800/1430 a 700/1250 trunk sewers in the overburden, both parallel to or crossing the tunnel. The determination of the location for the passage under the Backbone Road, or 5. Května Street, meant a crucial decision. Taking into consideration all risks, the under-crossing variant running in the space of a bridge (see below) was chosen.

When the above risks and geological conditions had been assessed, the tunnel was set to a depth of about 16m. The tunnel gradient falls toward shaft K11 next to the Pankrác TR, where it is provided with a pumping sump.



Obr. 3 Obsazení kabelového kolektoru

Fig. 3 Cross section

Více propustné jsou tektonicky porušené polohy horniny. Porušené zóny se očekávaly kolem žil diabasů, které při své intruzi křehce deformují okolní horniny. Mocnost takto porušené zóny kolem diabasových žil lze odhadnout do 2 m. Hloubka hladiny podzemní vody je ovlivněna místním terénem a na lokalitě tvoří jeden horizont. V jednotlivých vrtaných sondách se hladina ustálila mezi 4,20 m až 12 m pod povrchem. Hladina podzemní vody je nad úrovní stropu kabelového kolektoru v celé délce ražby.

VOLBA TECHNOLOGIE PROVÁDĚNÍ A REALIZACE

Volba technologie

Na základě inženýrskogeologického průzkumu lze podmínky pro ražbu kabelového kolektoru považovat za zhoršené vlivem přítomnosti diabasových vrstev, které mají vyšší pevnost oproti ostatním zastiženým horninám. Proto byla trasa kabelového kolektoru zařazena podle zásad NRTM do 3. technologické třídy s přihlédnutím na profil díla, výšku nadloží a půdorysné umístění. Technologické třídy výrubu slouží jako základní definice vystrojovacích prvků. Protože NRTM je založena na observaci – pozorování (měření) a popisu dějů, jsou vystrojovací prvky v případě potřeby upravovány tak, aby se nejen zvýšila bezpečnost výstavby, ale aby se také skutečně zastižené inženýrskogeologické podmínky mohly využít k ekonomicky výhodnějšímu provádění ražby.

V souladu s principem observace je ražba doplněna o sledování systémem kontrolních měření několika souborů monitoringu. Kromě geologických sledování hraje při rozhodování podstatnou roli geodetické sledování deformací masivu a konstrukce primárního ostění.

Před vlastním započatím ražeb byl geologický průzkum doplněn výsledky sledování získanými z hloubení technologických šachet – šachty K12 a K13 byly provedeny v předstihu v roce 2006, šachta K11 bezprostředně před zahájením ražby. Na základě takto získaných znalostí byla ražba kolektoru rozhodnuta pomocí dvou technologií v závislosti na pevnosti rozpojované horniny. Horniny třídy R3-R2 budou rozpojovány pomocí trhacích prací a horniny R6-R4 za pomoci mechanického rozpojování.

Technologický postup

Provizorní konstrukce všech v trase použitých profilů – A, B, TK – je řešena generálně za použití důlní výztuže profilu K21, nebo příhradového rámu s vodorovným ztužením rozpínkami a stříkaným betonem SB 20 se sítí SZ 6/100-6/100. Vzdálenosti důlních rámu byly navrženy dle technologických tříd. Důlní výztuž je ukládána na patky. Dno profilu je vyšterkováno pro ochránění počvy proti rozbrždění a doplněno odvodňovacím žlábkem na počvě pro spolehlivý odvod průsakových vod. Tloušťka konstrukce je 200 mm u profilů A a B, v profilu technické komory 250 mm.

Technologicky je ražba převážně realizována na dvě lávky s postupným vkládáním důlních rámu s časovým omezením podle stability čelby. Vzdálenost rámu, zajištění čelby a vzdálenost druhé lávky se upravuje podle výsledků geotechnického monitoringu. V případě, že se horninový masiv a ŽB konstrukce dočasně ostění i přesto vyvíjejí jinak, než předpokládáme, zabezpečuje se ještě ostění svorníky tak, aby byly dosaženy bezpečné hodnoty deformací.

Hloubení a ražba z K11

Práce na šachtě K11 a na štole byly zahájeny 1. 3. 2007 s omezením pracovní doby od 7.00 hod. do 19.00 hod. z důvodu vysoké hladiny akustického tlaku (hlučnosti) a dokončeny byly 23. 3. 2007. Šachta byla hloubena ve vrstvách vápencových břidlic deskovitě až lavicovitě odlučných. Nárazí jámy a štole s technologickým zázemím pro razicí stroj a dopravu v délce 32,4 m a rozrážka v délce 3,5 m byly raženy ručně s využitím trhacích prací. Technologické zázemí pro strojní ražbu bylo dokončeno 29. 4. 2007. Ražba dále probíhala ve vrstvách vápencových a prachovcovojílovitých břidlic s žilkami kalcitu. Postupy při omezené pracovní době činily 0,98 m/den ve dvou lávkách. Na konci března byl dovezen razicí stroj AM – 50, spuštěn do šachty a v podzemí zkompletován s kolovým dopravníkem Paus Universa – 50.

GEOLOGICAL AND HYDROLOGICAL CONDITIONS

It followed from the engineering-geological survey that the excavation would pass through slightly weathered or unweathered bedrock represented by Palaeozoic series of strata of the Ordovician and Silurian age, and volcanic rock, also of the Silurian age. Concretely, the Kosovo, Liteň and Kopanina Members are represented in the location. The height of the overburden ranges from 8 to 15m. The thickness of rock categorised as classes R3 and R4 the tunnel passes through is 3.5 to 5.0m. To simplify the things, it can be stated that, from the lithological point of view, the rock types are similar, but the strength of the rock forming the Kosovo Member and the calcareous layers within the Liteň Member is higher. At the conclusion, the EG survey forewarned of layers of diabase (at least at two chainages) as the hardest rock, which were the limiting element for the selection of the rock disintegration equipment.

The hydrogeological conditions in the location are above all affected by the geological structure, terrain morphology, the amount of precipitation and even anthropogenic influences. The given environment, if it is in an undisturbed condition, usually displays limited fissure permeability. Tectonically faulted layers of the rock are more permeable. Faulted zones were expected to exist around diabase veins, which cause brittle deformation of the surrounding rock while intruding into it. The thickness of the disturbed zone around a diabase vein can be estimated up to 2m. The depth of the water table is affected by the local terrain; it forms a single horizon in the locality. The water surface stabilised at 4.20m to 12.0m under the surface in individual exploratory boreholes. The water table is above the cable tunnel roof throughout the excavation length.

SELECTION AND APPLICATION OF EXCAVATION MEANS AND METHODS

Selection of excavation means and methods

Based on the results of the engineering-geological survey, the excavation conditions can be considered as worsened due to the presence of the diabase layers, which are harder than the other rock types encountered. For that reason, the cable tunnel route was categorised as the NATM class 3, with the excavation profile, overburden height and ground plan configuration taken into account. NATM excavation support classes are used as a basic definition of the support elements. Because the NATM is based on observation (measurement) and description of processes, the arrays of support elements are modified, if needed, not only so that the construction work safety is improved, but also to allow the exploitation of the actually encountered engineering-geological conditions for the benefit of economically more advantageous excavation processes.

In compliance with the observation principle, the excavation is supplemented by a monitoring system consisting of several sets of check measurements. Apart from geological monitoring, a significant role in terms of the decision making process is played by the geodetic survey of deformations of the rock mass and primary lining structure.

The geological survey was supplemented prior to the commencement of the excavation itself by adding the results of observations which had been obtained during the sinking of utility shafts - shafts K12 and K13 were sunk in advance, in 2006, while shaft K11 was carried out just before the commencement of the excavation. It was decided on the basis of the knowledge available that the tunnel excavation be performed using two methods, depending on the strength of the rock to be disintegrated: the rock categorised as classes R3-R2 using the drill-and-blast technique and R6-R4 class rock to be disintegrated mechanically.

Means and methods of excavation

The means of temporary support for all cross sections used on the tunnel route (A, B and TK) are unified, consisting of K21-profile colliery frames or horizontally braced lattice girders and SB20-grade sprayed concrete reinforced with SZ 6/100-6/100 steel mesh. The spacing between the colliery frames was designed according to the excavation support classes. The frames are placed on footings. The bottom of the profile is covered with gravel to protect it against becoming slushy. In addition, there is a drain in the bottom to reliably evacuate seeping water. The structure is 200mm and 250mm thick in the cases of the profiles A/B and the technical chamber respectively.



Obr. 4 Fotografie z provádění stavby

Fig. 4 A pictures from the excavation period

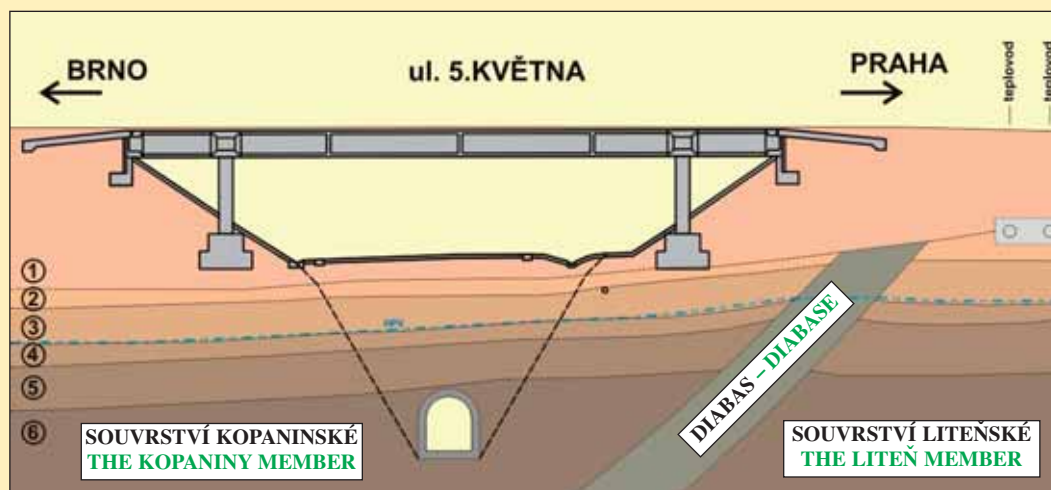
Mechanické rozpojování štoly razícím strojem bylo zahájeno 1. 4. 2007 ve 24hodinovém cyklu. Doprava horniny byla vyřešena kolovým důlním vozidlem určeným k transportu různých výměnných nástaveb Paus Universa – 50 s upravenou nástavbou pro podmínky stavby. Vana s vyrubanou horninou byla vytěžena jeřábem RDK 300 a na skládku převážena Tatro 815 – Strager. Betony na provizorní konstrukci byly dovezeny obráceným postupem na čelbu Paussem a následně s doplněním urychlovače vystřikány strojem Meyco GM 60. Větrání sací, ventilátor APXE Ø 630 mm a flexibilní lutny. Ražba probíhá převážně v šedočerných prachovcovojílovitých břidlicích s polohami šedých vápenců mocnosti 15 – 30 cm, místy až 50 cm. Skalní hornina charakteru diabasu (paleozoického čediče) se objevuje pouze částečně. Její plynulý přechod z podloží do celé čelby se objevuje od staničení cca 360 m, kde již musí být nasazeny trhací práce, tj. v místě přechodu štoly profilu A do technické

The excavation is divided into two sequences, two benches, with step-by-step installation of the colliery frames, which is limited in time by the stability condition of the excavation face. The spacing of the frames, support of the face and the distance between the excavation face and excavation of the second bench are adjusted according to the results of the geotechnical monitoring. If the rock mass and RC structures of the temporary lining develop in another way than we expect despite the above-mentioned support measures, rock bolts are installed to achieve safe values of deformations.

K11 shaft sinking procedure and excavation from the shaft

The work on K11 shaft and a gallery started on 1.3.2007, with the working time restricted to 7:00 to 19:00 hours because of a high level of the acoustic pressure (noise level). It was finished on 23.3.2007. The shaft sinking proceeded through calcareous shale with a platy to sheet type of jointing. The bottom of the shaft and the 32.4m long gallery with the equipment which was required for the tunnel digging machine (TDM) work and muck hauling, as well as a 3.5m long germ of the tunnel itself were excavated manually using explosives. The installation of the equipment required for the tunnel digging machine was completed on 29.4.2007. The further excavation passed through layers of calcareous and silty-clayey shales containing calcite veins. The advance rates, at the restricted working time, amounted to 0.98m per day for two benches. An AM – 50 tunnel digging machine was supplied to the site and lowered to the shaft. A set consisting of the AM – 50 tunnel digging machine and a Paus Universa – 50 wheeled carrier was assembled in the underground.

The round-the-clock mechanical excavation of the gallery by the TDM started on 1.4.2007. The mucking out was dealt with using a Paus Universa – 50 carrier capable of carrying various modules. The muck holding body to be used in the gallery had to be adjusted to the construction conditions. The box containing the muck was lifted by an RDK 300 crane and moved to the stockpile by a Tatra 815 – Strager. A reverse procedure was applied to the transport of concrete for the primary lining to the excavation face. The concrete was mixed with an accelerator at the face and applied by spraying using a Meyco GM 60. An exhaust ventilation system is used (an APXE Ø 630 mm fan, flexible ducts). The excavation is carried out through mostly grey-black silty-clayey shales containing 15 – 30cm (locally up to 50cm) thick interlayers of grey limestone. The hard rock of the diabase type (Palaeozoic basalt) is encountered only partially. The shifting of this hard rock layer from the tunnel bottom to gradually cover the whole excavation face started to show from chainage about 360m (the point where the gallery profile A passes to the technical chamber, i.e. the TR cross section). The advance rates achieved by the mechanical equipment throughout the 327m length of the gallery, including the passage under the Backbone Road and the second bench excavation, amounted to 3.3m m per day on both benches on average. At this place, it is necessary to appreciate the approach of the whole working team, whose results are obvious from the next chapter. The technical chamber excavation followed. The mucking out after the blasting was more difficult in the chamber; the average excavation advance rate was 1.37m per day on both benches.

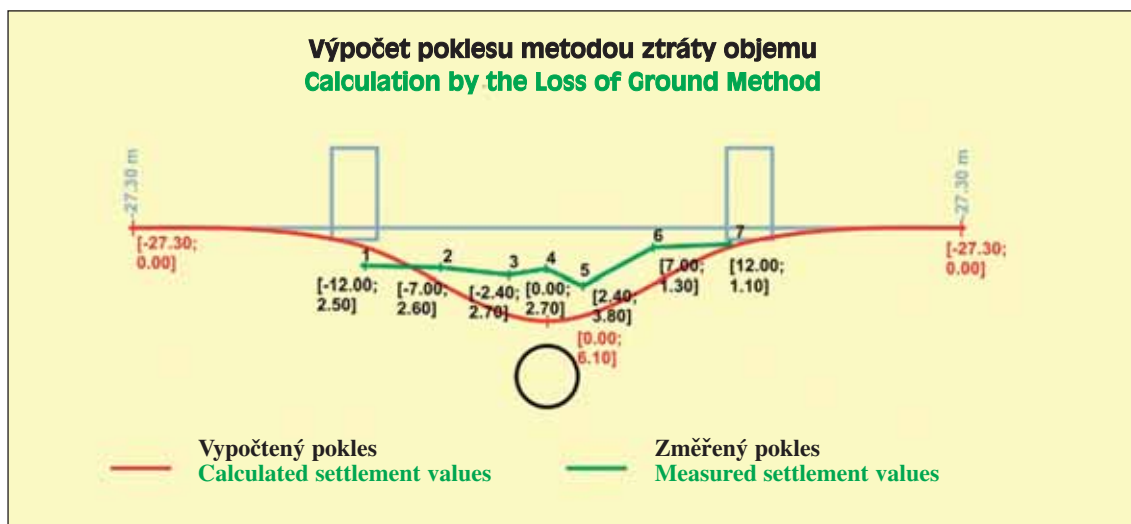


LEGENDA / LEGEND

- ① Navážka
Man-made ground
- ② Zcela zvětralé břidlice
Completely weathered shale
- ③ Silně zvětralé břidlice
Heavily weathered shale
- ④ Slabě zvětralé břidlice
Moderately weathered shale
- ⑤ Navětralé břidlice
Weakly weathered shale
- ⑥ Zdravé břidlice
Unweathered shale

Obr. 5 Schéma ul. 5. května

Fig. 5 Scheme of 5. Května Street



Obr. 6 Výstup z výpočtu metody ztráty objemu
Fig. 6 Output from the calculation by the Loss of Ground Method

komory na profil TK. Postupy ražby po celé délce 327 m ražby mechanickým rozpojováním, včetně podchodu pod magistrálou a druhé lávky, dosahovaly průměrně 3,3 m denně. Zde je třeba vyzvednout přístup celého týmu pracovníků, jejichž výsledky jsou zřejmé z další kapitoly. Následovala technická komora se ztíženým odtěhováním po trhacích pracích s průměrným postupem ražby 1,37 m denně na obou lávkách.

V současné době probíhá ražba štol menšího profilu B z technické komory ke koncovým technologickým šachtám K12 a K13, pro kterou muselo být upraveno odtěhovací zařízení AM-50.

DOPAD PROVÁDĚNÍ NA POVRCH V MÍSTĚ KŘÍŽENÍ UL. 5. KVĚTNA – PŘEDPOKLADY, REALIZACE

Samostatným úkolem bylo najít optimální trasu na překonání magistrály, ulice 5. května. Poloha transformovny byla dána a volba trasy podchodu ulice 5. května byla v zásadě možná dvěma variantami. Přímé vedení pod tělesem komunikace v blízkosti opěr mostního objektu nebo v koridoru nájezdu na magistrálu. V případě přímého podchodu bylo mnoho neznámých včetně skladby konstrukce parovodu, kvality podkladních vrstev násypového tělesa komunikace a provedení založení mostních opěr. Po zhodnocení všech hledisek bylo rozhodnuto zatížit zónou ovlivnění spíše pozemní komunikací ulice Na strži s nižším dopravním zatížením, tak aby nedošlo k ovlivnění mostního objektu nadřazené komunikace ulice 5. května.

Na obr. 6 je dokladován teoretický výstup z výpočtu metodou ztráty objemu (červeně) doplněný reálnou nivelací povrchu ustálenou během geotechnického monitoringu (zeleně). Projektovaný předpoklad zóny ovlivnění byl s maximálním prognózovaným poklesem v ose do 6 mm a na základové konstrukci do 3 mm. Tyto hodnoty byly následně ověřovány matematickým modelem MKP se zaměřením na základovou konstrukci mostního objektu. Dodržením technologického postupu a rychlosti provedení jsou poklesy terénu na hodnotě do 4 mm. Výsledky dokládají, že během realizace byl splněn požadavek bezkolizního překonání magistrály.

ZÁVĚR

V článku se prezentuje doba před realizací a realizace první části výstavby kabelového kolektoru – ražby. V dnešní době se ražba dokončuje. Zásadně však lze prohlásit, že při flexibilní reakci na velice složité podmínky výstavby lze skloubit součinnost týmu realizace a projektanta ve velmi dobrý výsledek práce. Veřejnost v tomto případě vnímá práci těchto týmů velice pozitivně. S přáním zdárného dokončení celého projektu autoři.

JIŘÍ KRAJÍČEK, jkrajicek@subterra.cz, SUBTERRA, a. s.,
ING. RADKO RIEGER, r.rieger@ko-ka.cz, KO-KA, s. r. o.

Currently smaller profile galleries (B profile) are being driven from the technical chamber to the end equipment shafts K12 and K13, for which the AM-50 tunnel digging machine had to be adjusted.

IMPACT OF THE EXCAVATION ON THE SURFACE AT THE CROSSING WITH 5. KVĚTNA STREET – ASSUMPTIONS AND REALITY

The finding of the optimum route for the crossing of the Backbone Road, 5. Května Street, was a separate task. The location of the transformer station was fixed and there were two options for the route for the passage under 5. Května Street: a direct route under the road embankment in the vicinity of the bridge abutments or within the corridor occupied by a road approaching ramp. In the case of the direct passage, there were too many unknowns, including a steamline design, quality of ground under the road embankment and quality of the foundation of the bridge abutments. When all viewpoints had been assessed, it was decided to expose to the excavation effects the road in Na Strži Street carrying lower traffic, thus to avoid the influencing of the bridge structure carrying the higher-ranking road, 5. Května Street. The zone influenced by settlement which was assumed by the design, with the maximum anticipated subsidence on the tunnel centre line and under a foundation structure up to 6mm and 3mm respectively, is shown in Figure 5.

Fig. 6 presents an output of a calculation using the Loss of Ground Method (red colour), supplemented by results of the surface levelling which was carried out during the geotechnical monitoring when the deformations had settled (green colour). The design settlement trough anticipated the settlement values up to 6mm on the tunnel centre line and up to 3mm on the foundation structure. These values were subsequently verified by the FEM mathematical modelling, which was focused on the foundation structure of the bridge. Owing to the adherence to the technological procedure and the speed of the work, the terrain settlement does not exceed 4mm. The results prove that the requirement for the collision-less passage under the backbone road during the construction was met.

CONCLUSION

The paper presents the time period before the construction commencement and the excavation of the cable tunnel, which is the first part of the tunnel construction process. Currently, the excavation is being completed. In principle, however, it can be stated that very good results of the work, without any negative impacts on the surroundings, can be achieved through flexible responses to very complicated construction conditions, if the team consisting of the contractor's and designer's staff properly cooperate. In addition, the general public in the vicinity view the work of these teams very positively. The authors of this paper wish the project to be completed successfully.

JIŘÍ KRAJÍČEK, jkrajicek@subterra.cz, SUBTERRA, a. s.,
ING. RADKO RIEGER, r.rieger@ko-ka.cz, KO-KA, s. r. o.

TUNEL PATNITOP – NEJDELŠÍ SILNIČNÍ TUNEL V INDII

PATNITOP TUNNEL – THE LONGEST ROAD TUNNEL IN INDIA

PETR SVOBODA, MARTIN SRB

ÚVOD

Tunel Patnitop je stejně jako sedm kratších tunelů, popsaných v článku uveřejněném v časopise Tunel č. 1/2007, součástí projektu zkapacitnění státní silnice NH-1A, tzv. „severojižního koridoru“ probíhajícího Indii od jihu na sever a spojujícího města Srinagar (stát Jammu a Kashmir v Himálaji) a Kanyakumari (stát Tamilnadu na jihu Indie).

V podhůří Himálaje prochází tato původně stará obchodní cesta velmi složitým terénem. Směrové vedení komunikace zůstává prakticky beze změny od roku 1914, kdy byla upravena na jednopruhovou silnici. V roce 1954 byla deklarována jako státní silnice NH-1A (National Highway – 1A). Do provozu byl v tomtéž roce uveden Jawaharlal Nehru tunel procházející pod hřebenem Pir Panjal ve výšce cca 2500 m n. m. Silnice byla postupně vylepšována, a v roce 1968 se přistoupilo k rozšíření na komunikaci dvoupruhovou, stále s původním směrovým a výškovým vedením (obr. 1).



Obr. 1 Silnice NH-1A mezi Udhampurem a Srinagarem
Fig. 1 The NH-1A highway between Udhampur and Srinagar

Současný velký hospodářský růst Indie přináší i zvýšené nároky na dopravu a dopravní infrastrukturu. Proto bylo rozhodnuto o zkapacitnění komunikace NH-1A. Do budoucna by silnice měla mít dva dvoupruhové, směrově oddělené jízdní pásy.

Firma D2 Consult Prague se podílela na projektu jako tunelový konzultant americké firmy Louis Berger Inc. Činnost zahrnovala variantní návrhy možných tunelů pod masivem Patnitop, jejich srovnání multikriteriální analýzou a doporučení nejvhodnějšího řešení. Následně byla vypracována zadávací dokumentace vybrané varianty 9 km dlouhého, dvoupruhového tunelu s protisměrným provozem a paralelní únikovou štolou.

PROJEKT

Projekt zvýšení kapacity silnice z Udhampuru do Banihalu je pouze jedním z mnoha, které jsou v současnosti v Indii realizovány. Z pohledu množství rekonstruovaných nebo nově budovaných inženýrských objektů se však jedná o jeden z nejnáročnějších. Místní podmínky v podhůří Himálaje jsou velmi složité. Silnice vede po úbočí strmých svahů, oblastmi častých sesuvů a na cestě do centrálního Kašmířského údolí překonává několik výrazných hřebenů.

INTRODUCTION

Same as the seven shorter tunnels which were described in the article published in the issue No. 1/2007 of Tunnel magazine, the Patnitop tunnel is part of the project having the aim of increasing the capacity of the NH-1A National Highway, the so-called “North-Southern Corridor” running across India from the south to the north and connecting the city of Srinagar (the state of Jammu and Kashmir) with the city of Kanyakumari (the state of Tamilnadu, in the south of India).

In the Himalayan foothills, this, originally ancient, trade route passes a very difficult terrain configuration. The horizontal alignment of the way has remained virtually unchanged since 1914, when it was converted to a single-lane road. In 1954 it was declared to be the NH-1A National Highway. It was the year when the Jawaharlal Nehru Tunnel, passing under the Pir Panjal mountain ridge at an altitude of about 2500m a.s.l., was inaugurated. The road was step-by-step improved and, in 1968, the work on widening the road and changing it to a double-lane configuration commenced. The original horizontal and vertical alignment was not changed then (see Fig. 1).

The current great economic growth of India brings increased demands on transportation and traffic infrastructure. This is why the decision to boost the capacity of the NH-1A highway was made. In the future, the highway should become a two-lane dual carriageway.

D2 Consult Prague company participated in the design work, being a tunnelling consultant for Louis Berger Inc., a USA-based company. Its activities consisted of carrying out variant designs for possible tunnels under the massif of Patnitop, comparisons of the variants using the Multiple-Criterion Analysis and recommendations for the most suitable solution. The tender documents, which were based on the variant consisting of a 9km long, double-lane bi-directional tunnel and a parallel escape gallery, were prepared subsequently.

PROJECT

The project for the increasing of the Udhampur – Banihal highway is only one of the many projects which are currently being implemented in India. It is, however, one of the most demanding projects in terms of the number of new civil engineering structures to be reconstructed or newly built. Local conditions in the Himalayan foothills are very difficult. The highway leads on hillsides, through frequent landslide areas and passes several marked mountain ridges on the route to the valley of Kashmir.

The whole project is divided into three partial sections. No tunnel is designed for the first section (Jammu – Udhampur). The design for the second section (Udhampur – Banihal) contains 8 tunnels (the Patnitop tunnel is found in this section). Two tunnels are designed for the third section (Banihal – Srinagar).

The second section is further divided into five parts. No tunnel is designed for the first part. The second part contains only the 9km long Patnitop tunnel, which is currently the longest road tunnel under preparation in southeastern Asia. The third part and fifth part contain each one tunnel, whilst five tunnels are designed for the fourth part. This gives a total of seven shorter tunnels with the lengths between 200m and 900m, and one very long tunnel.

The section in question, from Udhampur to Banihal, first rises about one hundred metres from Udhampur, along the Tawi River valley, up to the Patnitop mountain ridge at an altitude of about 2030m. After passing across the mountain ridge, the road descends toward the city of Batot and further to the Chenab River valley, then it continues on steep slopes upstream the Bighlari River toward Banihal. It further runs across the Pin Panjal mountain ridge to Srinagar. This section is 122km long (see Fig. 2).

The objective of this project is to increase the capacity and improve the safety of the highway by increasing the number of traffic lanes and forming a dual carriageway. The road is designed for the speed of 50km/h (according to the requirements of Indian standards for national highways in mountainous terrain configuration).

The development of the 9km-long tunnel under Patnitop ridge will reduce the length of the route by 30km will allow the route to avoid the 1000m ascending and descending of the existing road.



Obr. 2 Severní portál tunelu
Fig. 2 Northern tunnel portal

Celý projekt je rozdělen na tři dílčí úseky. V prvním úseku (Jammu – Udhampur) není navržen žádný tunel. Ve druhém (Udhampur – Banihal) je navrženo celkem 8 tunelů (tunel Patnitop se nachází v tomto úseku). Ve třetím úseku (Banihal – Srinagar) jsou navrženy tunely dva.

Druhý úsek je dále podrobněji členěn na 5 částí. V první části není navržen žádný tunel. Druhá část obsahuje pouze 9 km dlouhý tunel Patnitop (tč. nejdelší připravovaný silniční tunel v jihovýchodní Asii). V třetí a páté části je vždy navržen jeden tunel, ve čtvrté části je tunelů pět. Celkem se tedy jedná o sedm kratších tunelů různých délek od 200 m do 900 m a jeden velmi dlouhý tunel.

Popisovaný úsek z Udhampuru do Banihalu nejdříve stoupá cca 1000 výškových metrů z Udhampuru úbočím řeky Tawi a až na hřeben Patnitop ve výšce 2030 m. Po překonání horského hřebene klesá cesta k městu Batot a dále do údolí řeky Chenab a poté pokračuje po úbočí strmých svahů proti proudu řeky Bighlari směrem na Banihal. Dále pak přes horský hřeben Pir Panjal do Srinagaru. Délka tohoto úseku je 122 km (obr. 2).

Cílem projektu je zvýšit kapacitu a bezpečnost komunikace zvýšením počtu jízdních pruhů a jejich směrovým oddělením. Komunikace je navržena na návrhovou rychlostí 50 km/h (dle indických standardů pro státní silnice v horském terénu).

Vybudování 9 km dlouhého tunelu pod hřebenem Patnitop zkrátí trasu o 30 km a vyhne se stoupání a klesání zhruba o 1000 m na stávající silnici.

POSTUP PRACÍ

Mezinárodně uznané území státu Jammu a Kashmir patří formálně Indii. Celá oblast je však fakticky rozdělena mezi Indii, Pakistan a Čínu. Indická část je silně obsazená armádou a policií. Území je zároveň částečně uzavřeno pro volný pohyb osob. To znamenalo různá administrativní zdržení a komplikace během zpracování projektu a získávání potřebných dokumentů a podkladů.

Dokumentace byla zpracována postupně ve dvou etapách. Práce byla zahájena na počátku roku 2005. Nejdříve byla po studiu mapových podkladů a prověření přímo v terénu vytypována místa možných portálů a tras tunelů. Studie obsahovala několik variant tunelů různých délek, tvaru příčných řezů a zhodnocení variant umožňující investorovi (NHAI – National Highway Authority of India, obdoba ŘSD v ČR) zvolit optimální řešení zohledňující také místní faktory.

Během procesu vyhodnocování a výběru variant byly vedeny intenzivní diskuse s investorem o vhodnosti jednotlivých řešení. Součástí této diskuse byla i bezpečnostní problematika a konečný návrh definitivního příčného řezu tunelu (podrobněji viz kapitola Příčný řez).

V roce 2005 probíhal geologický průzkum. V rámci průzkumu byly provedeny vrty v portálových oblastech tunelu, ale i hlubší vrty v místech s vysokým nadložím přímo z hřebene. Tyto vrty nedosahují až k niveletě tunelu. Celý průzkum byl pro potřeby návrhu doplněn podrobným geologickým mapováním a geotechnickým vyhodnocením, na kterém se podíleli odborníci z Technická univerzita Graz.

V roce 2006 – 2007 byla zpracována zadávací dokumentace pro vybranou variantu 9 km dlouhého tunelu včetně paralelní únikové štolky.

PROGRESS OF WORKS

The internationally recognised territory of the state of Jammu and Kashmir is formally part of India. However, the whole territory is factually divided among India, Pakistan and China. The Indian portion is heavily occupied by the army and police. In addition, free movement of persons in a part of the territory is prohibited. This fact meant various administrative delays and complications during the work on the design and obtaining the documents required.

The documents were worked out in two phases, starting at the beginning of 2005. The first step consisted of the studying of the terrain layout, verification in situ, followed by searching for locations suitable for portals and for the tunnel routes. The study contained several variants of tunnels with various lengths and geometry of cross sections, as well as the assessment of the variants, which allowed the client (NHAI – National Highway Authority of India, which is an analogy of the Directorate of Roads and Motorways in the Czech Republic) to choose the optimum design taking into consideration, among others, the local factors.

Intense discussion with the client was held during the variant assessment and selection process regarding the suitability of individual variants. The safety problems and the final design of the definite cross section were also discussed (for more details see the “Cross Section” chapter).

The geological survey was conducted in 2005. The survey consisted of drilling in the tunnel portal areas and deeper drilling, directly from the top of the ridge, where the tunnel overburden is higher. The boreholes did not reach the tunnel bottom. The entire survey was supplemented by detailed geological mapping and a geotechnical assessment, which was carried out with the TU Graz experts participating.

The tender documents were developed in 2006 – 2007, for the selected variant consisting of a 9km-long tunnel and a parallel escape gallery.

GEOLOGY AND GEOTECHNICS

The geological composition along the highway route consists of two basic ground types. Sedimentary rock types prevail in the southern part of the route section, the so-called Murree Formation, whilst igneous rock types and rock types which developed through the metamorphose from igneous rock, the so-called Panjal Formation, prevail in the central and northern part. The Patnitop Ridge, which is to be passed under by the tunnel, is found in the Murree Formation.

The Murree formation consists of Lower to Middle Miocene rocks, primarily dark red, purple and grey sandstone, marlstone, claystone, brittle shales and various conglomerates.

Medium blocky sandstone displays various texture, with the grain size ranging from fine to very coarse. The strength of the material varies between medium and high. Joints between blocks are frequently filled with clay. The sandstone layers are locally weakly weathered to weathered.

The bedded claystone and clayey shales are finely grained, with a low compressive strength. Limy marmoration or venation is frequently observable. Stress relaxation results in decomposition and loss of moisture (see Fig. 3).

Alternation of weak rock (claystone and clay) zones with hard rock (sandstone) layers is typical of this formation. The ratio of claystone to sandstone, which are found in layers with various thickness, and the possible presence of ground water during the excavation are the main factors affecting the stability of the excavation face and the excavated opening. This will be the basis for the making of decisions not only on the application of particular excavation support classes but also on the division of the face and advancing of



Obr. 3 Výchozy na severním portálu
Fig. 3 Outcrops at the northern portal

GEOLOGIE A GEOTECHNIKA

Geologické skladba podél trasy komunikace sestává z dvou základních typů. V jižní části úseku převládají horniny sedimentárního původu tzv. Murree formation, ve střední a severní části úseků převládají horniny vyvřelé a horniny metamorfované z vyvřelin Panjal formation. Hřeben Patnitop, pod kterým prochází popisovaný tunel, náleží k formaci Murree.

Murree je tvořen horninami ze spodního až středního miocénu. Jedná se převážně o temně červené, nachové a šedivé pískovce, slínovce, jílovce a křehké jílové břidlice a různé konglomeráty.

Středně blokované pískovce mají různou zrnitost od jemné až po velmi hrubou. Pevnost materiálů se pohybuje od střední k vysoké. V puklinách mezi jednotlivými bloky je často jílová výplň. Místy jsou vrstvy pískovců mírně navětralé až zvětřelé.

Vrstevnaté jílovce a jílové břidlice jsou jemně zrnité s nízkou pevností v tlaku. Často je pozorovatelná vápenitá mramorovitost až žilkovitost. Vlivem uvolnění napětí dochází k rozpadání a ztrátě vlhkosti.

Pro tuto formaci je typické střídání pásů měkkých hornin (jílovce a jíly) s pásy hornin tvrdých (pískovce) (obr. 3). Vzájemný poměr jílovce a pískovců uložených v různých silných vrstvách a případná přítomnost podzemní vody během ražby jsou hlavní faktory ovlivňující stabilitu čelby a výrubu. Na tomto základě bude rozhodováno o použití dané třídy výrubu, ale i členění a pobírání jednotlivých dílčích výrubů. Na zásadní vliv tloušťky jílovcových vrstev ukázalo i provedené numerické modelování (obr. 4).

Dalším faktorem významně ovlivňujícím deformační a stabilitní chování výrubu je stav napjatosti horninového masivu. Při maximálním nadloží 1000 m je očekávána vertikální složka odpovídající výšce nadloží. Vzhledem k aktivní tektonické historii oblasti, morfologii terénu a dostupným informacím o tektonických zlomech v oblasti tunelu se předpokládá spíše nižší horizontální napjatost ve směru kolmém na osu tunelu.

Návrh způsobu ražby, členění a zajišťování výrubu vychází z předpokládaných typů chování výrubu včetně extrémních, tj. velmi nepříznivého chování vyžadujícího členění a zajištění čelby kaloty a opatření před čelbou.

Vzhledem k omezeným informacím získaným průzkumem a vzhledem k malým zkušenostem s ražbami obdobných profilů v oblasti je především odhad rozložení geotechnických typů a očekávaných způsobů ražby (technologických tříd) zatížen velkou nejistotou.

PŘÍČNÝ ŘEZ

Návrh příčného řezu tunelu byl ovlivněn zejména prostorovými požadavky na světlý průřez tunelu, šířku vozovky a také nutnou velikostí vzduchových kanálů pro uvažovanou příčnou ventilaci.

Stejně jako u kratších tunelů byla i u tunelu Patnitop dlouho diskutována zejména šířka vozovky v tunelu. Diskusi ovlivňoval i projekt obdobného tunelu (cca 7 km dlouhého) v sousedním úseku z Banihalu do Srinagaru pod masivem Pir Panjal, kde je tunelovým konzultantem/projektantem francouzská firma Sctaroute, a požadavek investora na jednotné řešení.

Konečná podoba příčného řezu byla na základě požadavků NHAH stanovena na 9,35 m šířky vozovky, dva 1 m široké zvýšené chodníky po stranách a paralelní únikovou štolu s propojkami. Plocha příčného řezu se zvětšila na cca 147 m², uspořádání viz obr. 5.

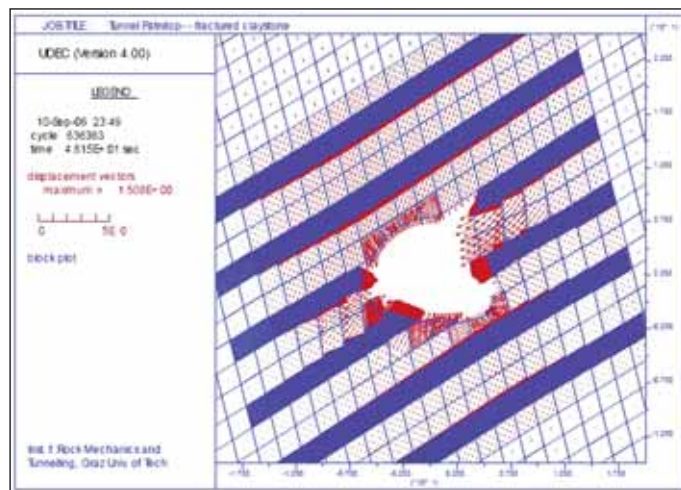
Ražba štol proběhne s krátkým předstihem před hlavním tunelem, bude sloužit jako průzkumné dílo a bude indikovat chování masivu a očekávané problémy. Dále bude mít funkci drenážní a dopravní během výstavby.

Ve výsledném návrhu tvoří vnitřní líc definitivního ostění kružnice o poloměru 6,65 m se středem v ose tunelu 3,2 m nad povrchem vozovky. Vrchol klenby je 9,85 m nad vozovkou. Ve výšce 5,7 m nad vozovkou je umístěn mezistrop odělující vzduchové kanály od dopravního prostoru tunelu. Poloměr mírného vyklenutí mezistropu je 40 m. Velikost vzduchových kanálů je 2 x 17 m².

Příčný řez má celkem tři základní varianty podle použité třídy výrubu (A, B a C). U varianty A je klenba tunelu uložena na železobetonových patkách. Výška patek je 550 mm. U variant B a C je dno tunelu zajištěno protiklenbou. Poloměr vnějšího líce protiklenby u typu B je 14,65 m a vrchol klenby je 2,7 m pod niveletou vozovky. Typ C má vrchol protiklenby 3,3 m pod niveletou a poloměr je 10,15 m.

Minimální tloušťka ostění ve vrcholu klenby je 400 mm. Tloušťka protiklenby je proměnná.

Isolace tunelu je navržena jako deštníková (tj. pouze v prostoru horní klenby). Za patkami ostění jsou uloženy boční drenáže Ø 250 mm.



Obr. 4 Modelování výrubu programem UDEC

Fig. 4 Excavation modelling using the UDEC program

individual partial headings. The fundamental influence of the thickness of the clay layers was also proven by numerical modelling (see Fig. 4).

Another factor which significantly influences the stability and deformational behaviour of the excavation is the state of stress in the rock massif. At the maximum overburden 1000m high, the vertical component is expected to correspond to the overburden height. Considering the active tectonic history of the area, the terrain morphology and information about faults in the tunnel area available, there is an assumption that the horizontal stress perpendicular to the centre line of the tunnel will be rather low.

The design for the excavation technique, division of the face and excavation support is based on the anticipated types of the excavation behaviour, including extreme ones, i.e. very unfavourable behaviour requiring the division and support of the top heading face and measures to be implemented ahead of the face.

With respect to the limited information obtained by surveys, and considering the insufficient experience in excavating similar profiles in the given area, the estimation of the distribution of the geotechnical types and the expected excavation procedures (excavation support classes) is, most of all estimations, subjected to great uncertainty.

CROSS SECTION

The tunnel cross section design was affected, above all, by spatial requirements for the net cross section of the tunnel, the width of the roadway and the necessary dimensions of the ventilation ducts for the planned transverse ventilation.

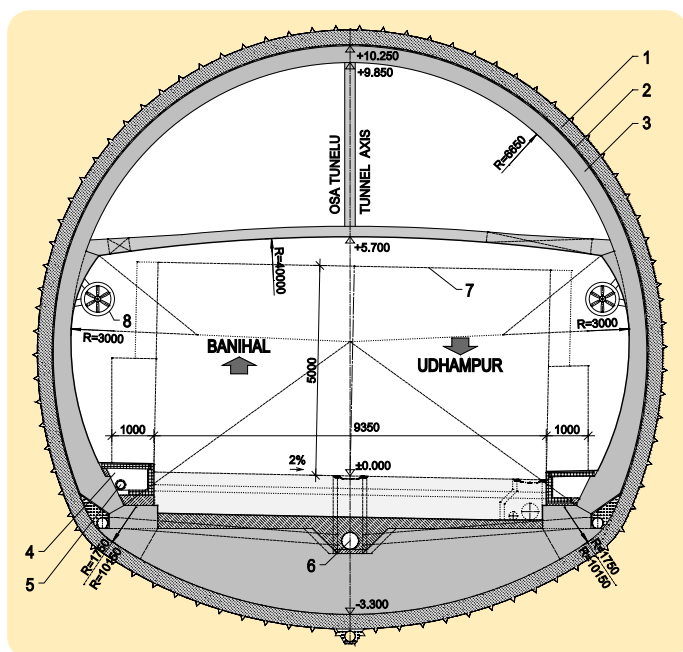
Same as in the case of the shorter tunnels, the width of the roadway in the Patnitop tunnel was also one of the main issues which were discussed for a long time. The discussion was affected even by the design of a similar tunnel (about 7km long) in the neighbouring section from Banihal to Srinagar, running under the Pir Panjal massif, where French-based company Sctaroute is the consultant/designer, and by the owner's requirement for a unified design.

The final design for the cross section was determined on the basis of the NHAH requirements as follows: the road width of the roadway, two 1m-wide raised walkways on both sides, and a parallel escape gallery with cross passages. The cross-sectional area was increased to about 147 m²; for the configuration see Fig. 5.

The gallery excavation will start with a short advance ahead of the main tunnel. It will serve as an exploration gallery, and will indicate the rock mass behaviour and anticipated problems; further it will have drainage and transportation functions.

In the resulting design, the internal contour of the final lining forms a circle with the radius of 6.65m and the centre on the tunnel centre line 3.2m above the roadway surface. The top of the crown is 9.85m above the roadway surface. A suspended slab is at a height of 5.7m above the roadway. It separates ventilation ducts from the traffic space in the tunnel. The radius of the moderate arching of the suspended slab is 40.0m. The cross-sectional area of the ventilation ducts is 2 x 17 m².

The cross section has three basic variants, depending on the respective excavation support class (A, B and C). For the variant "A", the tunnel vault is supported by reinforced concrete footings. The footing is 550mm high. The variants "B" and "C" have the excavation bottoms stabilised by an invert. The radius of the outer surface of the invert at the type "B" is 14.65m and the lowest point of the inverted arch is 2.7m under the roadway surface. The type



Obr. 5 Příčný řez tunelu: 1 – primární ostění, 2 – hydroizolace, 3 – sekundární ostění, 4 – kabelový kanál, 5 – požární vodovod, 6 – centrální tunelová stoka, 7 – průjezdní průřez, 8 – podélný proudový ventilátor
Fig. 5 Tunnel cross-section: 1 – primary lining, 2 – waterproofing layers, 3 – secondary lining, 4 – cable duct, 5 – fire main, 6 – central tunnel sewer, 7 – clearance profile, 8 – longitudinal jet fan

Drenáže jsou obsypány mezerovitým betonem. Každých 60 m – 70 m (podle skladby jednotlivých typů bloků) je v místě revizní šachty boční drenáž propojena se středovou kanalizační stokou Ø 400 mm.

Pod oběma chodníky je vytvořen prostor pro uložení slaboproudých i silnoproudých vedení. Kable budou po uložení zasypány pískem a zakryty betonovými deskami. Spáry mezi deskami budou opatřeny zálivkou tak, aby nedocházelo k zatékání vody.

Na vnitřní straně (směrem k únikové štolě) je v tomto prostoru uložen i požární vodovod. To umožní napojení vodovodu na řad ve druhém tunelu po jeho dokončení.

V odstavném zálivu je vozovka jednostranně rozšířena o odstavný pruh šířky 2,5 m. Strana řezu bez rozšíření je stejná jako v řezu normálním. Klenba tunelu je asymetrická. Minimální tloušťka ostění ve vrcholu klenby je 450 mm (obr. 6). Délka jednoho bloku betonáže bude 10 m.

Příčný řez ražené tunelové propojky má dvě varianty: se spodní klenbou a na patkách bez spodní klenby. Zde je také navržena deštníková izolace. Za patkami jsou uloženy podélné drenáže. Tyto drenáže jsou pomocí šachet napojeny na hlavní tunelovou stoku.

Příčný řez únikové štoly neuvádíme. V projektu bylo navrženo variantní řešení bez i s definitivním ostěním. Vzhledem k předpokládané pozdější výstavbě druhého tunelu bude štola zřejmě zajištěna pouze primárním ostěním.

Vzhledem ke konfiguraci terénu na obou portálech není nutno budovat hloubené části tunelu. Přímo za raženým portálem je vždy vybudována budova vzduchotechniky.

SMĚROVÉ A VÝŠKOVÉ VEDENÍ TUNELU

Vzhledem ke stísněným podmínkám úzkých údolí se strmými svahy je osa komunikace vedena relativně ostrými oblouky. Směrové vedení komunikace v tunelu začíná u jižního portálu tunelu levým obloukem o poloměru 300 m, pokračuje dlouhou přímkou (8450 m). U severního portálu tunelu prochází směrové vedení dvěma protisměrnými oblouky. Levý směrový oblouk má poloměr 550 m, následuje krátká mezipřímá (128 m) a pravý směrový oblouk s poloměrem 300 m. Délka celého tunelu je 9020 m. Ražený úsek má délku 8980 m.

Niveleta komunikace je v tunelu vedena se střechovitým sklonem tak, aby bylo umožněno gravitační odvodnění. Od jižního portálu komunikace stoupá podélným sklonem 0,5 %. Vrchol polygonu je 2387 m od jižního portálu. Poloměr zaoblení je 20 000 m. Výškové vedení dále klesá se sklonem 0,5 % k severnímu portálu. Výškový rozdíl mezi portály je 21,28 m. Jižní portál leží 1230,30 m n. m., severní potom 1209,07 m n. m.

“C” has the lowest point of the invert 3.3m under the roadway surface and the radius is 10.15m.

The minimum thickness of the lining in the crown is 400mm. The invert thickness is variable.

The tunnel waterproofing will be of the umbrella type (i.e. only in the space of the upper vault. There are side drains Ø 250 mm behind the footings of the lining. The drains are embedded in porous concrete. The side drains are connected with the Ø 400 mm central sewer every 60 – 70m (depending on the composition of individual block types), with the branches starting from the manholes on the drains.

There is a space formed under both walkways, which will be used for the installation of weak current and heavy current lines. The cables will be back-filled by sand and covered by concrete slabs after the installation. The joints between the slabs will be sealed to prevent leakage of water.

In addition, the space on the inner side (in the direction toward the escape gallery) houses a fire main. This design will make the connection of the water main to the main in the other tunnel tube when it is completed.

In the lay-by, the roadway width is enlarged by the addition of a 2.5m wide lane. The side of the cross section which is not widened is identical with that in the normal cross section. The tunnel vault is asymmetric. The minimum thickness of the lining in the crown is 450mm (see Fig. 6). A concrete casting block will be 10m long.

There are two variants of the cross section of the mined cross passage: a variant with an invert and a variant supported by footings, without an invert. This variant is also protected by the umbrella-type waterproofing system. Longitudinal drains are located behind the footings. These drains are also connected via manholes to the main tunnel sewer.

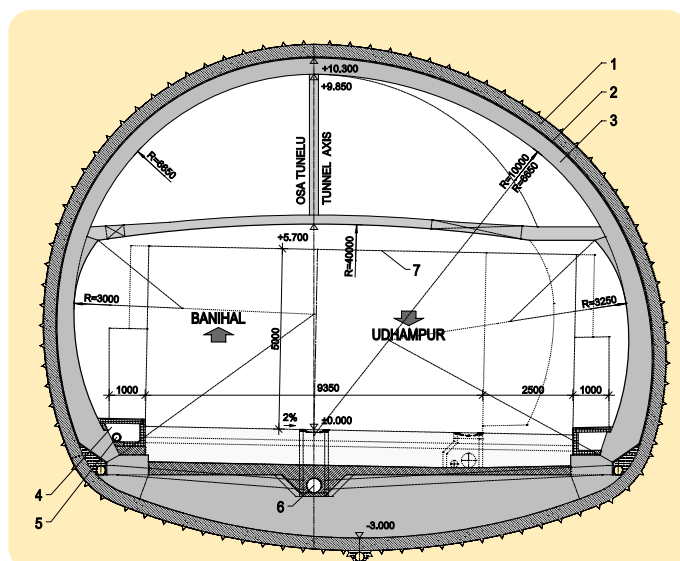
We do not present the cross section through the escape gallery. The design contains two variants – without the final lining or with it. With respect to the expected subsequent construction of the second tunnel tube, the gallery will probably be provided only with the primary lining.

Considering the terrain configuration at both portals, no cut-and-cover tunnel sections are necessary. There will be a ventilation plant building directly behind each portal.

HORIZONTAL AND VERTICAL ALIGNMENT OF THE TUNNEL

Because of the confined conditions in narrow valleys with steep slopes, the centre line of the road follows relatively narrow curves. The horizontal alignment of the road in the tunnel starts at the southern portal through a 300m radius left-hand curve, then it continues through a long straight section (8450m). At the northern portal, it runs through two reverse curves. The left-hand curve has a diameter of 550m; a short tangential path (128m) and a 300m right-hand curve follow. The length of the entire tunnel amounts to 9020m. The mined section is 8980m long.

The vertical alignment of the tunnel is roof-shaped so that gravity drainage of the tunnel is possible. The road ascends from the southern portal at a gradient of 0.5%. The peak of the polygon is at a distance of 2387m from



Obr. 6 Příčný řez tunelu v odstavném zálivu: 1 – primární ostění, 2 – hydroizolace, 3 – sekundární ostění, 4 – kabelový kanál, 5 – požární vodovod, 6 – centrální tunelová stoka, 7 – průjezdní průřez

Fig. 6 Tunnel cross-section in the lay-by: 1 – primary lining, 2 – waterproofing layers, 3 – secondary lining, 4 – cable duct, 5 – fire main, 6 – central tunnel sewer, 7 – clearance profile

TECHNOLOGICKÉ TŘÍDY VÝRUBU

Návrh předpokládaných technologických tříd výrubu určují hlavně dva faktory. Prvním je rozdělení masivu na tzv. kvazi-homogenní celky a druhým neméně důležitým je vliv výšky nadloží, tedy stav napjatosti masivu. Tyto faktory určují předpokládané chování výrubu během ražby. Vliv na způsob členění výrubu a jeho následné zajištění má samozřejmě i velikost výrubu a další ovlivňující faktory (např. hydrogeologické). U tunelu Patnitop se plocha výrubu pohybuje v závislosti na aplikované třídě od cca 147 m² do 175 m² v normálním profilu tunelu, v odstavném zálivu se pohybuje od 175 m² do 197 m².

Při návrhu způsobu ražby a zajišťování výrubu a k určení schémat vystrojení výrubu jednotlivých tříd byla využita rakouská norma ÖNORM B 2203, vydání z roku 1994, a směrnice OEGG pro geotechnický návrh tunelů. Pro přehlednost a snadnou pochopitelnost byly technologické třídy označeny podle jednotlivých typů chování horninového masivu.

Projekt ražeb bude upřesněn podle výsledků ražby únikové štoly, která zároveň poslouží jako průzkumné dílo pro ražbu velkého tunelu. Během realizace stavby budou pak upřesněna jednotlivá schémata vystrojení na základě zastižených geologických podmínek na čelbě.

Navržený systém předpokládá a umožňuje efektivní spolupráci odpovědných a odborně kompetentních pracovníků investora ve funkci stavebního dozoru (tzv. Engineer dle FIDIC) a zhotovitele, rozhodujících o geotechnickém zařazení, systému vystrojení a o způsobu postupu ražby přímo na stavbě v souladu s principy observační metody.

Pro zadávací dokumentaci byly navrženy čtyři technologické třídy. Tyto třídy se liší velikostí výrubu, tvarem počvy výrubu a částečně i způsobem pobírání dílčích částí výrubu.

TŘÍDA A jako jediná z navržených tříd nemá dno výrubu zajištěno protiklenbou. Pro postup ražby je předpokládáno horizontální členění výrubu na kalotu a lavici (jádro). Výrub je zajištěn 200 mm sříkaného betonu se dvěma vrstvami výztužné sítě 150 x 150 x 6 mm a systémovým kotvením svorníky délky 6 a 8 m (15 resp. 14 ks v záběru). Celková plocha výrubu je 146,8 m². V klenbě kaloty bude prováděno jehlování podle potřeby. Maximální délka záběru je 2 m. Na délku záběru má kromě zastižených geotechnických podmínek významný vliv i množství rubaniny, kterou je třeba vytěžit a množství materiálu zabudovaného do vystrojení výrubu. Maximální odstup mezi kalotou a lavicí je 100 m.

TŘÍDA B s plochou výrubu 165,6 m² předpokládá horizontální členění výrubu na kalotu, lavici a dno. Zajištění výrubu tvoří 300 mm sříkaného betonu vyztuženého dvěma vrstvami sítě 150 x 150 x 8 mm. Systémové kotvení představují svorníky délky 8 m (17 resp. 16 ks v záběru). Podle potřeby bude jehlována klenba kaloty a použito kotvení čelby samozávrtnými kotvy (IBO) délky 12 m. Maximální délka záběru je 1,5 m. Odstup lavice za kalotou je 50 m. Dno tunelu se zavírá protiklenbou ze sříkaného betonu do 15 m za lavici. Vrchol protiklenby je 3 m pod niveletou vozovky. Pokud by během ražby docházelo k velkým svislým deformacím výrubu, bude v kalotě použito rozšíření patek ostění kaloty nebo se profil kaloty uzavře dočasnou protiklenbou.

the southern portal. The radius of curvature is 20,000m. The horizontal alignment further descends at 0.5% toward the northern portal. The difference between the elevations of the portals is 21.28m. The altitudes of the southern and northern portals are 1230.30m a.s.l. and 1209.07m a.s.l. respectively.

EXCAVATION SUPPORT CLASSES

The specification of anticipated excavation support classes is determined, above all, by two factors. The first one is the division of the rock massif into the so-called "quasi-homogenous units"; the other one, not less important, is the influence of the overburden height, i.e. the state of stress in the massif. These factors determine the anticipated behaviour of the excavated opening during the excavation. Of course, the excavation dimensions and other factors (e.g. hydrogeological conditions) also influence the system of sequencing and subsequent supporting of the excavation. Regarding the Patnitop tunnel, the excavated cross sectional area ranges, depending on the applied class, from about 147m² to 175m² in the normal tunnel profile and from 175 m² to 197 m² in the lay-by.

The design of excavation means and methods was carried out and the specifications for the excavation support for the individual classes were determined using the Austrian standard ÖNORM B 2203, the 1994 issue, and the OEGG directive on geotechnical tunnel design. For the benefit of good arrangement and clarity, the excavation support classes were marked according to individual types of the rock mass behaviour.

The design of means and methods will be adjusted according to the results of the excavation of the escape gallery, which will, at the same time, serve as an exploration gallery for the excavation of the large tunnel. The individual specifications for the excavation support will be adjusted during the construction on the basis of the geological conditions encountered at the heading.

The designed system expects and allows effective cooperation of responsible and qualified owner's personnel performing the site supervision (the Engineer in terms of the FIDIC) with contractor's staff, who will jointly decide about the geotechnical classification, the support system and the excavation procedure directly on site, in accord with the Observational Method principles.

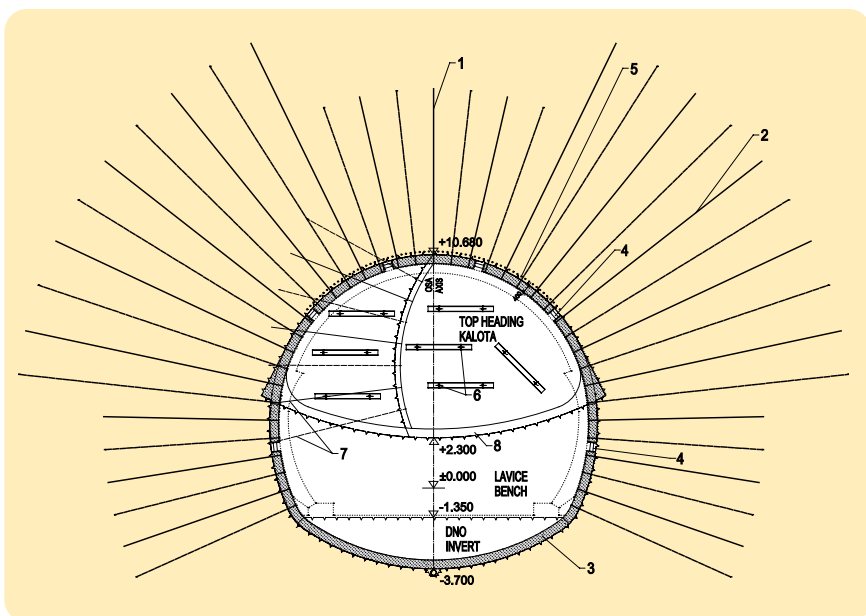
Four excavation support classes were specified in the tender documents. The classes differ in the dimensions of the excavated cross section, the shape of the excavation bottom and, partially, the method of excavation at individual partial headings.

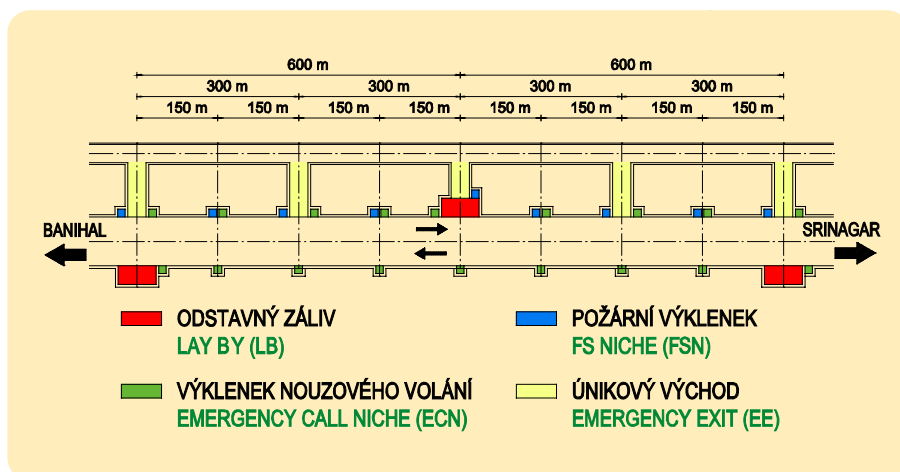
CLASS "A" is the only class for which the excavation bottom is not stabilised by an invert. The excavation is assumed to proceed with the face divided horizontally into the top heading and bench. The excavation is supported by a 200mm thick layer of shotcrete with two layers of mesh 150 x 150 x 6mm and systematic anchoring with 6m and 8m long rock bolts (15 or 14 pieces per round). The total excavated cross-sectional area is 146,8 m². Forepoling will be carried out in the crown of the top heading if necessary. The maximum round length is 2.0m. The round length is significantly affected, apart from the geotechnical conditions encountered, also by the volume of muck which must be removed and the volume of the material which must be used for the excavation support. The maximum distance between the top heading and bench is 100m.

CLASS "B" with the excavated cross-sectional area of 165,6 m² assumes the horizontal excavation sequence consisting of the top heading, bench and invert. The excavation support comprises 300mm of shotcrete, two layers of mesh 150 x 150 x 8mm and systematic anchoring with 8m long rock bolts (17 or 16 pieces per round). Forepoling will be used in the crown and 12m long self-drilling IBO anchors will stabilise the excavation face if required. The maximum round length is 1.5m. The distance between the bench and top heading is 50m. The closing of the profile by the invert (shotcrete) will not be at a greater distance from the bench than 15m. The lowest point of the invert is 3.0m under the roadway surface. Should large vertical deformations occur during the excavation, the feet of the top heading lining will be widened or the top heading lining will be closed by temporary invert.

Obr. 7 Technologická třída výrubu C: 1 – svorníky délky 8 m, 2 – svorníky délky 12 m, 3 – primární ostění, 4 – stlačitelné elementy, 5 – jehlování, 6 – čelbové kotvy délky 12 m, 7 – dočasné kotvy v dílčí kalotě (6 m), 8 – protiklenba v kalotě

Fig. 7 Excavation support class "C": 1 – rock bolts 8m long, 2 – rock bolts 12m long, 3 – primary lining, 4 – yieldable elements, 5 – spiling, 6 – 12m long anchors to the face, 7 – temporary anchors in a partial top heading (6 m), 8 – top heading invert





Obr. 8 Bezpečnostní vybavení, typické uspořádání
Fig. 8 Safety equipment - typical arrangement

TRÍDA C je nejtěžší použitou vstrojovací třídou. Plocha výrubu je 175,4 m². I zde je předpokládáno jako základní horizontální členění výrubu, v případě nutnosti však může být kalota tunelu ražena s dělenou čelbou. Do ostění ze stříkaného betonu tloušťky 400 mm se dvěma vrstvami sítě 150 x 150 x 8 mm jsou umístěny i ocelové stlačitelné elementy. Tyto přídatné prvky snižují riziko rozpraskání ostění vlivem velkých deformací výrubu. Po obvodu výrubu jsou osazeny svorníky délky 8 a 12 m (21 resp. 20 ks v záběru). Klenba tunelu bude během ražby jechována. Čelba je jištěna rastrem samozávrtných 12m kotev. Stabilitu čelby samozřejmě zvyšuje vertikální rozdělení kaloty na dvě části. V případě nutnosti bude v kalotě provizorně uzavíráno dno tunelu, maximálně 5 m za čelbou. Podélná vzdálenost mezi čelbami dělené kaloty je maximálně 25 m, po dalších 25 m následuje ražba lavice a dno je dobíráno a zajišťováno s odstupem dalších 10 m (obr. 7).

TRÍDA D je v zásadě shodná s třídou C, liší se pouze v zajištění klenby kaloty. Zde je tvořena mikropilotovým deštníkem z ocelových trubek. Tato třída je určena na zdolávání častých poruchových zón.

Stejně jako pro hlavní tunel bylo provedeno rozdělení technologických tříd výrubu pro ražbu únikové štolý a všechny tunelové propojky. Opět bylo použito rozdělení na A, B a C. Dále nebudeme vzhledem k omezenému prostoru tohoto článku jednotlivé třídy popisovat.

Odhad rozdělení do jednotlivých technologických tříd slouží hlavně k přehledu objemů a odhadu nákladů.

TECHNOLOGICKÉ VYBAVENÍ

Požadavky na technologické vybavení tunelu a bezpečnostní řešení je navrženo v souladu se současnými mezinárodními standardy a respektuje požadavky evropské směrnice 2004/54/ES. Typické rozmístění stavebně bezpečnostních úprav je patrné z obr. 8.

Základním opatřením pro bezpečnost osob v případě nebezpečí (havárie) je možnost úniku propojkami do paralelní únikové štolý, která může sloužit také pro přístup záchranných jednotek a bude v případě požáru v tunelu přetlakově větrána od portálů.

Na obou portálech tunelu jsou umístěny řídicí střediska provozu. Na jižním portálu je hlavní středisko, na severním středisko záložní. U obou portálů jsou také navrženy nádrže pro požární vodovod.

Větrání dopravního tunelu je navrženo příčné se vzduchovými kanály nad vozovkou a ventilačními budovami u portálů. V profilu tunelu jsou navíc umístěny podélné ventilátory pro snazší řízení proudění vzduchu v tunelu.

Funkční požadavky na systém řízení provozu, zabezpečení a údržby v tunelu jsou koncepčně definovány v zadávací dokumentaci, specifické systémy, zařízení a vybavení budou upřesněny v průběhu výstavby.

ZÁVĚR

Tunel Patnitop je v současné době nejdelší projektovaný silniční tunel v jihovýchodní Asii a po realizaci předpokládán v letech 2008 – 2014 bude nejvýznamnějším tunelovým objektem na státní silnici NH-1A v indickém státě Jammu a Kashmir.

Úspěšnost jeho výstavby bude ovlivněna nejen vypracovaným návrhem, ale především jeho aplikací v zatím nevyzkoušených podmínkách a dodržení předpokladů návrhu, a to nejen technických, ale také organizačních a kompetenčních.

Odpovědný přístup investora a zajištění účasti odborníků při provádění může výrazně snížit rizika tohoto ojedinělého tunelového projektu.

ING. PETR SVOBODA, svoboda@d2-consult.cz,
ING. MARTIN SRB, srb@d2-consult.cz,
D2 CONSULT PRAGUE, s. r. o.

CLASS "C" is the most difficult excavation support class. The excavated cross-sectional area is 175,4 m². The horizontal excavation sequence is assumed to be basic even for this class, however, if necessary, the top heading excavation can be subdivided. The primary lining consisting of a 400mm thick layer of shotcrete and two layers of mesh 150 x 150 x 8mm will contain yielding steel elements. These yielding elements reduce the risk of cracking of the lining resulting from large deformations of the excavation. There will be 21 or 20 pieces of 8m and 12m long rockbolts installed in each round around the tunnel circumference. The crown of the tunnel will be supported by forepoling. The excavation face will be supported by means of a grid of 12m long anchors. Of course, the stability of the face will be

increased in the case of the top heading which is divided into two parts. In the case of necessity, the tunnel invert will be closed in the top heading, at a minimum distance of 5m from the face. The distance between the partial headings of the divided top heading is 25m as a minimum; the bench excavation follows at a distance of other 25m, and the invert excavation is to be completed and stabilised further 10m behind (see Fig. 7).

CLASS "D" is, in principle, identical with class "C"; the only difference is in the support of the crown. In this case, it is provided by canopy tube pre-support. This class is intended for the passing through the frequent weakness zones.

The excavation support classes for the escape gallery and all cross passages were determined in the same way as those determined for the main tunnel. Again, the division into classes A, B and C was used. With respect to the limited space available for this paper, we do not describe the individual classes.

The estimation of the division into individual excavation support classes is used mainly for calculations of volumes and estimation of costs.

TUNNEL EQUIPMENT

The tunnel equipment has been designed in compliance with the current international standards and it follows the requirements of the European Directive 2004/54/ES. A typical arrangement of the structural safety measures is shown in Figure 8.

The basic measure in terms of safety of persons in the case of an emergency (an accident) is the possibility of escaping through cross passages to the parallel escape gallery, which can be even used as an access route for rescue units; it will be pressure ventilated from the portals in the case of a fire in the tunnel.

The operation management centres are located at both portals. The main centre is at the southern portal, while the management centre at the northern portal is a standby. Reservoirs supplying the fire main are provided also at both portals.

A transverse ventilation system with ventilation ducts above the roadway and ventilation plant buildings at the portals is designed for the road tunnel. Additional fans, which are located within the tunnel cross-section, are intended to allow easier control of the airflow in the tunnel.

The performance requirements for the operation, safety and maintenance management system are conceptually defined in the tender documents; requirements for specific systems, equipment and facilities will be specified during the course of the construction.

CONCLUSION

The Patnitop tunnel is currently the longest tunnel being designed in South Eastern Asia. When it has been completed, it will become the most important tunnel structure on the NH 1A National Highway in the Indian state of Jammu and Kashmir.

The success of the construction will be affected not only by the completed design but also by its implementation in the conditions which have not been tested yet and by the degree of compliance with the design assumptions – not only technical but also organisational and those related to qualification.

A responsible attitude of the owner and participation of experts during the construction may significantly reduce the risks associated with this outstanding tunnelling project.

ING. PETR SVOBODA, svoboda@d2-consult.cz,
ING. MARTIN SRB, srb@d2-consult.cz,
D2 CONSULT PRAGUE, s. r. o.

PŘEJÍMACÍ ZKOUŠKY SYSTÉMŮ VĚTRÁNÍ TUNELU

ACCEPTANCE TESTS OF TUNNEL VENTILATION SYSTEMS

PETR POSPISIL

ÚVOD

Systém větrání tunelu je jedním z nejdůležitějších systémů, zajišťujících bezpečnost v tunelech. Proto by požadavky na kvalitativní kritéria, hodnocení a přejímací zkoušky měly být velmi přísné.

V národních předpisech pro technologické vybavení silničních tunelů, například v německé RABT nebo českém TP98, jsou požadavky na uspořádání systémů větrání přesně určeny. Systém, daný projektovou dokumentací, by měl těmto předpisům odpovídat.

V praxi je důležitá funkčnost provedeného systému. Tento článek se zaměřuje na posuzování zařízení větrání tunelu a systém jeho řízení, zvláště větrání silničního tunelu s odsáváním kouře.

Po většinu času slouží systém větrání k udržování přijatelné kvality ovzduší v tunelu. Porucha systému řízení během normálního provozu může mít za následek špatnou kvalitu vzduchu a špatnou viditelnost nebo velkou spotřebu energie. Nemá ale katastrofální následky. Normální postupy provozního řízení by se měly vyzkoušet v co největším předstihu před otevřením tunelu, avšak mohou se dále optimalizovat v podmínkách dopravního provozu.

Užití systémů zajišťujících bezpečnost, obzvláště požárního větrání, bude potřebné jen velmi zřídka, ale potom musí být naprostá jistota jejich fungování. Proto se musí celý systém požárního větrání zkoušet a optimalizovat před otevřením tunelu. Závady v řídicím systému, které nebyly objeveny ve fázi zkušebního provozu, se za normálního provozu neprojeví, avšak mohou mít fatální následky při opravdové nehodě.

Ve fázi zkušebního provozu je málo času a v praxi se mnoho systémů nedá zkoušet ve všech jejich detailech. V důsledku toho by se přejímací zkoušky měly zaměřovat hlavně na požární větrání v součinnosti s ostatními bezpečnostními systémy v tunelu.

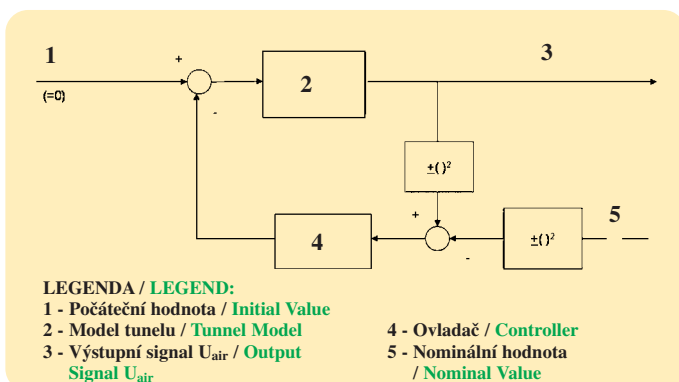
ŘÍZENÍ ODVÁDĚNÍ KOUŘE

U moderních systémů větrání tunelů je řízení odvádění kouře směrodatné pro požární větrání. Ať je to u dlouhých tunelů s odsáváním kouře, nebo u krátkých tunelů, kde působí pouze podélné větrání, proudění vzduchu se v případě požáru musí ovládat. Toho se všeobecně dosahuje regulací proudění vzduchu v tunelu pomocí proudových ventilátorů nebo vháněním čerstvého vzduchu, plnicího funkce aktuátoru, a měřením rychlosti proudění vzduchu, která je proměnnou v řízeném procesu.

U moderních systémů větrání tunelů jsou požadavky na přesné a spolehlivé měření proudění vzduchu v tunelu a na řídicí algoritmy velmi náročné. Rychlost proudění vzduchu se musí vyhodnocovat pomocí nejméně tří na sobě nezávislých měření téže hodnoty, což umožní kontrolu věrohodnosti měření, která je v praxi velmi důležitá.

KRITÉRIA PRO PŘEVZETÍ

Kritéria pro převzetí, týkající se funkčnosti řídicího systému, musí být přesně určena. V současné době neexistují žádné mezinárodní směrnice pro kritéria pro převzetí systémů větrání tunelů.



Obr. 1 Cyklus regulace

Fig. 1 Closed loop control

INTRODUCTION

Tunnel ventilation is one of the most important safety systems in tunnels. Therefore, the demands for quality criteria, assessment and acceptance tests should be strict.

In national guidelines for road tunnel equipment, such as German RABT or Czech TP98, the requirements for the layout of ventilation systems are well defined. The system according to design documentation should correspond to these guidelines.

What counts in practice is the functionality of the realized system. This article is focusing on the assessment of tunnel ventilation equipment and its control system, particularly road tunnel ventilation with smoke extraction.

Most of the time, the ventilation system serves to maintain an acceptable air quality in the tunnel. A malfunction of the control system during normal operation may result in bad air quality and visibility conditions, or high energy consumption. Anyway, this has no fatal consequences. The normal operation control routines should be tested out before a tunnel is opened as far as possible, but they can be optimized under traffic conditions.

The safety systems, particularly the fire ventilation, will be needed very rarely, but then their function must be guaranteed for sure. Therefore, the fire ventilation must be tested out and optimized entirely before the opening of the tunnel. Any fault in the control system which has not been discovered during the commissioning phase will not appear in normal operation, but may have fatal consequences in real incidents.

In the commissioning phase, time is short and, in practice, many systems cannot be tested out in all the details. Consequently, the acceptance tests should focus particularly on the fire ventilation in cooperation with other safety systems in the tunnel.

SMOKE CONTROL

In modern tunnel ventilation systems, smoke control is essential for fire ventilation. Whether in long tunnels with smoke extraction or in shorter tunnels with only longitudinal ventilation, the airflow in the tunnel must be controlled in the case of fire. This is generally achieved by a closed loop control, using jet fans or fresh air injection as actuators, and the air velocity measurement as controlled process variable.

In state-of-the-art tunnel ventilation systems, the requirements for the precise and reliable measurement of the airflow in the tunnel and for the control algorithms are very demanding. The air velocity must be evaluated by at least three independent measurements for the same value, enabling a plausibility check, which in practice is very important.

ACCEPTANCE CRITERIA

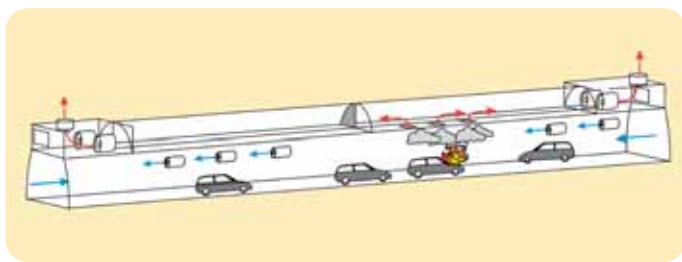
Acceptance criteria for the functionality of the control system must be defined. At the moment, there are no international guidelines for such acceptance criteria for tunnel ventilation systems.

On the basis of the main goal, which is the control of the spread of smoke in any possible case, detailed test scenarios for all possible states of the control systems must be defined, including failure modes. For each of these scenarios, acceptance criteria must be defined.

The tests include the function of single systems (like the ventilation) as well as the integral cooperation of all tunnel safety equipment.

FIRE VENTILATION WITH SMOKE EXTRACTION

The 4.2 km long Gotschna tunnel on the bypass of Klosters, a mountain holiday resort in Switzerland, is an example for a state-of-the-art tunnel ventilation system with smoke extraction. It has a transversal ventilation system with two exhaust fans, an extraction duct in the tunnel ceiling, equipped with controllable dampers, and jet



Obr. 2 Koncept požárního větrání tunelu Gotschna
Fig. 2 Fire ventilation concept of Gotschna tunnel

Na základě hlavního cíle, kterým je ovládnutí šíření kouře ve všech možných případech, se musí definovat podrobné scénáře zkoušek všech možných stavů systémů řízení včetně stavů poruchy. Pro každý z těchto scénářů se musí definovat kritéria pro převzetí.

Zkoušky zahrnují jak fungování jednotlivých systémů (jako větrání), tak i úplnou součinnost všech součástí tunelového bezpečnostního systému.

POŽÁRNÍ VĚTRÁNÍ S ODSÁVÁNÍM KOUŘE

Tunel Gotschna (4,2 km dlouhý) na obchvatu horského rekreačního střediska Klosters ve Švýcarsku je příkladem moderního systému větrání tunelu s odsáváním kouře. Je to systém příčného větrání se dvěma sacími ventilátory, odsávacím kanálem ve stropě tunelové trouby, vybaveným ovladatelnými klapkami a proudovými ventilátory v tunelové troubě. V případě požáru se klapky v blízkosti místa požáru otevrou pro zajištění místního odsávání kouře. Sací ventilátory pracují na plný výkon. Proudové ventilátory v tunelu se užívají pro řízení podélného proudění vzduchu, obzvláště k tomu, aby umožnily optimální odsávání kouře za všech možných okolností.

Šíření kouře je určováno počátečním prouděním vzduchu v tunelu. Toto proudění je poháněno různými silami. Pístový účinek dopravy, který je nejsilnější během normálního provozu, se snižuje, jelikož doprava se v případě požáru nakonec zcela zastaví.

Po zjištění nehody začne mít, kromě komínového efektu v důsledku teplotního zatížení požárem a setrvačnosti pohybujícího se vzduchu samého, větší vliv vítr, barometrický tlak a všeobecný komínový efekt v důsledku rozdílu vnějších (venkovních) a vnitřních teplot. Spolu s účinkem ventilátorů tyto síly určují proudění vzduchu v tunelu a musí se vyrovnávat tak, aby se šíření kouře dalo ovládat.

Ve vysokohorských klimatických podmínkách tunelu Gotschna může být komínový účinek velmi silný. Proudové ventilátory musí vyrovnávat síly přes 200 Pa, aby bylo možné dostatečné odsávání za všech podmínek.

Bez vyrovnání těchto vnějších sil by byla ovlivněna účinnost odsávání kouře a v extrémních případech by kouř mohl i procházet kolem otevřených klapek, aniž by byl nasávan. U podélného větrání by přirozené síly mohly vést k rychlejšímu šíření kouře, narušení možného rozvrstvení, nebo dokonce ke změně směru šíření kouře proti unikajícím osobám.

PŘEJÍMACÍ ZKOUŠKY VĚTRACÍHO ZAŘÍZENÍ

Při továrních přejímacích zkouškách se dá výkon tohoto zařízení měřit s relativně vysokou přesností na zkušebních zařízeních, zvláště pokud se jedná o ventilátory a klapky. Tyto zkoušky jsou dobře popsány



Obr. 3 Zkušební zařízení pro ventilátor podle ISO 5801
Fig. 3 Fan test rig according to ISO 5801

fans in the tunnel tube. In case of fire, the dampers in the vicinity of the fire place are opened for local smoke extraction. The exhaust fans operate at full capacity. The jet fans in the tunnel are used to control the longitudinal airflow, particularly to enable an optimal smoke extraction under all possible circumstances.

The spread of smoke is determined by the initial airflow in the tunnel. This airflow is driven by various forces. The piston effect of the traffic, which is most powerful during normal operation, decreases because the traffic will eventually stop in case of fire.

After detection of the incident, the wind, barometric pressure and the stack effect due to temperature differences become more influential, beside the chimney effect caused by the thermal load of the fire, and the inertia the moving air itself. Together with the effect of the mechanical ventilation, these forces determine the airflow in the tunnel, and must be compensated to control of the smoke spreading.

In the Gotschna tunnel, the stack effect in the high mountain climate can be very strong. To enable a sufficient extraction under all conditions, the jet fans must compensate forces of more than 200 Pa.

Without compensation of those external forces, the efficiency of the smoke extraction would be affected and, in extreme cases, the smoke would even pass by the open dampers without being extracted. In longitudinal fire ventilation, natural forces could lead to a faster smoke spreading, to the destruction of a possible layering, or even to the change of direction of the smoke spread towards fleeing persons.

ACCEPTANCE TESTS OF VENTILATION EQUIPMENT

In factory acceptance tests, the performance of the equipment can be measured with relatively high precision on test rigs, especially for fans and dampers. Those tests are well defined by international regulations, for example ISO 5801 for big fans and ISO 13'350 for jet fans. Hot temperature tests for fire ventilation fans must be carried out according to EN 12'101-3.

Because the real tunnel differs from the theoretical layout, measurements of the installed equipment are even more important. This site acceptance tests, thus the measurements in the tunnel, show not only the performance of the equipment, but also whether the layout parameters assumed by the designer are realistic.

MEASUREMENTS IN THE TUNNEL

Typically, the following measurements should be carried out in a tunnel with smoke extraction and jet fans, generally according to the guideline ISO 5802:

- Operating points (volume flow, pressure difference and power demand) under all possible conditions of the big tunnel fans (exhaust fans, eventually supply fans when existing).
- Critical operating points at stall of fans.
- Volume flow in the air duct at the most critical extraction point, determining the true extracted value and the leakage of the air duct.

Volume flow in the traffic space at different velocities in both directions. These measurements serve to prove the performance of the jet fans, as well as for the calibration of the installed air velocity equipment. This calibration is of utmost importance for the use of the air velocity measurement for the closed-loop control.

In tunnels with escape routes via cross passages or an escape tunnel, the following values should be measured for all possible states of operation of the escape route ventilation:



Obr. 4 Měřicí síť v odsávacím kanálu
Fig. 4 Measuring grid in exhaust air duct

mezinárodními předpisy, například ISO 5801 pro velké ventilátory a ISO 13'350 pro proudové ventilátory. Zkoušky ventilátorů požárního větrání na působení vysokých teplot se musí provádět podle EN 12'101-3.

Jelikož skutečný tunel se liší od teoretického uspořádání, jsou měření instalovaného zařízení ještě důležitější. Tyto přejímací zkoušky in situ, to znamená měření v tunelu, ukazují nejen výkon zařízení, ale i to, zda jsou projektantem očekávané parametry daného uspořádání reálné.

MĚŘENÍ V TUNELU

Normálně by se měla v tunelu s odsáváním kouře a proudovými ventilátory provádět následující měření, obecně podle normy ISO 5802:

- Provozní body (objemový průtok, rozdíl tlaku a spotřeba energie) za všech možných podmínek velkých tunelových ventilátorů (sací ventilátory, případně přívodní ventilátory, pokud existují).

- Kritické provozní body při odtrhu proudění ve ventilátoru.

- Objemový průtok ve ventilačním potrubí v nejkritičtější sacím bodu, určující skutečné odsávané množství a netěsnost odsávacího kanálu.

Objemový průtok v dopravním prostoru při různých rychlostech v obou směrech. Tato měření slouží k prokázání výkonu proudových ventilátorů a ke kalibraci instalovaného měřicího zařízení rychlosti proudění vzduchu. Tato kalibrace má vrcholnou důležitost pro použití měření rychlosti proudění vzduchu pro účely regulace v uzavřeném cyklu.

U tunelů s únikovými cestami vedoucími přes tunelové propojky nebo únikový tunel by se pro všechny možné provozní stavy větrání únikových cest měly měřit následující hodnoty:

- rozdíl tlaku přes uzavřené únikové dveře,
- rychlost proudění vzduchu otevřenými únikovými dveřmi,
- síla potřebná k otevření únikových dveří při plném rozdílu tlaku.

POSOUZENÍ ŘÍDICÍHO SYSTÉMU

Obecné zkušenosti s řídicími systémy ukazují, že každý detail, který není důkladně vyzkoušen, nebude v praxi fungovat. K tomu je nutno přihlížet při zpracování programu zkoušek systémů zajišťujících bezpečnost v tunelu. Zvláště by měly být podrobeny zkouškám všechny možné poruchové stavy.

U průměrného, nepříliš složitěho tunelu by čas mezi dokončením všech instalací a uvedením tunelu do provozu, vyhrazený na podrobné zkoušky a odstranění zjištěných nedostatků, neměl být kratší než dva měsíce.

Mnoho provozních stavů se nedá ve skutečném tunelu úplně zkoušet, zvláště v případech modernizace, kde se musí mnoho zkoušek provádět za provozu a ve velmi omezeném čase. Pro takové aplikace může být velmi užitečné použití tunelového simulátoru, což je matematický model fyzického tunelu, kde jsou simulace prováděny na počítači, propojeném s programovatelným automatem (PLC).

ŘÍZENÍ NORMÁLNÍHO PROVOZU POMOCÍ TUNELOVÉHO SIMULÁTORU

Příkladem extrémních nároků na normální provoz větrání je Cross City Tunnel v australské Sydney. Jedná se o přibližně 2 km dlouhý dvoutrubní tunel s vjezdy a výjezdy. Z důvodu omezení, souvisejících s ochranou životního prostředí, není dovoleno, aby vzduch z tunelu někdy vycházel z některého z 8 portálů.

To je umožněno sofistikovaným algoritmem řízení pro podélné proudění vzduchu ve všech větvích, s použitím spřažených PI-regulátorů, působících na proudové ventilátory a sací ventilátory. Rychlosti proudění vzduchu se měří na všech portálech a jsou monitorovány i na internetu, což umožňuje veřejný dohled nad dodržováním daných omezení.

Pomocí tunelového simulátoru se vyzkoušely všechny scénáře před jejich aplikováním ve skutečném tunelu. Po uvedení tunelu do provozu pracoval řídicí systém uspokojivě, pouze s drobnými úpravami.

POSOUZENÍ ŘÍZENÍ PROUDĚNÍ VZDUCHU

Reakční doba systému řízení proudění vzduchu v případě požáru musí být co nejkratší, avšak přehnaná reakce (obrat v proudění vzduchu) je nepřijatelná. Proudění vzduchu musí být stabilizováno mezi přípustnými limity pro všechny možné změny vnějších sil. Aby se tohoto cíle dosáhlo, musí se parametry cyklu uzavřené regulace optimalizovat.

I když již byly všechny možné scénáře a soubory parametrů vyzkoušeny pomocí tunelového simulátoru, ty nejkritičtější stavy by se měly vyzkoušet v tunelu. Pro simulaci vnějších sil se hodí mobilní reverzibilní ventilátor s proměnlivou rychlostí otáček.

Všechny možné vnější síly a přechodné stavy během náhlých změn těchto sil by se měly simulovat sériemi zkoušek, které se mají provádět.



Obr. 5 Měřicí síť v dopravním prostoru

Fig. 5 Measuring grid in traffic space

- pressure difference over closed escape doors
- air velocity through open escape doors
- force to open the escape doors at full pressure difference

ASSESSMENT OF THE CONTROL SYSTEM

General experience with control systems shows that each detail which is not tested out thoroughly will fail in practice. This must be taken into account when working out a test program for tunnel safety systems. Especially all possible failure modes should be tested out.

In an average, not too complex tunnel, the time reserve for detailed tests and the improvement of discovered faults should be at least two months (between finishing of all installations and the opening of the tunnel).

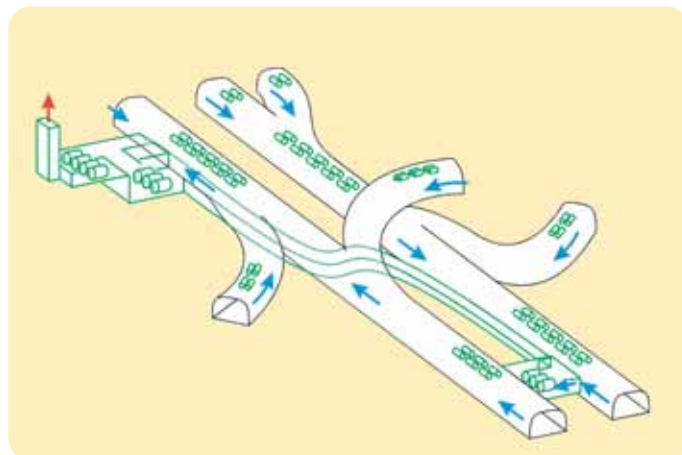
Many states of operation cannot be tested out fully in the real tunnel, especially in refurbishment projects, where many tests must be carried out under traffic and the time is very limited. A tunnel simulator, which is a mathematical model of the physical tunnel running on a computer connected with the PLC, can be very useful for such applications.

NORMAL OPERATION CONTROL WITH TUNNEL SIMULATOR

An example for extreme demands for normal operation ventilation is the Cross City Tunnel in Sydney, Australia. It is an approx. 2 km long double tube tunnel with entrances and exits. Due to environmental restrictions, it is not admitted that tunnel air exits from one of the 8 portals at any time.

This is enabled by a sophisticated control algorithm for the longitudinal airflow in all branches, using coupled PI controllers acting on the jet fans and exhaust fans. The air velocities are measured at all portals and monitored even on the internet, enabling the public to supervise the compliance with the restrictions.

By using a tunnel simulator all scenarios were tested out before being applied in the real tunnel. After opening of the tunnel, the control system worked satisfactorily with only minor adjustments.



Obr. 6 Systém větrání tunelu Cross City Tunnel v Sydney

Fig. 6 Ventilation system of the Cross City tunnel in Sydney



Obr. 7 Tunelový simulátor
Fig. 7 Tunnel simulator

Aby se posoudila funkčnost řízení, zaznamenává se během těchto zkoušek rychlost proudění vzduchu na obou stranách sání.

Pokud zkoušky ukáží na závažné selhání řídicího systému, musí se parametry upravit a po provedení vylepšení se musí zkoušky provést znovu.

POŽÁRNÍ ZKOUŠKY A ZKOUŠKY KOUŘEM

Požární zkoušky a zkoušky kouřem se mohou provádět po úspěšném dokončení všech výše uvedených zkoušek a po odstranění všech vad. Před tím se musí důkladně ověřit účinnost požárního větrání. Požární zkoušky a zkoušky kouřem slouží pouze jako vizualizace účinnosti požárního větrání, nikoliv však jako primární zkouška.

Kromě toho se tyto zkoušky dají použít i pro posuzování detekčního zařízení (tepelná a kouřová čidla) a nedílné reakce na zjištění požáru (která by se také měla zkoušet předem). Mohou se při nich cvičit i jednotky požární ochrany a provozní personál.

U skutečného požáru může vznikat velké množství tepla a kouře, které může mít vliv na osoby i instalace v tunelu. Požární zkouška, odpovídající navrženému systému požárního větrání (např. na 30 MW) by vyžadovala velmi nákladná opatření na ochranu nebo obnovu tunelu v oblasti ohniska požáru.

Z tohoto důvodu se doporučuje, aby se pro vizualizaci odsávání kouře používalo ekvivalentní množství studeného kouře. Zkoušky studeným kouřem se dají provádět s vynaložením malého úsilí. I když jsou jeho fyzikální vlastnosti odlišné od horkého kouře, je studený kouř použitelný při zkouškách odsávání kouře. Jeho odsávání je dokonce náročnější, jelikož u něj nedochází k žádnému nebo jen nepatrnému vrstvení.

Pohyb čel kouřové clony by se měl zaznamenávat a je možné ho ukazovat v závislosti na rychlostech proudění vzduchu v tunelu a na stavech požárního větrání.

Pro účely zkoušek tepelných čidel a pro výcvik jednotek požární ochrany se může dodatečně vyvolat skutečný požár, s omezeným požárním zatížením (například 5 MW), a proto s relativně malým vývinem kouře.

ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

V posledních letech mnohé evropské země přijaly nové směrnice pro uspořádání systémů tunelového větrání, které se zaměřují na uspořádání požárního větrání. Tyto směrnice stanoví standardy pro zpracování projektu. Co se týče funkčnosti zařízení a jeho řídicího systému v praxi, pro jeho hodnocení žádné předpisy neexistují.



Obr. 8 Mobilní ventilátor v tunelu
Fig. 8 Mobile fan in tunnel

ASSESSMENT OF AIRFLOW CONTROL

For the airflow control in case of fire, the reaction time must be as short as possible, but an over-reaction is not acceptable. The airflow must be stabilized between admissible limits for all possible variations of external forces. The parameters of the closed-loop control must be optimized to achieve this goal.

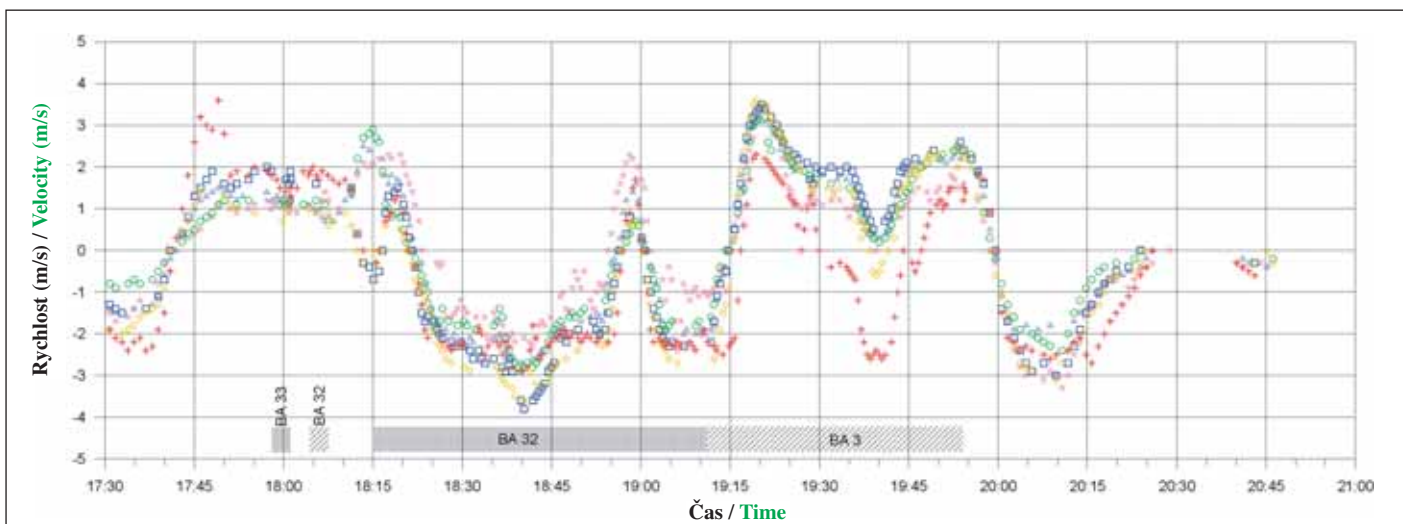
Even when all possible scenarios and sets of parameters have been tested out with a tunnel simulator, the most critical states should be tested in the tunnel. For the simulation of external forces, a mobile fan with variable rotational speed and direction is useful.

All possible external forces and transients during abrupt changes of these forces should be simulated in a series of tests to be carried out. During these tests, the air velocity on both sides of the extraction is logged to assess the functionality of the control.

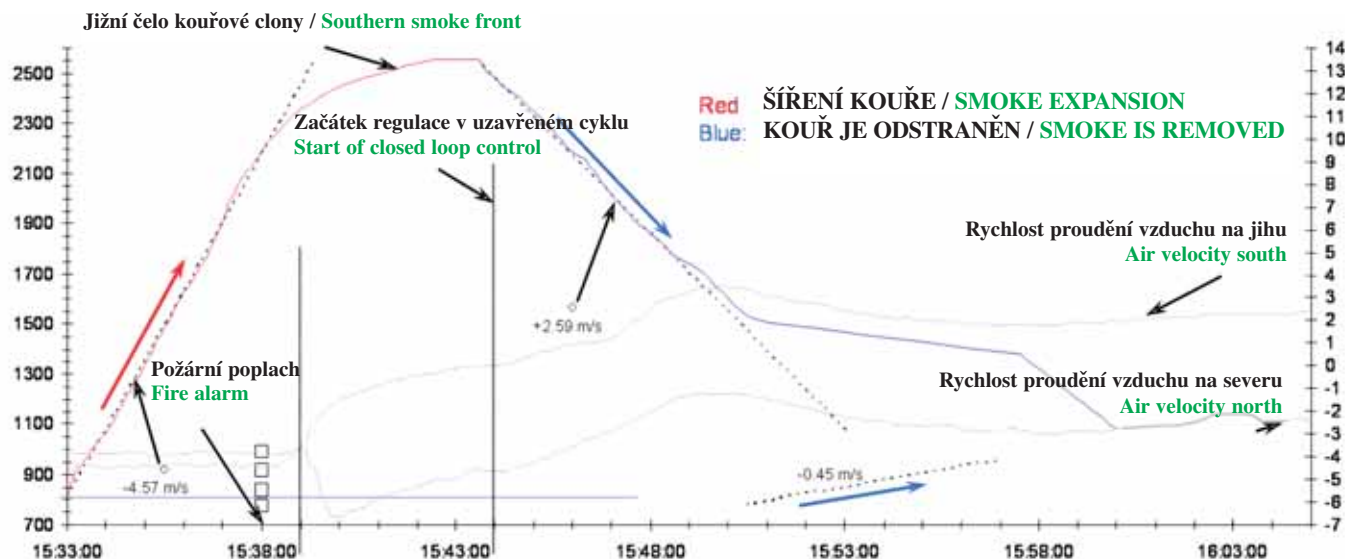
If the tests show critical failures of the control systems, the parameters must be adjusted and the tests must be worked out again after the improvements.

FIRE AND SMOKE TESTS

Fire and smoke tests can be carried out after all previous tests have been completed successfully and all defects have been eliminated. The



Obr. 9 Rychlosti proudění vzduchu během zkoušek
Fig. 9 Air velocities in tunnel during tests



Obr. 10 Zkouška kouřem
Fig. 10 Smoke test



Obr. 12 Požární zkouška
Fig. 12 Fire test

V minulosti se zařízení v mnoha tunelech důkladně nezkoušela. To mělo katastrofální následky při skutečných nehodách, při kterých došlo k požáru.

Pro zkoušení a posuzování bezpečnostních zařízení, obzvláště co se týká větrání tunelu a únikových cest, se od samého počátku plánování musí počítat s přiměřenou časovou rezervou, ale i s rezervou v organizaci, financování a v lidských zdrojích. Tato rezerva se nesmí zrušit z důvodu nedostatku času v poslední fázi výstavby.

Zařízení, které se důkladně nevyzkouší, vede k riziku, které se nedá kalkulovat. Pokud by se úplně posouzení bezpečnostního systému nedalo zaručit, bylo by lepší celý systém vypustit a naplánovat nějaký jednodušší.

PETR POSPISIL, DIPL. MASCH. ING. ETH SIA,
petr.pospisil@hbi.ch, HBI HAERTER AG, Stockerstr. 12,
CH – 8002 Zürich

Obr. 11 Požární větrání, rychlosti proudění vzduchu a pohyb čela kouřové clony

Fig. 11 Fire ventilation, air velocities and movement of smoke front

effectiveness of the fire ventilation must be tested out thoroughly before. Fire and smoke tests serve only as a visualization of the effectiveness of the fire ventilation, but not as its primary test.

Beside that, those tests can be used for assessment of detection equipment (heat and smoke sensors) and integral fire response (which should be also tested out in advance). Also, the fire brigade and operation personal can be trained.

With a real fire, big amounts of heat and smoke can be generated, which would affect persons as well as the installations of the tunnel. A fire test according to the layout of fire ventilation (for example 30 MW) would demand very expensive protection measures or a refurbishment of the tunnel in the fire zone.

Therefore, it is recommended to use an equivalent amount of cold smoke for the visualization of the smoke extraction. Such cold smoke tests can be carried out with little effort. Although the physical properties are different from hot smoke, cold smoke is useful for testing out smoke extraction. It is even more demanding for the extraction because there will be no or little stratification.

The movement of the smoke fronts should be registered and can be shown in relation to the air velocities in the tunnel and the states of fire ventilation.

To test the heat sensors and to train the fire brigades, a real fire with a limited load (for example 5 MW), but relatively little smoke production, can be carried out additionally.

FINAL REMARKS

In the last years, new guidelines for the layout of tunnel ventilation systems have been adopted in many European countries, focusing on the layout of fire ventilation. These regulations set standards for the workout of a design. Regarding the functionality of the equipment and its control system in practice, there are no regulations for its assessment.

In the past, the equipment in many tunnels was not tested out thoroughly. In real fire incidents, this had fatal consequences.

For the testing and assessment of the safety equipment, especially the tunnel and escape way ventilation, an adequate time reserve as well as organizational, financial and personal resources must be foreseen from the beginning of the planning, and must not be cancelled due to lack of time in the last phase of a project.

Equipment, which is not tested out thoroughly, leads to a risk which cannot be calculated. When the full assessment of a safety system cannot be guaranteed, it would be better to omit the whole system and plan a simpler one.

PETR POSPISIL, DIPL. MASCH. ING. ETH SIA,
petr.pospisil@hbi.ch, HBI HAERTER AG, Stockerstr. 12,
CH – 8002 Zürich

VYUŽITÍ INFORMAČNÍHO SYSTÉMU BARAB PŘI MONITORINGU RAŽBY TUNELŮ SLIVENEC

APPLICATION OF THE BARAB INFORMATION SYSTEM TO THE MONITORING OF THE SLIVENEC TUNNEL EXCAVATION

RADEK BERNARD, TOMÁŠ MIKOLÁŠEK, ALEXANDR ROZSYPAL

ÚVOD

V článku autoři stručně popisují vývoj informačního systému BARAB, navrženého pro potřeby monitoringu velkých inženýrských staveb. Prezentuje se nejnovější verze tohoto systému obohacená o prvky GIS, a to na příkladu monitoringu ražby tunelů Slivenec, stavby 514 vnějšího pražského okruhu. Zdůrazněn je význam komplexního informačního systému pro řízení rizik v průběhu ražeb tunelů. Zájemcům o stručné seznámení s fungováním systému bude umožněn přímý vstup do ukázkové verze systému na příkladu stavby SOKP 514.

VÝZNAM MONITORINGU PRO EKONOMICKOU A BEZPEČNOU RAŽBU TUNELŮ

Výstavba tunelů je nejriskantnější stavební činnost. Je to dáno vlastnostmi horninového prostředí, kterým je tunel ražen. Ty jsou výsledkem dlouhodobého geologického vývoje s opakovaným porušováním i zpevňováním různé povahy. Vzniká různorodá hornina, která své vlastnosti mění v prostoru, čase i směru. Největší obtíž představuje skutečnost, že její vlastnosti nelze ani velmi podrobným geotechnickým průzkumem spolehlivě a vyčerpávajícím způsobem předem určit. Kromě toho stále roste velikost a komplexnost staveb, rychlým tempem se vyvíjejí možnosti konstrukčních řešení i technologií umožňující rychlejší a dokonalejší naplnění cílů výstavby. Spolu s tím ovšem roste i zranitelnost takových stavebních konstrukcí, riziko vzniku různých nežádoucích událostí během výstavby, jejího prodloužení a zvýšení původně rozpočtovaných nákladů.

Stále větším rizikem je i ohrožení zájmů třetích osob, například dotčení objektů nadzemní zástavby nebo inženýrských sítí, či dopady na životní prostředí.

Východiskem k předcházení takovým důsledkům nebo dokonce různým kolapsům při ražbě tunelů je použití observační metody a monitoringu. Vše spočívá v průběžném měření odezvy horninového masivu, případně i okolních dotčených objektů, na ražbu. Na základě výsledků měření je upravován technologický postup ražeb tak, aby se deformační odezva udržela v projektu předepsaných mezích. Další možností využití výsledků monitoringu je optimalizace požadavků na kvalitu výstavby (plnění předepsaných technicko-kvalitativních požadavků), tedy i na ekonomiku a bezpečnost prováděných stavebních prací. Takový postup se ovšem neobejde bez okamžitého využívání výsledků měření (informací o odezvě horninového masivu na ražbu) pro řízení postupu výstavby.

Monitoring výstavby tunelů představuje opakovaná měření mnoha různých veličin rozličnými metodami na mnoha místech jak vlastní stavební konstrukce tunelu, tak i okolního horninového prostředí, případně i stávajících sousedních objektů nadzemní zástavby, inženýrských sítí atp. Monitoring rychle pokračujících ražeb velkých dopravních tunelů moderními technologickými prostředky v náročných geologických podmínkách a často s nebezpečím ohrožení zájmů třetích osob (objekty nadzemní zástavby, ohrožení životního prostředí, střety s inženýrskými sítěmi atp.) produkuje obrovské množství dat. Data pocházejí z různých míst stavby a jsou pořízena různými metodami. Získaná data jsou závislá na čase, jsou ovlivněna lokalizací měřeného místa vůči právě se nacházející ražené dílčí čelbě tunelu, jsou ovlivněna použitou technologií atp.

Toto obrovské množství dat musí být „uskladněno“ společně, aby data mohla být okamžitě hodnocena ve vzájemných souvislostech. Přitom musí být téměř okamžitě po změření k dispozici pro rozhodovací proces. Data musí být nejen zpracována a vyhodnocena do žádoucí formy, ale musí být i „dopravena“ k ostatním subjektům, které jsou pro práci s nimi kompetentní. Jinak celý monitorovací systém pozbu-
de pro řízení stavby podstatnou část své účinnosti.

INTRODUCTION

In this paper, the authors describe the development of the BARAB information system, which was designed to be used for the monitoring of large civil engineering constructions. They present the latest version of the system, which is enriched with GIS elements, using the monitoring of the Slivenec tunnel excavation (construction lot 514 of the Prague City Ring Road project). The emphasis is placed on the importance of the comprehensive information system for the system of managing risks during the tunnel excavation. Those interested in being briefly familiarised with the system functioning will be allowed direct entry to a demo version of the system using the SOKP 514 construction as an example.

THE IMPORTANCE OF MONITORING FOR ECONOMIC AND SAFE TUNNEL EXCAVATION

Tunnel construction is the most risky civil engineering activity. It is so because of the properties of the rock environment through which the tunnel is driven. These are the result of long-term geological development, with repeated disturbance and consolidation. The resulting ground is heterogeneous, changing its properties in space, time and directions. The biggest problem is the fact that its properties cannot be reliably and comprehensively determined in advance, even by means of a very detailed geotechnical survey. In addition, the magnitude and complexity of constructions have been continuously growing, the possibilities of structural designs and technologies, which allow faster and more complete fulfilling of the objectives of construction, have been developing at a rapid rate. However, along with this growth, the vulnerability of the structures, the risk of various undesired events during the construction, such as extension of the construction time and increase in the originally estimated costs, grow as well.

The threatening of interests of third parties, for instance causing damage to surface buildings or utility networks, or affecting the environment, represent an ever greater risk.

The possible action to prevent such consequences or even various collapses during tunnel excavation operations is the use of the observation method and monitoring. It is based on continuous measurement of the response of the rock massif or even the affected structures to the excavation. The design of means and methods is adjusted on the basis of the results of the measurements, with the aim of keeping the deformational response within the limits prescribed by the design. Another possibility of the use of the monitoring results is for the optimisation of requirements for quality of the construction (fulfilling the prescribed engineering-quality requirements), therefore even for economy and safety of the construction work being carried out. Such a procedure, however, cannot cope without immediate usage of the measurement results (the information about the rock massif response to the excavation) for the management of the construction process.

Tunnel construction monitoring represents repeated measurements of many assorted quantities by various methods, in many points of measurement of both the tunnel structure itself and the surrounding rock environment, or even the existing buildings or utility networks in the vicinity, etc. Monitoring of quickly advancing excavation of large traffic tunnels by modern equipment, in difficult geological conditions and often with a risk of threatening the interest of third parties (surface buildings, threatening of the environment, collisions with utility networks etc.) produces a vast amount of data. The data is collected from many points of the construction and is obtained by various methods. The obtained data is dependent on time, is affected by the location of the measured point with respect to the location of the partial heading at the particular moment, is affected by the equipment being used, etc.

The above-mentioned huge amount of data must be “stored” in one package to allow immediate assessment of all interrelations. At the same time, it must be nearly immediately after the measurement available for the decision making process. The data must be not only processed and assessed in the required form, but it also must be “transported” to the other subjects which are competent to

VÝVOJ GEOTECHNICKÉHO INFORMAČNÍHO SYSTÉMU BARAB

První velká tunelová stavba na území ČR, která se vyrovnávala s velkým množstvím dat produkovaných monitoringem s využitím IT technologií, byla výstavba tunelu Mrázovka na Městském okruhu. Na tomto projektu byl navržen monitorovací systém zajišťující sledování všech aspektů souvisejících s ražbou tunelu.

Rozsah stavby a její lokalizace v hustě zastavěné části města předpokládá instalaci velkého množství měřicích míst různých typů měření. Předpoklad velkého množství sbíraných dat vedl k potřebě jejich soustředění do jednoho místa.

Jádrem systému byla kancelář monitoringu, kterou navrhl projektant stavby (Satra, spol. s r. o.), kde se shromažďovala všechna data získaná v rámci monitoringu. Kancelář zajišťovala jejich správu, prezentaci a archivaci. Sdílení dat a prezentace výsledků jednotlivých měření či analýz výsledků skupin měření bylo zajištěno lokální sítí (společný objekt investora, projektanta, zhotovitele stavby a zhotovitele GTM). Ostatním účastníkům stavby byla interpretace důležitých dat rozesílána pomocí e-mailové pošty.

Kancelář monitoringu připravovala podklady pro skupinu RAMO (RAda MOonitoringu), ve kterých shrnovala a prezentovala informace získané monitoringem v daných etapách (týden, měsíc). Základem podkladů bylo schéma, které dokumentovalo pro určité datum stav průběhu stavebních prací (poloha čeleb) vzhledem k poloze měřicích míst. Další podklady pak dávaly informace o vývoji sledovaných parametrů jednotlivých měřicích míst.

Data byla ukládána v předem definované struktuře adresářů dle typů měření v souborech MS Office (excel, word, pdf).

SG-Geotechnika, a. s., s využitím zkušeností při realizaci monitoringu tunelu Mrázovka, navrhla a realizovala v roce 2003 databázový systém BARAB. Základní motto pro konstrukci systému BARAB bylo:

work with it. Otherwise, the entire monitoring system will lose a part of its effectiveness, which is significant for construction control.

DEVELOPMENT OF THE BARAB GEOTECHNICAL INFORMATION SYSTEM

The first large tunnel construction in the Czech Republic which dealt with great amount of data produced by monitoring using IT technologies was the construction of the Mrázovka tunnel on the inner ring road in Prague. The monitoring system which was designed for this project provided the monitoring of all aspects associated with the tunnel excavation.

The extent of the construction and its location in a densely developed part of the city required the installation of a large quantity of measurement stations for various types of measurements. The expectation of a huge amount of data to be collected resulted in the need for centralisation of the data to one point.

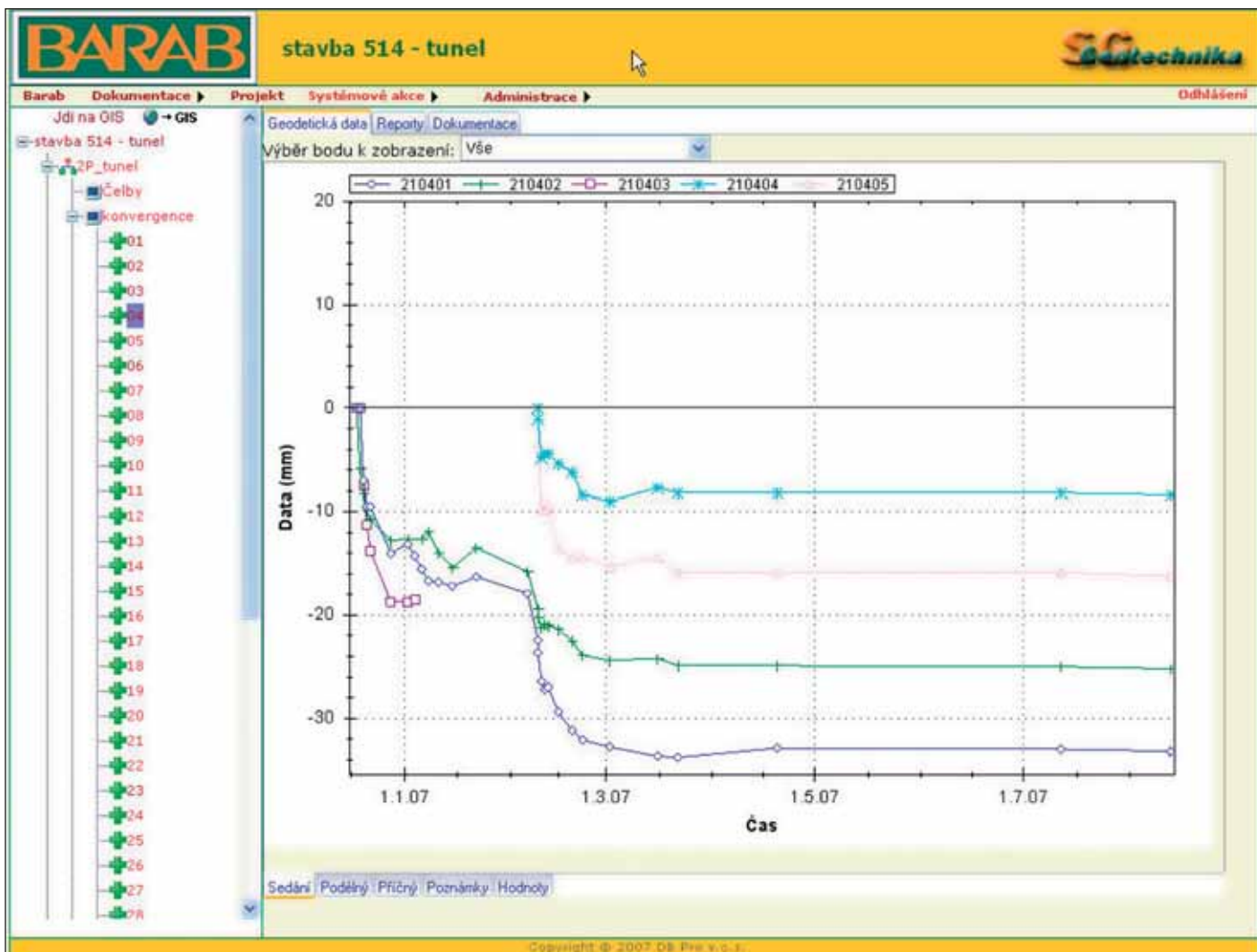
The core of the system was a monitoring office, which was designed by the project designer (Satra s.r.o.), where all the data collected within the framework of the monitoring was gathered. The office provided the data administration, presentation and filing. The data sharing and presentation of the results of individual measurements or analyses of results of the measurement groups were possible through a local network (an object shared by the owner, designer, construction contractor and GTM contractor). The other parties involved in the construction received the interpretation of important data through e-mail.

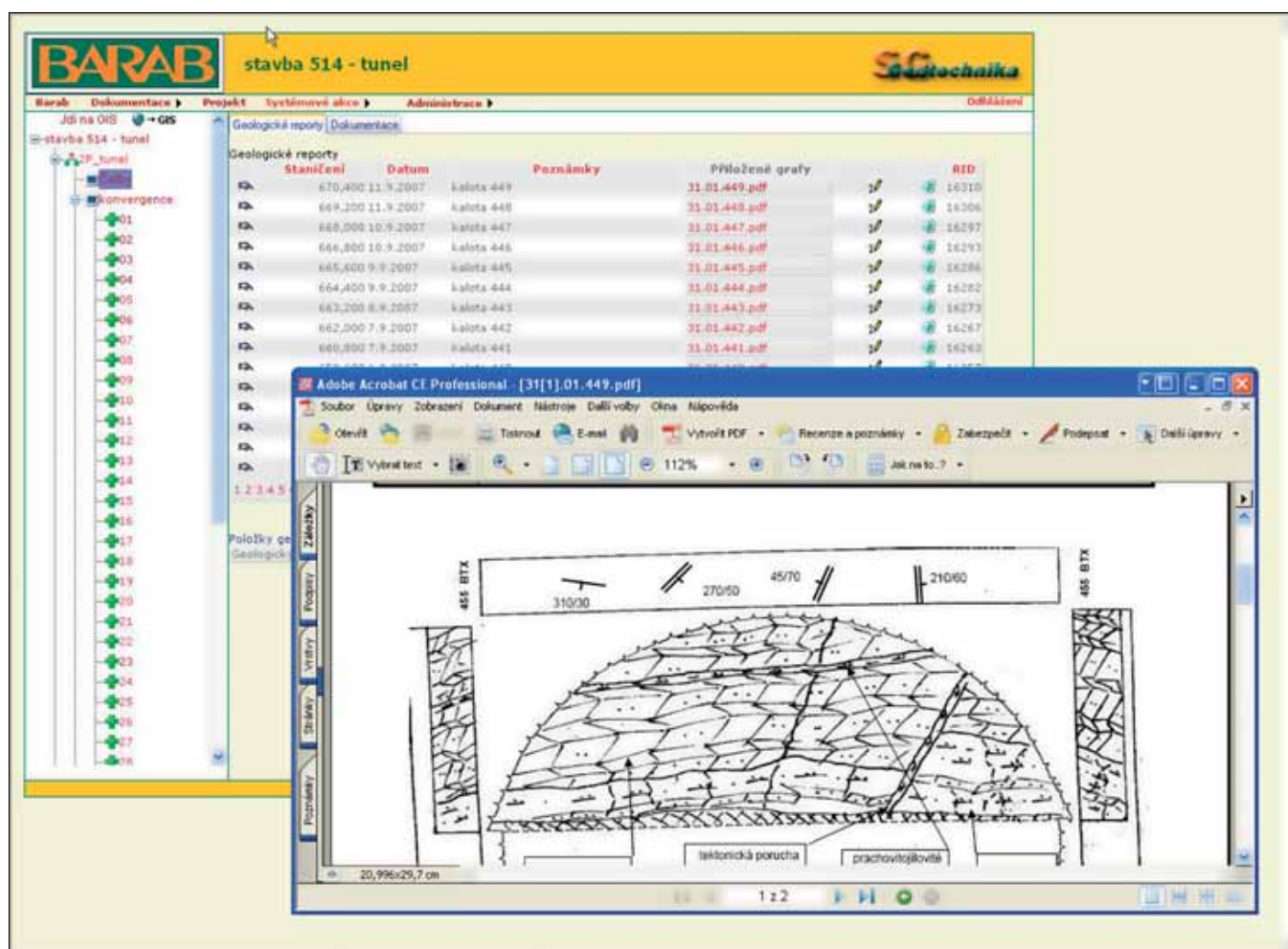
The monitoring office prepared grounds for the RAMO group (a monitoring council), in which it summarised and presented information obtained through the monitoring in the particular stages (a week, month, ...). The basis for the grounds was a scheme which documented, for a particular date, the state of the construction works course (positions of the headings) relative to the location of the measurement stations. Other grounds provided information about the development of the monitored parameters at the individual measurement stations.

The data was stored in a predefined structure of directories, according to measurement types, in MS Office files (excel, word, pdf).

In 2003, SG Geotechnika a.s., using its experience in carrying out the monitoring for the Mrázovka tunnel, designed and implemented the BARAB database system. The basic motto for the BARAB system structure was: a single

Obr. 1 Pracovní plocha portálu BARAB – geodetická měření
Fig. 1 BARAB portal desktop – geodetic survey





Obr. 2 Pracovní plocha portálu BARAB – geologický pasport čeleb
Fig. 2 ARAB portal desktop – basic geological data on excavation faces

jedno místo dostupné odkudkoliv. Rozvoj internetu umožnil splnit základní zadání.

Pro jasné definování databáze byl určen prvotní požadavek – poskytování okamžitých informací o reakci prostředí na probíhající výstavbu podzemních staveb (prezentace geodetických měření – konvergence, nivelace). Postupně byl systém BARAB rozšířen o možnost vkládání a o prezentaci doprovodných informací (dokumenty související s výstavbou – výstupy z dalších typů geotechnických měřidel, zápisy, projekty atd.).

V roce 2006 byl systém BARAB doplněn o platformu GIS (geografický informační systém). Platforma GIS zajišťuje vizualizaci předmětů monitoringu (tj. kresbu jednotlivých měřicích míst, lokalizaci aktuální polohy čeleb atd.) spolu s mapovými podklady volitelného obsahu (např. projekt, situace aj.).

POPIS SYSTÉMU BARAB

Systém BARAB využívá relační databázový systém spravovaný SQL-serverem. Idea databáze vychází z projektu monitoringu. Základní entita databáze je měřicí místo (např. konvergenční profil, extenzometr, nivační profil, čelba atd.). Měřicí místa jsou určena svým typem měření (geodetická měření, inklinometrická měření, postupy ražeb, čelby atd.) a sdružená v jednotlivých sekcích (část projektu – např. terén, objekty, tunelová trouba atd.). K měřicím místům lze ukládat jak diskrétní měření (např. geodetická data), tak obecně informace ve formě dokumentů systému MS-Office (.doc, .xls, .pdf aj.). Diskrétní měření systém BARAB zpracovává a prezentuje ve formě grafů časového vývoje změn sledovaných parametrů (sedání, příčný a podélný posun sledovaných bodů). Obecné dokumenty jsou vybaveny klíčovými slovy.

Přístup k datům systému BARAB je realizován pomocí webové aplikace portálu BARAB (na adrese www.barab.eu). Tato aplikace slouží k ukládání dat do databáze BARAB (jak diskrétních, tak ve formě dokumentů) a k jejich prohlížení.

point accessible from anywhere. The development of the Internet made the fulfilling of the basic task possible.

The primary requirement which was set for the clear definition of the idea of the database was: provision of instantaneous information about the response of the environment to progressing construction of underground structures (presentation of geodetic measurements – convergences, levelling). The BARAB system was step-by-step extended by adding the possibility to put in and present accompanying information (documents relating to the construction – outputs from other types of geotechnical measuring tools, records, designs etc.).

In 2006, the BARAB system was supplemented by the installation of the GIS (Geographical Information System) platform. The GIS platform provides the visualisation of monitored subjects (i.e. drawings of individual measurement stations, location of current positions of headings etc.) together with maps with selectable content (e.g. the design, layout etc.).

BARAB SYSTEM DESCRIPTION

The BARAB system uses the relational database administered by the SQL server. The idea of the database is based on a monitoring project. The basic entity of the database is a point of measurement (e.g. a convergence measurement station, extensometer, levelling profile, excavation face etc.). Points of measurement are determined according to the respective type of measurement (geodetic survey, inclinometer measurements, advance rates of partial headings, excavation face etc.); they are joined in an individual section (a part of a project – e.g. terrain, structures, tunnel tube etc.). Both discrete measurements (e.g. geological data) and general information in the form of MS-Office documents (.doc, .xls, .pdf etc.) can be stored at the points of measurement. The BARAB system processes and presents discrete measurements in the form of time curves for the changes in the monitored parameters (settlement, transverse and longitudinal displacements of the monitored points). General documents are equipped with key words.

The access to the BARAB system data is through the web application of the BARAB portal (at www.barab.eu). This application serves for storing data in the BARAB database (both the discrete data and data existing in a documentary form) and the data viewing.

Cesta k žádaným informacím vede přes výběr měřicích míst podle sekce a typu měření. Využitím klíčových slov je možno vyhledávat informace pro sdružená měřicí místa (tj. místo, na kterém je realizováno více typů měření, např. dům osazený deformetry, náklonoměrnými destičkami, nivelačními body atd.) napříč členěním dle sekcí a typu měření.

Vizualizaci dat databáze BARAB zajišťuje platforma GIS (na adrese gis.barab.eu). Pro každý projekt je vyhotovena sada statických výkresů, které nesou informace potřebné k interpretaci dat monitoringu (projekt, polohopis, průběh inž. sítí, ortofotomapy zájmového území, geologické mapy atd.). Všechna měřicí místa v databázi BARAB jsou vybavena informací o své poloze, proto může systém BARAB generovat situace měřicích míst (dynamické výkresy). Je možno volit sestavu statických a dynamických výkresů podle potřeby uživatele. Cesta k žádaným dynamickým výkresům vede buď určením sekce a typu měření, nebo určením typu měření a sekce.

Portál BARAB a platforma BARAB GIS vzájemně komunikují. Pro každé měřicí místo kreslené v BARAB GIS lze získat informace z portálu BARAB a naopak, pro každé měřicí místo v databázi BARAB lze získat informaci o jeho poloze prostřednictvím portálu BARAB GIS. Přístup k informacím databáze BARAB je řízen scénářem uživatelských rolí přidělených jednotlivým uživatelům. Uživatel může být aktivní (má právo vkládat a editovat dokumenty), nebo pasivní (má právo pouze k prohlížení dokumentů). Lze určit přístup k úplnému obsahu databáze, nebo jen k určené části databáze BARAB.

Databáze systému BARAB je přístupná i z jiných programovým aplikací z rodiny programů MS Office. Tato vlastnost je využívána pro konstrukci na míru šitých aplikací pro následné analýzy uložených dat napříč typy měření, inventury měření, případně jiné aplikace vyhovující okamžitým potřebám odběratelů informací systému BARAB.

PŘÍKLAD APLIKACE ISM BARAB NA RAŽBĚ TUNELŮ SLIVENEC

Investorem stavby je ŘSD ČR Praha, zhotovitelem tunelových částí je fa. Hochtief CZ, a. s., generálním projektantem RDS je Valbek, s. r. o., a komplexní geotechnický monitoring pro investora stavby provádí ve sdružení SG-Geotechnika, a. s., a její partner PUDIS, a. s. Vedoucím sdružení je SG-Geotechnika, a. s. Ta je také pověřena vedením kanceláře monitoringu a spravuje a provozuje informační systém BARAB.

Technický dozor investora na popisovanou část stavby je smluvně zajištěn u společností Pragoprojekt, a. s., a IDS, a. s. Autorský dozor projektanta stavby zajišťuje Metroprojekt, a. s., a nad tím vším (především kontrola financování vůči EU) bdí společnost FRAM.

Ražba tunelů Slivenec v rámci stavby SOKP – 514 byla započata v první dekádě měsíce prosince roku 2006 ze západního portálu Lochkov. Před samotným zarážením předcházely poměrně objemné výkopové práce zhotovitele tohoto úseku stavby za účelem zhotovení hloubené jámy pro budoucí hloubené tunely dlouhé cca 300 m, navazující na ražené tunely. Výstavba tunelů tudíž zahrnuje dvě ražené tunelové trouby (stoupající třípruh SO 602 a klesající dvoupruh SO 601) mezi Lochkovem a Radotínem, dlouhé zhruba od 1260 do 1300 m. Po zhotovení hloubených tunelů na obou portálech bude celková délka tunelových rour dosahovat délky až 1660 m. Projekt RDS rovněž zahrnuje šest propojek ražených úseků tunelových trub (sedmá propojka je v hloubené slivenecké části SO 606) ve vzájemné vzdálenosti 200 m. Profil výrubu ve dvoupruhovém tunelu (2PT) činí cca 100 m² a ve třípruhu (3PT) cca 125 m².

S ohledem na dosah a optimální využití mechanismů je navrženo razit tunelové trouby v celé délce s horizontálním členěním výrubu na kalotu a opěři. Uzavírání ostění spodní klenbou (invert) se předpokládá pouze v úsecích ražených portálů Lochkovského a Radotínského (TT NRTM 5b,c). Projektovaný předpoklad použití tříd NRTM v obou tunelech je v rozmezí NRTM 3 až 5.

Na tyto, ve stručnosti popsané parametry stavby, je navržen a prováděn komplexní monitorovací systém. Geotechnický monitoring stavby mimo jiné zahrnuje konvergenční měření primárního a sekundárního ostění, extenzometrická a inklinometrická měření ve vrtech, trigonometrická měření obou portálů, sledování deformací povrchu terénu a objektů zástavby (nivelační měření), kontrolní seismická a akustická měření vlivů trhacích prací na povrchovou zástavbu, opakované prohlídky obytných objektů s měřením deformetrů. V neposlední řadě probíhá během výstavby tunelů i hydrogeologický monitoring v širším okolí stavby. Z těch nejsledovanějších monitorovacích prvků bude například osazeno celkem až 130 pětibodových konvergenčních profilů jen na primárním ostění obou tunelových rour, dále

The path to the required information leads through the selection of the points of measurement according to the measurement sections and types. Using key words, it is possible to search for information for the joined points of measurement (i.e. points in which several types of measurement are carried out, e.g. a building in which deformeters, tiltmeter plates, levelling points etc. are installed) across the division according to the measurement sections and types.

The visualisation of the data contained in the BARAB database is provided by the GIS platform (at gis.barab.eu). A set of static drawings is carried out for each project. The layouts carry the information necessary for interpretation of the monitoring data (the design, topography, routes of utility networks, orthophoto maps of the area in question, geological maps etc.). All points of measurement in the BARAB database are equipped with the information about their location, thus the BARAB system is able to generate situations of the points of measurement (dynamical drawings). A set of static and dynamical drawings can be chosen as required by the user. The route to the required dynamical drawings leads either through the specification of the measurement section and type or through the specification of the measurement type and section.

The BARAB portal and BARAB GIS platform communicate with each other. Information on each point of measurement plotted in the BARAB GIS can be retrieved from the BARAB portal and, vice versa, information on the location of each point of measurement contained in the BARAB database can be retrieved through the BARAB portal. The access to the information in the BARAB database is controlled through a scenario of user roles allotted to individual users. The user can be active (entitled to insert and edit documents) or passive (entitled only to view documents). It is possible to assign access to the complete content of the database or only to a specific part of the BARAB database.

The BARAB system database is accessible even from other program applications from the MS Office program family. This property is used for the construction of bespoke applications for follow-up analyses of the stored data across the measurement types, inventories of measurements or other applications meeting the instantaneous needs of the BARAB system information users.

AN EXAMPLE OF THE ISM BARAB APPLICATION TO THE SLIVENEC TUNNEL EXCAVATION

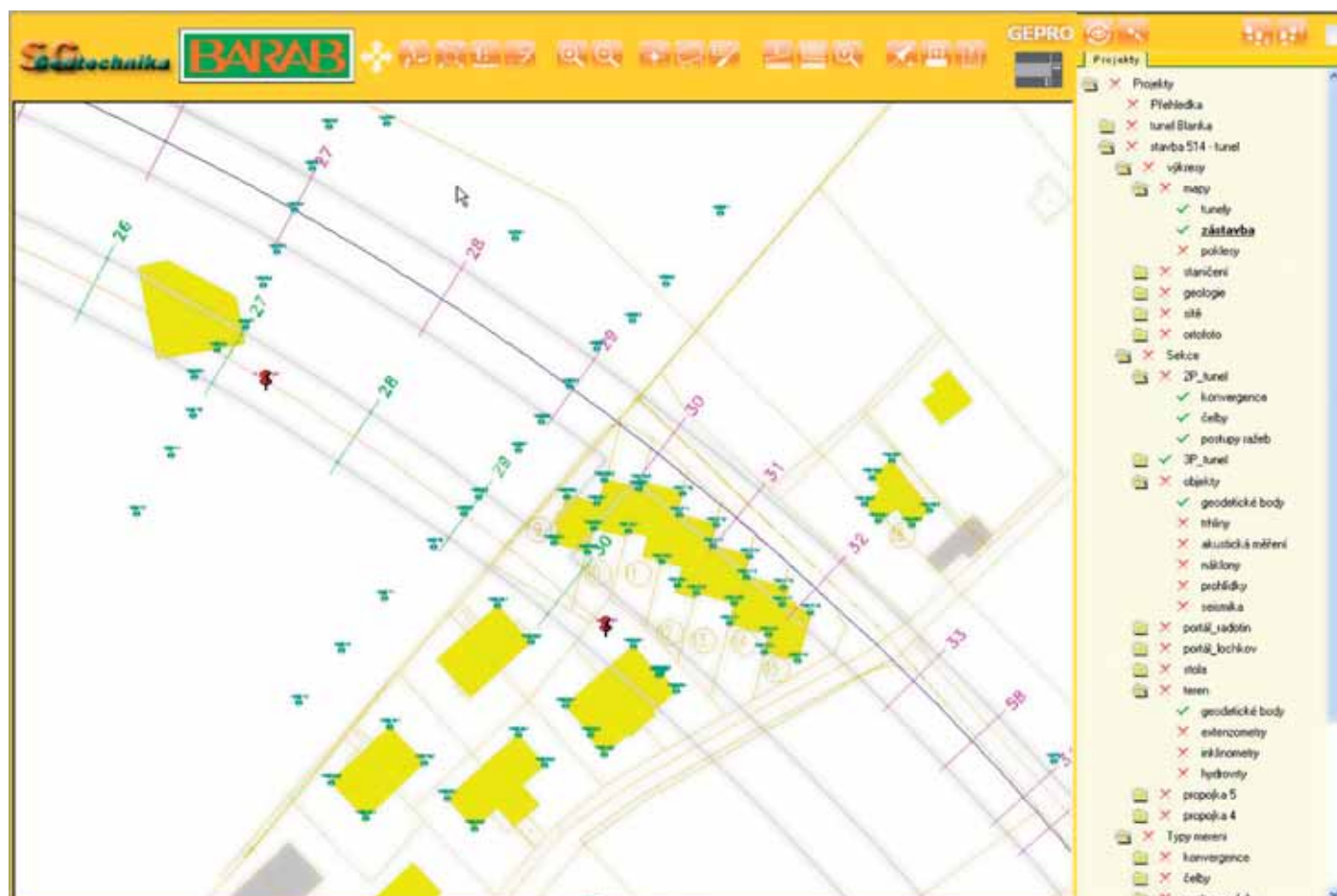
The project owner is ŘSD ČR Praha (the Directorate of Roads and Motorways of the Czech Republic, Prague), the tunnelling contractor is Hochtief CZ, a.s., general designer for the detailed design is Valbek, s.r.o. and the comprehensive geotechnical monitoring services are provided for the project owner by a group of companies consisting of SG-Geotechnika, a.s. (the leader) and its partner PUDIS, a.s. SG Geotechnika is authorised to run the monitoring office and administers and operates the BARAB information system.

The resident engineer for the part of the construction being described is contracted with Pragoprojekt, a.s. and IDS a.s. The consulting engineer's supervision is provided by Metroprojekt, a.s. and all the system is under the surveillance by FRAM (keeping an eye on the EU funding above all).

The excavation of the Slivenec tunnel tubes within the framework of construction lot 514 of the SOKP project (the Prague City Ring Road – the outer ring) started from the western (Lochkov) portal in the first decade of December 2006. Prior to the commencement of the tunnel excavation, the contractor for this section of the project had to carry out relatively large volume of earthwork necessary for the excavation of the construction trench for the future, about 300m long cut-and-cover tunnels, which link to the mined tunnels. The tunnel construction therefore comprises two mined tunnel tubes: a three-lane ascending tunnel (SO 602) and a two-lane descending tunnel (SO 603) between Lochkov and Radotín, which are roughly 1260 to 1300m long. Once the cut-and-cover tunnels are completed at both portals, the total length of the tunnel tubes will reach 1660m. The final design also comprises six cross passages within the mined sections of the tunnel tubes (the seventh cross passage is found in the cut-and-cover part on the Slivenec side of the SO 606), built at 200m spacing. The excavated cross-sectional area in the double-lane and three-lane tunnels (2LT and 3LT) is about 100 m² and 125 m² respectively.

With respect to the reach and maximum exploitation of the equipment, the tunnel tube excavation design used the horizontal sequence (top heading and bench) throughout the tunnel length. The closing of the lining by invert is expected only for the sections at the Lochkov and Radotín mined portals (the NATM excavation support class 5b,c). The design assumption is that the classes 3 to 5 will be encountered by both tunnels.

The comprehensive monitoring system was designed for the above-mentioned, briefly described parameters of the construction and is being implemented. The geotechnical monitoring of the construction comprises, among other activities, the primary lining and secondary lining convergence measurements, extensometer and inclinometer measurements in boreholes, trigonometric survey of both portals, observation of deformations of the ground surface and existing buildings (levelling), checking seismic and acoustic measurements of the blasting effects on surface buildings and repeated inspections of residential



Obr. 3 Pracovní plocha platformy BARAB GIS – statické + dynamické výkresy
Fig. 3 BARAB GIS platform desktop – statical + dynamical drawings

jsou v úvodních částech stavby sledovány dva extenzometrické profily a pět inklinometrických vrtů. Na povrchu terénu a na povrchové zástavbě je osazeno téměř 130 bodů a na obou portálech dohromady více než 50 bodů.

Výsledky měření jsou pracovníky kanceláře GTM ukládány do databáze BARAB k příslušným měřicím místům a od toho okamžiku jsou dostupné uživatelům buď přes identifikaci měřicího místa v platformě BARAB, nebo pomocí vyhledávacích nástrojů portálu BARAB.

V databázi BARAB jsou spravovány též geologické pasporthy čelb.

Pro představu je možné uvést, že například jen během měsíců červen až srpen 2007 bylo do databáze BARAB uloženo 3700 měření sledovaných bodů a 580 dokumentů.

Pracovníci kanceláře monitoringu denně sledující a vyhodnocující všechna data z databázového systému BARAB a velmi pozitivně hodnotí novou verzi systému BARAB užívanou na této stavbě. Důvod je především ten, že nemusí hledat potřebné výkresy v zásuvkách pracovních stolů či v počítačích, ale s pravidelně aktualizovanými údaji (postupy ražeb, již osazené monitorovací prvky) si situaci svého projektu otevřou přímo z internetu a posleze si ji můžou v libovolném měřítku vytisknout např. i s vloženými osobními značkami. Tento proces může osoba s přístupy do systému BARAB využívat na libovolném počítači kdekoli na zeměkouli, pokud je připojen na web. Při dokonalém seznámení se s platformou BARAB GIS je rovněž možno si v reálném měřítku odměřovat libovolné vzdálenosti (např. ražba od profilu či objektu na povrchu, atd.), což je velmi praktické a potřebné především při ražbě pod obytnou zástavbou.

Další zajímavou výhodou je zobrazení situace stavby v ortofotomapě. To znamená zvolit k vykreslení spolu se situací podzemních děl reálný povrch území i s objekty (silnice, pole, lesy domy). Toho je docíleno pouhým jedním kliknutím na odkazovém stromu zobrazeném na boční liště pracovního okna. Rovněž tak je možno zobrazit i kompletní geologickou situaci v tunelech (jedná se buďto o geologický řez z průzkumných prací, tj. predikce pro budoucí stavbu, anebo skutečnost, která se aktualizuje v popisovaném projektu s měsíční periodou). Každý uživatel určitě ocení i možnost výběru konkrétního

buildings with measurements with deformeters. At last but not least, even a hydrogeological monitoring is carried out during the tunnel construction in the wider surroundings of the construction. Of the most intensely observed monitoring elements, we can mention the up to 130 five-point convergence monitoring stations which will be installed only on the primary lining of both tunnel tubes; further, two extensometer measurement stations and five inclinometer boreholes are monitored in the initial parts of the construction. Nearly 130 points are installed on the ground surface and on surface buildings, and a total of over 50 points are installed at both portals.

The measurement results are stored by the GTM office personnel in the BARAB database to the respective points of measurement; from that moment they are available to the users, either through the identification of the point of measurement on the BARAB GIS platform or by means of the BARAB portal retrieval tools.

Basic geological data on excavation faces is also administered in the BARAB database.

To give some insight, we can mention the fact that 3700 measurements on the monitored points and 580 documents were stored in the BARAB database during June through August 2007.

The monitoring office personnel, who daily follow and assess all data in the BARAB database system, very positively evaluate the new version of the BARAB system which is used at this construction. The primary reason is the fact that they do not have to search for the drawings they need in drawers of working tables or computers; with the data (excavation advances, monitored elements installation) being regularly updated, they can open the situation of their project directly from the Internet and, subsequently, they can print it out on any scale, for instance even with personal marks added. Anybody who is granted access to the BARAB system can use this system anywhere on the globe, unless they are connected to the web. It is also possible for the user who is perfectly acquainted with the system to measure arbitrary distances (e.g. between the excavation face and a profile or a building on the surface), which is very practical and needed, primarily when driving a tunnel under residential buildings.

Another interesting advantage is the depicting of the construction situation in an orthophoto map. It means that a real surface of the area with objects (roads, fields, woods, buildings etc.) can be chosen for the drafting. This is achieved by a single click on the reference tree on the window sidebar. It is also possible to display the complete geological situation in tunnels (either a geological section obtained by the exploration, i.e. a prediction for the future construction, or the

sledování monitorovacího prvku v přehledné situaci a jednoduchým kliknutím otevře graf s požadovaným měřením ve vedlejším okně na monitoru svého počítače. Tímto způsobem se vrátí zpět na portál BARAB, kde se zobrazují požadovaná měření v grafických či ostatních formách. Pro komplexní informace o vybraném měření v rámci stavby je možno, následným kliknutím na záložku „Reporty“ na horní liště, vygenerovat přehledný a výstižný grafický výstup se všemi informacemi (postupy ražeb, situování bodů v profilu), který se zobrazuje pomocí programu Acrobat, jenž je součástí standardního balíčku MS-Office.

Pracovníci kanceláře GTM mimo jiné provádějí neustále z naměřených dat různé přehledné vyhodnocovací analýzy a rozborů, jež jsou v případě souhlasu investora taktéž sdíleny jako dokumenty v databázovém systému BARAB. Jedná se například o vztah skutečně naměřených výsledků stavby k předpokládaným varovným stavům z projektu RDS a podobně. Pracovníci kanceláře GTM pracují nepřetržitě prakticky se všemi datovými údaji, jež jsou v systému BARAB sdíleny.

Na stavbě tunelů Lochkov probíhá jednou týdně kontrolní den geotechnického monitoringu. Aktuální data poskytovaná systémem BARAB jsou důležitým podkladem pro přípravu zúčastněných stran (investor, zhotovitel stavby, technický dozor stavby, projektant, kancelář monitoringu) k jednání na těchto kontrolních dnech.

Souhrnně řečeno, databázový systém BARAB je silný nástroj pro vedení geotechnického monitoringu při realizaci tunelů Lochkov.

ZÁVĚR

Starší verze systému BARAB byla využita téměř na všech tunelových stavbách, které byly od roku 2003 v České republice realizovány (dálniční tunely Valík, Klimkovice, Panenská a Libouchec, železniční tunely Malá Huba, tunel Hněvkovský I a II, Březno a Vítkovické tunely či Metro IVC2).

Aktuální verze systému BARAB je nasazena na dvou stavbách v Praze a okolí. Jedná se o ražbu tunelů Lochkov v rámci stavby SOKP – st. 514 a ražbu rozsáhlých tunelových staveb komplexu Blanka v rámci Městského okruhu. Momentálně se připravuje stavba

reality, which is monthly updated at the project being described). Each user will certainly appreciate the possibility of choosing a concrete monitoring element to be followed in a well-arranged situation. They will open the chart showing the required measurement in a side-window on the computer screen by a single click. This will return them back to the BARAB portal, where the required measurements are displayed in graphical or other forms. To obtain comprehensive information on the chosen measurement, it is possible to generate, by another click, a well-arranged and apposite graphical output with all information (excavation advance rates, positions of points within a profile etc.). This output is displayed by means of the Acrobat software, which is part of the standard MS-Office package.

Among other activities, the GTM office personnel continually carry out various synoptic assessments and analyses, which are, with the approval of the owner, also shared as documents in the BARAB database system. One of them is, for example, the relationship between the results actually measured on site and the assumed warning states determined in the detailed design. The GTM office personnel work continually with virtually all the data which is shared in the BARAB system.

Weakly progress meetings dealing with the geotechnical monitoring are held on the Lochkov tunnel construction site. The topical data provided by the BARAB system is an important source of information for the preparation of the parties involved in the project (the owner, contractor, resident engineer, designer, monitoring office) for these meetings.

To sum up, the BARAB database system is a powerful instrument for the management of the geotechnical monitoring during the construction of the Lochkov tunnels.

CONCLUSION

The older version of the BARAB system was used at nearly all tunnel constructions which have been built in the Czech Republic since 2003 (the motorway tunnels Valík, Klimkovice, Panenská and Libouchec, the railway tunnels Malá Huba, Hněvkov I and II, Březno and New Connection or the Metro line IV C2).

The topical version of the BARAB system is currently being used on two projects in Prague and its vicinity, i.e. the Lochkov tunnels within the framework of the Prague City Ring Road (the outer ring) – construction lot 514, and the excavation of the extensive tunnelling project called Blanka, which is part of the City Circle Road (excavation of two tunnels from Trója on the inner fast

Obr. 4 Pracovní plocha platformy BARAB GIS – statické výkresy + geologie
Fig. 4 BARAB GIS platform desktop – statical drawings + geology



Královopolských tunelů (u ulice Dobrovského) v Brně, kde bude rovněž systém BARAB použit.

Výše popisovaný informační systém BARAB splňuje nároky na moderní řízení toku informací s využitím prostředí internetu. Bez potřeby speciálních aplikací (klientů) je možno získat informace o skutečném stavu a vývoji vlivu realizovaných staveb na okolí v uživatelsky přístupném prostředí portálu BARAB a platformy BARAB GIS. Takto konstruovaný systém BARAB je možno právem nazvat informačním systémem monitoringu (ISM).

Za zdůraznění stojí, že systém BARAB lze použít nejen v rámci geotechnického monitoringu podzemních staveb, ale i ke sledování jakékoliv stavby. Spravovat je možné nejen výsledky měření, ale i všechny informace, které tyto výsledky ovlivňují. Kromě toho lze sledovat a na smluvných místech databáze archivovat i ostatní agendu technických dozorů dle přání investora (například důležité zápisy z SD, záběrové listy, případné čerpání výkazů výměr či fakturaci). Systém BARAB je tedy i velmi účinným nástrojem stavebního dozoru k řízení celé stavby.

Zda-li tento systém vyhoví plně nárokům na vedení komplikovaných podzemních staveb budoucnosti ukáže teprve nadcházející čas. Ale již dnes si jsou autoři příspěvku jisti, že využití webových databázových aplikací pro potřeby geotechnického monitoringu je správná volba.

Pozn.: systém BARAB bude po dobu 2 měsíců po vydání tohoto čísla časopisu Tunel přístupný odborné veřejnosti pro nahlížení na adresách www.barab.eu (databázový portál) a gis.barab.eu (platforma GIS). Přihlašovací jméno: host a heslo: host. K dispozici bude projekt stavby 514.

ING. RADEK BERNARD, bernard@geotechnika.cz,
DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsypal@geotechnika.cz,
ING. TOMÁŠ MIKOLÁŠEK, mikolasek@geotechnika.cz,
STAVEBNÍ GEOLOGIE-GEOTECHNIKA, a. s.

highway circle). The construction of the Královo Pole tunnels, where the BARAB system will also be used, is currently under preparation in Brno.

The above described BARAB information system meets the requirements for modern management of the information flow using the Internet environment. Information on the state and development of the influence of the constructions being implemented on the surroundings can be obtained without a need for special applications (by clients), in the user friendly environment of the BARAB portal and the BARAB GIS platform. The BARAB system, which is constructed in this way, can be rightfully called the Information Monitoring System (ISM).

It is worth emphasising that the BARAB system can be used not only within the framework of geotechnical monitoring of underground constructions, but also for monitoring of any other type of construction. It is possible to administer not only results of measurements, but also all the information which affects the results. In addition, even other Engineer's supervision agenda can be followed and filed in agreed points of the database, as the owner may wish (e.g. important records from the site diary, excavation round record sheets, even the drawing of the bill of quantities or invoices). The BARAB system is therefore also a very effective client's supervision engineers' instrument for the management of the entire construction.

The future will show whether this system will fully meet the requirements for the management of complicated underground constructions. Nevertheless, the authors of this paper are already today certain that the use of the web database applications for the needs of geotechnical monitoring is a right choice.

Note: the Barab system will be available for viewing by the professional public for two months from the publication of this issue of Tunel magazine at www.barab.eu (the database portal) and gis.barab.eu (the GIS platform). The logging name: host; the password: host. The design for construction lot 514 will be at your disposal.

ING. RADEK BERNARD, bernard@geotechnika.cz,
DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsypal@geotechnika.cz,
ING. TOMÁŠ MIKOLÁŠEK, mikolasek@geotechnika.cz,
STAVEBNÍ GEOLOGIE-GEOTECHNIKA, a. s.

INZERCE

KOMPLETNÍ DODÁVKA MATERIÁLŮ VČETNĚ ODBORNÉ MONTÁŽE

COMPLETE SUPPLY OF MATERIAL INCLUDED PROFESSIONAL INSTALLATION

hydroizolační systémy • drenážní geokompozity • výztužné geomříže • bentonitové rohože
 lining systems • drainage systems • geogrids • geosynthetic clay liner

oblast použití / application field

tunely • skládky • pozemní stavby • dopravní stavby
 tunnels • landfills • building constructions • highway construction



Březno u Chomutova – železniční tunel



Libouchec – dálniční tunel



Panenská – dálniční tunel

CHEMIA
SYSTEM



CHEMIA SYSTEM GEO s.r.o.

Heleny Malířové 11, 169 00 Praha 6, tel.: +420 233 081 982
 fax: +420 233 081 988, e-mail: chemia@chemia.cz, www.chemia.cz




REALIZACE TUNELU BŘEZNO

BŘEZNO TUNNEL CONSTRUCTION

JAROMÍR HEŘT

ÚVOD

Níže uvedený článek si klade za cíl pouze seznámit s průběhem a historií výstavby tunelu Březno bez detailnějšího popisu technických řešení.

Postup těžebních prací v povrchovém hnědouhelném dole Libouš firmy Severočeské doly, a. s., si vyžádal zrušení stávajícího železničního spojení na trati Praha – Chomutov v traťovém úseku Březno u Chomutova – Chomutov. Náhradou za zrušený úsek tratě byla postavena nová přeložka tratě s nejdelším železničním jednokolejným tunelem v České republice. Zprovoznění přeložky k 1. 4. 2007 umožnilo zrušit původní trať a uvolnit území pro další těžbu uhlénoho ložiska.

ZÁKLADNÍ ÚDAJE STAVBY

Investor stavby: Správa železniční dopravní cesty, státní organizace
Financující organizace: Severočeské doly, a. s.
Zhotovitel stavby: Sdružení Metrostav a. s., SSŽ, a. s.
Zhotovitel tunelu: Metrostav a. s., divize 5
Generální projektant: SUDOP Praha, a. s.
Zhotovitel geomonitoringu: SG-Geotechnika, a. s.
Termín zahájení stavby: 2. 5. 2000
Uvedení do zkušebního provozu: 1. 4. 2007

Nová přeložka trati byla navržena pro rychlost $v = 100$ km/h. Maximální vyrovnaný sklon přeložky trati je 12 ‰. Celková délka nové přeložky je 7,109 km, přičemž terénní vlnou Farářka a Chocholáče prochází tunel dlouhý 1758 m.

Parametry tunelu:

Světlý tunelový průřez	43,7 m ²
Teoretická plocha výrubu MOVP	63,8 m ²
Teoretická plocha výrubu NRTM	87,8 m ²
Ražená část metodou MOVP	864 m
Ražená část metodou NRTM	614 m
Hloubená část – vjezd	31 m
Hloubená část – výjezd	249 m
Celkem délka tunelu	1758 m
Výškové vedení	8 – 10 ‰
Směrové vedení raženého tunelu	v přímé 859 m; přechodnice s obloukem o poloměru 550 m v délce 619 m
Převýšení koleje	130 mm v oblouku
Maximální výška nadloží	25,43 m

POPIS HORNINOVÉHO PROSTŘEDÍ V TRASE TUNELU

Lokalita přeložky se nachází v neogenní teplicko-mostecko-chomutovské pánvi. Výstavba probíhala ve svrchní části holešických a libkovických vrstev, které jsou překryty kvartérními sedimenty. Svrchní část holešických vrstev představuje vlastní ložisko hnědého uhlí. Neuhelné meziloží je tvořeno střídáním prachovitých jílovců a jílovců s uhelnou příměsí. Libkovické vrstvy mají charakter monotonních pelitických sedimentů a tvoří bezprostřední nadloží ložiska.

Geologicky se v nich vyčleňují tři polohy, poloha hnědých bituminózních jílovců, poloha šedých jílovců bez montmorillonitu a poloha šedých monotonních jílovců. Kvartérní pokryv je tvořen fluvialními štěrkopísčitymi sedimenty, deluviofluvialními a deluvialními písčitymi a jílovito-písčitymi splachovými hlínami. Kvartérní sedimenty vytvářejí pokryvnou vrstvu o proměnné tloušťce po celé délce tunelu, dosahující největší mocnosti 6 m.

Z průzkumu vyplynulo, že výstavba tunelu měla být realizována v obtížných geotechnických poměrech jemnozrnných středně až vysoce plastických jílovců a uhelných jílovců F6 až F8 (ČSN 73 10 01) s přechody do pevných jílovců. Předpokládalo se, že stabilita horniny v otevíraném výlomu bude rozhodujícím způsobem ovlivněna uspořádáním ploch nespojitostí, jejich hladkostí, hustotou a všesměrnou

INTRODUCTION

This article has a single purpose to acquaint the readers with the course and history of the Březno tunnel construction, without any detailed description of the construction means and methods.

The further progress of mining operations in the Libouš open cast mine owned by Severočeské doly a.s. (the North Bohemian Mines company) required the cancellation of the existing Prague – Chomutov railway link within the track section between the towns of Březno u Chomutova and Chomutov. The relocated line, which was built as a substitution for the cancelled track section, contains the longest single-rail tunnel in the Czech Republic. The bringing of the relocated track into service on 1.4.2007 made the cancellation of the original track and making way for the progressing mining operations in the coal deposit possible.

BASIC CONSTRUCTION DATA

Owner: Správa železniční dopravní cesty, státní organizace
Financing Organisation: Severočeské doly, a.s. (the North-Bohemian Mining Company)
General Contractor: Sdružení Metrostav a.s., SSŽ a.s.
Tunnelling contractor: Metrostav a.s., Division 5
General Designer: SUDOP Praha a.s.
Geomonitoring services: SG Geotechnika a.s.
Construction commencement: 2. 5. 2000
Commissioning commencement: 1.4.2007

The relocated railway line was designed for a speed $v = 100$ km/h. The maximum compensated gradient of the relocated line is 12 ‰. The total length of the relocated line is 7.109km, with the Farářka ground wave is passed under by a 1758m long tunnel.

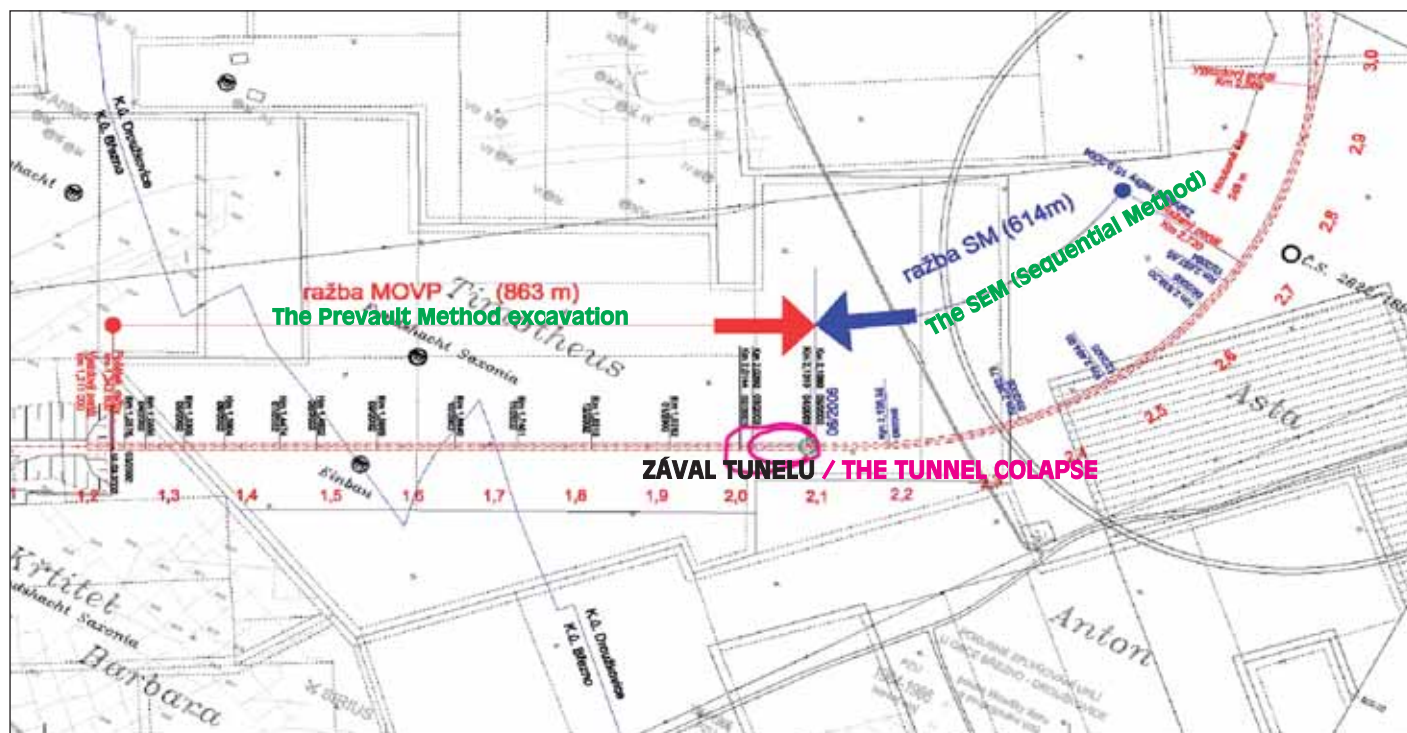
The tunnel parameters:

Net cross sectional area	43.7 m ²
Theoretical excavated cross section for the prevault method	63.8 m ²
Theoretical excavated cross section for the NATM	87.8 m ²
Tunnel section mined by the prevault method	864 m
Tunnel section mined by the NATM	614 m
Cut-and-cover section – Entrance	31 m
Cut-and-cover section – Exit	249 m
Total tunnel length	1758 m
Vertical alignment gradient	8 – 10 ‰
Horizontal alignment of the mined tunnel	straight line: 859 m; a transition curve with a 550m-radius curve: 619m long
Superelevation of the track	130mm
Maximum overburden height	25.43 m

DESCRIPTION OF THE ROCK ENVIRONMENT ALONG THE TUNNEL ROUTE

The relocated line is found in the Teplice-Most-Chomutov Neogene basin. The tunnel was driven through upper parts of the Holešice and Libkovice Members, which are covered by Quaternary sediments. The upper part of the Holešice Member is represented by the brown coal deposit itself. The non-coal intermediate layer consists of an alternation of silty claystone and claystone with an addition of coal. The Libkovice Member, which forms the immediate cover of the deposit, has the character of monotonous background pelitic sediments.

In terms of geology, three layers can be distinguished within them, i.e. a brown bituminous claystone layer, grey claystone without a montmorillonite layer and a grey monotonous claystone layer. The quaternary cover consists of fluvial sandy-gravelly sediments, diluviofluvial and diluvial sandy/clayey-sandy wash loams. The Quaternary sediments form the cover throughout the tunnel length, with a varying depth reaching 6m as a maximum.



Obr. 1 Směrové vedení železničního tunelu Břežno
Fig. 1 Horizontal alignment of the Břežno tunnel

klínovitou rozpukaností. V příortálových oslabených úsecích bylo možné očekávat výskyt smykových ploch a zón se svahovým sesouváním, tedy složité až velmi složité podmínky s vysokou obtížností pro provádění. Před zahájením realizace nebyla v trase tunelu průzkumem potvrzena žádná důlní činnost. Dle báňského posudku byl stanoven pouze předpoklad výskytu starých důlních děl v blízkosti staničení v km 1,650. Posudkem předpokládané podmínky měly být v průběhu realizace následně potvrzeny nebo vyvráceny geofyzikálním doprůzkumem ze dna tunelu.

POSTUP VÝSTAVBY

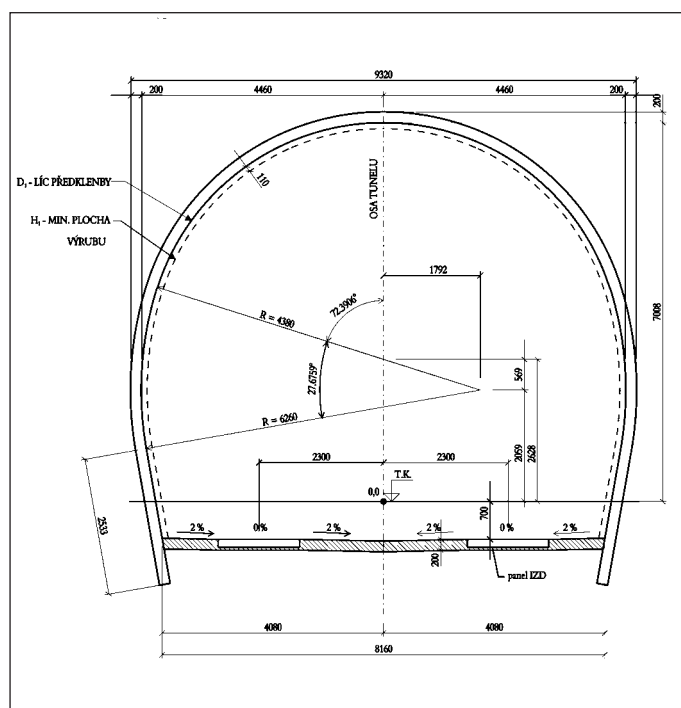
Před zahájením vlastní ražby Metodou obvodového vrubu s předklenbou (MOVP) musela být provedena pilotová stěna vjezdového portálu oddělující hloubenou část tunelu od části ražené. Již při její realizaci byla zastižena stará důlní díla. Na základě tohoto zjištění byly práce zastaveny a bylo přistoupeno k přeprojektování řešení hloubené i ražené části tunelu. Aby bylo možné přikotvit pilotovou stěnu, bylo provedeno zasanování úseku cca 40 m za jejím lícem. Při provádění vysokotlaké injektáže byla zjištěna další stará důlní díla včetně kdysi vyhloubené šachty. Na základě těchto zjištění byla stavba zařazena do kategorie staveb prováděných na poddolovaném území z hlediska ČSN 73 00 39, s případným upřesňováním v předpokládané délce tunelu až do staničení km 1,750 (cca prvních 500 m).

Postup výstavby obvodového vrubu s předklenbou

Pro ražbu a zhotovení primárního ostění tunelu Břežno byla investorem stavby závazně určena Metoda obvodového vrubu s předklenbou (MOVP). Zahájení ražeb MOVP se uskutečnilo 15. 3. 2002. Vzhledem k rozdílným skutečně zastiženým geotechnickým podmínkám je možno úsek tunelu ražený MOVP po délce rozdělit na čtyři charakteristické úseky.

První úsek (km 1,242 až km 1,550) byl intenzivně poddolován předchozí těžbou uhlí a byl vyražen s pomocí tzv. „horninového nosníku“ situovaného v podloží tunelu s provedením zvláštních opatření pro ražbu v poddolovaném území. Razičí výkony byly zpomaleny zaučováním osádek Metrostavu a. s. na novou dosud v ČR nevyzkoušenou metodu – MOVP. Bohužel původně nepředpokládanou (zejména co se týče rozsahu) skutečností byl výskyt nevidovaných starých důlních děl v profilu tunelu a v jeho okolí. Stará důlní díla se nalézala hlavně ve svrchní uhelné sloji o mocnosti až 2,3 m. Zastižená uhelná sloj postupně upadala ve směru ražby pod dno tunelu. Dalším faktorem negativně ovlivňujícím výkon provádění ražby bylo, že se

It followed from the survey that the tunnel construction was to expect difficult geotechnical conditions of the environment consisting of finely grained, medium to highly plastic clays F6 to F8 (ČSN 73 1001), with transitions to firm claystone. The stability of rock in the excavated opening was anticipated to be significantly affected by the arrangement of discontinuity surfaces, their smoothness, density and the omnidirectional, sphenoidal jointing. The occurrence of slickensides and slope sliding zones, creating difficult to very difficult construction conditions, was expectable in the weakened portal areas. No mining activities were proven along the tunnel route by the survey before the commencement of the construction works. An assumption was determined according to a mining authority report that abandoned mine workings could exist only in the vicinity of chainage km 1.650. Subsequently, during the course of the construction, the conditions anticipated by the report were to be either confirmed or disconfirmed by a supplementary survey of the tunnel bottom.



Obr. 2 Základní tvar vrubové kónické předklenby z nevyztuženého stříkaného betonu
Fig. 2 Basic shape of the conical reinforced concrete prevault



Obr. 3 Čelní pohled na smontovaný vrubovací stroj Perforex
Fig. 3 Front view of the assembled Perforex prevault tunnelling machine

jednalo o jednokolejový tunel a práce na zasanování starých důlních děl nešlo z hlediska bezpečnostních předpisů provádět v souběhu s ražbou tunelu. Kromě úvodních 40 m ražby, kde byl tunel a jeho podloží sanován vysokotlakou injektáží z povrchu v předstihu před zahájením ražby, byly následné sanační injektážní práce prováděny z tunelové trouby. Hlavním opatřením bylo zhotovování tzv. „horninového nosníku“ pod dnem tunelové trouby (každých 8 m vějíř s 5 vrtů délky 14 m, do kterých byly osazeny sklolaminátové kotvy). Dále byly využívány čelbové sklolaminátové kotvy, které se používaly nejen pro zajištění stability čelby, ale i pro sanaci starých důlních děl v předpolí tunelu. Prováděny byly rovněž krátké vrtů do čelby pro zajištění stability vrubu zhotoveného v oblastech rozvolněných vlivem přítomnosti starých důlních děl a sanace pod paty již obnažených předkleneb. Sanace pod paty předkleneb byla prováděna i zpětně na základě vyhodnocení konvergenčního měření primárního ostění. Důležitou součástí sanací byla také injektáž starých důlních děl radiálními kotvami (kotvy délky 6 m do 7 m vývrtů). I přes maximální snahu zasanovat stará důlní díla před zhotovením předklenby docházelo při provádění vrubu k prořezávání částečně zavalených, částečně zkonsolidovaných starých důlních děl a více či méně rozvolněných oblastí nad nimi. To mělo za následek zaplňování dutin stříkaným betonem nad ideální rozměr předklenby jak uvnitř profilu tunelu, tak i vznik nadvýmů, které byly rovněž zaplňovány stříkaným betonem jeho rozlitem v celém volném podzemním prostoru. Po odtěžení rubaniny uvnitř zhotovené předklenby musely být betony v průřezu tunelu následně odstraňovány. Tunelová trouba také ve dvou případech „prošla“ svislým důlním dílem (předklenba č. 7 – v 15 m od portálu, předklenba č. 43 – ve 160 m od portálu). Nejdelší staré důlní dílo v čelbě bylo zastiženo (včetně dřevěné výztuže) kolmo k ose tunelu v celé šířce profilu 47,5 m od portálu tunelu (předklenba č. 16). Pro bezpečné provádění primárního ostění se potvrdila nutnost geomonitoringu tunelu. Zejména na základě vyhodnocení konvergenčních měření se ze strany zhotovitele zajišťovala stabilita již zhotovených předkleneb. Mezi opatření zajišťující již zmíněnou stabilitu patřily zejména sanační injektáže za a pod patky primárního ostění, dodatečné osazení radiálních kotev délky 6 a 8 m, provádění rozpěrných betonových prahů o tloušťce 60 cm, uzavírání předklenby tvaru podkovy příhradovým profilem (bretexem) v kombinaci se stříkaným betonem. K tomuto „podskružení“ předklenby se muselo přistoupit na základě konvergenčního měření před překročením kritického stavu u 11 předkleneb.

Po zahájení ražby bylo zjištěno, že vlivem nesoudržnosti klenby vrubu v daných geotechnických podmínkách není možno provádět systém řezání dle předpokládaného technologického postupu v klenbě tunelu. Proto byl na návrh Metrostavu a. s. a po dohodě s garantem MOVP firmou BEC Freres, s. a., zvolen systém postupného „vpichování“ pily (výška pilového listu byla 85 cm) vrubovacího stroje s vynecháváním horninových „mezopilířků“ a jejich dodatečným prořezáváním a zaplňováním stříkaným betonem. Takto bylo primární ostění zhotovováno prvních 130 m tunelu. V těchto geotechnických podmínkách byla předklenba budována při provádění až na 16 dílcích

CONSTRUCTION PROCESS

It was necessary prior to the commencement of the excavation by the Prevault Method (PM) to carry out a pile wall for the entrance portal, which separated the cut-and-cover portion of the tunnel from the mined portion. Old mine workings were encountered as early as during the work on the wall. Based on this finding, the work was suspended and a redesign of both the cut-and-cover and mined portions took place. The rock mass about 40 metres beyond the wall surface had to be improved to make the anchoring of the pile wall possible. Other mine workings, including a shaft, which was dug in the past, were identified during the execution of high-pressure grouting. Based on those findings, the construction was categorised according to ČSN 73 0039 as a construction carried out on stoping ground, with contingent adjustment throughout the assumed length of initial 500m (up to chainage km 1.750).

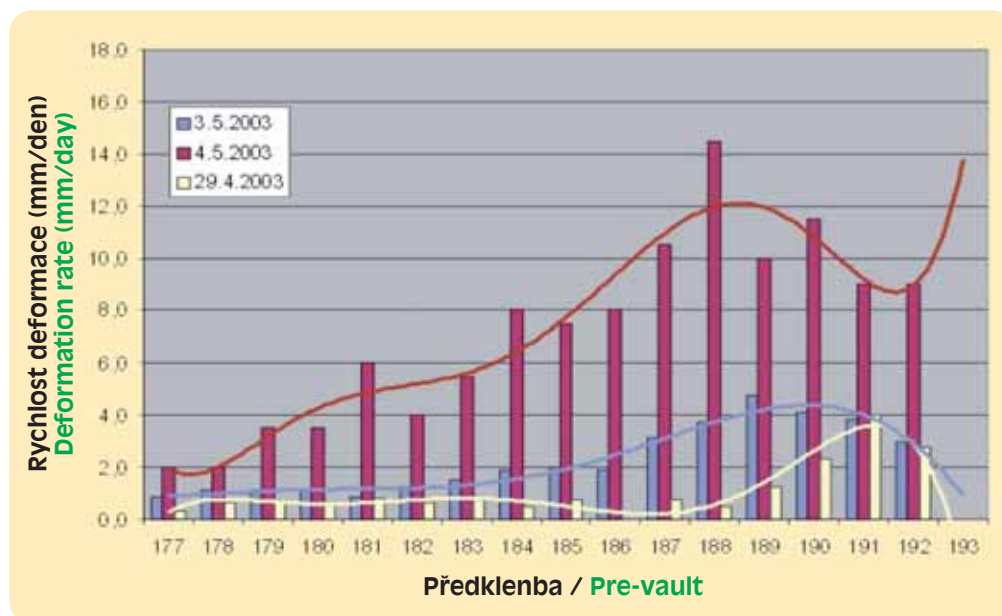
Prevault construction procedure

The client made it a binding obligation for the contractor that the Prevault Method (PM) would be used for the excavation and primary lining of the Březno tunnel. The commencement of the PM excavation took place on 15.3.2002. It is possible, with respect to the differing actually encountered geotechnical conditions for the PM excavation, to divide the tunnel length into four characteristic sections.

The first section (km 1.242 to km 1.550) was intensely undermined by previous coal mining activities; the tunnel excavation procedure used the so-called „rock beam“ located at the tunnel subbase, and additional special measures designed for the excavation passing through the stoping ground. The excavation performance was slowed down during the learning curve period, when the contractor (Metrostav a.s.) crews got acquainted with the new, untried method, the PM. Unfortunately, the originally unexpected fact (especially regarding the extent) was the occurrence of unregistered mine workings in the tunnel profile and its vicinity. Old mine workings were found mainly within the 2.3m-thick upper coal seam. The encountered coal seam gradually dipped under the tunnel bottom. Another factor which negatively affected the excavation performance was the fact that it was impossible in terms of safety regulations for the single-rail tunnel to carry out the excavation concurrently with the removal of the effects of old mine workings. Apart from the initial 40m where the round ahead of the excavation and under the tunnel bottom was improved by high-pressure grouting from the surface, the subsequent grouting was carried out from within the tunnel tube. The execution of the so-called „rock beam“ under the tunnel bottom (fans of 5 pieces of glassfibre reinforced plastic (GRP) anchors inserted into 14m-long boreholes) was the main measure. Other GRP anchors were installed ahead of the excavation face, not only for the stabilisation of the face but also for improving the condition of old mine workings found in the tunnel front zone. Other measures comprised the drilling of short boreholes to the excavation face, which were designed to improve the stability of the slots cut for the prevault in the areas where the ground was loosened as a result of the presence of old mine workings, and the grouting under the feet of prevaults once they had



Obr. 4 Čelba tunelu se zavaleným svislým důlním dílem
Fig. 4 Tunnel excavation face with the collapsed old shaft



Obr. 5 Graf sledování přírůstků vodorovných konvergencí na předklenbách tunelu
Fig. 5 Horizontal convergence at the prevaults

segmentů předklenby. S postupně se lepšícími podmínkami pro ražbu se počet segmentů zmenšoval až na 5 a čas potřebný pro vyřezání a zastríkání vrubu se zkrátil z původních 16 až 20 hod. na 7 až 8 hod. Velmi problematické bylo zpočátku provádění stříkaných betonů do 5 m dlouhého a 20 cm širokého vrubu, což bylo zcela novým fenoménem v provádění primárních ostění v ČR. V podstatě to znamenalo opustit veškeré naše zkušenosti se stříkaným betonem při nanášení na vizuálně kontrolovatelný povrch výrubu (NRTM) a získat postupně nové poznatky na základě praktické aplikace. Nosným strojem metody MOVP byl vrubovací stroj Perforex 3713, který byl nasazen v tzv. ověřovacím provozu nařízeným Českým báňským úřadem za účelem prověření jeho vlastností v ČR. Na tomto zařízení nebyly během výstavby zaznamenány závažnější poruchy přesahující řádově denní prostoj. Drobnější poruchy byly odstraňovány v průběhu ověřovacího provozu. Dalším klíčovým strojem z hlediska technologie provádění byl vrtačí vůz PG – 115 na provádění 16 m dlouhých vrtů do čelby tunelu, který byl rovněž využíván v ověřovacím provozu.

Druhý úsek (km 1,550 až km 1,920) byl úsekem s příznivými, resp. očekávanými geotechnickými podmínkami, kde bylo dosahováno měsíčních postupů téměř 100 m. Postupovalo se bez jakýchkoliv dodatečných úprav projektu. Deformace se pohybovaly v mezích předpokládaných projektem.

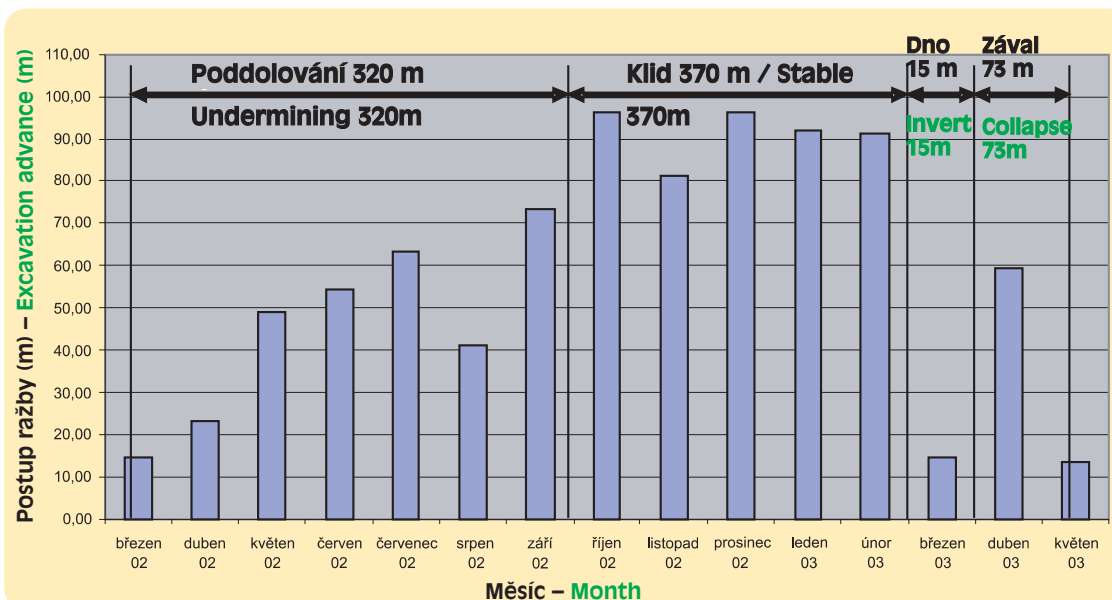
Ve třetím úseku (km 1,920 až km 2,034) ražba zpočátku pokračovala bez větších problémů. Na začátku měsíce března 2003 však došlo k prudkému nárůstu deformací, a proto musela být dne 7. 3. 2003 ražba zastavena. Pro zesílení konstrukce primárního ostění byla prováděna dodatečná instalace uzavřených příhradových rámců (breteřů) s protiklenbou u předklenb, které vykazovaly zrychlený nárůst deformací. V průběhu budování breteřů probíhala další stabilizační opatření v podobě sanačních vrtů s injektážemi pod patky předklenb. Nakonec bylo přistoupeno k přikotvení předklenb radiálními kotvami délky 6 m v počtu 8 kusů na každou předklenbu. Na pracovní poradě dne 13. března 2003 bylo rozhodnuto o vybudování definitivního dna v délce 80 m. Důvodem bylo, že se deformace stále nedařilo udržet pod žádoucí kontrolou. Teprve až provedením definitivního dna došlo k úplnému zastavení deformací primárního ostění předklenb. Práce na zajištění tohoto úseku probíhaly asi 1 měsíc. Čelba ve staničení km 2,034 stála 32 dní. V uvedeném úseku byly hodnoty 3. varovného stavu – stavu kritického v příčném směru překročeny v rozmezí 250 až 350 %. Rovněž ve svislém směru byl překročen 3. varovný stav – stav kritický v rozmezí 150 až 200 %. Maximální konvergence v tomto úseku dosáhly hodnot v příčném směru 72 mm a ve svislém posunu 96 mm. Vzhledem k tomu, že původní vzdálenost konvergenčních profilů v tomto úseku byla 30 m a k osazení dodatečně vložených profilů došlo se zpožděním, byly deformace ve skutečnosti ještě o něco větší než naměřené hodnoty. Pravděpodobným důvodem tak velké deformační odezvy byla tzv. „oslabená zóna“ v horninovém prostředí mezi km 1,950 – 1,975, která byla předpovězena i v rámci průzkumných prací.

filled with debris or only partially consolidated, as well as more or less loosened areas above them were encountered. As a result, cavities exceeding the ideal dimensions of the prevault (extending to the tunnel cross-section or having the form of extensive overbreaks) were filled with shotcrete. Once the excavation under the completed prevault had been completed, the shotcrete found inside the tunnel profile had to be broken out and also removed. In two cases, the tunnel tube even passed through a vertical mine working (the prevault No. 7 – at a distance of 15m from the portal; prevault No. 43 – 160m from the portal). The longest old mining working which was encountered (including the timbering) at the excavation face (the prevault No. 16 at a distance of 47.5m from the portal) was perpendicular to the tunnel centre line, running across the whole tunnel profile width. The necessity of the tunnel geomonitring for the safe execution of the primary lining was confirmed. The stability of completed prevaults was provided by the contractor primarily on the basis of assessments of convergence measurements. Among the main measures ensuring the above-mentioned stability, there were improvement grouting behind and under the feet of the primary lining, additional installation of 6 – 8m long radial anchors, installation of 60cm-thick concrete bracing beams or supporting of the horseshoe-shaped prevaults by lattice arches (BRETEX) combined with sprayed concrete. This „centering“ had to be installed under 11 prevaults on the basis of convergence measurements, before the critical state would have been exceeded.

It was found out after the commencement of the tunnel excavation that, owing to the incohesive character of the slot roof, it was impossible for the cutting in tunnel crown to keep to the slot cutting system according to the planned technological procedure. For that reason, at the proposal of Metrostav a.s. and as agreed by BEC Freres s.a., the PM guarantor, the system of sticking the cutter jib (the cutter jib height of 85cm) of the prevault tunnelling machine into the excavation face, with „intermediate rock pillars“ left between each cut was used. The „pillars“ were removed and the cuts filled with shotcrete subsequently. This procedure was applied to the initial 130m of the tunnel excavation. In those conditions, one prevault consisted of as many as 16 partial segments. With the excavation conditions improving, the number of segments could be reduced up to five, and the original time of 16 to 20 hours necessary for the cutting and filling of the slot was reduced up to 7 to 8 hours. In the beginning, there was a significant problem with the filling of the 5m long and 20cm wide slot with shotcrete; it was an entirely new phenomenon in the execution of primary liners in the Czech Republic. In the essence, it meant for us to abandon all our experience with sprayed concrete obtained at the spraying of concrete on visually controllable exposed rock surface (the NATM) and to gradually gather new know-how on the basis of practical application. The machine crucial for the PM method was a Perforex 3713 prevault tunnelling machine. It was deployed in the so-called verification operation mode, which was ordered by the Czech Bureau of Mines with the aim of verifying its properties in the

Čtvrtý úsek (km 2,030 až km 2,106) byl úsekem, kde nebyla původním průzkumem signalizována žádná významná anomálie. Geotechnické a inženýrskogeologické podmínky byly předpokládány stabilní. V tomto úseku byla předpokládána přítomnost nezvětralého, pevného a jen řídké rozpukaného jílovce, kde bylo možno předpokládat smykovou pevnost c_u nejméně v hodnotě 200 kPa a kde primární ostění s obvodovým vrubem bez uzavřeného dna mělo zůstat stabilní. Namísto toho ražba narazila na jílovec zvětřalý, hustě rozpukaný, s konzistencí tuhou (tedy podstatně měkčí než pevnou) a se smykovou pevností nižší než 100 kPa. Po dohodě všech účastníků výstavby byla dne 7. 4. 2003 opět zahájena ražba provedením předklenby č. 178. Po zkušenostech z předcházejícího úseku byl zvolen typ předklenby se záběrem 4 m a radiálními kotvami délky 6 m v počtu 10 kusů na každou předklenbu. S ohledem na neustalující se mírné přírůstky deformací, které byly zaznamenávány od předklenby č. 178, se od předklenby č. 180 prodloužily délky radiálních kotev na 8 m. Deformace však nadále pokračovaly, a tak předklenba č. 189 byla provedena se zkrácením záběrem 3 m a doplněna 8 kusy radiálních kotev v délce 6 m. Dne 2. 5. 2003 byla na stavbě běžná prohlídka za přítomnosti všech účastníků výstavby. Byl prohlédnut stav primárního ostění v tunelu, dosavadní výsledky měření konvergencí a konstatováno, že vše probíhá bez problémů a bez zřejmého náznaku pozdějšího rozvoje deformací. Nicméně bylo z bezpečnostních důvodů dohodnuto provedení spodní definitivní klenby v celém rozsahu od předklenby č. 171 až k předklenbě 190 (km 2,002 až km 2,082) od pondělí 5. 5. 2003. Na základě výsledků konvergenčních měření celého úseku, které proběhlo dne 3. 5. 2003, byla téhož dne svolána pracovní porada. Bylo rozhodnuto okamžitě zvětšit počet čelbových kotev z 6 na 11, dohotovit předklenbu č. 196, nevytěžit ji a řádně fixovat čelbu vrstvou stříkaného betonu. Bylo potvrzeno, že budování protiklenby se zahájí v pondělí 5. 5. 2003 s tím, že bylo zahájeno vyklízení tunelu pro postupné budování protiklenby. Ani vizuální prohlídka ostění tunelu dne 4. 5. 2003 v ranních hodinách nepřinesla poznatky o dramatické změně v chování tunelu. Na základě dalších výsledků konvergenčních měření provedených dne 4. 5. 2003 byla téhož dne svolána opětovně porada konaná na stavbě v 19:00 hod. Ta přijala rozhodnutí začít okamžitě podepírat ocelovými podpěrnými rámy předklenby 184 až 190 a rozepírat tyto rámy mezi sebou ve dně. Přes noc se podařilo uzavřít podpěrné rámy pod předklenbami 188 a 187 a byla zahájena stavba podpěrného rámu pod předklenbou 186. Přes snahu co nejrychleji využít neohroženější místa ocelovými podpěrnými rámy, vývoj dalších deformací byl tak razantní, že se již nedal zastavit. Nakonec 5. 5. 2003, přibližně v 5 hodin ráno došlo ke zhroucení tunelového ostění v délce téměř 85 m včetně zasypaní vrubovacího stroje Perforex 3713. Destrukce primárního ostění ve formě dominového efektu se zastavila na předklenbě 176, což byla poslední předklenba vyztužená uzavřeným bretexem při zmáhání deformačního vývoje v předcházejícím úseku ve staničení km 1,930 až km 2,034. V porovnání s deformacemi předklenb v úseku staničení km 1,950 až 1,985, které mohly být srovnatelné z hlediska nadloží tunelu a použité varianty technologie ražby, byl v tomto úseku dosahovaný průběh deformací během prvních dnů měření o něco příznivější. Deformace se pohybovaly v mezích stanovených projektem, avšak při mírné deformační rychlosti 1 až max. 2 mm za den nejvíce tendenci k ustálení. Proto bylo rozhodnuto na základě zkušeností z předchozího úseku již při hodnotách deformací 27 až 30 mm svisle, 22 až 24 mm vodorovně o dodatečném uzavření konstrukce spodní klenbou.

Obr. 6 Výkony ražeb
Metodou obvodového
vrubu s předklenbou
Fig. 6 Prevault Method
excavation advance rates

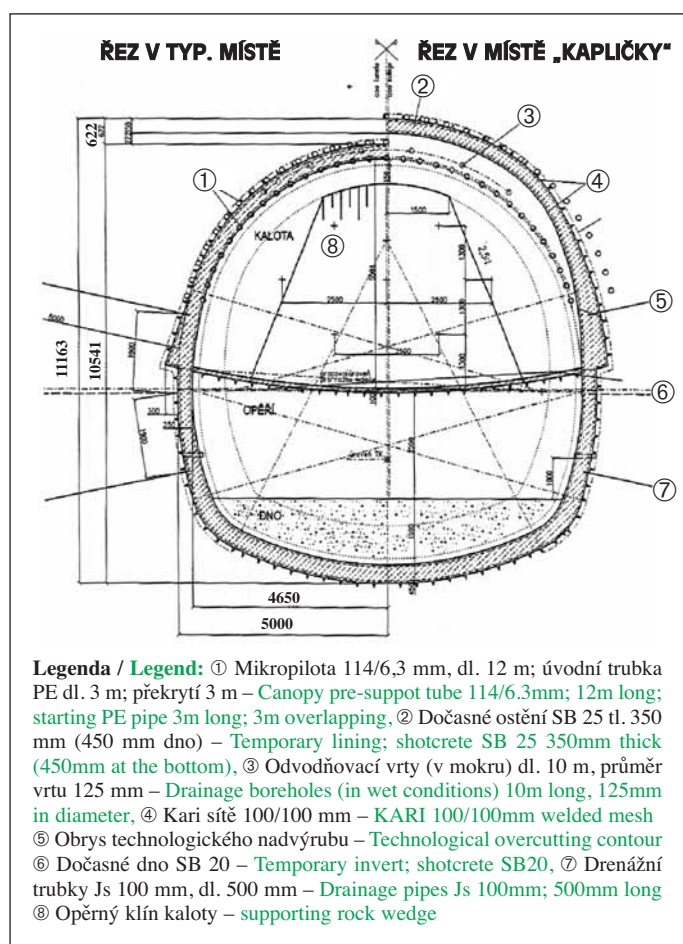


Czech Republic. No more significant defects of this equipment causing downtimes in the order exceeding one day were experienced during the excavation. Minor defects were removed during the course of the verification operation. Another crucial machine in terms of the technology was a PG – 115 drilling rig, which was used during the verification operation for execution of 16m-long boreholes to the tunnel face.

The second section (km 1.550 to 1.920) was a section where the geotechnical conditions were favourable, or such ones which were anticipated. The advance rates reached nearly 100m per month. No additional modifications of the design of means and methods were necessary. Deformations remained within the limits anticipated by the design.

Regarding the third section (km 1.920 to km 2.034), the excavation proceeded in the beginning without significant problems. However, at the beginning of March 2003, deformations started to rapidly grow. On 7.3.2003 the excavation operations had to be suspended. The primary lining structure was strengthened by the additional installation of lattice girders (BRETEX) forming frames closed at the invert. They were installed at the prevaults which exhibited accelerated increase in deformations. Concurrently with the installation of the BRETEX frames, other stabilisation measures were implemented, in the form of drilling and grouting under the feet of the prevaults. Eventually, the prevaults started to be tied to the surrounding ground by 6m-long radial anchors (8 pieces per one prevault). A decision was made at a site meeting held on 13 March 2003 to build 80m of the final invert. The reason was the fact that the attempts to keep deformations under necessary control had failed. Only when the final invert had been installed did the deformations of the primary lining (prevaults) totally cease. This section stabilisation operations took about one month. The face stopped at chainage km 2.034 for 32 days. The levels of the warning state 3 in the transverse direction were exceeded in the above-mentioned section within the range of 250 to 350%. The warning state 3 levels were exceeded even in the vertical direction, within the range of 150 to 200%. In this section, the maximum transverse and vertical convergences reached 72mm and 96mm respectively. With respect to the fact that the original distance between the convergence monitoring stations was 30m and additional monitoring stations were established with a delay, the actual deformations must have been even greater than the measured ones. The probable cause of such a significant deformational response was the so-called „weakness zone“ found in the rock environment between km 1.950 and 1.975, which was forecast even within the framework of the survey operations.

The fourth section (km 2.030 to km 2.106) was a section where no significant anomaly was identified by the original survey. Stable geotechnical and engineering geological conditions were expected. The survey predicted the presence of unweathered, firm and only locally fractured claystone, with the assumed shear strength c_u not lower than 200 kPa, where the primary lining consisting of prevaults without the bottom closed was expected to remain stable. Instead, the tunnel



Obr. 7 Příklad příčného řezu tunelu raženého sekvenční metodou
Fig. 7 An example of the cross-section of the tunnel driven using the Sequential Method

Pro příčinu kolapsu bylo podstatné, že namísto očekávaného pevného, nezvětralého jílovce byly v daném úseku zastíženy vrstvy jílovce silně zvětřalého, intenzivně rozpukaného až střípkovitě rozpadavého a s konzistencí nižší než pevnou. Tato skutečnost nebyla a ani nemohla být očekávána. Vzhledem ke svému charakteru (existence lokalizovaného mrazového klínu) se mohlo stát, že nebyly zastíženy žádným z průzkumných vrtů v této oblasti. Jako důsledek této geologické anomálie smyková pevnost horninového masivu v daném úseku poklesla pod hodnotu přijatelnou pro udržení stability primárního ostění ($c_u = 200$ kPa) pro variantu MOVP, která byla pro tento úsek navržena. Bezprostřední svědectví o průběhu kolapsu, jakož i následné statické výpočty potvrdily, že ke kolapsu došlo v důsledku ztráty stability podloží tunelu. Stabilita podloží je přímo a jednoznačně závislá na hodnotě smykové pevnosti c_u , k jejímuž neočekávanému poklesu zede došlo v důsledku změny stavu jílovců. Kdyby vrstva jílovců byla zastížena ve stavu předpokládaném průzkumem, odpovídající smyková pevnost by postačovala k tomu, aby stabilita tunelu zůstala zachována. Po závalu tunelu proběhlo šetření mimořádné události Obvodním báňským úřadem Most se závěrem, že příčinou kolapsu tunelu byla ztráta únosnosti základové spáry primárního ostění vlivem náhlé změny geotechnických parametrů.

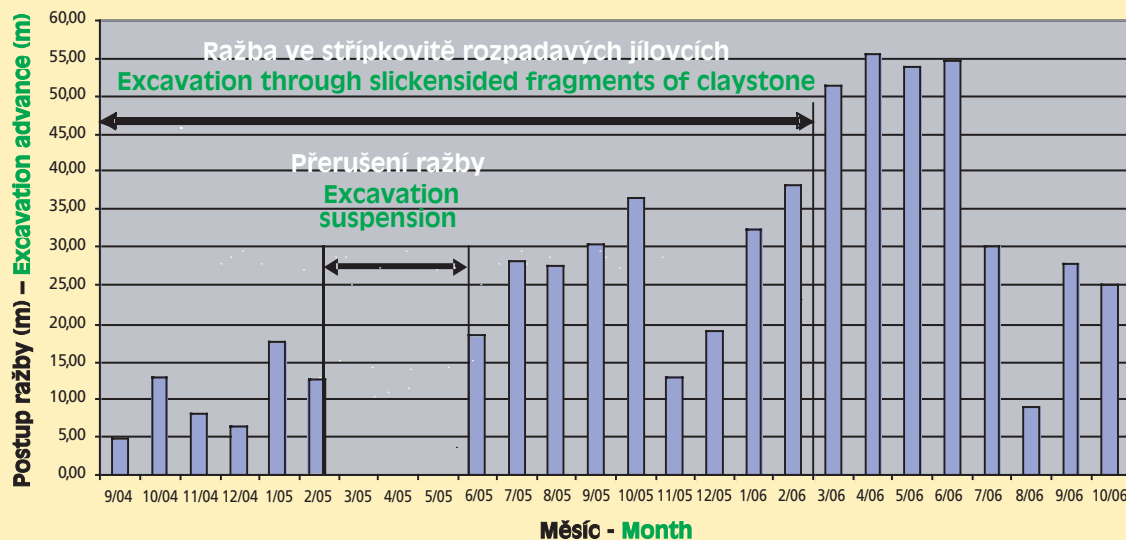
POSTUP VÝSTAVBY SEKVENČNÍ METODOU

Aby v dané situaci mohlo být rozhodnuto o dokončení tunelu, bylo nutno vyřešit řadu technických či technologických úkolů. Musela být řešena legislativa i projekt související s výstavbou tunelu a v neposlední řadě také financování prací. Stavba tunelu se v této době dostala do velké časové ztráty a hrozilo riziko, že celá přeložka nebude včas dokončena a postup těžby z povrchového dolu bude zastaven. Po složitých jednáních účastníků výstavby a po provedení doplňujícího geotechnického průzkumu investor stavby rozhodl o dokončení ražeb z výjezdového portálu tzv. protiražbou. Na základě výsledků doplňujícího průzkumu zpracoval autorský dozor pro investora nový projekt v úrovni dokumentace pro stavební povolení

excavation encountered weathered, densely jointed claystone with stiff consistency (it means substantially softer than firm) and shear strength lower than 100 kPa. By mutual consent of all parties involved in the construction, the excavation resumed on 7.4.2003 by the installation of the prevault No. 178. With the experience obtained from the previous section, a prevault type allowing the 4.0m excavation advance was selected, with 10 pieces of 6.0m long radial anchors per one prevault. Because of the fact that the moderate increments of deformations which had been registered from the prevault No. 178 did not stabilise, the lengths of the radial anchors were increased to 8m starting from the prevault No. 180. The deformations, however, continued to grow. For that reason, the length of the prevault No. 189 was reduced to 3.0m, and 8 pieces of 6m-long radial anchors were added. During the common inspection of the site which was carried out on 2.5.2003 in the presence of all parties, the condition of the primary lining in the tunnel and the results of convergence measurements available were checked and it was stated that everything was developing without problems. No obvious signs of the future development of deformations were found. Nevertheless, a decision was made that the final invert be installed throughout the length of the tunnel section between the prevaults No. 171 and 190 (from km 2.002 to km 2.028), starting from Monday the 5th May 2003. Based on the results of convergence measurements from the whole section, which were carried out on 3.5.2003, a site meeting was summoned on the same day. A decision was made that the number of anchors to the excavation face be increased from 6 to 11, the prevault No. 196 be completed, the ground under this prevault not to be excavated, and the excavation face be stabilised properly by shotcrete. It was confirmed that the work on the invert would start on Monday the 5th May 2003. The clearing of the tunnel space to allow the step-by-step construction of the invert started immediately. The visual inspection of the tunnel lining which was carried out on 4.5.2003 morning provided no information about any dramatic change in the tunnel behaviour. On the basis of the convergence measurements carried out on 4.5.2003, another site meeting was summoned on the same day at 19:00 hours. A decision was adopted that the work on the supporting of the prevaults No. 184 through 190 with steel frames and bracing the frames at the bottom against each other had to start immediately. During the night, the supporting frames were successfully erected under the prevaults No. 188 and 187, and the erection of the frame under the prevault No. 186 started. Despite the efforts to support the most threatened places by steel frames, the development of new deformations was so rapid that there was no stopping for it. Eventually, on 5.5.2003 at about 5 a.m., the tunnel lining collapsed at a length of nearly 85m, burying the Perforex 3713 prevault tunnelling machine. The destruction of the primary lining, having the form of a knock-on effect, stopped at the prevault No. 176, i.e. the last prevault which had been supported by the closed BRETEX during the operation struggling the development of deformations in the preceding section, between chainages km 1.950 and 1.985. Compared to the deformations of the prevaults in the



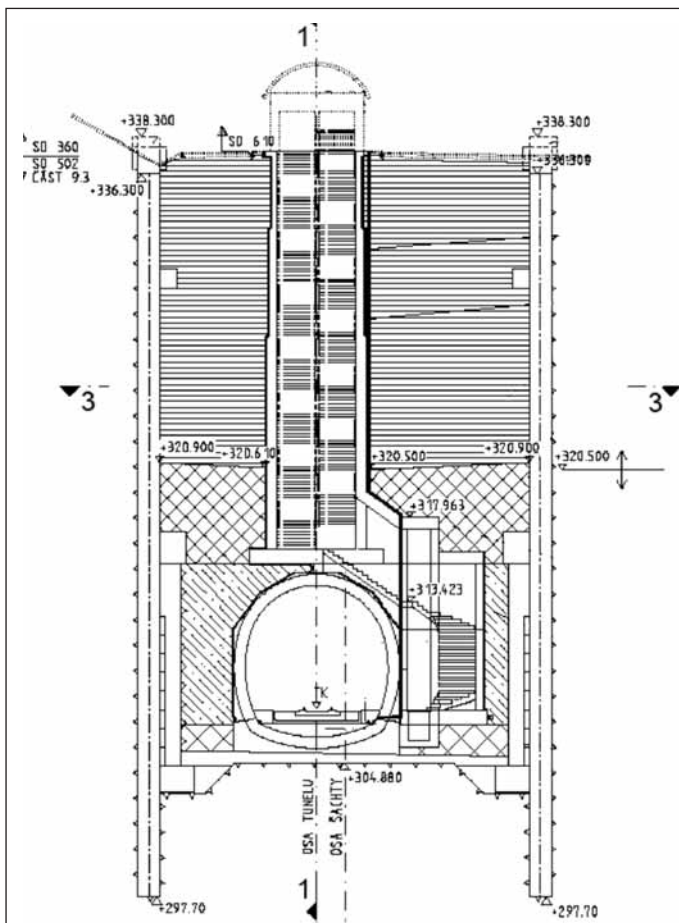
Obr. 8 Ražba kaloty s dílčími výrubu a opěrným klínem
Fig. 8 Top heading excavation, with partial headings and a supporting rock wedge



Obr. 9 Měsíční výkony ražeb sekvenční metodou (v roce 2006 za současného postupu betonáže definitivního ostění tunelu)

Fig. 9 Monthly performance of the excavation by the Sequential Method (in 2006, concurrently with the casting of the final lining)

(DSP) a v něm doložil časovou a finanční studii o dokončení ražeb. Na základě DSP investor vyzval zhotovitele k vypracování realizační dokumentace stavby (RDS) se zadáním vyrazit prvních 62 m sekvenční metodou (na základě principů NRTM) a zbývajících 552 m provést modifikovanou MOVP. Modifikace spočívala v osazování celoobvodových příhradových skruží s Kari sítěmi a jejich zastříkáním betonem ihned po obnažení poslední předklenby. Aby byla zabezpečena výstavba tunelu modifikovanou MOVP, byl dán investorem pokyn zhotoviteli k objednání druhého vrubovacího



Obr. 10 Řez šachtou s vyznačeným tunelem a konstrukcí únikového východu

Fig. 10 Vertical section of the shaft with the tunnel and escape exit

section between chasings km 1.950 and 1.985, which could have been comparable in terms of the tunnel overburden and the excavation means and method, the development of deformations which was experienced in this section during the initial measurement days was slightly more favourable. The deformations stayed within the limits set by the design. However, at the moderate deformation speed of 1.0 to 2.0mm (the maximum) per day, they

did not exhibit any tendency towards stabilisation. For that reason, a decision was made, based on the experience gained at the previous section, that the structure be additionally closed by the invert as soon as the deformation values would reach 27 to 30mm vertically and/or 22 to 24mm horizontally.

It was substantial for the cause of the collapse that, instead of the expected firm, unweathered claystone the excavation encountered layers of heavily weathered claystone, which was intensely jointed or fragmented, with the consistency softer than firm. This condition was not and could not be anticipated. It could happen, with respect to the character of the layers (the existence of an isolated frost wedge), that they were not found by any of the exploration boreholes in this area. As a result of this geological anomaly, the shear strength of the rock mass dropped in the given section under the level acceptable in terms of keeping the primary lining stable ($c_u = 200\text{kPa}$) when the PM variant which had been designed for this section was used. Testimony of eyewitnesses of the collapse development as well as the subsequent structural analyses confirmed that the collapse happened due to the loss of the tunnel subbase stability. The stability of tunnel subbase directly and unequivocally depends on the value of the shear strength c_u , which unexpectedly dropped in the given case as a result of the changed condition of the claystone. If the claystone layer had been encountered in the condition which had been anticipated by the survey, the corresponding shear strength would have been sufficient for the tunnel stability to be maintained. The investigation, which was carried out by the Regional Bureau of Mines in Most concluded that the tunnel collapse was caused by a loss of the bearing capacity of the foundation base under the primary liner due to an abrupt change in geotechnical parameters.

SEQUENTIAL METHOD USE FOR THE CONSTRUCTION

The decision about the completion of the tunnel could be made only if an array of technical and technological problems had been solved. A solution had to be found for legislation and the design associated with the tunnel construction and, at last but not least, even for the funding for the works. The tunnel construction was significantly delayed at that time and there was a threat that the entire relocation project would not be finished on time, thus the progress of the open cast mine operations would be suspended. After complicated negotiations among the parties involved in the construction and after the execution of a supplementary geotechnical survey, the project owner decided that the tunnel excavation be completed from the exit portal. The consulting engineer's supervisor carried out a new final design (FD) for the owner, which was based on the results of the supplementary survey. The design contained a time and financial study on the completion of the excavation. The owner handed over the FD to the contractor as a basis for his request for the preparation of the detailed design (design of means and methods), with the task to use the Sequential Method (based on the NATM principles) for the initial 62m of the drive, and a modified PM method for the remaining 552m. The modification meant that lattice girders, KARI welded mesh and shotcrete



Obr. 11 Zmáhání závalu s dočasně uzavřeným dnem kaloty (v neodtěženém opěří jsou patrné zbytky rozlámáné předklenby)

Fig. 11 The collapse dissolution with the top heading temporary invert (remnants of a broken prevault can be seen in the part of the bench where the excavation is not completed)

stroje. Ten byl objednáán, po dílech dovezen a smontován k 31. 12. 2004. Do RDS na sekvenční i modifikovanou MOVP a dále také do řešení dokumentace definitivního ostění byly zpracovány poznatky získané z dosavadní výstavby ze strany vjezdového portálu a zejména zohledněny vyhodnocené vlastnosti horninového masivu z dodatečného podrobného inženýrskogeologického průzkumu. V konečném důsledku to znamenalo podstatné zesílení všech konstrukcí primárního i definitivního ostění.

Ražba sekvenční metodou (SM) byla zahájena 20. 9. 2004. Ražba SM probíhala ve velmi obtížných geotechnických podmínkách doprovázených nestabilitou čelby. Tomu byla přizpůsobena i technologie ražby sekvenční metodou respektující zásady Nové rakouské tunelovací metody. Ražba tunelu probíhala pod ochranou mikropilotového deštníku, který, jak se později ukázalo, musel být prováděn v celém úseku doražby v délce 614 m. Čelba byla vodorovně členěna na 3 dílčí poruby – kalotu, opěří a spodní klenbu. Primární ostění tunelu bylo tvořeno stříkaným betonem s rozšířením v patce klenby a sestavou ocelových sítí s uzavřenými příhradovými rámy (bretexy) a radiálními ocelovými kotvami. Čelba byla zajišťována nástřikem stříkaného betonu po každém dílčím záběru a sklolaminátovými čelbovými kotvami. Stabilita čelby byla zvyšována udržováním tzv. opěrného klínu, případně odtěšováním a následným zastříkáváním malých ploch obnažených výrubů v rámci výrubu dílčího. Zásadním prvkem k zajištění stability tunelu byl minimální odstup výlomu opěří a protiklenby od čelby kaloty s uzavřením profilu tunelu spodní klenbou primárního ostění.

Výrub tunelového díla byl v počátečním, zhruba 290 m dlouhém, úseku veden zejména podél neostřeho rozhraní mezi nadložními, omezeně soudržnými zeminami a terciérním skalním podkladem – jílovcem libkovického souvrství. O tomto úseku se dá hovořit jako o ražbě ve střípkovitě rozpadavých jílovcích. Nestabilní, tlačivá zemina se při ražbě z výjezdového portálu uplatňovala nejprve v celém profilu, následně ve střední a později v horní polovině raženého průřezu. Prostředí omezeně soudržné zeminy bylo v průběhu ražby příčinou mnohačetných, místy opakovaně se vyskytujících, nezaviněných nadvýmů malého i velkého objemu. Ve třech případech se rozsáhlý nadvým rozvinul v menší zával, který následně vykominoval až na povrch terénu. Omezeně stabilní zemina vytvářela v čelech výrubu nadvýmoly i přesto, že nadloží bylo jištěno mikropilotami a čelba kaloty byla členěna na 6 dílčích výlomů. Stabilita čelby sestávající z jílovito-úlomkovité zeminy se významným způsobem nezlepšila ani po značném navýšení počtu podélných čelbových kotev. Úlomkovitá zemina s nízkou soudržností se při ztrátě stability poměrně snadno prosypala mezi kotvami a vytvořila nadvým. S velkou pravděpodobností se jednalo o sesuvy zeminy ve směru spádnic svahu. Zmíněný geologický jev je pro předmětnou oblast výskytu terciérních sedimentů charakteristický. V geologické literatuře je popisovaný jako soliflukce neboli půdotok (aktivovaný následkem teplotních výkyvů v období starších čtvrtohor). Dne 20. 2. 2005

were to be installed around the whole tunnel circumference immediately after the last prevault was exposed. In his effort to guarantee the tunnel construction by the modified PM, the owner instructed the contractor to place an order for another prevault tunnelling machine. The order was placed and the machine was supplied in parts. The assembly was finished on 31.12.2004. The design of means and methods for both the sequential method and modified PM method and the design for the final lining was carried out taking into consideration the know-how gained during the tunnel driving from the opposite side (from the entrance portal) and, above all, the results of the assessment of the rock mass properties carried out as a part of the supplementary detailed engineering geological survey. The final result was that all structures of the primary and secondary linings were significantly reinforced.

The sequential excavation started on 20.9.2004. It had to cope with very difficult geotechnical conditions, which were accompanied by the instability of the face. The sequential excavation technique, which respected the principles of the New Austrian Tunnelling Method, was adjusted to these conditions. The tunnel was excavated using the canopy tube presupport, which, as it showed later, had to be installed throughout the length of the 614m long section which was driven from the exit side. The tunnel cross-section was divided into three excavation sequences – the top heading, bench and invert. The primary lining of the tunnel consisted of shotcrete (with the thickness increased at the springing), steel mesh, lattice girders (BRETEX) forming closed frames and radial steel anchors. The excavation face was supported by shotcrete after each advance and by glassfibre reinforced plastic anchors. The face stability was improved by sub-dividing the partial excavation face and covering the exposed surfaces with shotcrete and, in some cases, maintaining a supporting rock wedge. A significant element contributing to the tunnel excavation stability was the minimum distance between the bench and invert excavation from the top heading face, and the closing of the tunnel profile by the primary lining invert.

In the initial about 290m long section, the tunnel excavation passed along a blurred interface between the overlying ground with limited cohesion and the Tertiary bedrock consisting of the Libkovice Member claystone. This section can be referred to as the excavation through quarrying claystone. At the beginning of the excavation from the exit portal, unstable and squeezing ground covered the whole excavation face; subsequently it covered the central part of the profile and then it was found in the upper half of the excavated cross-section. The environment formed by the ground with limited cohesion was the cause of frequent, locally even repeated, accidental, small or large volume overbreaks. In three cases a large overbreak further developed forming a collapse and, eventually, a „daylight“ collapse. The limited stability ground formed overbreaks at the headings despite the fact that the overburden was supported by micropiles and the top heading face was divided into 6 sub-sequences. Despite the significant increase in the number of longitudinal anchors to the excavation face, the stability of the face consisting of slickensided fragments of clayey ground did not substantially improve. Once the low-cohesion fragmented ground had lost the stability, it easily poured through the grid formed by the anchors and formed an overbreak. In high likelihood, these were the cases of earth slides moving along the line of the greatest slope. The above-mentioned phenomenon is characteristic of the area of the Tertiary sediments occurrence in question. It is described in geological literature as solifluction or flow of ground (which was activated by temperature fluctuations in the Pleistocene period). The excavation was suspended by the owner on 20.2.2005 at chainage km 2.659, i.e. 62m from the exit portal of the tunnel. The financing organisation required that the excavation using the modified PM method be started. The contractor did not recommend starting the modified PM excavation to the owner. At the financing organisation's request, the design for improvement measures which would have made the application of the modified PM method possible was carried out and evaluated. Because of the fact that the application of this method would have meant the extension of the construction time and increase in the total cost of the works, the improvement measures were refused and the owner instructed the contractor to continue to drive the tunnel using the Sequential Method from 1.6.2005. A condition was imposed on the application of this method requiring the contractor to assess the geology every 20m of the tunnel length with respect to the consideration of the possibility of subsequent use

byla ražba investorem zastavena v km 2,659, tj. 62 m od výjezdového portálu tunelu. Ze strany financující organizace bylo požadováno zahájení ražby modifikovanou MOVP. Zhotovitel na základě ražbou zjištěných složitých geotechnických poměrů nedoporučil investorovi zahájit ražbu modifikované MOVP. Financující organizace si vyžádala doprojektování sanačních opatření pro možnost realizace modifikované MOVP, které byly vyprojektovány a oceněny. Vzhledem k tomu, že by jejich provádění přineslo prodloužení doby výstavby a zvýšení celkové ceny díla, byla tato sanační opatření odmítnuta a byl dán pokyn k pokračování ražby sekvenční metodou k datu 1. 6. 2005. Při její realizaci byla dána podmínka vyhodnocování geologických poměrů po 20 m délky tunelu vzhledem ke zvažování pozdějšího nasazení modifikované MOVP. Taková situace nastala po vyrazení celkem 350 m tunelu sekvenční metodou. Zhotovitel v únoru 2006 na kontrolním dni souhlasil s tím, že by bylo možno nasadit vrubovací stroj. Pro reálnou změnu technologie ražby ze sekvenční na modifikovanou MOVP bylo nutno obdržet souhlasné vyjádření Obvodního báňského úřadu (OBÚ) Most. V odpovědi na žádost zhotovitele OBÚ Most nedoporučil nasazení druhého vrubovacího stroje. Následně tedy bylo rozhodnuto dokončit ražbu tunelu sekvenční metodou. Prorážka tunelu se uskutečnila dne 20. 10. 2006 do šachty vyhloubené za účelem vyjmutí zavaleného vrubovacího stroje a též pro vybudování únikového východu z vlastního železničního tunelu.

POSTUP ZMÁHÁNÍ ZÁVALU

Další podmínkou pro dokončení tunelu Březno bylo vyzmáhání závalu z 5. 5. 2003 v délce tunelu 85 m. Z této délky bylo 22 m primárního ostění zcela zaplněno vyteklou zeminou a dalších 63 m závalu vykazovalo totální destrukci primárního ostění. Pro zmožení závalu bylo uvažováno několik variant. Nakonec byla vybrána varianta ražná se záchrannou šachtou využitelnou i pro vyjmutí zavaleného stroje Perforex. Zahájení prací se zdrželo vleklým jednáním s pojišťovnou o úhradu nákladů na zmáhání závalu. Tato jednání byla ukončena v prosinci 2005 a od ledna 2006 byly zahájeny vlastní práce. Úvodních 22 m úseku bylo po odtěžení vyteklé zeminy zesíleno vestavbou uzavřených příhradových rámců. Principem technického řešení zmáhání zbývajících 63 m závalu bylo zřízení 7 ks pilotových stěn odvrtných z povrchu (průměr piloty 1180 mm) ve vzdálenosti po 9 m situovaných kolmo na osu zavaleného tunelu. V podzemí tak vznikly samostatné úseky zhavarovaného tunelu (komory) dlouhé 8,4 m. Ražba kaloty s uzavřeným dnem v těchto komorách probíhala pod ochranou dvojitých mikropilotových dešťníků z výztužných trubek 108/16 mm, kotvených na konci do konstrukce pilotových stěn. Vzhledem k nesourodosti zavaleného materiálu se způsob ražby v každé komoře upravoval za přítomnosti geologa podle výsledků z jádrových předvrtů skrz pilotovou stěnu do každé další sekce. Po vyhodnocení předvrtů byla svolána odborná komise složená z geologa, projektanta, zástupce prováděcí firmy a investora, která rozhodla o zajišťovacích opatřeních a způsobu ražení ve vyhodnocovaném úseku.

Původní harmonogram zmáhání závalu předpokládal při nasazení všech sanačních opatření dobu provedení 12 měsíců. Navzdory tomu, že skutečně zastižené podmínky byly pro provádění ražby

of the modified PM method. Such the situation came around after the excavation of about 350m of the tunnel by the Sequential Method. The contractor agreed at the February progress meeting that the deployment of the prevault tunnelling machine was viable. It was, however, necessary to obtain a positive opinion of the Regional Bureau of Mines (RBM) in Most on the replacement of the Sequential Method by the modified PM method. In its reply to the contractor's application, the RBM in Most did not recommend the use of the second prevault tunnelling machine. It was therefore subsequently decided that the tunnel excavation be finished using the Sequential Method. The breakthrough of the tunnel took place on 20.10.2006. It holed into a shaft, which had been sunk with the aim of removing the buried prevault tunnelling machine and also providing an escape route from the railway tunnel itself.

COLLAPSE DISSOLUTION PROCEDURE

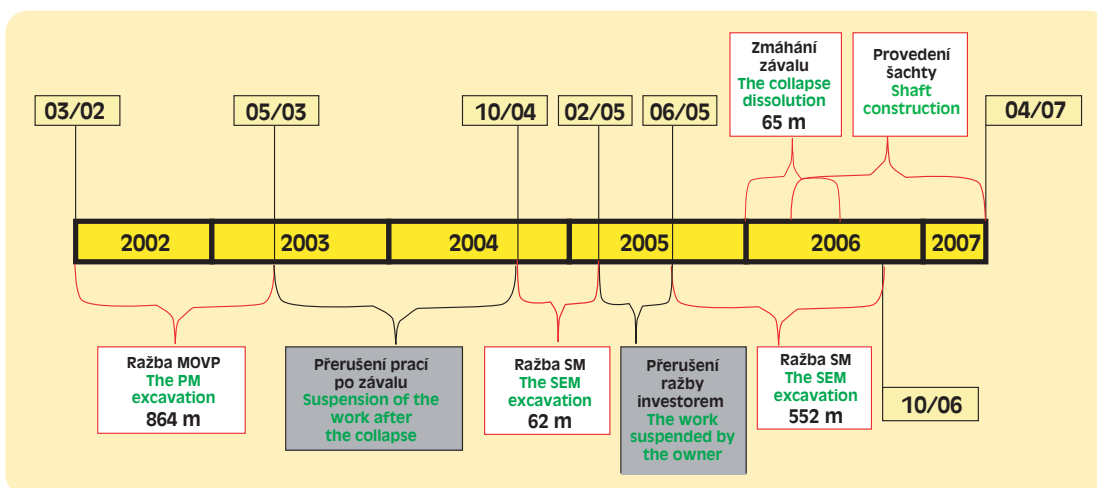
The dissolution of the collapse of 5.5.2003, at a tunnel length of 85m, was another condition for the completion of the Březno tunnel construction. Of this length, 22m of the primary lining were completely filled with slush which flew from the collapsed section, and the other 63m of the collapsed tunnel where the primary lining was completely destroyed. Several variants of the collapse dissolution procedure were under consideration. The mined variant, which was eventually chosen, comprised a rescue shaft, which could be even used for the recovery of the buried Perforex machine. The commencement of the work was delayed due to lengthy negotiations with the insurance company over the claims for the compensation for the cost to be incurred during the collapse dissolution. The negotiations were concluded in December 2005; the works commenced in January 2006. The initial 22m long section was reinforced by erecting closed lattice frames once the slushy ground had been removed. The engineering solution to the dissolution of the remaining 63m of the collapse was based on the construction of 7 pile walls (piles 1180mm in diameter, drilled from the surface) perpendicular to the centre line of the collapsed tunnel, at 9m spacing. The walls formed independent, 8m long sections of the collapsed tunnel (underground chambers). The top heading excavation, which was provided with a temporary invert, was protected by double canopy tube presupport consisting of 106/16mm tubes having their ends fixed in the pile walls. With respect to the inhomogeneity of the rubbles, the excavation procedure was adjusted for each chamber in the presence of a geologist, according to the results of core hole drilling through the particular pile wall into the chamber behind the wall. When the boreholes had been assessed, a technical committee consisting of a geologist, designer, contractor and owner's representatives was summoned to decide on the support measures and the method of the excavation in the section being assessed.

The original schedule for the collapse dissolution assumed that the works would take 12 months if all supporting measures were to be implemented. Despite the fact that the actually encountered conditions were extremely difficult for the excavation passing through the inhomogeneous environment, it was not necessary to implement all of the supporting measures in some parts of the collapsed tunnel. The

construction period was successfully reduced to 8 months. The 85m long collapse was dissolved at an average rate of 10.6m per month.

ESCAPE SHAFT CONSTRUCTION PROCEDURE

The last part which had to be constructed after the completion of the tunnel was a new structure allowing the escape from the Březno tunnel. Changes in engineering legislation took place during the Březno tunnel construction. The today commonplace safety equipment of



Obr. 12 Časová osa výstavby tunelu Březno

Fig. 12 The time axis of the Březno tunnel construction

v nesourodých podmínkách výrubu vysoce obtížné, nebylo nutno v některých částech závalu provádět plná sanační opatření. Skutečnou dobu provádění se podařilo snížit na 8 měsíců. Zmáhání úseku délky 85 m bylo provedeno s průměrným postupem 10,6 m za měsíc.

POSTUP PROVEDENÍ ÚNIKOVÉHO VÝCHODU

Poslední částí, jež musela být provedena pro dokončení tunelu, byl nový objekt únikového východu pro tunel Březno. Během výstavby tunelu Březno došlo ke změnám v technické legislativě. V době prvního vypracování a schvalování jednotlivých stupňů projektové dokumentace nebylo dnes již běžné bezpečnostní vybavení pro dlouhé tunely vyžadováno. Investor stavby se proto rozhodl při projektování tunelu po závalu ostění s obvodovým vrubem reagovat na vzniklou situaci. Na jeho pokyn bylo vypracováno nové posouzení požárně-bezpečnostního řešení tunelu Březno podle nové ČSN 73 7508 Železniční tunely. Z posouzení vyplynula potřeba vybudování únikového východu. Pro vybudování únikového východu byla využita kruhová pilotami zajištěná šachta určená současně pro vyzvednutí razicího stroje Perforex. Tato kruhová šachta byla zřízena ve staničení km 2,095 320 (staničení středu šachty) s odsazeným středem o 1,5 m od osy tunelu. Dispozičně byla umístěna tak, aby „obkroužila“ zavalený stroj Perforex. Průměr šachty na osu pilot byl 21 m a šachta byla hluboká 35 m. Obvod šachty byl tvořen 70 ks pilot o průměru 1180 mm převrtaných do sebe s osovou vzdáleností 0,942 m. Odchylna od svislice při dovtápní pilot byla nižší než 1 %. Jako ztužující konstrukce byly provedeny čtyři masivní železobetonové převázky, 8 ks ztužujících prstenců ze stříkaného betonu tloušťky 30 cm a výšky 1 m a ve spodní části šachty dvě železobetonové ztužující stěny vysoké 10,8 m. Pod ochranou takto zabezpečené šachty byl obnažen, demontován a vyzdvižen zavalený vrubovací stroj Perforex. Do šachty byly provedeny prorážky tunelu jak ze strany zmáhání závalu, tak následně i ze strany výjezdového portálu při ražbě sekvenční metodou. S odstupem byla dokončena betonáž definitivního ostění, která do té doby probíhala současně s ražbami. Nad pasem definitivního ostění č. 87 byla vybetonována schodišťová šachta, která byla přes záchranný výklenek propojena se vstupem do únikového východu v tunelu. Z úrovně pochozí stezky v tunelu je vstup do únikové cesty přes požární dvoukřídlé dveře šířky 1800 mm, které se otevírají do prostoru schodiště. Odtud lze vystoupat po třech zakřivených atypických schodišťových ramenech šířky 2000 mm nad tunel. Z této úrovně pokračuje schodiště 15 přímými rameny obdélníkovou šachtou. Sklon stoupání schodiště je 34,7°, jedná se tedy o schodiště běžné. Po obou stranách je schodiště vybaveno zábradlím. Výškový rozdíl mezi úrovní únikové cesty v tunelu a úrovní podlahy povrchového objektu je 29,9 m. Šachta nemusí být vybavena záchranným výtahem (dle ČSN 73 7508 Železniční tunely). Definitivní ostění únikové šachty je vybudováno ze železobetonu C 25/30. Z hlediska požární bezpečnosti je konstrukce šachty se schodištěm samostatným požárním úsekem.

ZÁVĚR

Z pohledu realizace tunelu Březno lze jeho vybudování hodnotit jako využití rozsáhlého souboru tunelářských a jiných speciálních technologií podzemního stavitelství. Výstavba si vyžádala spolupráci s velkým počtem odborníků a tunelářských kapacit, a to dokonce i na mezinárodní úrovni. Zkušenosti získané při realizaci tunelu Březno jsou pro všechny účastníky zcela jistě velmi cenné. Velmi obtížné geotechnické podmínky komplikované navíc v některých úsecích dutinami či rozvolněním horninového prostředí z divoké těžby hnědého uhlí obnažily slabiny použitých tunelovacích metod, takže musely být aplikovány s řadou dalších sanačních a zajišťujících opatření. Ražba tunelu místy v neinjektovatelných nestabilních jílovitých zeminách si vyžádala dílčí nástřiky stabilizující vrstvou stříkaného betonu a pro úspěšné dokončení důsledné uzavírání celého raženého průřezu v co nejtěsnějším odstupu od porubem členěné a systémově kotvené čelby.

Přes všechny problémy a časové prodlevy v provádění díla se nakonec podařilo splnit finanční organizací stanovený nepřekročitelný termín pro zprovoznění překládané trati k 1. dubnu 2007. Je nutné rovněž zdůraznit, že výstavba tunelu Březno prováděná v dosud nejtěžších geotechnických podmínkách v historii ražeb tunelů u Metrostavu a. s. se obešla bez závažnějších pracovních úrazů.

ING. JAROMÍR HĚRT, hert@metrostav.cz, METROSTAV a. s.

long tunnels was not required at the time when the individual stages of the design documents were developed and submitted for approval. When the tunnel was being designed after the collapse of the lining consisting of the prevaults, the project owner decided to respond to the new situation. On his instruction, a new assessment of the Fire Design of the Březno tunnel was carried out, according to the requirements of the new standard ČSN 73 7508 Railway Tunnels. The assessment resulted in a requirement for an escape exit. The circular shaft lined with piles, which was designed to allow the recovery of the Perforex machine, was used for the construction of the escape route. This circular shaft was built at chainage km 2.095 320 (the shaft centre chainage), with the centre set 1.5m off the tunnel centre line. The position of the shaft was selected with the aim of „encircling“ the buried Perforex machine. The diameter of the shaft, measured to the centres of the piles, was 21m and the depth amounted to 35m. The shaft lining consisted of 70 pieces of secant piles 1180mm in diameter, drilled at 0.942m spacing. The deflection of the vertical during the pile drilling was lower than 1%. The shaft lining was reinforced by four massive reinforced concrete walers, 8 pieces of 30cm thick and 1.0m high reinforcing shotcrete rings and two 10.8m high reinforced concrete supporting walls, which were built in the bottom part of the shaft. Under the protection of the shaft reinforced in the above-mentioned way, the buried Perforex prevault tunnelling machine was exposed and lifted up. The shaft received the tunnel from both sides, i.e. from the side of the dissolved collapse and, subsequently, from the exit portal side where the tunnel was excavated using the Sequential Method. The casting of the final lining, which had been till that time carried out concurrently with the excavation, was completed with a delay. A stair shaft, which was built above the final lining block No. 87, was connected through a safety recess with the entrance to the escape exit from the tunnel. The entry to the escape route from the tunnel is from the emergency walkway level, through a 1800mm wide fire double door, which opens to the staircase space. From this point it is possible to ascend on three 2000mm wide, geometrical, atypical stair flights above the tunnel tube. From this level, the staircase continues by straight flights through a rectangular shaft. The ratio of rise and tread is 34.7°, which means that the staircase is of a common design. The staircase is provided with handrails on both sides. The difference between the emergency walkway level in the tunnel and the level of the floor of the surface building is 29.9m. The shaft does not have to be equipped with an emergency lift (according to the requirements of ČSN 73 7508 Railway Tunnels). The final lining of the escape shaft is made of C 25/30 - grade reinforced concrete. In terms of fire safety, the shaft structure with the staircase is an independent fire compartment.

CONCLUSION

The construction of the Březno tunnel can be evaluated from the engineering point of view as a contribution to the experience in the application of a wide variety of tunnelling and other specialist underground construction techniques and technologies. The construction required the cooperation with a large number of professionals and tunnel construction experts, even at an international level. The know-how gained during the implementation of the Březno tunnel project is certainly very valuable for all participants. The extremely difficult geotechnical conditions, which were in addition complicated in some sections by cavities or loosening of the rock environment due to unregistered brown coal mining activities, revealed weaknesses of the used tunnelling methods, which therefore had to be supplemented by other improving and supporting measures. The tunnel excavation through the locations where the soil was non-groutable and unstable required partial covering with stabilising layers of shotcrete as well as consistent closing of the lining around the whole circumference at as close distance from the excavation face (supported by systematic anchoring) as possible.

Despite all problems and time delays during the implementation of the project, the deadline for the relocated railway line operation on 1st April 2007, which was set by the financing organisation, was eventually met. It is also necessary to emphasize that no more severe injury was registered during the Březno tunnel construction, which was carried out in the most difficult geotechnical conditions in the history of tunnel excavation by the contractor, Metrostav a.s.

ING. JAROMÍR HĚRT, hert@metrostav.cz, METROSTAV a. s.

BEZPEČNOST TUNELU BŘEZNO BŘEZNO TUNNEL SAFETY

JIŘÍ BARTÁK

1. ÚVOD

Tunel Březno u Chomutova byl vydáním Rozhodnutí o prozatímním užívání stavby ke zkušebnímu provozu z 2. 4. 2007 začleněn do sítě ČD a stal se nejdelším železničním tunelem v ČR. Nicméně i po tomto aktu, legitimizovaném všemi dokumentačními náležitostmi, se objevily hlasy „poučených laiků“ zpochybňující bezpečnost tunelu Březno, jejíž údajná nedostatečnost by měla mít souvislost s řadou obtíží provázejících průběh ražby tunelu. Je skutečností, že tyto obtíže objektivně existovaly, výstavbu tunelu zkomplikovaly, prodloužily a zdrazily. Je však nutno konstatovat, že problémy vlastní ražby tunelu, do které spadají činnosti související s vyrubáním a provizorním vystrojením tunelového profilu, jsou po ukončení realizace správně nadimenzovanými definitivními ostěními tunelu z hlediska jeho bezpečné funkce irelevantní. V době, kdy je již tunel uváděn do zkušebního provozu, je proto ze stavebně-spolehlivostního hlediska účelné věnovat pozornost především současnému a budoucímu chování realizovaného definitivního ostění. Článek je proto zaměřen na problém bezpečnosti definitivní nosné konstrukce realizovaného tunelu, samozřejmě s uvážením specifických podmínek v zájmové lokalitě, z nichž vyplývá především požadavek na provádění geotechnického monitoringu tunelu po uvedení přeložky trati do provozu.

2. ZÁSADNÍ STANOVISKO K BEZPEČNOSTI TUNELU PO JEHO DOKONČENÍ

Jedním ze společných rysů obou konvenčních tunelovacích metod, které byly použity při výstavbě tunelu Březno – Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) a Metody obvodového vrubu s předklenbou (MOVP) – je použití dvouplášťového ostění.

Při ražbě je realizováno ostění provizorní (primární), které zajišťuje stabilitu výrubu v průběhu výlomových prací. Při použití NRTM je primární ostění obvykle tvořeno armovaným stříkaným betonem a svorníkovou výztuží, kteréžto komponenty jsou prakticky společně instalovány do záběrového prstence. Ve stabilitně horších podmínkách je záběrový prstenec v oblasti kaloty chráněn předstihovými opatřeními, např. jehlováním nebo mikropilotovými „deštníky“. Při MOVP, která patří k tzv. PLS metodám (Pre-Lining System), je provizorní ostění z prostého stříkaného betonu provedeno v předstihu před čelbou tunelu, a následný výlom záběrového prstence probíhá tudíž pod úplnou ochranou betonové předklenby. Současně s výlomem jádra profilu je možno provádět svorníkovou výztuž.

I když je způsob provedení provizorního ostění u NRTM a MOVP odlišný jak v realizovaném sledu prací, tak v charakteru materiálů použitých pro zajištění profilu, ze statického hlediska sledují po provedení výrubu, kterým se ruší původní rovnovážný stav napjatosti v masivu, absolutně stejný cíl – vzájemným působením (interakcí) mezi deformujícím se horninovým masivem a poddajnou provizorní výztuží dojde k vytvoření nového rovnovážného stavu mezi horninovým masivem a provizorním ostěním v provedeném výrubu. Aktivní síly horninového tlaku a reakce provizorního ostění se dostanou do rovnováhy, při čemž vnitřní síly od zatížení nevyčerpávají plně návrhovou únosnost provizorního ostění (nejde o stav labilní rovnováhy – výpočet podle mezních stavů jej principiálně nepřipouští).

Zkušenosti, a nejen z výstavby tunelu Březno, ukazují, že pokud je únosnost provizorního ostění vyčerpána ještě před dosažením rovnovážného stavu, dojde k jeho porušení, čímž přestanou působit dostatečné reakční síly provizorního ostění na líc výrubu a dochází k závalu. Příčiny mohou být různé, k nejčastějším patří enormně velké a neočekávané horninové či vodní tlaky v poruchových pásmech a nedostatky v návrhu a provedení provizorního ostění.

Nehledě na nepříjemné stabilitní peripetie výstavby tunelu Březno, je nutno jednoznačně konstatovat, že v celém rozsahu ražby tunelu Březno bylo posléze vždy dosaženo rovnovážného stavu mezi působícími horninovými tlaky a provizorním ostěním u obou použitých tunelovacích metod (NRTM a MOVP). Silové a deformační projevy horninového masivu se uklidnily, a pokud by na provizorní ostění nepůsobily vůbec žádné dodatečné vnější vlivy, zůstal by tunel stabilní i při zajištění pouhou provizorní výztuží.

Až s určitým časovým odstupem, který je určen k nule limitujícími přírůstky deformací horninového masivu i provizorního ostění, je realizováno definitivní (sekundární) ostění.

Sekundární ostění je dimenzováno tak, aby spolehlivě přeneslo namáhání od všech vnějších vlivů a jejich kombinací, které se v dané lokalitě za provozu a vůbec po dobu životnosti tunelu mohou vyskytnout. Při průkazu spolehlivosti definitivního ostění jsou obvykle uvažována následující zatížení

1. INTRODUCTION

The Březno u Chomutova tunnel was incorporated into the Czech Railways' network by the issuance of the "Decision on the temporary use of the construction for test running" dated 2.4.2007. It has become the longest railway tunnel in the Czech Republic. Nevertheless, despite the fact that this act was legitimised by the issuance of all requisite documents, voices of "knowledgeable laymen" can be heard which are casting doubt on the Březno tunnel safety. The alleged inadequacy of safety is supposedly associated with the numerous problems which were encountered during the construction. It is true that problems objectively existed, complicated the tunnel construction and increased the duration and cost of the construction work. It is, however, necessary to state that the problems of the tunnel excavation itself, i.e. also problems of the activities associated with the excavation and temporary support of the excavated opening, have become irrelevant from the perspective of the safe function of the final lining once the lining with properly designed dimensions was completed. Now, in the time period in which the tunnel is being commissioned, it is reasonable, in terms of structural reliability, to pay attention first of all to the current and future behaviour of the final lining. This paper is, therefore, focused on the problem of safety of the final load-bearing tunnel structure, of course with the specific conditions existing in the affected location taken into consideration. It follows from these conditions that geotechnical monitoring of the tunnel after the opening of the tunnel to traffic is necessary.

2. AUTHOR'S PRINCIPAL POSITION ON THE COMPLETED TUNNEL SAFETY

One of the features shared by the two traditional tunnelling methods which were used for the construction of the Březno tunnel, i.e. the New Austrian Tunnelling Method (the NATM) and the Mechanical Pre-Cutting Tunnelling Method (the MPTM), is the use of a two-pass lining system.

In the tunnel excavation phase, the stability of the excavated opening is provided by a temporary (or primary) lining. In the case of the NATM, the primary lining usually consists of sprayed concrete reinforced with steel mesh and rock bolts. These components are practically simultaneously installed in one excavation round. In worse excavation stability conditions, the advance round is protected in the area of the calotte by pre-supporting measures, e.g. spiling or micropile "umbrellas". Regarding the MPTM, which belongs among the so-called Pre-Lining Systems (PL-Systems), the unreinforced sprayed concrete temporary lining is installed ahead of the excavation face, thus the following excavation advance takes place under full protection of a concrete pre-lining element. Rock bolts can be installed concurrently with the excavation of the tunnel profile core underneath.

Even though the methods of the installation of a temporary lining used by the NATM and MPTM differ in both the sequence of operations and the character of the materials used for the excavation support, the two methods follow the same objective in terms of the structural analysis, which is to allow the rock mass, in which the natural balanced stress state was disturbed by the excavation, to develop a new state of equilibrium between the deforming rock mass and the yielding temporary lining, as a result of their interaction. The active forces of the confining pressure get balanced with the reaction of the lining, whilst the inner forces induced by the loading do not fully exhaust the design loading capacity of the temporary lining (this is not the state of instable equilibrium – the limit states design principles do not allow this state to take place).

The experience, which was gained not only from the Březno tunnel construction, shows that if the loading capacity of the temporary lining is exhausted before the equilibrium state is achieved, the lining breaks; as a result, adequate reaction forces of the temporary lining cease to act on the excavated tunnel surface and a tunnel collapse takes place. The reasons may differ; enormously great and unexpected rock pressures or water pressures in shear zones and flaws in the design or the construction of the temporary lining belong among the most frequent ones.

It must be unequivocally stated that, notwithstanding the past unpleasant stability peripeteias of the Březno tunnel construction, the state of equilibrium between the acting rock pressures and the temporary lining was eventually achieved throughout the Březno tunnel excavation length, no matter which tunnelling method (the NATM or the MPTM) had been used. The force and deformation manifestations subsided. If no extraordinary external effects had acted on the temporary lining, the tunnel would have remained stable even with the stability provided only by the temporary support.

The final (permanent) lining is erected only with a certain delay, which is determined by the increments in deformations of the rock mass and temporary lining, which must be tending towards zero.

The dimensions of the secondary lining are designed to reliably withstand the stresses induced by all external effects and their combinations which may occur in

a jejich kombinace, samozřejmě vždy s ohledem na konkrétní situaci daného projektu:

- vlastní tíha ostění,
- tlak podzemní vody,
- smršťování a dotvarování betonu,
- horninové tlaky po selhání svorníkové výztuže,
- horninové tlaky po selhání provizorního ostění,
- zatížení dopravou na povrchu území,
- zatížení novou zástavbou na povrchu území,
- zatížení dopravou v tunelu,
- zatížení vyvolaná instalací vnitřních zařízení v tunelu,
- zatížení seismickými účinky (trhací práce, zeměřesení),
- vlivy poddolování.

Statické řešení definitivního ostění musí být v souladu s platnými technickými normami z oblasti navrhování konstrukcí ražených podzemních objektů a z oblasti navrhování betonových konstrukcí a je v zásadě rutinní praxí tunelového statika. Kontrolovatelným statickým výpočtem prokázána spolehlivost definitivního ostění (zejména v jejích podstatných složkách, kterými jsou bezpečnost, použitelnost a trvanlivost) je nezpochybnitelná, samozřejmě za předpokladu správných premis o statické koncepci sekundárního ostění a správném výběru působících zatížení a jejich kombinací.

3. PODROBNĚJŠÍ ROZBOR NÁVRHU A BEZPEČNÉHO PŮSOBNÍ DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ TUNELU BŘEZNO

Nutno konstatovat, že nepřilíh kvalitní jílovcový masiv silně proměnných geomechanických vlastností, ve kterém je situován tunel Březno, je ovlivněn objektivně existujícími nepříznivými jevy. K nim patří zejména podzemní voda pronikající z mělkého kvartérního horizontu poruchami do hlubších partií třetihorních jílovců, poddolování v důsledku někdejšího „selského“ dobývání, možná aktivace fosilních svahových pohybů v oblasti portálů, seismické účinky trhacích prací při těžbě v dole Libouš, případně stabilita jeho závrtných svahů. Vytvoření rovnovážného stavu v horninovém masivu po razbě bylo již dosaženo, zmíněné jevy se však mohou negativně projevit i v období po instalaci definitivního ostění. V následující kapitole je proto proveden rozbor vlivu specifických podmínek tunelu Březno na návrh a spolehlivé působení jeho definitivního ostění.

3.1 Působení tlaku podzemní vody

I když zdravý jílovcový masiv je prakticky nepropustný, podzemní voda pronikající z kvartérního zvodně poruchovými či jinak anomálními zónami do hlubších partií horninového masivu by mohla výrazně, byť pravděpodobně jen místně, zvětšit zatížení na nepropustné definitivní ostění.

U tunelu Březno nevznikla žádná nejistota a problémy s určením velikosti hydrostatického tlaku podzemní vody na definitivní ostění, neboť tento tlak na definitivní ostění nebude působit. Ochrana definitivního ostění proti průsakům podzemní vody je řešena formou neuzavřené plášťové izolace, která je seveřena mezi provizorním a sekundárním ostěním v oblasti horní klenby a tunelových opěr. Ve funkci „deštníku“ svádí mezilehlá izolace vodu prosákou betonem provizorního ostění do tunelových drenáží, které odvodem vody zamezují vzniku hydrostatického tlaku na definitivní ostění.

3.2 Vliv poddolování

SO 500 Tunel – vjezdový portál. První konkrétní problémy s vlivem předem neznámých důlních děl nastaly při realizaci vjezdového portálu, která probíhala v druhé polovině roku 2000. Neúspěšná byla snaha o kvalitní provedení injektovaných kořenů předpjatých horninových kotev, které měly stabilizovat čelní pilotovou stěnu raženého portálu; deformace stěny po provedení částečného odtěžení zeminy v předzářezu nebezpečně vzrůstaly. Důvodem tohoto stavu byl výskyt starých důlních děl či jejich relikvů v dané oblasti, což si nakonec vyžádalo rozsáhlé sanace masivu výplňovou injektáží z povrchu v oblasti portálu a za ním v celkové délce cca 40 m a vedlo k novému konstrukčnímu řešení vjezdového portálu.



Obr. 1 Dočasné zajištění vjezdového portálu (foto Ing. M. Heřt)
Fig. 1 Temporary support of the entrance portal (photo Ing. M. Heřt)

the given location during the tunnel operation and, generally, during the tunnel life. When the reliability assessment is carried out, the following loads and their combinations are usually taken into consideration (of course, always with respect to the concrete situation of the particular project):

- dead weight of the lining
- groundwater pressure
- shrinkage and yielding of concrete
- confining pressure after a failure of the rockbolt support
- confining pressure after a failure of the temporary lining
- load of traffic acting on the ground surface
- load of new buildings acting on the ground surface
- load of traffic in the tunnel
- loads induced by the installation of equipment in the tunnel
- seismic loads (blasting operations, earthquake)
- undermining
- effects of undermining.

The structural analysis of the final lining must comply with current engineering standards for the design for mined underground structures and standards for concrete structure design. It is, in principle, a tunnelling structural engineer's routine. The reliability of final lining (primarily in terms of the principal features being the safety, utility and durability) which is proven by means of a checkable structural analysis is unquestionable, of course under the condition that the premises about the static concept of the secondary lining and the selection of the acting loads and their combinations are correct.

3. MORE DETAILED ANALYSIS OF THE DESIGN AND SAFE ACTION OF THE BŘEZNO TUNNEL FINAL LINING

It is necessary to state that the rather poor quality claystone rock mass with highly variable geomechanical properties in which the Březno tunnel is found is objectively affected by existing adverse phenomena. Among them, we can name ground water penetrating from a shallow Quaternary horizon through faults to deeper parts of Tertiary claystone, the undermining as a result of the "peasant mining" in former times, the possible activation of fossil landslides in the portal areas, seismic effects of blasting operations in the Libouš Mine or stability of the final slopes of the mine. The equilibrium state in the rock mass after the excavation has already been achieved. However, the above-mentioned phenomena may manifest themselves negatively even in the period after the installation of the final lining. For that reason, the following chapter contains an analysis of the effect of the specific conditions of the Březno tunnel on the design and reliable function of the final lining.

3.1 Groundwater pressure impact

Despite the fact that sound a claystone massif is virtually impervious, ground water penetrating from the Quaternary aquifer through disturbed or in another way anomalous zones to deeper parts of the rock massif could cause, even though probably only locally, a significant increase in the loads acting on the final lining.

In the case of the Březno tunnel, no uncertainty nor problems originated regarding the determination of the magnitude of the hydrostatic pressure on the final lining because this pressure will not act on the final lining. The protection of the final lining against the seepage of ground water is provided by an unclosed waterproofing system with the waterproofing membrane clamped between the temporary and secondary linings in the area of the upper vault and side walls. The waterproofing system acts as an umbrella diverting the water seeping through the concrete primary lining to tunnel drains, which evacuate the water, thus preventing the origination of a hydrostatic pressure on the final lining.

3.2 Effects of undermining

SO 500 „Tunnel – Entrance Portal“. The first concrete problems with the effect of the mine workings which had not been known in advance were encountered during the work on the entrance portal, which was carried out in the second half of 2000. The effort to achieve high quality grouting of roots of pre-tensioned rock anchors, which were designed to stabilise the front wall of the pile wall forming the portal of the mined tunnel, failed; deformations of the wall dangerously grew after the partial excavation of an open pre-cut in front of the wall. The reason for this condition was the existence of old mine workings or relics of such workings in the given area. The problem had to be solved by an extensive operation improving the rock mass by filling grouting carried out from the surface in the portal area and about 40m beyond the portal, and by a new structural design for the entrance portal.

Another two pile walls were built at a right angle to the portal pile wall; the walls were interconnected by an unreinforced concrete roof slab. This self-bracing box structure (an unclosed frame with fixed uprights) did not require anchors to be used. A soil wedge was provided to support the pile wall, therefore the anchoring of the wall was no more necessary (see Fig. 1).

The front pile wall which was supported by the soil wedge reaching nearly to its top, together with the newly built frame structure, reliably stabilised the entrance portal. It was proven during the course of the construction by the long-term monitoring of the deformational behaviour of the portal.

The final, definite structure of the portal section consists of three blocks, which are separated from each other by expansion joints. The first expansion block is 11m long; it has the form of a frame with the height identical with the height of above-mentioned stabilisation "box" consisting of the concrete bottom of the tunnel and a wall keyed into the roof deck. An open frame structure braced with four precast

Kolmo k portálové pilotové stěně byly vybudovány další dvě pilotové stěny spojené ve stropě monolitickou železobetonovou deskou. Tato samorozpěrná krabicová konstrukce (neuzavřený rám s vetknutými stojkami) nevyžadovala použití kotev. K čelní pilotové stěně byl zpětně přisypán opěrný zemní klín, takže její zakotvení již nebylo nutné (obr. 1).

Čelní pilotová stěna, podepřená téměř na plnou výšku dosypanou zeminou, spolu s nově vybudovanou rámovou konstrukcí, vjezdový portál bezpečně stabilizovala, což bylo prokázáno v průběhu výstavby dlouhodobým monitorin- gem jeho deformačního chování.

Konečnou definitivní konstrukci vjezdového portálu tvoří tři vzájemně oddílovací celky. První dilatační úsek délky 11 m je ve formě rámu vybudován do výše zmíněné stabilizující „krabice“ a je tvořen betony tunelového dna a stěnou kotvenou do stropní desky. Na tuto původně provizorní část portálu navazuje konstrukce otevřeného polarámu, rozepřená čtyřmi prefabrikovanými železobetonovými obloukovými lamelami, které tvoří druhý dilatační úsek dlouhý 6 m. Třetí dilatační úsek délky 15 m se skládá z železobetonových základových pasů, které slouží jako základy jednak pro tři šikmé prefabriko- vané oblouky, jednak pro podélné gabionové stěny. Podélné gabionové stěny s korunou ve sklonu 1:2 vyplňují prostor mezi oblouky třetího dilatačního celku. Svah portálu je upraven do stabilního sklonu 1:2. Ve svahu jsou zbudov- vána gabionová žebra, která navazují na rozpěrné lamely a kromě zpevnění plní i funkci odvodnění svahu (obr. 2).

Bezpečnost esteticky dobře působícího definitivního vjezdového portálu se konečnými úpravami ještě zvýšila. Pro verifikaci dlouhodobě stabilního stavu budou jeho deformace monitorovány i v průběhu zkušebního provozu.

SO 502 – Tunel ražená část. Neúspěšná prvotní injektáž kotevních kořenů a enormní spotřeba směsi při provádění rozsáhlé sanační výplňové injektáže v oblasti vjezdového portálu vedly k vypracování báňského znaleckého posud- ku [2]. Nový báňský posudek byl cíleně zaměřen na „blíže místo“ v důlních mapových podkladech, které se nacházelo právě v oblasti vjezdového portálu (km 1,242) a v přilehlých cca 500 m dlouhé části trasy tunelu. Z posudku vyplynulo, že ve zmíněné oblasti existovalo „selské“ hlubinné dobývání ve svrchní i střední uhelné sloji, takže ovlivnění tunelu bylo možno očekávat přímo v jeho trase od vjezdového portálu v km 1,242 až do km 1,750.

Realizační dokumentace pro tunel v úseku km 1,242 – 1,510 reflektovala názor báňského znalce [2], stavebního znalce [3], poznatky dodavatele z dosavadní realizace a výsledky doplňujících průzkumů, takže tunelová trou- ba byla až do km 1,750 dle ČSN 73 0039 nově kategorizována jako stavba na poddolovaném území. Vzhledem k novým okolnostem bylo provedeno static- ké posouzení vlivu poddolování na primární i sekundární ostění tunelu prostoro- vou variantou metody konečných prvků (podklad [4]). Matematický model MKP v řadě variant podrobně řešil projevy možné existence reliktů poddolo- vání, zejména závalových zón vyplněných nakypřenou zeminou nebo i volných starých výrubů.

Na základě prostorového matematického modelu eliminovala RDS [9] nepříznivé vlivy historického poddolování rozsáhlými sanacemi horninového masivu, prováděnými jednak z povrchu, jednak v podzemí v průběhu ražby. Nejpodstatnějším sanačním opatřením, zajišťujícím jak bezpečný průběh tune- lování, tak i spolehlivé působení konstrukce tunelové trouby v dlouhodobém provozu, byla systémová sanace pode dnem tunelu – injektáží vytvářený horni- nový nosník pod tunelovou troubou. Toto zpevnění horninového masivu bylo provedeno mezi staničením km 1,272 až 1,748, tj. v délce 476 m nad postupně zapadajícími uhelnými sloji. I další sanace kolem celé tunelové trouby (svorníková výztuž, injektáže) významně zlepšily vlastnosti horninové- ho masivu v uvedeném úseku tunelové trouby. Za tímto staničením již svrchní uhelná sloj nebyla „selským“ dobýváním exploatována, neboť se nachází v příliš velké hloubce, takže vlastnosti masivu nemohly být negativně ovliv- něny soliterním historickým poddolováním.

Ú vlastního definitivního ostění v úseku tunelu od km 1,242 (portál) až do km 1,762 (konec poddolování) byla spodní klenba provedena jako monoli- tická armovaná deska, dilatovaná po 40 m. V horní klenbě se v dilatačních cel- cích pravidelně střídají desetimetrové pasy typů A, C, D, B dělené pracovními spárami, z nichž oba krajní pasy A, B jsou armované (cca 14 t oceli/pas – obr. 3). Dělení pracovními spárami umožňuje eliminovat podélná tahová napětí rezultující z lokálních svislých poklesů tunelové trouby.

Za km 1,750 měla být armována jen spodní klenba sekundárního ostění, což bylo pro použité původní geomechanické parametry horninového masivu dostatečné. Po vyhodnocení deformačního chování horninového masivu a vyhodnocení příčin závalu, ke kterému došlo 5. 5. 2003 v km 2,106 až 2,029, bylo provedeno v úseku km 1,882 až 2,002 zesílení dna definitivního ostění i armování horní klenby tak, aby bezpečně vyhovělo i na snížené geomecha- nické parametry, neboť šlo o úsek sousedící se závalovou oblastí. Desetimetrové pasy horní klenby typů G, H, I, J jsou v tomto úseku armovány 14 až 16 t oceli, spodní klenba je zesílena armovanými žebry (30 až 35 t oceli/pas), spojenými podélnou armaturou. Výztuž spodní a horní klenby je propojena speciálními spoji zajišťujícími její kontinuální působení.

Na základě výše zmíněného prostorového matematického řešení bylo pro úsek tunelu s možným vlivem poddolování navrženo sekundární ostění static- ky adekvátní vlivu poddolování. Armování definitivního ostění bylo z hlediska bezpečnosti návrhu logickým vyústěním teoretické kvantifikace vlivu mož-

reinforced concrete, arched lamellas forming the second, 6m long expansion block, is connected to this, originally temporary, part of the portal. The third expansion block is 15m long; it consists of three reinforced concrete foundation strips, which act as foundations for three inclined precast arches and for longitudinal gabion walls. The longitudinal gabion walls with the crown reposing at 1:2 fill the space between the arches of the third expansion block. The portal slope was given a stable slope 1:2. There are gabion ribs in the slope, which are connected to the bracing lamellas. Apart from the supporting function, they also act as the slope drainage (see Fig. 2).

The safety of the aesthetically well looking definite entrance portal was even improved by the final modifications. The deformations of the portal will be moni- tored during the test running to verify the long-term stability.

SO 502 – Tunnel – Mined Part. The unsuccessful initial grouting of roots of anchors and the enormous consumption of grout during the extensive improvement grouting operation in the area of the entrance portal led to the task to carry out a mining expertise [2]. The new mining expertise was solely focused on the locati- on in mining plans where information was missing and which was found just in the entrance portal area (km 1.242) and in an adjacent, about 500m long part of the tun- nel. It followed from the expertise that deep “peasant” mining existed in the above- mentioned area, in the upper and middle coal seam; the impact on the tunnel was expectable directly on the tunnel route, at km 1.242 through 1.750.

The final design for the tunnel in the section km 1.242 – 1.510 reflected the opi- nion expressed by the mining expert [2], civil engineering expert [3], the contrac- tor's know-how from the previous work on this site and results of additional surve- ys; the tunnel tube ending at km 1.750 was newly categorised, according to the sti- pulations of ČSN 73 0039, as a construction on stopping ground. With respect to the new conditions, a structural analysis focusing on the influence of the undermining on the tunnel lining was carried out using a 3D variant of the Finite Element Method [4]. The FEM mathematical model dealt in many variants and in great detail, with the manifestations of the potential existence of undermining relics, first of all caving zones filled with loosened soil or even old empty openings.

Based on the 3D mathematical model, the final design (the design of means and methods) [9] eliminated the adverse effects of the historic stopping by means of an extensive rock mass improving operation. The rock mass was improved during the course of the excavation, both from the surface and from within the tunnel. The most important improvement measure, which ensured both the safe course of the tunnel construction and reliable functioning of the tunnel tube structure during the long-term service, was the system of grouting under the tunnel bottom. The grou- ting formed the so-called “ground beam” underneath the tunnel tube. This reinfor- cement of the rock massif was performed between chainage km 1.272 and km 1.784, i.e. at a length of 476m, over the gradually deeper dipping coal seams. The other measure, installation of rock bolts and grouting around the whole tunnel cir- cumference, also significantly improved the properties of the rock massif in the above-mentioned section of the tunnel tube. Beyond this chainage, the upper coal seam had not been exploited by the “peasant” mining because its depth was too great. For that reason the rock mass properties could not be negatively affected by solitary historic mining.

Regarding the final lining of in the tunnel section between km 1.242 (the portal) through 1.762 (the end of the undermining), the invert was carried out in the form of a cast-in-situ reinforced concrete slab with expansion joints provided every 40m. The upper vaults of the expansion blocks consist of regularly alternating sub-blocks of the A, C, D and B types, which are separated by construction joints. Sub-blocks A and B are made from reinforced concrete (about 14 ton of rebar per one sub-block – see Fig. 3). The division by construction joints makes the elimination of longitudinal tensile stresses resulting from local vertical subsidence of the tunnel tube possible.

Beyond chainage km 1.750, only the inverted arch was to be made from reinfor- ced concrete, which was sufficient in terms of the originally assumed geomechanical parameters of the rock mass. When the assessment of the deformational beha- viour of the rock massif and of the causes of the collapse which happened on 5.5.2003 in the section between km 2.106 and 2.029 had been completed, the bot- tom of the final lining was strengthened and concrete reinforcement was added in the upper vault in the section between km 1.882 and 2.002 so that the lining safely withstood the loading increased due to worsened geomechanical parameters (this



Obr. 2 Definitivní zajištění vjezdového portálu (foto Ing. M. Heřt)
Fig. 2 Final support of the entrance portal (photo Ing. M. Heřt)



Obr. 3 Armatura definitivního ostění (foto Ing. M. Heřt)

Fig. 3 Reinforcement of the final lining (photo Ing. M. Heřt)

ných důlních reliktů v podloží tunelu; za normálních podmínek by stačilo ostění z prostého betonu. Společné působení sanačních opatření v masivu a sekundárního ostění zajišťuje dlouhodobě vysokou míru spolehlivosti tunelového ostění.

V této souvislosti je nutno konstatovat, že ještě před ukončením výstavby tunelu a jeho uvedením do zkušebního provozu byly po předchozím geofyzikálním průzkumu, provedeném mezi staničeními 1,280 až 1,750, realizovány ověřovací vrtné a následně v potřebném rozsahu injektážní sanační práce (ve staničení 1,350 až 1,750). Jejich cílem bylo zajistit co nejvyšší kompaktnost masivu v úseku historicky možné „selské těžby“, což ještě zvýšilo jak účinnost sanačních opatření provedených pod a v okolí tunelové trouby při ražbě, tak bezpečnost sekundárního ostění navrženého s ohledem na možné poddolování.

Úsek závalu v km 2,002 až 2,081 již nemá s oblastí poddolování žádnou souvislost, nicméně je vhodné uvést, že vzhledem k nepříznivému ovlivnění nadložních vrstev závalem byl v osmi- a desetimetrových pasech č. 77 až 85 změněn tvar a zvětšena tloušťka spodní klenby (800 mm), tloušťka horní klenby (450 mm) a stupeň vyztužení (17 až 23 t oceli/pas – obr. 4). Tvarově stejné je ostění i v celém úseku doražby provedené pomocí NRTM (km 2,109 až 2,722; 15 až 22 t oceli/pas).

3.3 Svahové pohyby v oblasti portálů

Možnost aktivace svahových pohybů prováděním zemních a stavebních prací byla průzkumem indikována pouze v oblasti výjezdového portálu.

Již při hloubení portálové jámy, která měla být pažena dvojnásobně kotvenou pilotovou a záporovou stěnou, se skutečně projevil nadměrné deformace, které ohrožovaly vnitřní i vnější stabilitu pažicích stěn. Uklidnění deformací a zamezení vzniku možného svahového pohybu zemního masivu napájeného vodou ze zastíženého šterkopískového horizontu, si vyžádalo dodatečné rozepření pažicích stěn pomocí silnostěnných ocelových rour. Pod tímto zajištěním byla ve stavební jámě realizována první část ostění hloubeného úseku výjezdového portálu mezi km 2,722 a km 2,802 (obr. 5).

Provedením výplňových betonů mezi ostěním a pažicemi stěnami došlo dle zjištěného monitoringu k očekávané eliminaci deformací. Následně bylo provedeno ostění druhé části hloubeného úseku výjezdového portálu mezi km 2,802 a km 2,969, jehož zasypaní má na patě původního svahu výrazně stabilizační účinek pro území ohrožené aktivací svahových pohybů (obr. 6).

Dokončením všech stavebních prací (včetně úpravy terénu) na hloubeném úseku tunelu u výjezdového portálu došlo ke stabilizaci území a pominula možnost aktivace svahových pohybů v důsledku výstavby tunelu.

3.4 Seismické účinky trhačích prací prováděných v dole Libouš

Podklad [1] z roku 1996 se zabýval posouzením seismického vlivu hromadných odstřelů v přilehlém povrchové dole na tunelové ostění. Konstatuje se v něm, že pro běžně používané hmotnosti náloží při minimální vzdálenosti lomové stěny 350 m od budoucí tunelové stavby nepřesáhnou seismické účinky trhačích prací přípustné hodnoty složek rychlostí kmitání, uvedené v ČSN 73 00 40 Zatížení stavebních objektů technikou seismickou a jejich odezva. Ty lze pro podzemní objekt třídy odolnosti „E“ a horninový masiv kategorie „a“ stanovit bezpečnými hodnotami 15 až 25 mm/s při dominantních frekvencích menších než 10 Hz, případně hodnotami 25 až 40 mm/s při dominantních frekvencích 10 až 50 Hz.

Při měřeních v roce 2006 (podklad [8]) byla při zkušebních odpalech s největší hmotností nálože 600 kg naměřena na vjezdovém portále ve vzdálenosti 1050 m maximální rychlost kmitání 4,41 mm/s, což je hluboko pod přípustnými hodnotami. Dvě bližší měřicí stanoviště (750 m), ale uvnitř tunelu, kde se neprojevují účinky povrchové vlny, ukázala hodnoty ještě nižší (2,84 a 3,05 mm/s).

Ve shodě s podkladem [6] lze konstatovat, že se měřeními v roce 2006 potvrdila platnost závěrů z měření provedeného v roce 1996. Součinitel přenosu K, které umožňují stanovit hmotnost nálože odpovídající přípustné velikosti kmitání, byly v obou případech velmi podobné. Měření prokázalo, že pro

section was in the neighbourhood of the collapse area). The concrete of the 10m long blocks of the upper vault types G, H, I and J was reinforced with 14 to 16t of steel in this section; the inverted arch is strengthened by reinforced concrete ribs (30 to 35 ton of steel per block) which are connected with each other by longitudinal reinforcement bars. The reinforcement of the inverted arch is connected with the reinforcement of the upper vault by means of special couplers, which secure a continuous action of the reinforcement system.

A secondary lining structurally adequate to the undermining effect was designed on the basis of the above-mentioned 3D mathematical analysis for this tunnel section, which was potentially affected by undermining. The use of reinforced concrete for the final lining was, from the perspective of the design safety, a logical result of the theoretical quantification of the effect of possible mining relics in the tunnel sub-base; unreinforced concrete lining would have been sufficient under normal conditions. The combined effect of the improvement measures implemented in the rock massif and the reinforced secondary lining guarantees a high level of the tunnel lining reliability in the long-term.

It must be stated in this context that a verification drilling survey and subsequent improving grouting were carried out between chainages km 1.350 through 1.750 even before the completion of the tunnel construction and commissioning, after the previous geophysical survey in the section between km 1.280 and 1.750. The aim of the grouting was to secure the highest possible compactness of the massif in the section containing the potential “peasant mining”. This grouting further increased not only the effectiveness of the improving measures implemented both under the tunnel pipe and in its surroundings during the excavation but also the safety of the secondary lining, which was designed with the possible undermining taken into consideration.

Despite the fact that there is no connection between the collapsed tunnel section at chainage 2.002 through 2.081 with the stoping ground, it is reasonable to state that, because of the adverse influencing of the overburden layers by the collapse, the shape of the inverted arch was changed, the thickness of concrete structures increased (inverted arch - 800mm; upper vault - 450mm) and the reinforcement content was increased (17 to 23 ton of steel per block – see Fig. 4) for the eight to ten meter long blocks No. 77 through 85. The shape of the lining in the whole section which was driven after the collapse by the NATM (km 2.109 to 2.722; 15 to 22 ton of steel per block is identical).

3.3 Landslides in portal areas

The possibility of the activation of land slides by earthwork or construction work was indicated by the survey only in the exit portal area.

Excessive deformations were encountered as early as the period of the excavation of the construction trench for the portal, which was to be stabilised by pile wall and a soldier beam and lagging wall with two tiers of anchors. They threatened the internal and external stability of the walls. It was necessary to brace the walls additionally by means of thick-walled steel pipes so that the deformations were steadied and the possible development of a slide of the slope due to the sand-gravel horizon supplying water to the ground mass which was encountered was prevented. This system of the stabilisation protected the work on the first part of the lining of the cut-and-cover tunnel at the exit portal between km 2.722 and km 2.802 (see Fig. 5).

The monitoring found out that once the tunnel lining and filling of the space between the lining and the bracing walls with concrete had been completed, the deformations ceased to develop. The construction of the lining of the second part of the cut-and-cover section at the exit portal between km 2.802 and 2.969 followed. In the area threatened by the activation of land slides, the backfill of this section has a significantly stabilising effect at the base of the original slope (see Fig. 6).

The completion of all construction operations (including terrain finishes) in the cut-and-cover section of the tunnel at the exit portal resulted in the stabilisation of the area; The possibility of activation of landslides as a result of the tunnel construction passed off.



Obr. 4 Armatura definitivního ostění s výklenkem (foto Ing. M. Heřt)

Fig. 4 Reinforcement of the final lining with a recess (photo Ing. M. Heřt)



Obr. 5 Rozepřené pažící stěny u výjezdového portálu (foto Ing. M. Heřt)
Fig. 5 Braced supporting walls at the exit portal (photo Ing. M. Heřt)

posuzování hmotnosti náloží při trhacích pracích v dole Libouš bude rozhodující nový železniční most a nikoliv konstrukce tunelu Březno.

Při správném dimenzování náloží hromadných odstřelů v dole Libouš nebudou seismické účinky těchto odstřelů ohrožovat železniční tunel Březno. Technické vedení trhacích prací v dole bude nutno trvale monitorovat, aby bylo možno kontrolovat intenzitu seismického zatížení působícího na konstrukci tunelu (portály, ostění i únikovou šachtu).

3.5 Stav po vytěžení – stabilita závěrných svahů dolu Libouš

Stav po vytěžení dolu Libouš (DP Tušimice), který je charakterizován vytvořením jámy hluboké cca 100 m, je nutno posuzovat z hlediska stability jeho závěrných svahů i ve vztahu k tunelu Březno, a to před, v průběhu i po napuštění předpokládaného jezera.

Dílič část hranice dobývacího prostoru Tušimice probíhá téměř paralelně s přímým úsekem tunelu Březno (včetně výjezdového portálu) v průměrné vzdálenosti cca 300 m, k výjezdovému portálu se však hranice DP přibližuje na vzdálenost pár desítek metrů (obr. 7). Prostorové uspořádání závěrných svahů ve vztahu k přímé části tunelu je názorně patrné z blokdiagramu na obr. 8. Uspořádání závěrných svahů v místech obou portálů, včetně aktuálně uvažované kóty hladiny jezera 275,3 m n. m., je patrné z rovinných řezů na obr. 9 a 10 (profily jsou převýšené).

K danému stabilitnímu problému, jehož seriózní zpracování je velmi nutné a současně značně náročné především z hlediska analýzy geologických poměrů a stanovení geomechanických vlastností zastižených hornin a zemin před, v průběhu i po napuštění jezera, je vhodné odcitovat písemné informace získané autorem od Ing. Jiřího Libuse z firmy GEOTEC GS, která řeší tento problém jako zakázku od Dolů Nástup Tušimice:

„...Nejméně příznivá kombinace okrajových podmínek se ukázala v průběhu napouštění jezera (cca od roku 2030), i zde však hypotetická kritická smyková plocha vychází daleko před linií trasy železniční přeložky. Po konzultaci s projektantem jezera (R-princip Most) je zřejmé, že se v určitých partiích na styku s jezerem (hladina aktuálně na úrovni cca 275,3 m n. m.) bude dělat břehová linie ve sklonu 1:20, a z toho bude vyplývat jiná geometrie závěrného svahu, která bude ze stabilitního hlediska ještě příznivější.“

K problému deformací, které vzniknou v důsledku drenážního působení jámy po vytěžení dolu (před jejím zatopením), se vyjadřuje ve svých závěrech podklad [5] a jeho doporučení je nutno rozhodně akceptovat – sedání v důsledku snížení hladiny podzemní vody je neoddiskutovatelným fenoménem, i když jeho kvantifikace může být v některých typech zemních a zejména horninových prostředí problematická:

„Lom ovlivní terciární kolektory v podloží a meziloží sloje a ve sloji – dojde k jejich částečnému osušení. Snížení hladiny podzemní vody se pravděpodobně projeví i pod železničním tunelem Březno. Doporučujeme proto v dostatečném předstihu před postupem lomu doplnit síť pozorovacích vrtů o vrty do jednotlivých částí sloje a meziloží, aby bylo možno sledovat vývoj depresních kotlin v jednotlivých zvodněných horizontech. Dále doporučujeme vypracovat prognózu možných objemových změn horninového masivu spojených s jeho předpokládaným částečným osušením.“

Z dosud provedených stabilitních výpočtů vyplývá, že vytěžená jáma dolu Libouš neohroží v důsledku hypotetického sesuvu závěrného svahu v budoucnosti železniční tunel Březno. Nicméně k této závažné problematice se v současné době zpracovává další podrobné posouzení, jehož výsledky je s tímto konstatováním třeba konfrontovat.

Problém možného sednutí tunelové trouby v důsledku drenážního působení vytěžené jámy není problémem stabilitním, nýbrž deformačním. Jeho včasnému teoretickému vyřešení matematickým modelováním, umožňujícím přijetí eventuálních opatření, se nelze vyhnout. Totéž platí i pro následné monitorování změn vodního režimu v oblasti a měření vyvolaných deformací.

3.4 Seismic effects of blasting operations in the Libouš mine

The reference document [1] from 1996 dealt with the assessment of the seismic effect of bulk blasting in the adjacent open-cast mine on the tunnel lining. It states that, for commonly used weight of charges, at the minimum distance of the mine face from the future tunnel structure of 350m, the seismic effects of blasting operations will not exceed the permissible values of components of the peak particle velocity specified by ČSN 73 0040 - Loads of Technical Structures by Technical Seismicity. These values can be set for an underground structure categorised as seismic resistance class “E” and for rock mass category “a” safely at 15 to 25mm/s in the case of the dominant frequencies lower than 10Hz, or at 25 to 40mm/s in the case of the dominant frequencies ranging from 10 to 50Hz.

The measurements which were conducted in 2006 (reference [8]) showed the peak particle velocity of 4.41mm/s, which was measured during the trial blasting using the maximum weight of charges of 600kg at the entrance portal, at the distance of 1050m. This velocity is, deep below the permissible values. Two closest measurement stations (750m), which were, however, inside the tunnel, where the effects of the surface wave do not manifest themselves, showed even lower values (2.84 and 3.05 mm/s).

In agreement with the reference document [6], it is possible to state that the measurements carried out in 2006 confirmed the correctness of the conclusions from the measurements carried out in 1996. The transfer coefficients K, which make the determination of the weight of charges corresponding to the permissible peak particle velocity possible, were very similar in both cases. The measurement proved that it would be the new bridge and not the Březno tunnel structure what will be the deciding structure in terms of the assessment of the weight of charges for blasting operations in the Libouš mine.

If the charges for the bulk blasting in the Libouš mine are designed correctly, the seismic effects of this blasting will not threaten the Březno railway tunnel. Technical management of blasting operations in the mine will have to be continually monitored so that the intensity of the seismic load acting on the tunnel structures (the portals, lining and escape shaft) can be checked.

3.5 The condition after the exhaustion of the mine supplies – stability of the final slopes of the Libouš Mine

The condition of the Libouš Mine (DP Trmice) once the mine has been exhausted, which is characterised as the creation of a pit about 100m deep, must be assessed in terms of the stability of its final slopes even in relation to the Březno tunnel. The assessment must be carried out prior to, during the course of and after the filling of the future lake with water.

A part of the border of the Tušimice mine working district (WD) runs nearly in parallel with the straight section of the Březno tunnel (including the entrance portal), at an average distance of about 300m, but the border of the WD gets closer, up to several tens of metres of the exit portal (see Fig. 7). The relationship between the spatial arrangement of the final slopes and the straight part of the tunnel is presented in the block-diagram in Figure 8. The spatial arrangement of the slopes in the locations of both portals, including the planned altitude of the lake water surface of 275.3 m a.s.l., is shown in plane sections in Figures 9 and 10 (the sections are exaggerated).

Regarding the stability problem in question, for which a reliable analysis is absolutely necessary, even if very difficult mainly in terms of the analysis of geological conditions and determination of geomechanical properties of the encountered rocks and soils prior to, during and after the filling of the lake with water, it is reasonable to quote the written information which was obtained by the author from Ing. Jiří Lábus from GEOTEC GS company, which has been solving this problem on the basis of a contract with the Nástup Tušimice Mines:

„...The least favourable combination of the boundary conditions was found in the phase of the filling of the lake with water (approximately from 2030); however, even in this particular case, the distance of the hypothetical critical shear plane of the diverted railway track is, according to the calculation, great. It is obvious after a consultation with the lake designer (R-princip Most) that the slope of the lake bank which will be created in certain parts on the contact with the lake (the current water surface level is about 275.3m a.s.l.) will be 1:20. This means that the geometry of the final slope will be different, even more favourable in terms of its stability“.

The problem of the deformations which will develop as a result of the draining effect of the pit once the mine has been exhausted (before it is inundated) is dealt with in the conclusions of the reference document [5]; its recommendations must be by all means accepted – the settlement resulting from the lowering of the water table is an indisputable phenomenon, despite the fact that the quantification of this phenomenon may be problematic in some types of soil environment and, above all, some types of rock environment:

„The open-cast mine will influence the Tertiary collectors in the sub-base of the seam and interbeds within the seam – they will be partially dried up. The lowering of the water table will probably manifest itself even below the Březno railway tunnel. We therefore recommend that monitoring boreholes leading to the individual parts of the coal seam and the interbeds be added to the network of monitoring boreholes so that the development of depression cones in the individual aquifers can be monitored“.



Obr. 6 Zасыпávání definitivního výjezdového portálu (foto Ing. M. Heřt)
Fig. 6 Covering of the definite exit portal with soil (photo Ing. M. Heřt)

4. GEOTECHNICKÝ MONITORING PO UVEDENÍ TUNELU DO PROVOZU

Dne 2. 4. 2007 vydal Drážní úřad povolení o prozatímním užívání stavby tunelu Břežno ke zkušebnímu provozu. V podmínkách tohoto povolení se ukládá provozovateli stavby jako povinnost, aby po dobu zkušebního provozu stavbu a zařízení sledoval a činil dle okolností patřičná opatření. Z tohoto požadavku jednoznačně vyplývá pro tunel Břežno nutnost provádět geotechnický monitoring za provozu a navíc, vzhledem k dlouhodobému charakteru možných vlivů těžební činnosti v dole Libouš, to bude nutné nikoliv jen za zkušebního provozu.

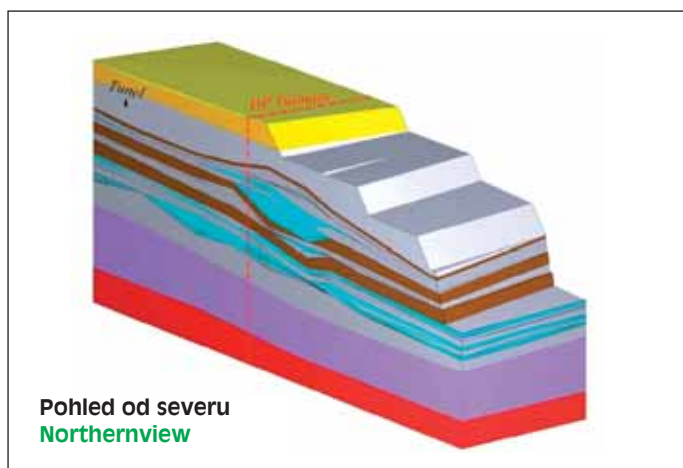
Projekt geotechnického monitoringu za provozu (podklad [7]) zpracovala SG-Geotechnika v návaznosti na Souhrnnou zprávu o geotechnickém monitoringu z března 2007, která konstatovala, že z geotechnického hlediska nebrání nic zahájení zkušebního provozu. Doba měření je uvažována od 1. 4. 2007 (zahájení zkušebního provozu) do konce roku 2008.

Je třeba si uvědomit, že pro vlivy související s průběhem těžby, s úplným vyuhlením dolu, s odvodněním vodonosných horizontů a konečně s vytvořením budoucího jezera je z časového hlediska takto koncipovaný monitoring příliš „krátkodobý“. Vzhledem ke svému obsahu (6 typů měření) i rozsahu (1 a 3/4 roku) ozřejmí nepochybně velmi dobře chování březenského tunelu v průběhu železničního provozu, avšak jen v prakticky nezměněných podmínkách ovlivnění tunelu ze strany těžby v dole Libouš. Změna těchto podmínek vyžaduje navrhnout obsah a rozsah „dlouhodobého“ monitoringu, jehož hlavním úkolem bude sledovat, že nedochází v žádné fázi důlní a rekultivační činnosti k nežádoucí interakci s tunelem. Tento dlouhodobý monitoring by bylo pravděpodobně účelné koncipovat v souladu s monitoringem, který bude vytvářen pro celý dobývací prostor Dolů Nástup Tušimice.

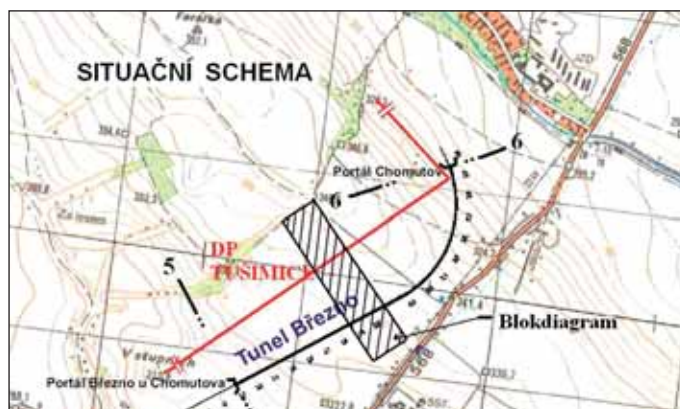
5. ZÁVĚR

Výstavba železničního tunelu Břežno probíhala v mimořádně obtížných podmínkách a neobešla se, celkem zákonitě, bez mimořádných událostí. Selhání provizorní výztuže při konvenčních metodách tunelování není celosvětově až tak velkou vzácností, což lze ilustrovat místy všeobecně známých a rozsáhlých havárií jen z posledních desetiletí (Mnichov, Londýn, Hřebeč, Singapore, Sao Paulo).

Všechny obtíže ražby (tj. vyrobání profilu a jeho provizorní vyztužení) však byly u tunelu Břežno postupně zvládnuty a lze jednoznačně konstatovat, že problémy geotechnického rázu z průběhu výstavby nebudou mít žádný negativní dopad na bezpečnost definitivní konstrukce tunelu během jeho provozování.



Pohled od severu
Northern view



Obr. 7 Situace s vyznačením geologických řezů
Fig. 7 A layout with geological sections marked

It follows from the to-date completed stability calculations that the pit which will remain after the Libouš mine exhaustion will not threaten the Břežno railway tunnel in the future by a hypothetical movement of the closing slope. Nevertheless, another detailed assessment is being carried out dealing with this significant issue; its results will have to be confronted with the above statement.

The problem of the potential subsidence of the tunnel tube due to the draining action of the exhausted open-cast mine is a deformational problem, not a stability problem. The timely solution to this problem by mathematical modelling, which makes the adoption of contingent measures possible, cannot be neglected. The same applies to the follow up monitoring of the changes in the hydrological regime in the area and measurements of the induced deformations.

4. GEOTECHNICAL MONITORING AFTER THE TUNNEL COMMISSIONING

On 2.4.2007, the Railway Authority issued the approval to temporarily use the Břežno tunnel construction for the purpose of test running. Among the conditions of the approval, there is the operator's obligation to monitor the structure and equipment during the test running and implement relevant measures depending on the circumstances. It unanimously follows from this requirement that the geotechnical monitoring of the Břežno tunnel will have to be carried out during the operation. Considering the long-term character of the potential effects of the mining activities in the Libouš mine, it will be necessary not only during the test running.

The design for the in-service geotechnical monitoring (reference document [7]) was carried out by SG-Geotechnika in a relationship with the "Summary Report on Geotechnical Monitoring", which was issued in March 2007. The report stated that, from the geotechnical point of view, there was nothing to prevent the commencement of the test running. The measurement period is assumed to start on 1.4.2007 (the beginning of the test running) and to continue till the end of 2008.

It is necessary to realise that this concept of monitoring is too "short-term" for effects associated with the course of the coal mining, with complete exhaustion of the mine supplies, draining of the aquifers and eventually with the creation of the future lake. Considering its content (6 measurement types) and scope (one and three quarters of years), the monitoring will undoubtedly very well clarify the behaviour of the Břežno tunnel during the railway traffic passing through, however, only under the conditions which will remain virtually unchanged regarding the mining activities in the open-cast mine Libouš. Changed conditions could be monitored only if a long-term monitoring with its content and scope design focusing on a task to verify that no undesired interaction with the tunnel develops in any phase of the mining and reclamation activities. It would be probably reasonable to develop the concept of this long-term monitoring in accord with the monitoring which will be designed for the entire Nástup Tušimice mines working district.

5. CONCLUSION

The Břežno railway tunnel was constructed in extremely difficult conditions and, quite naturally, it could not avoid accidents. Failures of temporary excavation support in the cases of traditional tunnelling methods are not so rare worldwide, which fact can be illustrated by locations where generally known and extensive collapses happened in the past decades (Munich, London, Hřebeč, Singapore, Sao Paulo).

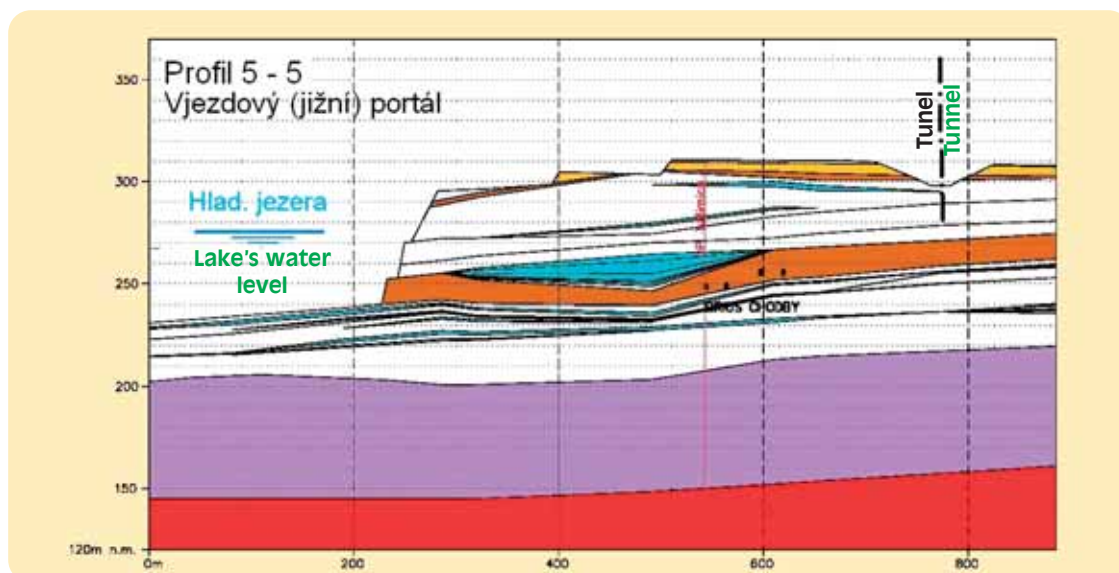
Nevertheless, all problems of the excavation which were encountered in the case of the Břežno tunnel (i.e. the excavation of the underground opening and installation of the temporary support) were step-by-step fixed and it is possible to unequivocally state that geotechnical problems from the construction period will have no negative impact on the safety of the final tunnel structure during the tunnel operation.

Obr. 8 Geologický blokdigram se závěrnými svahy dolu Libouš (Geologické služby Chomutov)

Fig. 8 Geological block-diagram with the closing final of the Libouš mine (Geologické služby Chomutov)

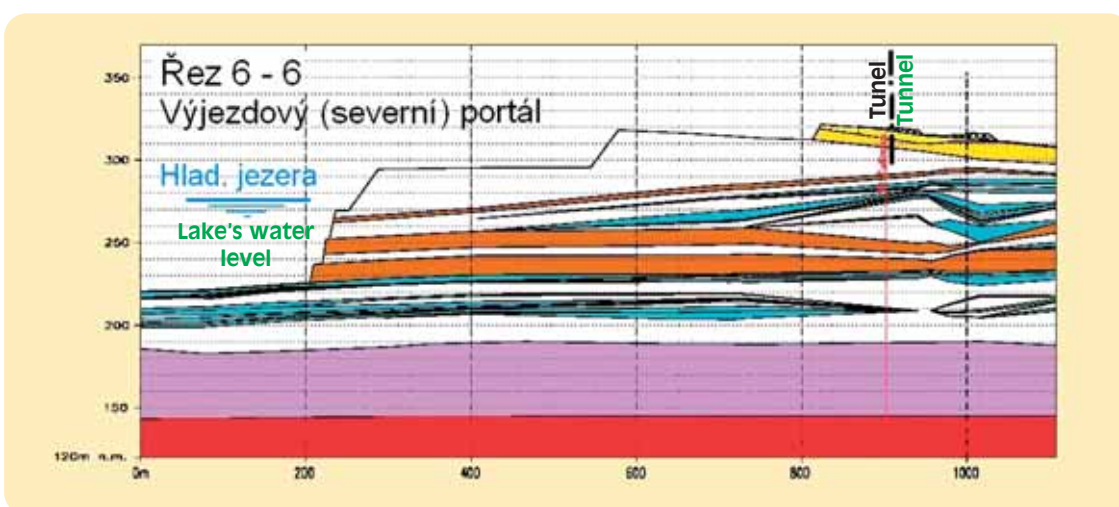
Obr. 9 Geologický řez
vjezdovým portálem
(Geologické služby
Chomutov)

Fig. 9 Geological section
through the entrance
tunnel (Geologické služby
Chomutov)



Obr. 10 Geologický řez
výjezdovým portálem
(Geologické služby
Chomutov)

Fig. 10 Geological section
through the exit portal
(Geologické služby
Chomutov)



Definitivní ostění tunelu je navrženo tak, aby bezpečně přeneslo nejen všechna relevantní zatížení a jejich kombinace, ale aby odolalo i vlivům stále diskutovaných případných solitérních pozůstatků „selského“ dolování. Další možné negativní vnější vlivy – svahové pohyby a seismické účinky odstřelů – tunel v současné době neohrožují nebo ovlivňují marginálně. Tento stav bude oprávněně ověřován geotechnickým monitoringem prováděným během zkušebního provozu. Vzhledem k tomu, že se podmínky v dole Libouš budou v čase nepříznivě měnit, je třeba navrhnout dlouhodobý monitoring, který by vedle trvalých seismických měření v budoucnosti ověřoval stabilitu závěrných svahů dolu Libouš, sledoval změny vodního režimu v oblasti a měřil eventuální deformace indukované těmito vlivy na konstrukci tunelu. Na základě vyhodnocených výstupů monitoringu je možno rozhodnout o eventuálním přijetí včasných a účinných opatření.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc., bartakj@fsv.cvut.cz,
ČVUT PRAHA, FAKULTA STAVEBNÍ

Příspěvek vznikl za podpory VZ 01 CEZ MSM VZ 6840770001 Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost stavebních konstrukcí a materiálů.

The tunnel final lining design guarantees that the tunnel structure will not only safely carry all relevant loads and their combinations but also resist the effects of the till now discussed contingent solitary remnants of the “peasant mining”. Other potential negative external effects – the rock mass movements and seismic effects of blasting operations – currently are not threatening the tunnel or they affect it only marginally. It is a well-grounded decision that this state will be verified by geotechnical monitoring during the test running. With respect to the fact that the conditions at the Libouš mine are going to unfavourably change with time, it is necessary to design the long-term monitoring which would, apart from carrying out permanent seismic measurements, verify the stability of the closing slopes of the Libouš mine, observe changes in the hydraulic regime in the area and measure deformations induced by these effects on the tunnel structure, if any. Assessments of the monitoring outputs will provide the basis for the making of decisions on implementation of timely and effective measures, if necessary.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc., bartakj@fsv.cvut.cz,
ČVUT PRAHA, FAKULTA STAVEBNÍ

This paper was prepared with the support of the VZ 01 CEZ MSM VZ 6840770001 – „Reliability, optimisation and durability of engineering structures and materials“.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Posouzení seismického vlivu hromadných odstřelů v dole DNT TUŠIMICE na projektovanou přeložku trati Březno – Chomutov. Zpracoval Doc. K. Drozd, 9/1996.
- [2] Báňský znalecký posudek o vlivu hlubinné činnosti na vyprojektovaný tunel přeložky trati ČD Březno – Chomutov v úseku km 1,0 až km 3,0. Zpracoval Ing. S. Havlík, 5/2001.
- [3] Posouzení vlivu důlní činnosti na výstavbu tunelu Březno. Zpracoval prof. J. Barták, 6/2001.
- [4] Prostorové řešení vlivu poddolování metodou konečných prvků. Zpracovala firma Dolexpert-Geotechnika, Ing. Doležalová, 04/2002.
- [5] Závěrečná zpráva Jihovýchodní svahy lomu Libouš. Zpracovaly Geologické služby, s. r. o., 12/2006.
- [6] Zpráva o kontrolním měření seismických účinků při odpalech zkušebních náložů z hlediska dokončovaného železničního tunelu v Březně u Chomutova. Zpracoval Doc. K. Drozd, 12/2006.
- [7] Projekt geotechnického monitoringu za provozu. Zpracovala SG-Geotechnika, 3/2007.
- [8] Souhrnný přehled o provedení definitivního ostění tunelu Březno. Zpracoval Metrostav a. s., 2006–2007.
- [9] Realizační dokumentace stavby Přeložka trati Březno u Chomutova – Chomutov, SO 502, Tunelová trouba – všechny části. Zpracoval SUDOP Praha, a. s.

STATICKÝ MODEL SPŘAŽENÉHO OCELOBETONOVÉHO OSTĚNÍ STRUCTURAL MODEL OF A STEEL-CONCRETE COMPOSITE LINING

ALEŠ ZAPLETAL

ÚVOD

Otázku, do jaké míry je účelné navrhovat ostění tunelů jako spřaženou konstrukci z oceli a stříkaného betonu, ponecháme stranou.

Budeme se věnovat pouze základnímu aspektu statické povahy: jak vytvořit na bázi MKP statický model tohoto ostění takový, že výpočet s ním provedený, poskytne hodnověrné a úplné výsledky.

Je znám výpočetní postup, při kterém je ocelobetonové ostění modelováno pruty. Jejich tuhosti v ohybu a tlaku jsou odvozeny jako kombinace tuhostí částí betonové a ocelové. Tuhosti betonové části jsou stanoveny za předpokladu, že v betonu není překročena mez trhlin. Změny tuhosti, ke kterým dochází v důsledku překročení meze trhlin, nedokáže tento postup postihnout.

Pokud je při výpočtu na prutovém modelu ostění, ve kterém je materiál ostění definován jako pružný, překročena únosnost ostění, můžeme výpočet prodloužit do oblasti pružně plastické tím, že v místech kritických průřezů zavedeme plastické klouby. Zde ale narážíme na problém, kterak na spřažené ocelobetonové konstrukci stanovit mezní plastické pootočení Θ_u .

Model ostění, který zde navrhujeme, těmito nedostatky netrpí, neboť:

- sestává z obou částí, ocelové i betonové a jeho beton může praskat,
- pojem plastického kloubu je mu cizí, přestože ostění je materiálově definováno jako pružně plastické.

Výpočet, jehož výsledky jsou prezentovány v kapitole 3. Příklad, byl proveden pomocí programu MISES (autor TDV Graz, Rakousko).

1. GEOMETRIE MODELU SPŘAŽENÉHO OCELOBETONOVÉHO OSTĚNÍ: SPŘAŽENÉ PRVKY

Model ostění vytvoříme pomocí isoparametrických prvků, ze kterých nejprve vhodným způsobem sestavíme zvlášť struktury betonové a ocelové části. Poté tyto části položíme na sebe a některé uzly obou struktur (budeme jim říkat „významné uzly“) ztotožníme tak, aby bylo zajištěno spřažení obou částí.

Postup názorně předvedeme na obr. 1–3, kde sestavíme základní útvar modelu ostění. Budeme mu říkat „spřažené prvky“. V něm spřažíme betonový průřez s ocelovým I-profilem.

Celé ostění je nutno následně ze spřažených prvků vyskládat (viz obr. 5).

Náš betonový průřez je široký 1 m. Pásnice I-profilu jsou široké 20 cm a stojina je silná 1 cm, jak se můžeme přesvědčit výpisem z programu MISES v následujících, kurzívou psaných, řádcích:

Prog.: M3 REV. 11.66.01 Date: 13/04/2007 11:26 Page: 9
Auth.: ** TDV-Graz-Austria **
METROSTAV A. S.

SPŘAŽENÉ OSTĚNÍ
TEST VÝPOČETNÍHO POSTUPU

m3dfrinz (NF15) HAS BEEN INITIALIZED (D.O.F.s).
m3dmat (NF16) HAS BEEN INITIALIZED (MATERIAL PROPERTIES).

ELEMENT SPECIFIC PARAMETERS

ELEMENT	FROM/	TO/STEP	TYPE	THICKNESS
1	3	1	ISOPARAMETRIC	1.000
4	4	1	ISOPARAMETRIC	0.200
5	5	1	ISOPARAMETRIC	0.010
6	6	1	ISOPARAMETRIC	0.200

Na obr. 1–3 používáme následujících pomůcek, umožňujících rychlejší orientaci:

- číselné označení elementů leží na modré barvě,
- číselné označení uzlů leží na zelené barvě,
- významné uzly jsou označeny červenými body.

Ve směru tloušťky ostění je struktura betonové části (viz obr. 1) tvořena třemi isoparametrickými elementy, např. 1, 2, 3. Elementy 1, 3 mají tloušťku krytí I-profilu betonem, tloušťka elementu 2 je shodná s výškou I-profilu. Významné uzlové body, na obr. 1 označené červeně, jsou očíslovány jako 1, 2, 3, 4, 5, 7.

Ve směru tloušťky ostění je struktura ocelové části (viz obr. 2) tvořena třemi isoparametrickými elementy, např. 4, 5, 6. Elementy 4, 6 mají tloušťku pásnice I-profilu, tloušťka elementu 5 je shodná s výškou stěny I-profilu. Významné uzlové body, na obr. 2 označené červeně, musí být očíslovány jako 1, 2, 3, 4, 5, 7, a to nikoliv náhodně, nýbrž podle pravidla, že po překrytí obou struktur

INTRODUCTION

We will leave aside the question to what degree it is reasonable to design a composite structure consisting of steel and sprayed concrete for a tunnel lining.

We will only deal with the basic aspect of structural analysis: how can we develop an FEM structural model of this lining which will guarantee that the calculation which will be carried out using this model will provide credible and exhaustive results?

We know a computational procedure where the steel-concrete lining is modelled by means of beams. The bending and compressive rigidity values are derived as combinations of the values rigidity of the concrete part and the steel part. The rigidity values for the concrete part are determined under the assumption that the limit state of concrete cracking is not crossed. This procedure cannot determine the changes in the rigidity value which take place when the limit state is crossed.

If the loading capacity of the lining is exceeded during the calculation using the beam model of the lining in which the lining material is defined as being elastic, we can extend the calculation to the elastic-plastic zone by introducing plastic joints in the points of critical sections. In this case, however, we encounter a problem: how is the ultimate plastic rotation Θ_u to be determined?

The model of the lining which we will propose below does not suffer from those drawbacks because:

- it consists of two parts, the steel one and concrete one, and the concrete is allowed to crack,
- the plastic joint term is foreign to the model despite the fact that the lining material is defined as elastic-plastic.

The calculation for which the results are presented in chapter 3. "Example" was carried out using the MISES program (the author: TDV Graz, Austria).

1. GEOMETRY OF THE STEEL-CONCRETE COMPOSITE LINING MODEL: THE COMPOSITE ELEMENTS

We will set up the lining model by means of isoparametric elements. First we set up the structure of the concrete part and the structure of the steel part separately, using the above isoparametric elements. Then we superimpose these parts, placing some of the nodes of both structures (we will call them "significant nodes") in such coinciding positions in which the composite action of both parts will be secured.

We will show this procedure graphically on Figures 1 through 3, where we will set up the basic structure of the model of the lining. We will call it "composite elements". We will couple a concrete section with a steel I-section.

It is subsequently necessary to piece the whole lining together from the composite elements (see Fig. 5).

Our concrete section is 1m wide. The flanges of the I-profile are 20cm wide and the web is 1cm thick, as we can make certain in the following excerpt (written in italics) from the MISES program:

Prog.: M3 REV. 11.66.01 Date: 13/04/2007 11:26 Page: 9
Auth.: ** TDV-Graz-Austria **
METROSTAV A. S.

SPŘAŽENÉ OSTĚNÍ
TEST VÝPOČETNÍHO POSTUPU

m3dfrinz (NF15) HAS BEEN INITIALIZED (D.O.F.s).
m3dmat (NF16) HAS BEEN INITIALIZED (MATERIAL PROPERTIES).

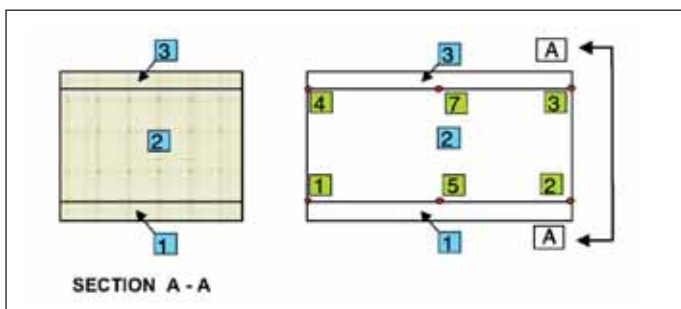
ELEMENT SPECIFIC PARAMETERS

ELEMENT	FROM/	TO/STEP	TYPE	THICKNESS
1	3	1	ISOPARAMETRIC	1.000
4	4	1	ISOPARAMETRIC	0.200
5	5	1	ISOPARAMETRIC	0.010
6	6	1	ISOPARAMETRIC	0.200

In Figures 1 through 3, we use the following instruments allowing quicker orientation:

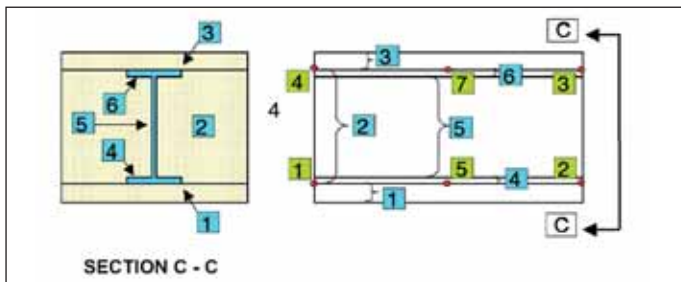
- the numerical marking of the elements lies on the blue colour,
- the numerical marking of the nodes lies on the green colour,
- significant nodes are marked by red points.

In the direction of the thickness of the lining, the structure of the concrete part (see Fig. 1) consists of three isoparametric elements, e.g. 1, 2 and 3. The



Obr. 1 Betonová část ostění

Fig. 1 The concrete part of the lining



Obr. 3 Sprážené ocelobetonové ostění

Fig. 3 Composite steel-concrete lining

(viz dále), musí na sobě ležící významné uzly nésti stejné očíslování. Vzdálenost uzlů 1, 2, resp. 4, 3 musí být u obou struktur shodná.

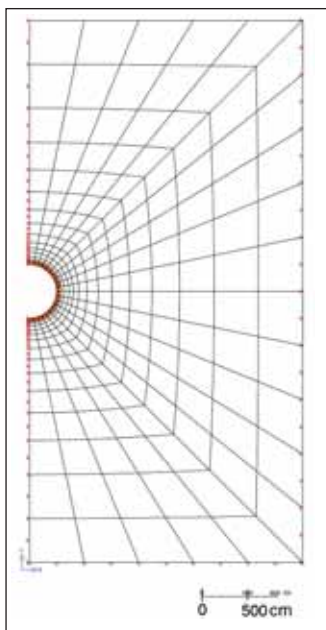
Obě struktury položíme na sebe takto (viz obr. 3): Svislé strany elementů obou struktur splývají, vodorovné strany jsou situovány tak, aby elementy 1, 3 zastupovaly vůči elementům 4, 6 (tedy pásnicím I-profilu) krycí vrstvu betonu. Body 1, 2, 3, 4, 5, 7 obou struktur tím dosahují identity (tj. bod i struktury jedné je bodem i struktury druhé).

Tím je základní struktura modelu ostění, sprážené prvky, vytvořena. Její aplikace při výpočtu zajišťuje:

- přenos zatížení z horninového masivu i do ocelové části ostění, která je k hornině připojena pouze nepřímo, přes beton,
- sprážení betonové části ostění s částí ocelovou.

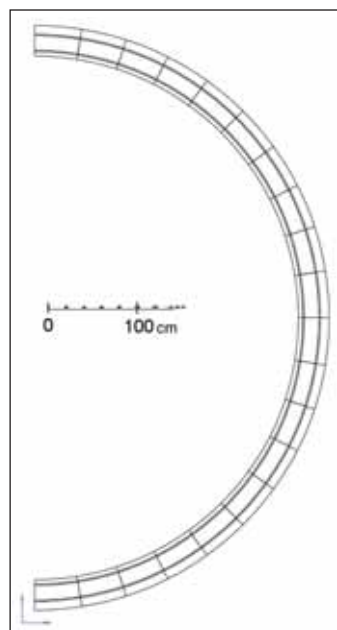
2. PŘETVÁRNÉ A PEVNOSTNÍ CHARAKTERISTIKY SPŘÁŽENÉHO OSTĚNÍ

To, že spráženými prvky modelujeme složky ostění, ocelovou a betonovou, v odděleném tvaru, umožňuje definovat ostění jako elastoplastické prostředí pomocí ploch plasticity, a – v případě betonu – za vyloučeného tahu. (Kdyby byly isoparametrické prvky, modelující ostění, vytvořeny jako jednoduchá [tj. nespřážená] struktura, odvozená z globálních [tj. vyjadřujících] chování



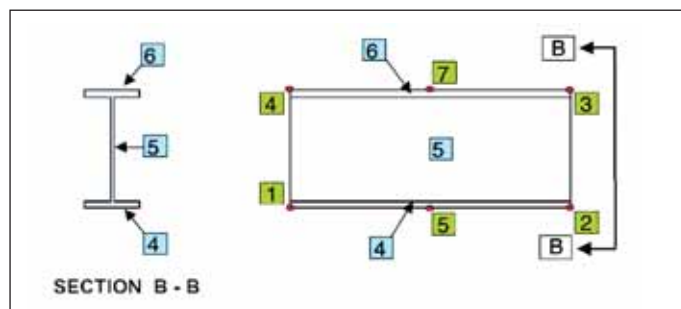
Obr. 4 Síť MKP s uložením

Fig. 4 FEM network with restraints



Obr. 5 Sprážená ocelobetonová konstrukce

Fig. 5 Composite steel-concrete structure



Obr. 2 Ocelová část ostění

Fig. 2 The steel part of the lining

thickness of elements 1 and 2 is equal to the concrete cover of the I-section; the thickness of element 2 is identical with the height of the I-section. Significant nodes, which are marked in Fig. 1 in red colour, are assigned numbers 1, 2, 3, 4, 5, 7.

In the direction of the thickness of the lining, the structure of the steel part (see Fig. 2) consists of three isoparametric elements, e.g. 4, 5 and 6. The thickness of elements 4 and 6 is equal to the thickness of the flange of the I-profile; the thickness of element 5 is identical with the height of the web of the I-profile. Significant nodes, which are marked by red colour in Fig. 2, must be numbered 1, 2, 3, 4, 5, 7; this numbering must not be carried out randomly, it must follow a rule that after the superposing of both structures (see below) the numbers of the superposing significant nodes must have identical numbers. The distance between nodes 1 and 2 or 4 and 3 must be identical for both structures.

We will superimpose the two structures in the following way (see Fig. 3): Vertical sides of the elements of both structures merge together, the horizontal sides are in a position where the elements 1 and 3 represent the concrete cover layer relative to the elements 4 and 6 (the flanges of the I-profile). Thus the points 1, 2, 3, 4, 5, 7 of the two structures reach the identity (i.e. the point i of one structure is also the point i belonging to the other structure).

The creation of the basic structure of the model of the lining, the composite elements, has been completed by this procedure. Its application to the calculation guarantees that:

- the loads are transferred from the rock mass even to the steel part of the lining, which is connected to the rock mass only indirectly, through concrete,
- the concrete part is coupled with the steel part.

2. DEFORMATIONAL AND STRENGTH CHARACTERISTICS OF COMPOSITE LINING

The fact that we model the components of the lining, the steel and concrete ones, in separate forms allows us to define the lining as an elasto-plastic environment using plasticity surfaces and, in the case of concrete, a tension-free environment. (If the lining modelling isoparametric elements had not been created as a simple [i.e. not composite] structure which is derived from global deformational characteristics [i.e. those which express the behaviour of the whole body, not its individual parts], such a definition would be impossible. Equally impossible, indeed more so, would be the case of modelling the lining as a beam system. The plastic-hinge method suggests itself as a way out in this case. However, with a problem of the determination of the ultimate plastic rotation Θ_u).

It is therefore necessary to know how to match proper deformational and strength characteristics to the individual components of the lining. While it is not difficult for the steel part (the modulus of elasticity is independent of time, the plasticity surface, which is also independent of time, is that of the von Mises or Tresca type), it does not have to be without trouble in the case of the sprayed concrete part.

2.1. TIME DEPENDENT ELASTIC MODULUS OF CONCRETE

According to [1], we can express the time dependent elastic modulus T by the expression

$$E(T) = \frac{E(T=28) - E(T=1) \cdot \ln(T) + E(T=1)}{\ln(T=28)} \quad (1)$$

2.2. TIME DEPENDENT SHEAR STRENGTH OF CONCRETE

We will denote the concrete strength by R_d and compressive strength of concrete by R_t . The concrete plasticity surface can be expressed in the shape of the Drucker-Prager (or Mohr-Coulomb) surface. For the angle of internal friction φ it holds that

$$\sin \varphi = \frac{R_t - R_c}{R_t + R_c} \quad (2)$$

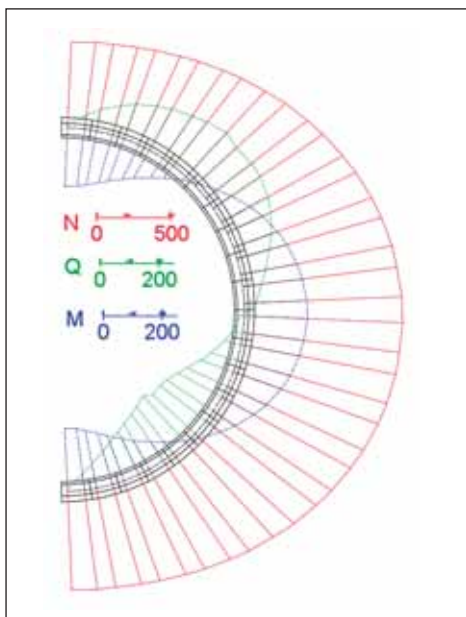
while cohesion c is expressed by the relationship

$$c = \frac{R_t}{2} \cdot \left(\frac{1}{\cos \varphi} + \frac{1}{\sin \varphi} \right) \quad (3)$$

Assuming that $R_t = 0, I \cdot R_d$, we will receive

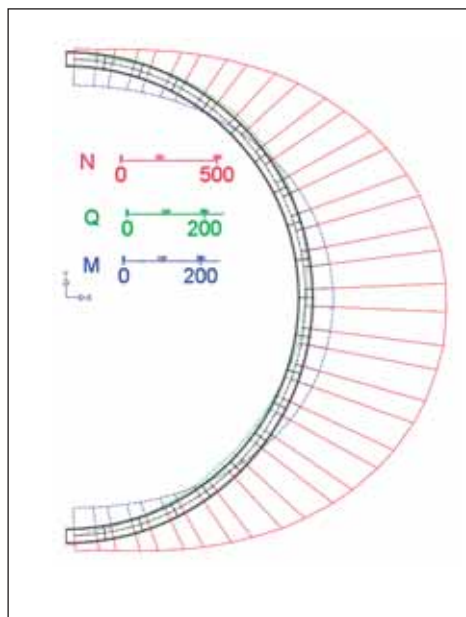
$$\varphi = 55^\circ, \quad (4)$$

$$c = 0.159 R_d \quad (5)$$



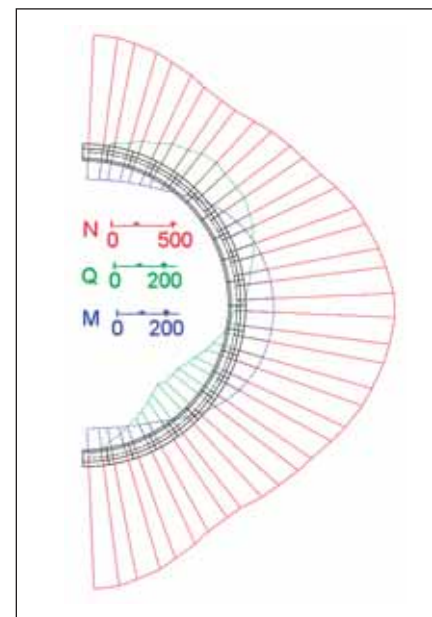
Obr. 6 Výpočet 1 (ostění je elastické): Vnitřní síly v betonové části ostění

Fig. 6 Calculation 1 (the lining is elastic): Internal forces in the concrete part of the lining



Obr. 7 Výpočet 1 (ostění je elastické): Vnitřní síly v ocelové části ostění

Fig. 7 Calculation 1 (the lining is elastic): Internal forces in the steel part of the lining



Obr. 8 Výpočet 2 (ostění je elastoplastické, spřažení úplné): Vnitřní síly v betonové části ostění

Fig. 8 Calculation 2 (the lining is elasto-plastic; full coupling): Internal forces in the concrete part of the lining

nikoliv jednotlivých částí, nýbrž celku] přetvárných charakteristik, nebyla by takováto definice možná. Tím spíše není možná v případě, že ostění modelujeme jako prutovou soustavu. Zde se nabízí jako východisko metoda plastických kloubů. Ovšem s problémem, kterak stanovit mezní plastické pootočení Θ_u .

Je tedy nutno umět přiřadit složkám ostění vhodné přetvárné a pevnostní charakteristiky. Zatímco u ocelové části to nečiní potíže (modul pružnosti je nezávislý na čase, plocha plasticity – také nezávislá na čase – je zde Misesova, resp. Trescova), u části ze stříkaného betonu tak tomu být nemusí.

2.1. ČASOVĚ ZÁVISLÝ MODUL PRUŽNOSTI BETONU

Podle [1] můžeme na čase T závislý modul pružnosti vyjádřit vztahem

$$E(T) = \frac{E(T=28) - E(T=1)}{\ln(T=28)} * \ln(T) + E(T=1) \quad (1)$$

2.2. ČASOVĚ ZÁVISLÁ SMYKOVÁ PEVNOST BETONU

Označíme jako R_d pevnost betonu v tlaku a jako R_t pevnost betonu v tahu. Plochu plasticity betonu je možno vyjádřit ve tvaru plochy Drucker-Pragerovy (resp. Mohr-Coulombovy). Pro úhel vnitřního tření φ platí

$$\sin \varphi = \frac{R_d - R_t}{R_d + R_t} \quad (2)$$

zatímco koheze c je vyjádřena vztahem

$$c = \frac{R_t}{2} * (tg \varphi + \frac{1}{\cos \varphi}) \quad (3)$$

Za předpokladu, že $R_t = 0,1 * R_d$, obdržíme

$$\varphi = 55^\circ, \quad (4)$$

$$c = 0,159 R_d \quad (5)$$

Bude-li dále, v souladu s [1], funkce tlakové pevnosti betonu $R_d(T)$ v závislosti na čase T

$$R_d(T) = \frac{R_d(T=28) - R_d(T=1)}{\ln(T=28)} * \ln(T) + R_d(T=1), \quad (6)$$

$$\text{bude} \quad \varphi(T) = \varphi = 55^\circ \quad (7)$$

$$\text{a} \quad c(T) = 0,159 * (\frac{R_d(T=28) - R_d(T=1)}{\ln(T=28)} * \ln(T) + R_d(T=1)) \quad (8)$$

3. PŘÍKLAD

(Poznámka: V následujícím příkladu si dovoluujeme předpokládat něco, co je technicky s těžší proveditelné; totiž ražbu velkého profilu bez členění výrubu, ve velmi špatné hornině. Tento technický nonsens však nikterak není na újmu toho, co chceme demonstrovat.)

Máme stanovit vnitřní síly (ohybové momenty M , normálové síly N , posouvající síly Q), které ve spřaženém ocelobetonovém ostění vyvolá horninový tlak. Ostění je kruhové, vsazené do výrubu $\varnothing=10$ m (obr. 4). Ražba proběhla bez členění výrubu v hornině o modulu pružnosti 40 MPa a Poissonově konstantě 0,4. Abychom omezi-li počet parametrů, ovlivňujících výsledek, považujeme horninu za pružné prostředí.

If, in addition, the time T - dependent compressive strength function

$$R_d(T) = \frac{R_d(T=28) - R_d(T=1)}{\ln(T=28)} * \ln(T) + R_d(T=1) \quad (6)$$

complies with [1], there will be $\varphi(T) = \varphi = 55^\circ$ (7)

$$\text{and} \quad c(T) = 0,159 * (\frac{R_d(T=28) - R_d(T=1)}{\ln(T=28)} * \ln(T) + R_d(T=1)) \quad (8)$$

3. EXAMPLE

(Note: In the following example, we beg to assume something which is technically hardly viable, namely the excavation of a large profile through very poor quality rock mass without the division of the excavation face into sequences. Nevertheless, this engineering nonsense causes no harm to what we wish to demonstrate.)

Our task is to determine internal forces (bending moments M , normal forces N and shear forces Q) which are induced in a composite steel-concrete lining by the rock pressure. The lining is circular, installed in an excavated cross section $\varnothing=10$ m (see Fig.4). The excavation was carried out without the division into sequences. It passed through rock mass with the elastic modulus of 40 MPa and Poisson's ratio of 0.4. With the aim of limiting the number of parameters affecting the result, we consider the rock mass as an elastic environment.

The lining is a composite steel-concrete structure according to Figure 5 (to be compared with Fig. 3). The concrete part of the lining is of green B25-grade sprayed concrete with $R_d = 4.6$ MPa. It is 35cm thick; the elastic modulus is 10 MPa. The Drucker-Prager plasticity surface with the cohesion of 730kPa and angle of internal friction of 55° is prescribed. The tension in concrete is excluded.

The steel part consists of the I-profile 20cm high. The cover of the flange on the rock mass side is 10cm thick; the cover on the opposite side is 5cm thick. The flanges are 20cm wide and 2cm thick. The web is 1cm thick. The steel strength is 205MPa. The plasticity surface is of the von Mises type.

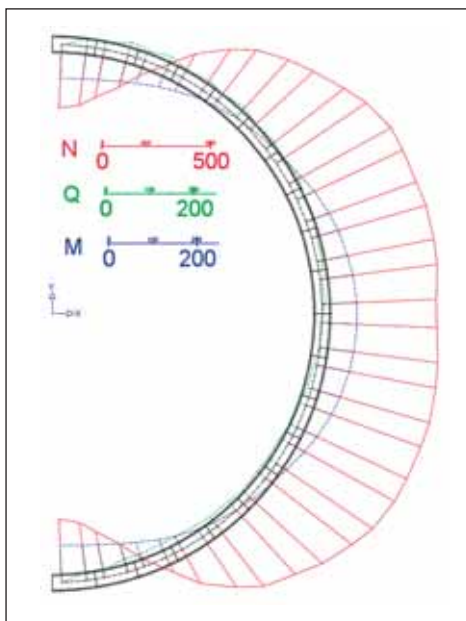
The calculation of internal forces in the lining was carried out for three different problems:

Calculation 1: The lining is elastic. The full coupling applies (in the meaning that both normal and shear stresses act on the contact between steel and concrete).

Calculation 2: The lining is elasto-plastic, the full coupling applies.

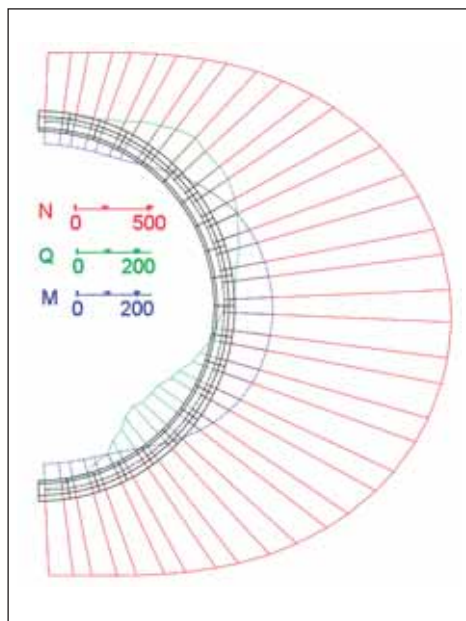
Calculation 3: The lining is elasto-plastic, the partial coupling applies. It means that only normal stresses act on the contact between concrete and steel, while shear stresses are zero. It is a simulation of the situation where the bond between steel and concrete is broken. The breaking of the bond makes slipping of the parts of the lining against each other possible.

The results of the calculation, the internal forces M , N , Q , which were obtained separately for the two components of the composite structure, are graphically presented in Figures 6 through 11. The internal forces are obtained (see Fig. 1 and Fig. 2 respectively) by means of the integration along the



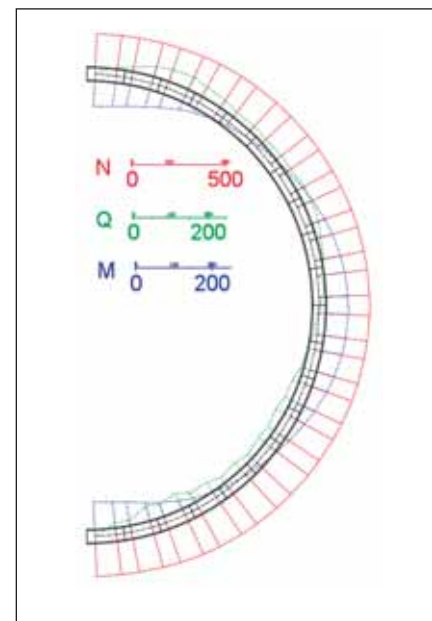
Obr. 9 Výpočet 2 (ostění je elastoplastické, sprážení úplné): Vnitřní síly v ocelové části ostění

Fig. 9 Calculation 2 (the lining is elasto-plastic; full coupling): Internal forces in the steel part of the lining



Obr. 10 Výpočet 3 (ostění je elastoplastické, sprážení částečné): Vnitřní síly v betonové části ostění

Fig. 10 Calculation 3 (the lining is elasto-plastic; partial coupling): Internal forces in the concrete part of the lining



Obr. 11 Výpočet 3 (ostění je elastoplastické, sprážení částečné): Vnitřní síly v ocelové části ostění

Fig. 11 Calculation 3 (the lining is elasto-plastic; partial coupling): Internal forces in the steel part of the lining

Ostění je spráženou ocelobetonovou konstrukcí podle obr. 5 (srovnej s obr. 3). Betonová část ostění je z mladého stříkaného betonu B25 o $R_d = 4,6$ MPa. Má tloušťku 35 cm. Modul pružnosti je 10 MPa. Je předepsána plocha plasticity podle Drucker-Pragera, o kohezi 730 kPa a úhlu vnitřního tření 55° . Tah v betonu je vyloučen.

Ocelovou část tvoří I-profil výšky 20 cm. Krytí jeho pásnice u hory je 10 cm, krytí na opačné straně je 5 cm. Šířka pásnice je 20 cm, tloušťka 2 cm. Stojina má tloušťku 1 cm. Pevnost oceli je 205 MPa. Plocha plasticity je Misesova.

Výpočet vnitřních sil ostění byl proveden pro tři různá zadání:

Výpočet 1: Ostění je pružné, sprážení úplné (rozuměj: na kontaktu oceli s betonem působí jak normálová, tak smyková napětí).

Výpočet 2: Ostění je pružnoplastické, sprážení úplné.

Výpočet 3: Ostění je pružnoplastické, sprážení částečné. To znamená, že na kontaktu mezi betonem a ocelí působí pouze normálová napětí, zatímco smyková napětí jsou nulová. Tím simulujeme situaci, kdy dochází k porušení přilnavosti mezi ocelí a betonem. Porušení přilnavosti umožňuje vzájemně proklouznutí částí ostění vůči sobě.

Výsledky výpočtu, vnitřní síly M, N, Q, získané odděleně pro obě složky sprážené konstrukce ostění, jsou graficky znázorněny na obr. 6–11. Vnitřní síly jsou porovnány (viz obr. 1, resp. obr. 2) integrací napětí po tloušťce ostění (tedy přes elementy 1, 2, 3, resp. 4, 5, 6, či jejich analogie). Rozdíly mezi výsledky jednotlivých výpočtů jsou evidentní.

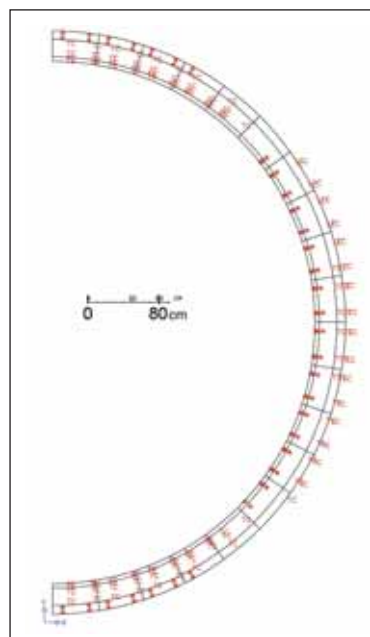
4. ZÁVĚR

Navržený model spráženého ocelobetonového ostění je umístěn do 2D. Přesto obsahuje jednotlivé své části, ocelovou i betonovou, v trojdimenzionálním zadání. Jednotlivé části jsou položeny na sebe a v důležitých uzlech elementů MKP propojeny tak, že dochází ke sprážení obou struktur. Toto sprážení může být buď úplné (když na kontaktu oceli s betonem působí jak normálová, tak smyková napětí), nebo částečné (když na kontaktu mezi betonem a ocelí působí pouze normálová napětí, zatímco smyková napětí jsou nulová).

Jak ocel, tak beton mohou být definovány jako elastoplastické hmoty, na betonu může být vyloučen tah. Je to velmi významné, neboť vyloučením tahu se mění poměr tuhostí obou částí. Následkem toho dochází k významnému transferu vnitřních sil mezi betonem a ocelí.

Vnitřní síly získáváme výpočtem pro každou část ostění zvlášť. To umožňuje samostatné posouzení částí podle příslušných norem.

ING. ALEŠ ZAPLETAL, DRSC., zapletal@metrostav.cz,
METROSTAV a. s.



Obr. 12 Výpočet 2: Plastifikace betonu. (* = plastifikovaný beton, TC = vyloučený tah (trhlina))

Fig. 12 Calculation 2: Plasticisation of concrete (* = plasticised concrete, TC = tension excluded (a crack))

It is very important because the exclusion of tension means a change in the ratio between concrete and steel rigidity values. As a result, a significant transfer of internal forces takes place between concrete and steel.

We will obtain the internal forces by calculations, separately for each part. This procedure makes separate assessment of each part according to relevant standards possible.

ING. ALEŠ ZAPLETAL, DRSC., zapletal@metrostav.cz
METROSTAV a. s.

thickness of the lining (i.e. through elements 1, 2, 3 or 4, 5, 6 or their analogies). The differences between the solutions are evident. Elasto-plastic calculations 2 and 3 are similar in their results.

4. CONCLUSION

The proposed model of the composite steel-concrete lining is carried out in the 2D system. Despite this fact, it contains parts, the steel and concrete, which are in a three-dimensional form. The individual parts are superimposed and interconnected in significant nodes of the FEM elements in a manner which guarantees that both structures are coupled. This coupling can be full (when both the normal and shear stresses are in action on the contact between the steel and concrete) or partial (when only the normal stress is in action on the contact between the steel and concrete, while the shear stresses are zero).

Both steel and concrete can be defined as elasto-plastic matters; tension can be excluded in the

LITERATURA / REFERENCES

- [1]: Klečka, T., Bouška, P., Kolísko, J.: Moduly pružnosti stříkaného betonu tunelového ostění v Praze na Černém mostě. Zpráva Kloknerova ústavu ČVUT, 1997.

TUNELY SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY ZKUŠENOSTI PO ZAHÁJENÍ RAŽBY NA STAVBĚ 513 TUNNELS ON THE PRAGUE CITY RING ROAD EXPERIENCE AFTER THE COMMENCEMENT OF EXCAVATION IN CONSTRUCTION LOT 513

PETER ŠTEFKO, LIBOR MAŘÍK

ÚVOD

Praha se stejně jako většina evropských metropolí dlouhodobě potýká s narůstající intenzitou dopravy a dopravním přetížením centra města. Řešením vzniklé situace je odlehčení vnitřních hustě osídlených částí Prahy od tranzitní a příměstské dopravy vybudováním kapacitního silničního okruhu. Celý okruh je rozdělen do 11 staveb označených čísly 510 až 520, jejichž výstavba probíhá etapovitě. Úsek okruhu mezi Vestcem a Lahovicemi je označován jako stavba 513. Směrem od Lahovic, kde navazuje na stavbu 514, trasa komunikace překračuje mostním objektem řeku Vltavu a prudce stoupá ve dvou směrově rozdělených tunelových troubách směrem od Komořan k Cholupicím. V příportálových úsecích, kde malá výška nadloží neumožňuje ražbu tunelů, probíhá jejich výstavba v otevřené stavební jámě. V úsecích s nouzovým pruhem šířky 1,5 m. Celková šířka vozovky mezi obrubníky dosahuje 9,75 m. Šířka mezi obrubníky hraje významnou roli, neboť ovlivňuje celkovou plochu výrubu, a tím i výši investičních nákladů. Z hlediska české normy ČSN 737507 určuje šířka vozovky mezi obrubníky kategorii tunelu.

Před zahájením prací získal zhotovitel stavby výsledky geotechnického průzkumu, jehož součástí byla i ražba průzkumné štol, situované ve středu kaloty jižního třípruhového tunelu (viz obr. 1). Stabilitu výrubu průzkumné štol soudkovitého tvaru o ploše výrubu 25 m² zajišťuje primární ostění ze sřítaného betonu vyztužené ocelovými sítěmi a výztužnými příhradovými rámy. Štola o světlé výšce 5,5 m a šířky 4,5 m probíhá v celé délce jižního tunelu a umožňuje větrání i odvodnění podzemního díla během výstavby.

V době přípravy textu článku byla stavební jáma na Cholupickém portále délky 85 m a hloubky až 17 m vytěžena na úroveň kaloty tunelů a na portálech vrcholily přípravy pro zahájení úpadní ražby (viz obr. 2). V jižním tunelu bylo vyraženo 106 m kaloty. V komořanské stavební jámě délky 170 m a hloubky téměř 30 m probíhaly práce na zajišťování svahů záporovým pažením a odtěžování zeminy. V jižním tunelu bylo k 15. 11. 2007 vyraženo 867 m kaloty a s odstupem cca 400 m za čelbou kaloty odtěženo 478 m jádra v levé a 488 m v pravé části tunelu.

Výstavbu tunelů v městské aglomeraci mnohdy provází řada komplikací. Nejinak tomu bylo i v případě tunelů na stavbě 513. Některé nejasnosti v záborech pozemků nutných pro výstavbu stavebních jam v kombinaci s potřebou upřesnit geotechnické poměry v místě stavební jámy Komořany a nutností upravit technické řešení zajištění stavební jámy na nově zastižené geotechnické podmínky vedly ke zdržení zahájení stavebních prací. Zpracovatel realizační dokumentace po dohodě se zhotovitelem stavby navrhl investorovi alternativní řešení, které umožnilo zahájit ražbu jižního tunelu ještě před vyhloubením portálových stavebních jam. Návrh technického řešení a zkušenosti projektanta a zhotovitele stavby po prvním roce výstavby popisuje následující text.



Obr. 1 Průzkumná štola situovaná ve středu kaloty jižního tunelu
Fig. 1 The exploration gallery found in the centre of the southern tunnel calotte

INTRODUCTION

Prague, analogously to the majority of large European cities, has been facing a long – term problem of growing intensity of traffic and congestion of traffic in the city centre. The remedy for this situation is to reduce the intensity of transit and suburban transportation in densely populated regions of Prague by means of the development of a capacity outer city ring road. The whole ring road is divided into 11 construction lots marked by numbers 510 through 520, which are built in stages. The section of the city ring road between the municipalities of Vestec and Lahovice is denoted as construction lot 513. In the direction from Vestec, where it links to construction lot 514, the route crosses the Vltava River on a bridge and steeply ascends through two dual-carriageway tunnel tubes from Modřany toward Cholupice. There are cut-and-cover sections in the pre-portal sections, where also the small height of the overburden does not allow the construction of tunnels by mining methods. The New Austrian Tunnelling Method (NATM) was designed for the sections with suitable geotechnical conditions. The longitudinal gradient of the tunnels requires a three-lane profile with the kerb-to-kerb width of 11.75m to be used for the ascending southern tunnel tube, while a double-lane profile with a 1.5m wide emergency lane is required for the opposite direction, i.e. the descending northern tube. The total kerb-to-kerb width reaches 9.75m. The kerb-to-kerb width plays a significant role because it affects the total excavated cross-sectional area, where also the total investment cost. Czech standard ČSN 737507 stipulates that the tunnel category is determined according to the kerb-to-kerb width.

The contractor obtained the results of a geotechnical survey before the commencement of the work. Part of the survey was also the excavation of a geotechnical exploration gallery. The position of the gallery within the southern (three-lane) tunnel cross section was in the centre of the top heading (see Fig. 1). The stability of the exploration gallery excavation (a barrel-shaped cross section, the excavated cross-sectional area of 25 m²) was provided by a primary lining consisting of shotcrete, mesh and lattice girders. The gallery with the net height of 5.5m and net width of 4.5m runs throughout the length of the southern tunnel; it makes the ventilation and drainage of the underground working during the construction possible.

At the time when this paper was being prepared, the excavation of the construction trench at the Cholupice portal (85 long and up to 17m deep) was completed to the level of the calotte of the tunnels; preparation operations for the commencement of the downhill excavation culminated at the portals (see Fig. 2). The southern tunnel had 106m of the top heading excavation completed in the direction from Cholupice. The slopes of the 170m long and nearly 30m deep Komořany construction trench were supported by soldier beam and lagging walls and the excavation proceeded. As of 15.11.2007, the length of 867m of the top heading was completed in the southern tunnel, with the bench excavation proceeding at a distance of about 400m from the top heading face, using the staggered sequence for the left side and right side of the tunnel (the advance lengths of 478m and 488m respectively).

Tunnel construction in an urban concentration is often connected with many complications. The case of the tunnels of construction lot 513 did not differ. Some unclear details regarding the right of way necessary for the construction of construction trenches, combined with the need for the adjustment of the information on geotechnical conditions in the location of the Komořany portal construction trench, and the necessity for the modification of the design for the stabilisation of the construction pit with respect to newly encountered geological conditions resulted in a delay in the works commencement. The author of the design of means and methods (the detailed design), with the contractor's approval, submitted a design alternative, which allowed the builders to start the southern tunnel excavation before the completion of the portal construction trenches. The design of means and methods and the designer's and contractor's experience after the initial year of the construction are described in the following text.

GEOTECHNICAL CONDITIONS – ASSUMPTIONS AND REALITY

While geotechnical conditions play some role only in terms of the design for the stabilisation of slopes of construction trenches and the foundation design in the case of cut-and-cover sections of tunnels, the rock mass represents a building material which contributes, together with the lining, to the overall loading capacity of the lining-ground system in the case of tunnels driven using the NATM. The forecast of the rock mass behaviour during the tunnel excavation and throughout the 100-year life of the tunnel significantly influences the overall design of means and methods of



Obr. 2 Pohled na Cholutický portál a stavební jámu

Fig. 2 A view of the Cholutice portal and the construction trench

GEOTECHNICKÉ POMĚRY – PROGNOZA A SKUTEČNOST

Zatímco v případě hloubených úseků tunelů hrají geotechnické poměry roli pouze z hlediska návrhu zajištění stability svahů stavebních jam a způsobu založení objektů, u tunelů ražených pomocí NRTM představuje horninový masiv stavební materiál, který se spolu s ostěním podílí na celkové únosnosti systému ostění – hornina. Prognóza chování horninového masivu během ražby tunelu i po celé stoleté období životnosti tunelu výrazně ovlivňuje celkový návrh způsobu zajištění stability výrubu, technologický postup výstavby a s tím související výši investičních nákladů. Výsledky geotechnického průzkumu představují jeden z hlavních podkladů pro návrh technologických tříd výrubu. Geotechnický průzkum proto v předchozích stupních projektové dokumentace zahrnoval vrtný průzkum, geofyzikální průzkum i geotechnická sledování prováděná v průzkumné štoli, jejíž efektivnost bývá v souvislosti s použitím flexibilní NRTM často zpochybňována, a to zejména z ekonomických důvodů.

Průzkumná geotechnická štola ražená v profilu kaloty jižního tunelu poskytla řadu informací o horninách zastížených v trase tunelu i odezvě horninového masivu na ražbu štoly. Součástí geotechnického průzkumu tvořil i pokusný úsek štoly ražené v plném profilu kaloty budoucího tunelu. Termín provádění průzkumné štoly a vyhodnocení získaných výsledků časově kolidoval s termínem dokončení zadávací dokumentace stavby. Získané výsledky zohledňovala zadávací dokumentace pouze částečně, a požadovala je proto zpracovat až do realizační dokumentace. Technologické třídy výrubu navržené v realizační dokumentaci proto zcela nekorespondují s technologickými třídami výrubu navrženými v zadávací dokumentaci. Rovněž zajištění zejména portálových svahů stavebních jam se v realizační dokumentaci od původního návrhu liší.

Podle prognózy stanovené v zadávací dokumentaci tvoří horninový masiv v trase tunelu pevné horniny letenského souvrství charakteristického flyšovým vývojem. Geotechnické parametry souvrství jemně slídnatých jílovitých břidlic, drob, křemíťkých břidlic a křemenců degraduje provrášení a silné tektonické porušení. Skalní horniny jsou ve větších hloubkách dokonale zpevněné bez průlinové propustnosti. Pukliny jsou většinou těsně sepnuté nebo vyplněné (viz obr. 3). Pouze v mocnějších polohách drob či ordovických křemenců byl avizován pohyb podzemní vody. Vlivem průzkumné štoly prováděné v předstihu došlo k částečnému odvodnění masivu a během výstavby nebyly očekávány významné přítoky podzemní vody do prostoru výrubu. Hlavní systém diskontinuit tvoří vrstevní plochy, které měly podle prognózy v případě dovrchní ražby od Komořan směrem k Choluticím zapadat do horninového masivu a příznivě ovlivňovat stabilitu čelby.

Během ražby jižního tunelu se potvrzuje předpoklad prakticky odvodněného horninového masivu. Přítoky do čelby jsou spíše ojedinělé a omezují se na lokální slabé výrony, které po čase mizí. Na způsob provádění nebo stabilitu výrubu nemají vliv. Množství vody vytékající z tunelu včetně technologické vody nepřesahuje 2 l/s. Sklon systému diskontinuit se však v průběhu ražby často mění a grafická výplň puklin způsobuje lokální nestabilitu čelby i líce nezajištěného výrubu. Proto je nutné ihned po provedení záběru provést geotechnické hodnocení čelby a navrhnout stabilizační opatření. Většinou se jedná o jehlování a strojní obtrhání uvolněných částí líce výrubu. Ve zvláště nepříznivých geotechnických podmínkách dochází k náhlému vypadávání celých bloků horniny, které by mohly ohrožovat bezpečnost pracovníků (viz obr. 4). Čelbu v těchto případech zhotovitel lokálně stabilizuje kotvením a stříkaným betonem. I přes navržená opatření dochází místy k tvorbě geologicky podmíněných nadvýrubů, které jsou za účasti investora i zhotovitele dokumentovány a zhotovitelem co nejrychleji sanovány. Jejich výskyt je spíše ojedinělý. Celkově vykazuje horninový masiv vysoký stupeň stability. Měření deformace líce výrubu po provedení záběru rychle odeznívají a nepřekračují obvykle po vyražení plného profilu tunelu 10 mm.

HLOUBENÉ TUNELY KOMOŘANY

Stavební jáma níže položeného Komořanského portálu dosahuje hloubky 29 m a délka hloubených tunelů přesahuje 170 m (viz obr. 5). Zajištění boků stavební jámy

the excavation support and the tunnel construction, thus also the investment costs. The results of geotechnical survey represent one of the principal source documents for the specification of excavation support classes. For that reason, the geotechnical survey which was carried out for the preceding design stages consisted of a drilling survey, geophysical survey and geotechnical monitoring operations performed in the exploration gallery; the effectiveness of the gallery is often cast doubt on in the context of the use of the NATM, primarily for economic reasons.

The geotechnical exploration gallery, with the alignment following the top heading of the future southern tunnel excavation, provided lots of information about the rock types encountered along the tunnel route and about the rock mass response to the gallery excavation. Part of the geotechnical survey was even a trial excavation section which where the excavated cross section was identical with the profile of the calotte of the future tunnel. The term for the excavation of the exploratory gallery collided with the term required for the completion of the tender documents. The tender documents took the results of the survey into account only partially and they required that they be incorporated into the detailed design (design of means and methods). The excavation support classes which were specified in the tender documents therefore not fully correspond to the excavation support classes specified in the final design. Even the support of slopes of the construction trenches, most of all the support of the portal slopes, which is contained in the final design differs from the original design.

According to the forecast contained in the tender documents, the rock mass found along the tunnel route consists of massive rock of the Letná Member, which is characterised by the flysch type of evolution. The geotechnical parameters of the series of strata of finely micaceous clayey shales, greywacke, quartziferous shale and quartzite are degraded by folding and heavy faulting. At greater depths, the rocks are perfectly consolidated, without intrinsic permeability. Fissures are mostly locked or filled (see Fig. 3). Movement of ground water was predicted for thicker beds of greywacke or Ordovician quartzite. The excavation of the exploratory gallery, which was carried out in advance of the tunnel excavation, resulted in partial draining of the rock mass, therefore no significant inflows of ground water to the excavated space were expected. The main discontinuity system forms bedding planes which were, in the case of the uphill excavation from Komořany toward Cholutice, expected according to the forecast to dip into the rock mass, thus favourably affect the excavation face stability.

Today, during the course of the excavation of the southern tunnel, the assumption that the rock mass was virtually completely drained is being confirmed. The inflows to the heading are rather sporadic; they are restricted to local weak blowouts, which disappear over time. They do not affect the excavation procedure and excavation stability. The discharge of water from the tunnel, including the process water, does not exceed 2 l/s. The dip angle of the discontinuity system frequently changes and the graphitic filling of fissures causes local instability of the excavation face and the walls of the unsupported opening. It is therefore necessary to carry out the geotechnical assessment of the face and propose stabilisation measures immediately after the completion of the excavation advance. The usual form of the measures is forepoling



Obr. 3 Geologické poměry na čelbě jižního tunelu

Fig. 3 Geological conditions at the excavation face in the southern tunnel



Obr. 4 Nestabilita čelby při nepříznivém sklonu vrstev

Fig. 4 The excavation face instability due to the unfavourable dipping of rock layers

je prováděno z přirozeně svahovaného předvýkopu, z jehož dna jsou prováděny piloty a záporny stabilizující spodní partie stěn jámy. I když geotechnický průzkum avizoval bázi pokrytí mělce pode dnem stavební jámy, doplňující průzkum ukázal, že písčité sedimenty naplavené v minulosti řekou Vltavou dosahují větších mocností a piloty ani záporny nelze vetknout do skalního podloží. Skutečnost, že se po celé výšce stavební jámy nachází pouze vrstva písčitých sedimentů, ovlivňovala dimenze pilot, záporů i způsob kotvení jámy. Spolu s omezenou šířkou dočasného záboru pozemků pro realizaci hloubených tunelů vedla změna geologických poměrů k úpravě způsobu zajištění stavební jámy. V rámci realizační dokumentace došlo k prohloubení svisle pažených stěn na úkor svahované části. Portálovou stěnu tvoří velkopřůměrové piloty Ø 1180 mm vrtané mimo profil tunelů, a záporová stěna prováděná nad oběma tunely. Zatímco piloty přesahují dno stavební jámy o 3,5 m, patu záporu stabilizuje železobetonový věnec spojený s mikropilotovým deštníkem z ocelových rour délky 15 m a Ø 108 mm prováděným v rozsahu kaloty nad oběma tunely. Piloty i záporny spojuje v koruně stěny v jeden tuhý celek železobetonový hlavový trám. Po výšce portálové stěny jsou piloty i záporny v pěti úrovních kotveny pramencovými kotvami přes železobetonové a ocelové převážky. Odtěžování stavební jámy probíhá po etážích, které respektují technologii provádění pažení jámy, betonáže převážek a předpinání kotví. Ve stavební jámě se v oblasti budoucího jižního tunelu nachází průzkumná štola, jejíž ostění je nutno při odtěžování jámy bourat. Hominový pilíř dosahuje na portále ražených tunelů mocnosti pouze 9,5 m, což klade zvýšené nároky pro zajištění stability díla při zahájení ražby severního i jižního tunelu.

Hloubené tunely prováděné ve stavební jámě nekorrespondují šířkovým uspořádáním s profilem navazujících ražených tunelů. Do stavební jámy zasahují připojovací a odbočovací pruhy přilehlých křižovek, což vede ke zvětšení šířky hloubených tunelů o jeden jízdní pruh. Stísněné poměry před portálem tunelu omezené mostem přes Vltavu a hloubeným tunelem délky 70 m neumožnily splnit bezpečnostní doporučení směrnice 2004/54/ES Evropského parlamentu a Rady na umístění připojovacích pruhů v dostatečné vzdálenosti před portálem. Tunely tvoří železobetonová klenbová konstrukce ostění se spodní klenbou. Celková šířka jižního hloubeného tunelu přesahuje 21 m, severního pak 16 m. Minimální tloušťka ostění ve vrcholu klenby severního tunelu činí 600 mm, u jižního se vzhledem k rozpětí klenby a výšce zpětného zásypu zvětšuje na 800 mm až 1000 mm v místě největší výšky nadloží. Vzhledem ke snižující se mocnosti nadloží směrem k portálu tunelu a značné délce hloubených tunelů je dimenzování ostění z ekonomických důvodů provedeno po úsecích, kde dochází ke změně tloušťky ostění i stupně vyztužení. Oba hloubené tunely, chránící průnik podzemní vody „deštníky systém“ pláštové fóliové izolace umístěné v oblasti klenby tunelu.



Obr. 6 Bourání ostění průzkumné štoly v oblasti jámy Cholutice

Fig. 6 The demolition of the exploration gallery lining in the area of the Cholutice construction trench



Obr. 5 Pažení stavební jámy Komořany

Fig. 5 Komořany construction trench partition

and mechanical scaling – removing of loose rock from the excavated surface. Complete rock blocks are abruptly released in the especially unfavourable geotechnical conditions, which could threaten the safety of workers (see Fig. 4). In such cases the contractor stabilises the excavation face locally by anchors and shotcrete. Despite the measures contained in the design, local, geologically conditioned overbreaks occur. They are documented in the presence of the owner and contractor and the contractor takes care of a remedy as quickly as possible. The occurrence of overbreaks is rather sporadic. In general, the rock mass displays a high level of stability. The measured deformations of the excavated surface become stable very quickly and, once the full profile excavation is completed, they usually do not exceed 10mm.

KOMOŘANY CUT-AND-COVER TUNNELS

The construction trenches for the lower, Komořany portal is 29m deep as a maximum, and the length of the cut-and-cover tunnels is over 170m (see Fig. 5). The support of the sides of the trench is installed from a pre-excavated trench, which has its sides reposing at natural slopes; piles and soldier beams stabilising the sides of lower parts of the construction trench are installed from the bottom of the pre-trench. Despite the fact that the geological survey forecast the base of the cover to be at a shallow depth under the construction trench, an additional survey showed that the sandy alluvium formed in the past by the Vltava River is thicker and neither the piles nor the soldier beams could be keyed into the bedrock. The fact that the layer of sandy sediments was the only material which is encountered throughout the depth of the construction trench affected the dimensions of the piles, soldier beams and the method of the anchoring of the walls. The change in the geological conditions, together with the limited width of the plan area of temporary works led to a change in the system of the construction trench support. Deeper vertically supported sides were designed within the framework of the design of means and methods, at the expense of the sloped portion of the trench depth. The portal wall is formed by large-profile piles Ø 1180mm, which were drilled outside the profiles of the tunnels, and a soldier beam and lagging wall, which was carried out above both tunnels. While the piles reach 3.5m under the bottom of the trench, the toes of the soldier beams are stabilised by a reinforced concrete waler, which is connected with a canopy tube pre-support. The pre-support consists of 15m long, 108mm diameter steel tubes forming an umbrella above the top headings of both tunnels. The piles and soldier beams are connected at the top of the walls by one capping piece. The portal walls are supported by five tiers of stranded anchors passing through reinforced concrete or steel walers. The excavation of the construction trench is divided into stages with the levels of benches corresponding to the needs of the technology of the installation of the retaining walls, casting of walers and pre-stressing of anchors. There is the exploration gallery in the area of the construction trench and the future southern tunnel. The gallery lining must be demolished during the course of the excavation of the trench. The rock pillar is only 9.5m thick at the portal of the mined tunnels, which places increased demands on the stabilisation of the works at the beginning of the excavation of both the southern and northern tunnel.

The cut-and-cover tunnels, which are built in an open cut, do not correspond in terms of the width arrangement to the profile of the adjacent mined tunnels. There are slip lanes and turning lanes of neighbouring intersections which are found in the layout of the construction trench. For that reason, the width of the cut-and-cover tunnels is greater by one lane. The conditions in front of the tunnel portal, which are constrained due to the existence of a bridge over the Vltava River and the 70m long cut-and-cover tunnel, did not allow the designer to meet the safety recommendations of the Directive of the European Parliament and of the Council No. 2004/54/ES for the location of slip lanes to be at a sufficient distance before portals. The tunnels are reinforced concrete lining structures with upper vaults and inverted arches. The total width of the southern and northern cut-and-cover tunnels exceeds 21m and 16m respectively. The minimum thickness of the lining in the crown of the northern tunnel lining is 600mm, while an increased 800mm up to 1000mm thickness is required for the southern tunnel lining with respect to the span of the vault and the increasing height of the backfill. Because of the height of the overburden, which decreases toward the tunnel portal, and the considerable length of the cut-and-cover tunnels,

HLOUBENÉ TUNELY CHOLUPICE

Prostorové poměry na Cholupickém portále nejsou tak stísněné, jako na komořanské straně a stavební jámu lze částečně provést svažováním severního svahu jámy v přirozeném sklonu 1,5 : 1 se zajištěním stability svahu tyčovými kotvami a vrstvou stříkaného betonu se sítí. Pouze na jižní straně jámy vyžadují místní poměry stěnu jámy zapažit záporovým pažením o světél výšce 6 m až 9 m. Záporu IPE 360 vrtané s roztečí 2 m a vetknuté 2 m do skalního podloží stabilizují lanové kotvy aktivované přes ocelové převázky. Mezi záporami jsou instalovány dřevěné pažiny o tloušťce 100 mm. Portálovou stěnu tvoří stejně jako v případě Komořanského portálu velkopřůměrové piloty a ocelové záporu. Práce na stavební jámě započaly vrtáním záporu a pilot v květnu 2007 s následnou betonáží ztužujícího hlavového trámu portálové stěny. Následovalo odtěžování stavební jámy po etapách a osazování a předepínání pramencových kotev v jednotlivých kotevních úrovních na portálové stěně a jižní záporové stěně. Rozpojování probíhalo bez použití trhačích prací a jedinou komplikací představovalo bourání primárního ostění průzkumné štoly (viz obr. 6). Oba hloubené tunely navazují bez změny tvaru vnitřního líce ostění přímo na profil ražených tunelů. Pouze dimenze ostění se oproti raženým tunelům u hloubených tunelů zvětšuje ze 400 mm na 600 mm.

SPECIFIKA RAŽENÝCH ÚSEKŮ TUNELŮ

Již při návrhu primárního ostění tunelu a technologického postupu ražby musí projektant zohlednit dispoziční řešení definitivního ostění tunelu. Koncepce tunelů vychází z délky bloku betonáže definitivního ostění 12 m. V úsecích ražených tunelů poblíž obou portálů vyžadují geotechnické poměry rychlé uzavírání spodní klenby tunelu. V úsecích dále od portálu je použit příčný profil bez uzavření spodní klenby a horní klenba spočívá na patkách. Návrh technologických tříd výrubu tuto skutečnost zohledňuje. Úsek ražený v technologické třídě výrubu 5a určené do nejhorších geotechnických podmínek má délku určenou jako násobek délky bloku betonáže definitivního ostění. Pokud to geotechnické podmínky v trase díla dovolí, lze i technologickou třídu výrubu 5a provádět v úpravě bez spodní klenby. V dalších úsecích již není spodní klenba použita a rozhraní mezi jednotlivými technologickými třídami výrubu není vázáno na rozhraní mezi bloky betonáže definitivního ostění. Další úpravy standardně navržených technologických tříd výrubu vyžaduje situování tunelových propojek, výklenků pro osazení skříní SOS, požárního hydrantu a výklenků čištění boční tunelové drenáže.

Pro potřeby výstavby zavádí realizační dokumentace kromě staničení hlavní trasy uváděné v km i tunelové staničení v tunelových metrech (TM). Jedná se o staničení s nulou umístěnou na Komořanském portále ve staničení hlavní trasy km 9,045 stoupající ve směru dovrchní ražby od Komořanského k Cholupickému portálu. Tunelové staničení na rozdíl od staničení hlavní trasy umožňuje snadnou identifikaci konkrétního místa v severním i jižním tunelu a omezuje tak vznik chyb během výstavby na minimum. Po ukončení stavby pozbývá tunelové staničení na významu a pro potřeby objednatele jsou veškeré údaje převedeny zpět do staničení hlavní trasy.

Délka ražených úseků jižního a severního tunelu není totožná. Oba tunely leží ve směrovém oblouku. Zatímco osa jižního tunelu tvoří rovnoběžku k ose hlavní trasy, osa severního tunelu se v prostoru Komořanského portálu od osy hlavní trasy nejprve odklání, v dalším úseku probíhá rovnoběžně s osou hlavní trasy a před portálem Cholupice se opět k ose hlavní trasy přibližuje. Tím je na většinu délek ražených úseků tunelu zajištěna dostatečná vzájemná vzdálenost obou tunelových trub.

Rozdělení tunelu na bloky betonáže definitivního ostění stejné délky vede ke standardizaci konstrukčního řešení a ovlivňuje technické řešení dalších stavebních objektů i provozních souborů technologického vybavení tunelu. Kromě polohy propojek a výklenků ovlivňuje blokové schéma definitivního ostění i polohu kanalizačních a kabelových šachet, spárořez vozovky, umístění svítidel nouzového osvětlení a chrániček pro kabely vedené v definitivním ostění tunelu k jednotlivým zařízením. Jako základní byl při návrhu blokového schématu zvolen vzhledem k paralelnímu průběhu osy tunelu s osou hlavní trasy jižní tunel. Délka raženého úseku tunelu je beze zbytku rozdělena na bloky délky 12 m. Bloky betonáže atypické délky se v jižním tunelu nevyskytují. Polohu únikových tunelových propojek určují požadavky na bezpečnost provozu v tunelu a v tunelech se jich nachází celkem 8. Osa tunelové propojky odpovídá vždy ose bloku betonáže. Vhodnou úpravou polohy portálů, situováním tunelových propojek a vedením trasy jižního tunelu se podařilo vytvořit blokové schéma severního tunelu pouze pouze s 8 atypickými bloky betonáže, přičemž největší komplikací při vytváření blokových schémat obou tunelů představuje situování tunelových propojek.

Z hlediska ražby tunelu definují základní pravidla pro zajištění stability výrubu a technologický postup výstavby technologické třídy výrubu. Projektant realizační dokumentace analyzoval stávající znalosti o horninovém masivu v trase tunelů a provedl návrh technologických tříd výrubu pro oba tunely. Realizační dokumentace obsahuje pro každý tunel v souladu se zadávací dokumentací 3 technologické třídy výrubu označované 3, 4 a 5a. Technologická třída výrubu 5a je určena do nejtěžších geotechnických podmínek a obsahuje i modifikaci pro ražbu pod ochranou mikropilotového deštníku od obou portálů. Další dvě třídy pak definují způsob zajištění stability výrubu a technologický postup výstavby

the structural analysis of the lining was carried out economically, separately for several sections, which differ in the thickness and the reinforcement content. Both cut-and-cover tunnels are protected against infiltration of ground water by an "umbrella type" waterproofing system, with the membrane covering the tunnel vault.

CHOLUPICE CUT-AND-COVER TUNNELS

The spatial conditions at the Cholupice portal are not so much constrained as those on the Komořany side; the construction trench can be partially excavated with the northern side sloped at a natural gradient of 1.5 : 1 and the slope stabilisation provided by rod anchors, a sprayed concrete layer and steel mesh. The local conditions require that only the southern side of the trench be stabilised by a 6m to 9m high soldier beam and lagging wall. The soldier beams (IPE 360 sections), which are inserted in boreholes drilled at 2m spacing, 2m deep in the bedrock, are stabilised by cable anchors, which are activated through steel walers. Timber lagging 100mm thick is installed between the soldier beams. The portal wall consists of large-profile piles and steel soldier beams; it is the same system as that used at the Komořany portal. The work on the construction trench started by the drilling for soldier beams and piles in May 2007, followed by the casting of the capping piece on the portal wall. The subsequent operations consisted of the excavation of individual benches of the construction trench and installation and pre-stressing of the cable anchors at the individual anchoring levels on the portal wall and the southern soldier beam and lagging wall. The ground disintegration was carried out without a need for blasting operations; the only complication was the breaking of the primary lining of the exploration gallery (see Fig. 6). Both cut-and-cover tunnels link to the profile of the mined tunnels directly, without changing the shape of the internal contour of the lining. Only the dimension of the cut-and-cover tunnel lining is changed, compared with the mined tunnels; it is increased from 400mm to 600mm.

SPECIFICS OF MINED TUNNEL SECTIONS

As early as the primary tunnel lining and excavation procedure design phase, the designer must take into consideration the spatial arrangement of the final lining of the tunnel. The concept of the tunnels is based on the length of a casting block of the final lining, which is to be 12m. In the sections of the mined tunnels which are near the portals, the geotechnical conditions require quick closing of the tunnel invert. In the sections which are at a greater distance from the portals, a cross section without the closing by invert is used; the vault is supported by footings. The specification of excavation support classes takes this fact into consideration. The length of the section where the excavation passes through excavation support class 5a, which is designed for the worst geotechnical conditions, was determined as a multiple of the final lining casting block length. Where the geotechnical conditions along the tunnel route allow it, even excavation support class 5a can be without invert. The invert is not used in the subsequent sections and the interfaces between individual excavation support classes are not bound to the interfaces between the final lining casting blocks. Other modifications of the typical excavation support classes are required for locations with cross passages, recesses for SOS cabins, fire hydrants and recesses provided for the purpose of cleaning side drains running along the tunnel sides.

To satisfy the needs of the tunnel construction, the detailed design introduced a system of chainage measured in tunnel metres (TM) in addition to the chainage system established for the main route. The zero chainage of the TM system is at the Komořany portal, at the main route chainage of km 9.045, rising in the direction of the uphill excavation from the Komořany portal toward the Cholupice portal. As opposed to the main route chainage, the tunnel chainage makes easy identification of a particular location in the southern or northern tunnel possible, thus it keeps the number of errors made during the construction at a minimum level. When the construction is completed, the tunnel chainage will lose the importance and all data will be converted to follow the main route chainage system.

The lengths of the mined sections of the southern tunnel and northern tunnel are not identical. Both tunnels are on a horizontal curve. The centre line of the southern tunnel is parallel with the horizontal alignment of the main route, whereas the centre line of the northern tunnel diverts in the area of the Komořany portal, runs parallel to the main route in the next section and returns close to the horizontal alignment of the main route before the Cholupice portal. This design ensures a sufficient distance between the two tunnel tubes along the major part of the mined tunnel sections lengths.

The division of the tunnel into final lining casting blocks with equal lengths leads to the standardisation of the structural design and affects the engineering solution of other structures and tunnel equipment systems. In addition to the locations of cross passages and recesses, the block scheme of the final lining affects the locations of sewerage manholes and cable shafts, the joints layout, locations of the emergency lighting luminaries and cable ducts in the lining leading to individual fittings. The southern tunnel was chosen as the basic tunnel for the block scheme design with respect to the horizontal alignment of the tunnel, which is parallel with the alignment of the main route. The length of the mined section of the tunnel is divided into aliquot, 12m long parts. Atypically long casting blocks do not exist in the southern tunnel. The locations of escape cross passages are determined by the requirements for the tunnel operation safety; there are 8 escape cross passages in the tunnels. The centre line of each cross passage is always in the middle of the particular casting block. By properly adjusting the locations of the portals, locations of the cross passages and the horizontal alignment of the southern tunnel, the designer managed to create a block scheme for the northern tunnel containing only five atypical casting blocks; the most serious complication which was encountered during the work on the block schemes was the determination of the locations of the cross passages.



Obr. 7 První úderý bouracího kladiva při zahájení ražby ze štolý

Fig. 7 Initial blows by the impact hammer on the commencement of the excavation from the gallery

v lepších geotechnických podmínkách. Pro ověření geotechnických podmínek byla v předstihu před ražbou tunelu vyražena v ose jižního tunelu průzkumná štolá. Projektant štolý nalezl její optimální polohu v profilu kaloty. Počva štolý se nachází v úrovni 3,35 m nad úrovní niveletu tunelu a světlá výška dosahuje 5,5 m. Šířka štolý 4,5 m umožnila bezproblémový pohyb mechanismů, neumožnila však jejich vzájemné míjení při provozu ve štolě. Proto jsou ve štolě po cca 200 m navrženy výhybny jednostranným rozšířením profilu štolý do profilu kaloty budoucího tunelu. V jednom úseku došlo v rámci geotechnického průzkumu k vyražení pokusného výrubu v plném profilu kaloty budoucího tunelu s počvou v úrovni počvy průzkumné štolý.

Při návrhu technologických tříd výrubu jižního třípruhového tunelu zohlednil projektant realizační dokumentace polohu průzkumné štolý a pokusil se maximálně využít jejich rozměrů při úpravě tvaru příčného řezu tunelu. Limitujícím faktorem bylo výškové vedení trasy tunelu i celková plocha výrubu ovlivňující rozsah prováděných prací, a tím i výši investičních nákladů. Po dohodě se zhotovitelem s ohledem na nasazenou mechanizaci došlo ke zvětšení výšky kaloty na 6,6 m za cenu prohloubení její počvy na úroveň 2,25 m nad niveletu tunelu, tj. 1,1 m pod počvou průzkumné štolý. Nadvýšený rub primárního ostění tunelu odpovídal teoretickému líci primárního ostění štolý, aby bylo možno výztužné rámy a síť ostění tunelu umístit pod primární ostění štolý. Odchyly a tolerance provádění primárního ostění štolý směrem do profilu však mnohdy vedly k nutnosti demolice stropu štolý. Rovněž využití jednostranných výhyben jako součásti primárního ostění tunelu se ukázalo jako nereálné. Pokusný výrub plného profilu kaloty se podařilo díky dobrým geotechnickým podmínkám v daném úseku zachovat a zakomponovat do primárního ostění tunelu. Průzkumná štolá snížila objem výrubu kaloty při šířce výrubu v počvě kaloty 16,4 m a výšce kaloty 6,6 m z 85 m² jen na cca 60 m². Plocha výrubu jádra dosahovala při výšce výrubu 3,56 m až 57 m². V technologické třídě výrubu 5a se spodní klenbou tvořil třetí část vertikálního členění profil počvy o ploše 25 m². Plocha výrubu největšího profilu se spodní klenbou dosahuje po odečtení plochy výrubu průzkumné štolý více než 140 m² včetně průzkumné štolý pak 165 m². Plocha výrubu jižního tunelu bez spodní klenby dosahuje 113 m², resp. 138 m² včetně plochy průzkumné štolý.

Zadávací dokumentace poprvé v České republice umožňuje variovat jednotlivé prvky zajištění stability výrubu bez nutnosti měnit smluvní cenu za běžný metr tunelu vyraženého v určité technologické třídě výrubu a v určitém intervalu. Samozřejmě v určitém intervalu, který v případě ražených tunelů stavby 513 představuje 20 % od smluvní ceny. Pokud úprava jednotlivých prvků zajištění stability výrubu (kotvy, jehly, tloušťka primárního ostění, výztužné síť a rámy atd.) nevede k odchylce od smluvní ceny o více než 20 %, není zhotovitelem nárokováno zvýšení či snížení investičních nákladů a k úpravě může dojít po dohodě odpovědných zástupců objednatele a zhotovitele přímo na stavbě. Až v případě, že rozsah úprav vede k odchylce od smluvní ceny větší než 20 %, dojde k její úpravě. Systém se blíží rakouskému způsobu hodnocení podle ÖNORM B2203 s tím, že nejsou jednotlivé prvky zajištění stability výrubu hodnoceny bodově, ale přímo podle smluvní ceny. Nové posuzování změn způsobu zajištění stability výrubu během výstavby otevírá prostor k operativnímu rozhodování podle skutečně zastížených geotechnických podmínek, což je jeden z hlavních principů NRTM. V době přípravy článku probíhala jednání o zvětšení profilu severního tunelu. Proto jeho parametry neuvádíme.

ALTERNATIVNÍ ZPŮSOB ZAHÁJENÍ RAŽBY JIŽNÍHO TUNELU

V úvodu popsané komplikace oddalovaly termín zahájení ražeb obou tunelů. Proto zpracovatel realizační dokumentace navrhl po dohodě se zhotovitelem alternativní způsob zahájení ražby jižního třípruhového tunelu, který byl následně předložen objednateli k odsouhlasení. Návrh spočíval v provedení rozšíření profilu průzkumné štolý na plný profil kaloty tunelu a zahájení ražby z vytvořeného nárazí uvnitř horninového masivu. Odtěžování rubaniny a doprava materiálu do podzemí probíhaly přes průzkumnou štolu. Jako

Regarding the tunnel excavation, the basic rules for the securing of the excavation stability and the excavation procedure are defined by excavation support classes. The designer who carried out the detailed design (design of means and methods) analysed the pieces of knowledge of the rock mass along the tunnel route and specified the excavation support classes for both tunnels. The design of means and methods contains, in agreement with the tender documents, 3 excavation support classes, which are marked as classes 3, 4 and 5a. Excavation support class 5a is intended for the most difficult geotechnical conditions; it even contains a modification for the excavation using canopy tube pre-support to be installed from both portals. The specification for the other two classes define the excavation support system and excavation procedure for better geotechnical conditions. An exploration gallery following the centre line of the southern tunnel was driven for the purpose of the verification of the geotechnical conditions. The designer found the optimum alignment for the gallery. In the cross section, the gallery is found within the tunnel top heading profile, with the bottom at a height of 3.35m above the tunnel bottom. The net height of the gallery reaches 5.5m. The width of the gallery allowed trouble-free movement of tunnelling equipment, but it did not allow machines to pass along one another in the gallery. For that reason there are passing bays in the gallery, which are provided every 200m by enlarging the gallery profile on one side, to the profile of the future tunnel calotte. In one section of the tunnel, a trial excavation was carried out, with the full cross section of the future tunnel top heading and the bottom identical with the exploration gallery bottom level.

When the specification of excavation support classes for the southern, three-lane tunnel was being developed, the author of the final design made allowance for the position of the exploration gallery within the tunnel cross section and attempted to use its dimensions for the benefit of the shape of the tunnel cross section. The limiting factor was the vertical alignment of the tunnel and the total excavated cross-sectional area, which affected the volume of the works and the investment costs. After discussions with the contractor, with respect to the tunnelling equipment to be used, the top heading height was increased to 6.6m by lowering of its bottom to the level of 2.25m above the tunnel bottom, i.e. 1.1m under the bottom of the exploration gallery. The overcut outer surface of the primary lining of the tunnel corresponded to the theoretical inner surface of the primary lining of the gallery so that the lattice girders and steel mesh could be installed beneath the primary lining of the gallery. However, deviations of the primary lining of the gallery causing its protrusion into the tunnel excavated cross section frequently required demolition of the gallery lining. The use of the one-sided passing bays as parts of the primary lining of the tunnel also showed unrealistic. Owing to the good geotechnical conditions in the given section, the trial top heading full-face excavation was preserved and incorporated into the primary lining of the tunnel. The exploration gallery reduced the volume of the top heading excavation (16.4m wide at the top bottom and 6.6m high) to a mere 60m² area. The excavated cross-sectional area of the bench reached up to 57m² (at the excavation height of 3.56m). In excavation support class 5a with invert, there was a third part in the vertical excavation sequence. It was the invert with the excavated cross sectional area of 25m². The cross-sectional area of the largest tunnel profile with the invert reaches, after the deduction of the exploration gallery cross section, over 140m²; if it is together with the exploration gallery profile, it makes up 165m². The excavated cross-sectional area of the southern tunnel without the invert reaches 113m², or 138m² without the exploration gallery area.

It has been for the first time in the Czech Republic that a contractor is permitted by tender documents to vary individual elements of the excavation support system without a necessity for changing the contractual unit price for a meter of the tunnel excavated through a particular excavation support class. Of course, it is so within a certain interval, which is 20% of the contractual price in the case of the mined tunnels of construction lot 513. If the modification of the individual elements of the primary support system (anchors, needles, primary lining thickness, steel mesh, lattice girders etc.) does not result in a deviation from the contractual price exceeding 20%, the contractor does not require an increase (or decrease) in the investment cost and the modification can be agreed between the authorised representatives of the owner and contractor directly on site. Only when the extent of modifications results in a deviation from the contractual price greater than 20% will the contractual price be changed. The system is very similar to the Austrian method of the assessment according to ÖNORM B2203, with a difference in the assessment of individual elements of the excavation support system: they are assessed directly according to the contractual price, not by points. The new approach to the assessment of the excavation support system during the course of the construction opens the space for an operative decision-making process taking into consideration the actually encountered conditions, which is one of the main NATM principles. There were negotiations in progress at the time of the preparation of this paper regarding the enlargement of the northern tunnel cross section. For that reason we do not present the parameters of this tunnel.

ALTERNATIVE PROCEDURE FOR THE COMMENCEMENT OF THE SOUTHERN TUNNEL EXCAVATION

The complications which were described in the introduction delayed the date of the commencement of the excavation of both tunnels. For that reason, the author of the detailed design proposed, after discussions with the contractor, an alternative procedure for the commencement of the excavation of the southern, three-lane tunnel, which was subsequently submitted for approval to the owner. The proposal was based on the idea of enlarging the exploration gallery cross section to the full profile of the tunnel top heading and starting the excavation from a point of attack to be established inside the rock massif. The muck was removed and materials were supplied through the exploration gallery. The first one-sided passing bay in the gallery, which was located at the tunnel chainage TM 250, i.e. about 80m beyond the

optimální místo pro zahájení ražeb byla využita první jednostranná výhybná štoly situovaná do tunelového metru TM 250, tj. cca 80 m za stěnou Komořanského portálu. Alternativní zahájení ražby bylo navrženo ve 2 variantách. První varianta předpokládala po rozšíření profilu výhybny dovrchní ražbu směrem k Cholupickému portálu. Druhá varianta předpokládala po vytvoření dostatečného manipulačního prostoru v podzemí dovrchní ražbou kaloty směrem k Cholupickému portálu dočasné zastavení ražby. Provedení zpětné ražby směrem ke Komořanskému portálu až na vzdálenost cca 6 m od portálové stěny by umožnilo vyrazení první tunelové propojky do severního tunelu ve staničení TM 215 a otevření dalšího pracoviště s možností ražby dvoupruhového tunelu. Po zvážení výhod a nevýhod obou variant vybral zhotovitel pro realizaci první variantu. Hlavním důvodem pro výběr varianty byla omezená kapacita průzkumné štoly jako dopravní cesty pro obsluhu dvou podzemních pracovišť v každém tunelu a zákaz odtěžování rubaniny průzkumnou štolou přes Cholupický portál. V realizační dokumentaci představoval alternativní návrh pouze variantní řešení technologického postupu prací. Technologické třídy výrubu i standardní technologické postupy výstavby zůstaly zachovány.

Ražba jižního tunelu byla zahájena dne 2. 4. 2007 rozšířením výhybny průzkumné štoly (viz obr. 7). Nedostatek prostoru omezoval zpočátku výkony a ražba probíhala v technologické třídě výrubu 5a s modifikací bez spodní klenby. Délka záběru v kalotě se pohybovala do 1 m. Primární ostění výhybny štoly zasahovalo do profilu tunelu a muselo být po jednotlivých záběrech odstraněno. Rychlost ražby se pohybovala do 1 m za den. Po vytvoření dostatečného manipulačního prostoru a zlepšení geotechnických podmínek ve větší vzdálenosti od portálu se výkony zvyšovaly až na 2 záběry kaloty za den s průměrnou rychlostí ražby 4,2 m/den (max. 5,4 m/den). I když celkově vykazoval horninový masiv vysokou stabilitu, docházelo při prodlužování délky záběru k nežádoucím nadvýrubům způsobeným lokálním vypadáním bloků horniny po plochách diskontinuit, a to jak na lici výrubu, tak z čelby (viz obr. 4).

Po vyrazení 700 m jižního tunelu lze konstatovat, že i přes jistá omezení způsobená stísněným prostorem průzkumné štoly jako dopravní komunikace umožnilo alternativní řešení zahájit ražbu tunelu před dořešením problémů v oblasti tunelových portálů a odtěžením stavebních jam. Během dovrchní ražby tunelu od Komořanského portálu došlo k vytěžení stavební jámy Cholupice na úrovni kaloty tunelů, navrtání mikropilotových dešťníků, betonáží ochranných železobetonových věnců a přípravě portálu pro zahájení úpadní ražby. Odtěžování stavební jámy Komořany probíhá po etapách s ochranným cílkem po obvodu průzkumné štoly. Po zahájení úpadní ražby od Cholupického portálu bude dovrchní ražba dočasně přerušena a po demolici ostění štoly stavební jáma Komořany dotěžena na úrovni kaloty obou tunelů. Následně lze zahájit dovrchní ražbu obou tunelů i od Komořanského portálu.

VÝZNAM PRŮZKUMNÉ ŠTOLY PRO RAŽBU TUNELU

NRTM patří k metodám, které dokáží operativně reagovat na skutečně zastížené geotechnické podmínky a optimalizovat postup výstavby i způsob zajištění stability výrubu. Nutnost provádění průzkumných štol v souvislosti s NRTM proto patří k často pokládaným otázkám a vede mnohdy k bouřlivým diskusím. Proto nebudeme hodnotit ekonomickou stránku věci a zaměříme se na vliv průzkumné štoly pouze z pohledu zhotovitele, jehož úkolem je realizace podzemního díla.

Poloha průzkumné štoly v ose tunelu v profilu kaloty se ukázala jako optimální jak z hlediska provádění výrubu a jeho stability, tak z hlediska provádění trhačích prací. Nepřesnosti v provádění primárního ostění štoly vedly mnohdy k nutnosti bourání ostění i v přístropí tunelu (viz obr. 8). Větší nadvýšení profilu by sice vyžadovalo vyplnění případného prostoru mezi lícem ostění štoly a rubem ostění tunelu stříkaným betonem, nosná funkce ostění by však zůstala zachována. Primární ostění štoly by mělo být vzhledem k dočasné funkci slabě vyztuženo, aby následná demolice nepředstavovala časové ztráty. Jedná se



Obr. 8 Bourání ostění průzkumné štoly v přístropí kaloty

Fig. 8 Demolition of the exploration gallery lining in the top heading crown

Komořany portal wall, was used as the optimum place for the commencement of the tunnel excavation. Two variants of the alternative commencement of the excavation were prepared. The first variant expected an uphill excavation toward the Cholupice portal to start once the profile of the passing bay has been enlarged. The other variant assumed that the excavation would be temporarily suspended after a sufficient manoeuvring space had been created in the underground by the uphill excavation of the top heading toward the Cholupice portal. A counter excavation toward the Komořany portal, up to a distance of 6m of the portal wall, would have made the excavation of the first cross passage to the northern tunnel at chainage TM 215 and establishing of a point of attack allowing the excavation of the double-lane tunnel possible. Taking into consideration advantages and disadvantages of both methods, the contractor chose the former alternative for the realisation. The main reason for the choice of this alternative was the limited capacity of the exploration gallery which was to become the transport route for the servicing of two underground workplaces (partial headings) in each tunnel, and a ban on the removal of muck via the exploration gallery through the Cholupice portal. In the detailed design, the alternative proposal represented only a variant of the technological procedure of the works. The excavation support classes and the standard means and methods of excavation remained unchanged.

The excavation of the southern tunnel started on 2.4.2007 by operations enlarging the exploration gallery to the dimensions of the passing bay (see Fig. 7). A lack of space limited the outputs at the beginning; the excavation passed through excavation support class 5a, with the modification without invert. The advance per cycle was up to 1m. The primary lining of the passing bay protruded into the tunnel profile and had to be removed after the individual advances. The excavation advance rate was up to 1m per day. Once a sufficient manoeuvring space had been created and the geotechnical conditions had improved (at a greater distance of the portal), the outputs improved reaching even two top heading advance rounds per day, with the average advance rate of 4.2m per day (maximum 5.4m/day). Despite the fact that the rock mass displayed high stability, undesired overbreaks occurred in the cases of extended lengths of the excavation rounds; rock blocks locally slipped down along discontinuity surfaces, both from the excavated tunnel surface and the excavation face (see Fig. 4).

After the completion of 700m of the southern tunnel excavation it is possible to state that, despite some restrictions associated with the constrained space in the exploration gallery, the alternative design made it possible for the tunnel excavation to start even though the solution to the problems in the area of the tunnel portals has not been concluded and the construction trenches excavation has not been completed. The excavation of the construction trench at the Cholupice portal to the tunnel top heading floor level was finished and the installation of the canopy tube pre-support, casting of the reinforced concrete capping pieces and preparation of the portal for the commencement of the downhill excavation were performed during the course of the uphill excavation of the tunnel from the Komořany portal. The excavation of the construction trench Komořany is being carried out in stages, with a protective layer of untouched rock left around the exploration gallery circumference. When the downhill excavation from the Cholupice portal starts, the downhill excavation will be temporarily suspended; the Komořany construction trench excavation will be completed to the level of the top headings of both tunnels only after the demolition of the gallery lining. The uphill excavation of both tunnels from the Komořany portal can be resumed subsequently.

IMPORTANCE OF THE EXPLORATION GALLERY FOR THE TUNNEL EXCAVATION

The NATM belongs among the methods which are able to operatively respond to the actually encountered geotechnical conditions and optimise the construction procedure and the means and method of the excavation support. The necessity for the driving of exploration galleries in the context of the NATM therefore belongs among frequently asked questions and it many times leads to wild discussions. For that reason we are not going to assess the economic side of the problem; we are going to focus on the effect of the exploration gallery purely from the viewpoint of a contractor, whose task is to carry out the underground works.

The position of the alignment of the exploration gallery following the top heading profile proved to be optimum both in terms of the excavation execution and stability and in terms of the blasting operations. Inaccuracies in the construction of the primary lining of the gallery often resulted in the necessity for the demolition of the lining, even in the tunnel crown (see Fig. 8). On the one hand, larger overcutting of the profile would have required the filling of the potential space between the inner surface of the gallery lining and the outer surface of the tunnel lining with shotcrete; on the other hand, the load-bearing function of the lining would have remained unspoiled. The reinforcement of the primary lining of the gallery should be weak, with respect to the temporary function of the lining, so that the subsequent demolition does not cause time losses. This is primarily possible by the replacement of steel mesh by steel wire reinforced shotcrete or replacement of steel anchors by glassfibre reinforced plastic anchors. Once the gallery lining had been removed, the loosened rock mass was easier to excavate, both in weaker layers using a tunnel excavator and in harder layers using the drill and blast method. The explosion energy was focused toward the free space formed by the gallery, which fact made the use of effective drill patterns and more considerate manner of rock disintegration possible.

Owing to the properties of the rock mass along the tunnel route, no significant deterioration of the properties of the rock mass in the tunnel surroundings which is usual, for example, in an environment formed by clay or deterioration prone rocks or soils, took place. In general, the excavation was stable, with the vectors of displacement not exceeding 10mm. The gallery acted as a stabilising element in the longitudinal direction. It was possible in a case of need, in an unstable environment,

zejména o nahrazení výztužných sítí drátkobetonem nebo ocelových kotev sklolaminátovými. Po demolici ostění štoly umožňoval rozvolněný horninový masiv snazší odtěžování jak v měkčích polohách tunelovým bagrem, tak v tvrdších polohách za použití trhacích prací. Energie výbuchu směřovala do volného prostoru štoly, což umožňovalo návrh efektivních vrtných schémat a šetrnější rozpojování horninového masivu.

Vzhledem k vlastnostem horniny v trase tunelu nedocházelo vlivem ražby štoly k výraznému zhoršení vlastností masivu v okolí výrubu, jak tomu bývá např. v prostředí jílu nebo hornin či zemin náchylných k degradaci. Výrub byl celkově stabilní s vektory deformace do 10 mm. Štola působila v podélném směru jako stabilizující prvek. V případě nutnosti by bylo možné provést v nestabilním prostředí opatření vedoucí ke zlepšení horninového masivu v předstihu před provedením záběru. Vzhledem ke kvalitě horninového masivu tato možnost nebyla doposud využita.

Ražbou štoly došlo k částečnému odvodnění horninového masivu a omezení přítoků vody do výrubu tunelu na minimum. Ke snížení hladiny podzemní vody při ražbě vlastního tunelu došlo s ohledem na dobu výstavby a puklinovou propustnost horninového masivu v každém případě. Nízké přítoky podzemní vody rovněž souvisí s mimořádně suchým létem v roce 2007, kdy v celé lokalitě poklesla hladina sledovaných studní až o několik metrů, a to nezávisle na oblasti ovlivněné přítomností průzkumné štoly, resp. ražbou tunelu.

Průzkumná štola pozitivně ovlivňuje možnost větrání podzemních pracovišť po dobu výstavby a tvoří další unikovou cestu v případě krizových situací. V případě třípruhového tunelu umožnila zahájení ražby v předstihu před odtěžením stavebních jam portálových úseků tunelu.

Využití primárního ostění jednostranných výhyben naráží na problém napojení výztužných rámu a sítí i přesnost provádění. Ostění jednostranných výhyben zasahovalo do profilu tunelu a přesná poloha výztužných rámu nebyla dokumentována. Proto došlo k úplné demolici ostění a jeho nahrazení primárním ostěním kaloty tunelu.

Primární ostění pokusného úseku ražby kaloty v průzkumné štolě bylo vzhledem k vyhovující poloze a dobré kvalitě horninového masivu ponecháno za cenu nemožnosti napojení výztužných rámu stávající kaloty a nově prováděného ostění v opěři, neboť jejich skutečná poloha nebyla dokumentována. Rovněž nebyl připraven styčnický prvek pro napojení rámu při osazování rámu v opěři tunelu. Na základě zkušeností lze doporučit provádění výhyben v průzkumných štolách v plném profilu kaloty a s dostatečným nadvýšením nad profilem budoucího tunelu, pokud to geotechnické podmínky dovolí. Jednostranné výhybny lze provádět buď s důsledným dokumentováním polohy výztužných rámu a možnosti jejich napojení na zbývající část ostění kaloty tunelu nebo v profilu, nebo v profilu tunelu s minimálním vyztužením ostění, aby jeho demolice nezpůsobovala problémy při ražbě tunelu. Při využití stávajícího ostění vždy zůstává otázkou stav napjatosti a rezervy únosnosti původního ostění a statické chování nového a starého ostění jako celku.

Vzhledem k tomu, že v době zpracování článku nebylo možno vyhodnotit zkušenosti z ražby severního tunelu, která bude probíhat v horninovém masivu bez přítomnosti průzkumné štoly, nelze jednoznačně posoudit vliv průzkumné štoly na stabilitu výrubu, deformační chování horninového masivu nebo přítoky vody do čelby.

Pokud nezhodnotíme ekonomickou efektivitu provádění průzkumné štoly, která však hraje zásadní roli, lze z ryze technického hlediska konstatovat, že v konkrétních podmínkách ražby jižního tunelu stavby 513 převládají při hodnocení vlivu průzkumné štoly pozitivní nad negativy.

ZÁVĚR

Provádění každého podzemního díla je originální a úspěšnou realizaci ovlivňuje mnoho faktorů. Dotěžení stavební jámy Cholutice na konci září 2007 na úroveň kaloty umožnilo zahájení úpadní ražby v obou tunelových troubách. Dopravní ražba jižního tunelu alternativním způsobem s využitím průzkumné štoly jako dopravní cesty minimalizovala časový skluz na počátku harmonogramu. Před vytěžením stavebních jam bylo vyraženo více než 800 m jižního tunelu v kalotě a 400 m v jádře. Pozitivní přístup zástupců investora i zhotovitele přispěl k překonání počátečních problémů a stavba nabírá na tempu. Při stavbě se uplatňuje v České republice dosud nepoužitý způsob oceňování ražby a způsobu zajištění stability výrubu, který umožňuje plné využití výhod NRTM. Zhotovitel postupuje při ražbě tunelu i ve ztížených podmínkách podle harmonogramu prací tak, aby byl dodržen termín uvedení stavby do provozu v roce 2010. Po dořešení situace kolem rozšíření dvoupruhového severního tunelu lze okamžitě zahájit jeho ražbu od Cholutického portálu a s krátkým časovým odstupem i od portálu Komořanského. Investorem stavby je Ředitelství silnic a dálnic České republiky, zhotovitelem sdružení SKANSKA-DS, SKANSKA-BS a Alpine Mayreder, autorský dozor provádí firma Pragoprojekt, geomonitoring pro investora zajišťuje firma Mott MacDonald, poradenskou činnost zajišťuje firma D2 Consult a realizační dokumentaci tunelových objektů zpracovává firma IKP Consulting Engineers.

ING. PETER ŠTEFKO, CSc. peter.stefko@skanska.sk, SKANSKA-BS, a. s.,
ING. LIBOR MARÍK, libor.marik@ikpce.com,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

to implement measures leading to the improvement of the rock mass ahead of the excavation face. Thanks to the good quality of the rock mass, this possibility has not been used yet.

The excavation of the gallery caused partial drainage of the rock mass and reduced the water inflows to the tunnel excavation to a minimum level. However, the water table would be lowered during the course of the tunnel excavation in any case, considering the duration of the works and the existence of the fissure type permeability of the rock mass. The low rates of ground water inflows are also attributable to the exceptionally dry summer 2007, where the water surface in the wells being monitored dropped even by several metres within the whole locality, independently of the area affected by the presence of the exploration gallery or by the tunnel excavation.

The exploration gallery positively influences the possibility to ventilate the underground spaces throughout the construction period and provides another escape route in the case of critical situations. It made the excavation of the three-lane tunnel possible before the excavation of the construction trenches for the portal cut-and-cover sections of the tunnel was finished.

The use of primary lining of the one-sided passing bays encounters a problem of the connection of lattice arches and steel mesh with those of the tunnel lining, and the problem of the accuracy of the lining installation. The lining of the one-sided passing bays protruded into the tunnel cross-section and the exact positions of the lattice girders were not documented. For that reason the lining had to be completely demolished and replaced by the tunnel top heading lining.

The primary lining of the trial section of the top heading excavation within the framework of the exploration gallery excavation was, owing to the satisfactory position of the lining and good quality of the rock mass, left untouched, at the expense of the possibility of connecting the lattice girders supporting the previous excavation (top heading) with the girders newly installed in the bench excavation due to the fact that their position had not been documented. The joint elements for the connection of the lattice girders installed during the bench excavation were also unprepared. It is possible to recommend on the basis of experience that the top-heading-full-face passing bays be constructed in exploration galleries and sufficient overcutting of the future tunnel profile be carried out if the geotechnical conditions allow it. One-sided passing bays can be constructed either with the positions of lattice girders being consistently documented and the possibility of their connection with the remaining part of the tunnel top heading lining being maintained, or in the position protruding into the tunnel profile, where the reinforcement content must be minimum so that the demolition of the lining causes no problems during the tunnel excavation. A problem to be dealt with always remains in the case of the use of the existing lining, i.e. the state of stress in the original lining, the margin of the loading capacity of the original lining and the structural behaviour of the new and old liners as a whole.

Because of the fact that it was impossible at the time of the work on this paper to assess the experience gained during the excavation of the northern tunnel, which will pass through a rock mass where no exploration gallery is present, it is not possible to unambiguously assess the influence of the exploration gallery on the excavation stability, deformational behaviour of the rock mass or inflows of water to headings.

If we disregard the economic effectiveness of the construction of the exploration gallery, which, however, plays a crucial role, it is possible from the engineering point of view to state that if we assess the influence of the exploration gallery, positives prevail over negatives in the particular conditions of the excavation of the southern tunnel of construction lot 513.

CONCLUSION

The implementation of any underground construction project is an original performance. Its success is influenced by many factors. The completion of the excavation of the Cholutice construction trench to the calotte level at the end of September 2007 made the commencement of the downhill excavation of both tunnel tubes possible. The uphill excavation of the southern tunnel by the alternative method using the exploration gallery as a transport route minimised the delay suffered at the beginning of the excavation works. Nearly 700m of the southern tunnel top heading and 400m of the bench had been excavated before the completion of the excavation of the construction trenches. The positive attitude adopted by the owner's and contractor's representatives contributed to the overcoming of the initial problems and the construction work is gaining momentum. The method of the excavation cost estimation and determination of the excavation support means and methods which has been used during the construction is original in the Czech Republic. It makes the full use of the NATM advantages possible. The contractor continues to excavate the tunnel even under worsened conditions, according to the construction schedule, so that the deadline for the construction commissioning in 2010 is met. When the situation regarding the enlargement of the double-lane northern tunnel is solved, the commencement of the excavation from the Cholutice portal will be immediately possible, to be followed with a short delay by the excavation from the Komořany portal. The project owner is the Directorate of Roads and Motorways of the Czech Republic, the contractor is a group of companies consisting of SKANSKA-DS, SKANSKA-BS and Alpine Mayreder, the consulting engineer's supervision is provided by Pragoprojekt, the geomonitoring services are provided for the owner by Mott MacDonald, consultancy services are provided by D2 Consult and the final design (design of means and methods) for the tunnel structures is carried out by IKP Consulting Engineers.

ING. PETER ŠTEFKO, CSc. peter.stefko@skanska.sk, SKANSKA-BS, a. s.,
ING. LIBOR MARÍK, libor.marik@ikpce.com,
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

1. KONFERENCE EURO: TUN 2007
1ST CONFERENCE EURO: TUN 2007

The Conference, which was focused on computational methods used in underground engineering, was held on 27 – 29 August 2007 in Austria, at the Technical University Vienna. It was one of the EU thematic conferences focused on computational methods in applied sciences (ECCOMAS). The conference was organised under the auspices of the EU, within the framework of the TUNCONSTRUCT project (Technology Innovation in Underground Construction). The conference was attended by 120 participants from 19 countries (8 from the Czech Republic); 3 exhibitors took part (inclusive of Cervenka Consulting from the Czech Republic – see Fig. 1). The guests heard 100 papers read in 3 rooms during 3 days. The majority of the papers were from Germany, Austria and Spain; 2 papers were from the Czech Republic.

Konference zaměřená na výpočetní metody v podzemním stavitelství se konala 27. – 29. srpna 2007 v Rakousku na Technické Univerzitě ve Vídni. Konference byla jednou z tematických konferencí EU zaměřených na výpočetní metody v aplikované vědě (ECCOMAS). Konference byla organizována za podpory EU v rámci projektu s názvem Inovace technologií v podzemním stavitelství (TUNCONSTRUCT). Konference se zúčastnilo přes 120 účastníků z 19 zemí (8 z ČR) a 3 vystavovatelé (včetně firmy Cervenka Consulting z ČR – viz obr. 1). Během 3 dní bylo předneseno ve 3 sálech přes 100 příspěvků. Většina příspěvků byla z Německa, Rakouska a Španělska, z ČR byly předneseny 2 příspěvky. Kromě odborné části konference zahrnovala i dva společenské večery – v historické budově Technické Univerzity a na vídeňské radnici (viz obr. 2).



Obr. 1 Výstavní stánek firmy Cervenka Consulting, s. r. o (ČR)
Fig. 1 Stand of Cervenka Consulting Company

Konference byla rozdělena na následující tematické okruhy:

Základní sekce (RS):

- RS01: Modelování materiálů
- RS02: Oddělené prvky
- RS03: Ověřování modelů a identifikace parametrů
- RS04: Konečné prvky a hraniční prvky
- RS05: Numerické metody v tunelářské praxi
- RS06: Seismika a dynamika
- RS07: Stabilita a bezpečnost

Mini symposia (MS):

- MS01: Určení sedání s nebo bez podpory čelby
- MS02: Základy návrhů založených na znalostech v podzemním stavitelství
- MS03: Mezní stav únosnosti výstroje tunelů s využitím numerických metod
- MS04: Posun k návrhům založeným na realizaci jako nástroje pro zlepšení strukturní bezpečnosti a použitelnosti ostění
- MS05: Tunely zatížené požáry
- MS07: Výpočetní modely ražby tunelů v zeminách a horninách

Více údajů o konferenci lze nalézt na webové stránce: <http://eurotun.tuwien.ac.at>

Ing. MATOUŠ HILAR, MSc., Ph.D., CEng., MICE.,
hilar@d2-consult.cz,
D2 Consult Prague, s. r. o.



Obr. 2 Společenský večer na radnici města Vídně
Fig. 2 Banquet was placed at Vienna City Hall

XIV. EVROPSKÁ KONFERENCE MECHANIKY ZEMIN A GEOTECHNICKÉHO INŽENÝRSTVÍ
XIV EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING

The 14th annual Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering was held on 24 – 27 September 2007 in the congress and exhibition palace in Madrid (Palacio de Congresos y Exposiciones de Madrid), under the auspices of the ISSMGE. The conference was prepared by an organising committee headed by Prof. Vincente Cuéllar and Prof. César Sagaseta, who used the experience gained by the Czech Geotechnical Society, which had prepared the preceding 13th annual conference in Prague. The next, 15th annual conference will be held in 2011, in Athens.

The Conference was focused on problems of geotechnical engineering in urban environments, from surveying, mapping, through foundation in urban areas or deep excavations, to underground works.

The conference attracted keen interest of the professional public. Over 315 authors from all over the world contributed to the conference proceedings, which consisted of 4 volumes weighing nearly 6 kg. Of the 831 specialist who attended the conference, 15 were from the Czech Republic.

Ve dnech 24. – 27. září 2007 se v Kongresovém a výstavním paláci v Madridu (Palacio de Congresos y Exposiciones de Madrid) konal pod záštitou ISSMGE 14. ročník konference mechaniky zemin a geotechnického inženýrství. Konference byla připravována organizačním výborem pod vedením prof. Vincenta Cuéllara a prof. Césara Sagasety, kteří využili zkušeností České geotechnické společnosti, která připravila předcházející 13. ročník v Praze. Konference se koná pravidelně 1 x za 4 roky v různých evropských městech a do Madridu se vrátila po 35 letech. Další 15. ročník konference proběhne v roce 2011 v Aténách.

Konference byla zaměřena na geotechnickou problematiku v urbanizovaném prostředí – od průzkumu, mapování, přes zakládání v městské zástavbě či hlubinné zakládání až po výstavbu tunelů. Tato témata byla rozdělena do následujících hlavních tematických okruhů:

- 1) Foundation in urban areas. Codes and standards.
- 2) Deep excavations and slopes in urban areas.
- 3) Underground works in urban areas.
- 4) Rehabilitation of buildings and Infrastructures in urban areas.

5) Ground improvement in urban areas.

6) Site investigation and mapping in urban areas.

V tematickém okruhu 3 byla prezentována řada příspěvků pojednávajících o využití podzemí a tunelů v městských aglomeracích. V případě tunelů byla pozornost věnována hlavně problematice vlivu ražby na deformace nadloží a nadzemních konstrukcí. Jedna sekce byla zaměřena na inovace v tunelovacích metodách. V rámci technického programu byla uspořádána speciální přednáška prof. M. Melise věnovaná podzemním výrubům v zeminách se zaměřením na Madrid. Vedle přednášek bylo v samostatném sále kongresového centra vystaveno 123 posterů. Za zmínku stojí i pracovní setkání technických komisí (workshop), kterých bylo celkem 9. Největší zájem byl o ERTC7 Numerické metody v geotechnickém inženýrství a TC34 Prognózy a simulační metody v geomechanice.

Konference se těšila velkému zájmu odborné veřejnosti. Tištěný sborník konference obsahuje 4 svazky vážící skoro 6 kg a přispělo do něj svými články více než 315 autorů z celého světa. Samotné konference se zúčastnilo 831 specialistů (z České republiky 15). Nedílnou součástí konference byly technické exkurze, z nichž jedna byla bohužel zrušena. Je zajímavé, že z 6 technických exkurzí byly 4 věnovány podzemním stavbám (např. tunely na rychlodráze Madrid – Valladolid, přestupní stanice Puerta de Sol). Na této konferenci se prezentovalo formou expozice 58 firem včetně české softwarové firmy FINE. Konference byla podpořena mnoha sponzory, z nichž 12 bylo hlavních – jmenujme např. firmy Liebherr, OHL, FCC či Dragados.

DOC. DR. ING. JAN PRUŠKA, pruska@fsv.cvut.cz,
ČVUT PRAHA – Fakulta stavební

11. KONGRES ISRM DRUHÉ PŮLSTOLETÍ MECHANIKY HORNIN 11TH ISRM CONGRESS „SECOND HALF CENTURY OF ROCK MECHANICS“

Two months after the successful World Tunnel Congress 2007, the jubilee 11th ISRM Congress (International Society for Rock Mechanics) was held in Lisbon. The jubilee character of the congress (the ISRM congresses are held every 4 years) was given by the fact that the 1st congress was held 40 years ago, 4 years after the foundation of the ISRM, again in Lisbon. The Congress was intended, as its title implied, to review the past activities. The scope and duration of the Congress negotiations allowed the guests to take a general view of the current state and goals of geomechanics as a scientific discipline.

Dva měsíce po úspěšném pražském tunelářském kongresu se konal v Lisabonu jubilejní 11. kongres ISRM (International Society for Rock Mechanics). Jubilejní charakter kongresu (kongresy ISRM se konají každé 4 roky) byl dán tím, že právě před 40 lety se konal v Lisabonu 1. kongres společnosti ISRM, která byla ustavena o čtyři roky dříve. I vlastní činnost ISRM je spjata s Portugalskem, neboť sekretariát společnosti sídlí po celou dobu ve vědeckovýzkumném ústavu LNEC v Lisabonu.

Kongres, jak už jeho název naznačuje, měl bilancující charakter a jeho rozsah a délka trvání umožnily získání přehledu o současném stavu a směřování geomechaniky jako samostatné vědecké disciplíny.

Hlavní témata byla, a tedy i jednotlivé sekce měly názvy:

- Cesta od popisu k modelování
- Zemětřesení a dynamika hornin
- Tunely, komory a podzemní dobývání
- Svahy, základy a lomové dobývání
- Naftové inženýrství a ukládání kyslíčnicku uhličitého

Po třech dnech jednání v sekcích následoval ještě jeden den, kdy přednášky a diskuse byly organizovány v užších tematických skupinách – např. Inovace v podzemních stavbách, Aplikace geofyzikálních metod, Údržba a opravy podzemních staveb, Aplikace laserového skenování, Horninové inženýrství a životní prostředí nebo Podzemní ukládání odpadů.

Za zmínku stojí deklarovaná, ale i dobře viditelná, spolupráce ISRM s ITA AITES, projevující se v hojné účasti odborníků z oblasti tunelování a podzemního stavitelství, které jsme potkali na kongresu v Praze. Členem předsednictva kongresu ISRM byl předchozí prezident ITA AITES Harvey Parker.

Z jednání kongresu lze vyvozovat, že mechanika hornin je dnes svébytnou vědeckou disciplínou, která se rychle rozvíjí a je úzce spjata s praktickými aplikacemi nejen v průmyslově rozvinutých zemích, ale zejména v souvislosti s rozvojem infrastruktury v jihovýchodní Asii (Čína, Indie, Japonsko). Hlavní úsilí v současné době směřuje ke zdokonalení metod matematického modelování geomechanických úloh včetně získávání a zpřesnění vstupních dat, snížení rizik a nejistot, používání geofyzikálních metod a nových technologií (laserové skenování polních dat), standardizace testovacích a zkušebních postupů. Z hlediska používaných matematických metod je stále nejrozšířenější metoda konečných prvků (FEM) a jejích variant, často kombinovaných s pravděpodobnostními přístupy vzhledem k rozptýlu vstupních dat. Za zmínku stojí rychlý nárůst používání metody PFC (particle flow code), která je základem postupů modelování tzv. syntetické horniny (SRM – synthetic rock mass), umožňující modelování materiálů, které odpovídají výsledkům laboratorních a polních zkoušek hornin (práce prof. Fairhursta et al.). Výkonná měřicí a výpočetní technika dnes již umožňuje propojit postupy získávání základních dat při průzkumu a monitoringu s jejich interpretací a využitím při matematickém modelování a projektování.

Rozsah kongresového jednání lze srovnat s pražským kongresem ITA/AITES (bylo předneseno 215 přednášek, ve sborníku bylo publikováno 320 příspěvků, posterová sekce zahrnovala několik desítek posterů), i když počet účastníků byl výrazně menší (cca 650). Srovnatelná byla také organizace celého odborného průběhu akce v moderním kongresovém centru na předměstí Lisabonu na břehu řeky Tejo. Ovšem pozice a dostupnost pražského Kongresového paláce a zejména výhled na Pražský hrad jsou dle mého názoru bezkonkurenční.

DOC. ING. RICHARD ŠŮPÁREK, sruparek@ugn.cas.cz,
ÚSTAV GEONIKY AV ČR, v. v. i.

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

ODBORNÁ EXKURZE ČBS V IRSKU CCS TECHNICAL EXCURSION IN IRELAND

The Czech Concrete Society (CCS) organises every year technical excursions in foreign countries, with the aim of mediating visits to significant concrete construction sites in a certain region for its members and other persons. While the Netherlands, Switzerland, Denmark, Scotland and Spain were visited in the previous years, the result of this year's selection was Ireland. The projects which were seen during five days comprised e.g. the Boyne bridge on the N1 motorway crossing the river of the same name, the Croke Park stadium in Dublin, the university bridge in Limerick over the Shannon River or the inventively architecturally designed building of Aras Chill Dara housing Kildare County Council. It has become a tradition that the organisers of the excursion include also tunnel structures in the program. In Ireland, three tunnels were seen (the Port Tunnel in Dublin, Limerick Tunnel and a Matière system prefabricated imbanked tunnel).

Česká betonářská společnost (ČBS ČSSI) pořádá každoročně zahraniční odborné exkurze s cílem zprostředkovat účastníkům, a to nejen z řad svých členů, návštěvu významných betonových staveb v určitém regionu. Po předchozích letech, kdy bylo navštíveno mimo jiné Nizozemí, Švýcarsko, Dánsko, Skotsko a Španělsko, připadla letos volba na Irsko. V průběhu pěti dnů byly navštíveny stavby – např. most Boyne na dálnici N1 přes stejnojmennou řeku, stadion Croke park v Dublinu, univerzitní most v Limericku přes řeku Shannon nebo originálně architektonicky pojatá budova Aras Chill Dara pro úřad hrabství Kildare. Již tradičně jsou pořadateli exkurze do programu zahrnovány i stavby tunelové. V Irsku tak byly navštíveny hned tunely tři.

PORT TUNEL V DUBLINU

Hlavní město Irska Dublin se, tak jako většina evropských metropolí, potýká s velkými dopravními problémy. Problematika je řešena systémem kapacitních komunikací. Propojení mezi dnes dramaticky se rozvíjejícím prostorem bývalého přístavu a dálničním okruhem města zajišťuje od



Obr. 1 Stavba tunelu Limerick
Fig. 1 Limerick tunnel construction

června loňského roku 4,5 km dlouhý Port Tunnel. Tunel sestává ze dvou samostatných tunelových trub se dvěma jízdními pruhy pro každý směr. Ve velmi komplikovaných geologických podmínkách byla část tunelu budována jako ražená a část hloubená (portálové úseky délky cca 1600 m a 600 m) Ražený úsek byl proveden technologií TBM v délce 2250 m ve vápencích a pro cca 350 m v balvanitém jílu bylo využito speciálně upravené soupravy TBM.

Výstavba probíhala 5 let a celková cena díla včetně všech projektových a investorských prací dosáhla 752 milionů eur.

VÝSTAVBA TUNELU LIMERICK

V současné době probíhá výstavba dálničního obchvatu tohoto západo-irského univerzitního města. Přechod řeky Shannon je podle doporučení výsledků odborných studií, a s ohledem na zásah do životního prostředí, navržen v hloubeném tunelu klenbové délky 675 m. Převážná část tunelu je prováděna metodou plavení (ponožování) za použití segmentů vybudovaných v suchém doku na kraji řeky. Celkem pět segmentů délky 100 m sestává ze dvou tunelových trub se společnou střední stěnou, s ostěním z vodonepropustného betonu.



Obr. 2 Prefabrikovaný přesýpaný tunel systému Matière u města Cahier
Fig. 2 Matière system prefabricated imbanked tunnel near the city Cahier

Výstavba prefabrikovaného přesýpaného tunelu systému Matière

Na vyřízení budované dálnice N9 s železniční tratí u města Cahier je využito prefabrikované klenbové konstrukce přesýpaného tunelu (často nepřesně nazýváno jako přesýpaný most) systému Matière CM4. Jedná se o v ČR známý systém používaný pro propustky a ekotunely, jmenovně např. tunel Dolní Újezd, skládající se ze tří prvků, dva boční stěnové segmenty se základovou patkou a horní klenbový segment. Zajímavostí je, že výstavba tunelu probíhá za provozu na jednokolejné trati pod sestavovanou klenbou ostění. Kromě možnosti prohlídky výstavby přímo na staveništi měli účastníci exkurze možnost prohlédnout si prvky systému Matière rovněž přímo při jejich výrobě ve výrobně prefabrikátů Banagher Concrete.

Návštěva tunelových staveb byla pro české odborníky jistě přínosná, lze však konstatovat, že nikoliv až tak načerpáním nových myšlenek, trendů nebo technologií, ale spíše poznáním skutečné velkorysosti investorů a projektantů při schopnosti čerpat finance z fondů EU.

Další odborná exkurze plánovaná na únor příštího roku bude do exotičtější lokality, a sice do místa, kde se staví nejen intenzivně, ale také za použití těch nejdražších a nejvyspělejších prostředků. Těšme se na poznatky z Dubaje.

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

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICE CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA (STAV K 18. 10. 2007)

TUNEL ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA (ŠPELC)

Severní tunelová trouba (STT) a Jižní tunelová trouba (JTT) tunelového úseku Královská obora jsou dvoupruhové tunely, které jsou raženy NRTM s horizontálním členěním výrubu na kalotu, opěří a dno s použitím trhacích prací. STT razí Metrostav v současné době v porušených skaleckých křemencích. Subterra, která buduje JTT, provádí ražbu tunelu v písčitéch břidlicích dobrotivského souvrství. Z hlediska přítoků do podzemního díla je situace doposud příznivější, než bylo očekáváno. Maximální přítok na čelbě zatím nepřekročil 1 l/s. K polovině října je v STT vyraženo 350 m kaloty, 200 m opěří a 16 m dna, v JTT 152 m kaloty a 16 m opěří a dna.

TUNEL STAVBY 514

Tunel stavby 514 Pražského okruhu v úseku mezi Lochkovem a Radotínem, který staví pracovníci společnosti Hochtief, výrazně překročil polovinu z celkové délky tunelů. Čelba kaloty třípruhové tunelové trouby byla obnažena již ve vzdálenosti 1100 m od portálu. Další část členěného výrubu – opěří bylo odtěženo již v délce 190 m. Dvoupruhový tunel je v ploše kaloty vyražen v délce 840 m, nižší stupeň výrubu pak v délce 580 m. Mezi oběma tunely jsou vyraženy již 3 propojky. Z dlouhého hloubeného úseku tunelových trub před Lochkovským portálem (380 m) jsou vybetonovány základové pasy pro třípruhový tunel v celé délce a 2 sekce vlastní klenby tunelu. Na souběžných základových pasech probíhá montáž formy pro hloubený dvoupruhový tunel a montáž vozu pro ošetření klenby tunelu po betonáži.

THE CZECH REPUBLIC (AS OF 18 OCTOBER 2007)

THE ŠPEJCHAR – PELC TYROLKA TUNNEL (ŠPELC)

The northern tunnel tube (NTT) and Southern tunnel tube (STT) of the Královská Obora section are double-lane tunnels which are being driven by the NATM with horizontal sequencing of the face (top heading, bench and invert), using the drill-and-blast technique. The NTT is currently driven by Metrostav a.s. through fractured Skalec quartzite. Subterra a.s., which is constructing the STT, is currently passing through sandy shale of the Dobrotiv Member. In terms of inflows to the excavation, the situation has still been more favourable than expected. The maximum inflow at the heading has not exceeded 1 l/s yet. As of mid October, 350m of the top heading, 200m of bench and 16m of invert excavation has been completed in the NTT, while 152m of top heading and 16m of bench and invert have been finished in the STT.

THE TUNNEL IN CONSTRUCTION LOT 514

The excavation of the tunnel in construction lot 514 of the Prague City Ring Road (the section between Lochkov and Radotín), which is being constructed by Hochtief a.s. employees, has passed significantly over a half of the total length of the tunnels. The face of the top heading of the three-lane tube is at a distance of 1100m from the portal. Another excavation sequence – the bench – has got 190m from the portal. The double-lane tunnel excavation has proceeded 840m in the top heading and 580m in the bench. The drives of tree cross passages have already been finished. The casting of strip foundation for the whole length of the three-lane tunnel and two sections of the tunnel vault have been finished in the 380m long cut-and-cover section of the tunnel tubes in front of the Lochkov portal. The formwork for the double-lane cut-and-cover tunnel is being

TUNEL STAVBY 513

Na tunelových objektech stavby 513 SOKP vykonávaných firmou Skanska BS, a. s., pokračujú práce na ražení třípruhové tunelové roury ze strany Komořanského portálu. V současnosti je vyražená kalota v délce 750 m a opěrky v délce 370 m. Počátkem října započaly také razicí práce na třípruhovém tunelu od Cholupického portálu.

Stavební jáma na portálu Komořany je vyhloubena v příportálové části na 3. kotevní úrovni, tj. cca 16 m pod úrovní původního terénu. V současné době se osazují kotvy 3. kotevní úrovně portálové stěny, 1. a 2. kotevní úrovně na stranách – záporových stěnách. Souběžně probíhají výkopové práce ve středu stavební jámy.

Práce na výkopu a zajištění stavební jámy Cholupického portálu pokračují výkopem na definitivní hloubku, betonáží železobetonových trámů a osazením lanových kotev ve 3. a 4. kotevní úrovni. Dokončení výkopů s kompletním zajištěním stěn stavební jámy se předpokládá do konce měsíce října.

TUNEL DOBROVSKÉHO

Na tunelu Dobrovského v Brně byly zahájeny přípravné a sáňací práce. Jedná se o městský tunel situovaný ve směru mezi Žabovřesky a Královým polem o délce tunelové trouby I 1053 m a 1060 m v případě tunelové trouby II. Trouby mají teoretickou plochu výrubu 125 m² a o ražby se dělí společnosti Metrostav (trouba I) a Subterra (trouba II). Z profilů průzkumných štol zajišťuje Subterra v těsné blízkosti Královopolského portálu těsnicí a zpevňující chemickou injektáž v nadloží tunelu. Současně probíhá zesilování ostění průzkumných štol 2a a 2b osazováním obvodových výztužných prvků HEB, které budou součástí primárního ostění velkého průřezu tunelu. Ve štole 2a bylo osazeno v metrové vzdálenosti 35 a ve štole 2b pak dokonce již 50 prvků. V průzkumné štole umístěné do průřezu tunelové trouby I jsou aplikovány pouze injektážní práce, s přestrojováním obvodových rámců Metrostav zatím nezačal.

ING. PAVEL POLÁK, polak@metrostav.cz

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNEL BŮRIK

Razenie diaľničného tunela Bôrik úspešne pokračuje a malo by byť zavŕšené prerážkou v decembri roku 2007. Tunel Bôrik s dvomi rúrami dĺžky takmer 1 km je situovaný na úseku diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce v blízkosti mesta Svit. V polovici októbra 2007 je už vyrazených takmer 500 m v oboch rúrach od východného portálu, kým na západnom portáli, kde sa začalo s razením neskôr, je vyrazených viac ako 120, resp. 90 m. Od východného portálu zároveň začali práce na betonáži sekundárneho ostenia.

VEREJNO-SÚKROMNÉ PARTNERSTVO PRI VÝSTAVBE DIAĽNIC

Vláda Slovenskej republiky sa vo výrazne väčšom zámere vrátila k myšlienke verejno-súkromného partnerstva pri výstavbe diaľnic, ktorú jej predchodcovia mali v pláne použiť pri výstavbe tunela Višňové. Podľa návrhu postupu výstavby vybranej nadradenej cestnej dopravnej infraštruktúry cez projekty verejno-súkromného partnerstva (PPP), sa predkladá aplikácia PPP na výstavbu deviatich úsekov na diaľnici D1 medzi Žilinou a Prešovom a dvoch na rýchlostnej komunikácii R1 medzi Nitrou a Tekovskými Nemcami v celkovej dĺžke 151 kilometrov. Výstavba uvedených 151 km by stála podľa predbežných odhadov použitých v štúdiu realizovateľnosti 105,7 mld. Sk bez dane z pridanej hodnoty v súčasných cenách. Súčasťou pripravovaných úsekov by boli aj tunely Ovčiarско, Višňové, Malá Fatra, Rojkov, Havran, Čebrať a Šibeník. V októbri 2007 nie je zatiaľ jasný definitívny rozsah úsekov budovaných ako PPP projekty, ministerstvo financií požaduje na základe vlastných analýz redukovať ich dĺžku a zvýšnú časť budovať tak ako doposiaľ z prostriedkov štátneho rozpočtu.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk

assembled on the parallel strip foundation and the travelling framework for the curing of the tunnel vault after the casting is being erected.

THE TUNNEL IN CONSTRUCTION LOT 513

The work on the tunnel structures of construction lot 513, which are constructed by Skanska BS a.s., continues by the excavation of the three-lane tunnel tube from the Komořany portal. Till now, a length of 750m of top heading and 370m of bench excavation have been completed. The excavation of the three-lane tunnel from the Cholupice portal started at the beginning of October 2007.

The excavation of the construction trench at the Komořany portal has reached the third anchoring level, i.e. about 16m under the original terrain surface. Currently, the anchors are being installed in the portal wall, at the 3rd anchoring level and at the 1st and 2nd anchoring level on the sides, in the soldier pile and lagging walls. The excavation in the centre of the construction trench continues simultaneously.

The work on the excavation and stabilisation of the construction trench at the Cholupice portal continues by the excavation to the final depth, casting of reinforced concrete walers and installation of cable anchors at the 3rd and 4th anchoring level. The completion of the excavation and the support of the sides of the construction trench is expected to take place by the end of October.

THE DOBROVSKÉHO TUNNEL

Preparation and stabilisation work on the Dobrovského tunnel in Brno has started. It is a twin-tube urban tunnel, which is located between Žabovřesky and Královo Pole. The tubes are 1053m and 1060m long. The theoretical excavated cross-sectional area is 125m²; the tunnel tubes will be constructed by two companies – tube I by Metrostav a.s. and tube II by Subterra a.s. Subterra a.s. is performing sealing and stabilisation chemical grouting in the tunnel overburden in the close vicinity of the Královo Pole portal, from within exploration galleries. At the same time, the lining of the exploration galleries 2 and 2b is being reinforced by the installation of HEB lining elements; these elements will become parts of the primary lining of the future tunnel. The elements are installed at one meter spacing; 35 pieces have been erected in gallery 2a and 50 pieces are in gallery 2b. The grouting is the only operation which is being performed in the gallery which was driven for the exploration for the tunnel tube I. The contractor, Metrostav a.s., has not started to install supporting frames yet.

ING. PAVEL POLÁK, polak@metrostav.cz

THE SLOVAK REPUBLIC

THE BŮRIK TUNNEL

The excavation of the Bôrik motorway tunnel successfully continues; it should be concluded by a breakthrough in December 2007. The Bôrik tunnel consisting of a pair of nearly 1km long tubes is located within the Mengusovce – Jánovce section, near the town of Svit. As of mid October, nearly 500m of the excavation from the eastern portal has been completed in each tube, while 120m and 90m excavation sections have been finished from the western portal, where the work started later. Even the work on the casting of the secondary lining has started at the eastern portal.

THE PUBLIC PRIVATE PARTNERSHIP AT MOTORWAY CONSTRUCTION PROJECTS

The government of the Slovak Republic returned in much wider a scope to the idea of the Public-Private partnership at the construction of motorways, which was planned by its predecessors to be applied to the Višňové tunnel construction. According to the process of development of a selected superior road transportation infrastructure through Public Private Partnership projects, the application of the PPP is expected to be applied to the construction of nine sections within the D1 motorway between Žilina and Prešov and two sections within fast highway R1 between Nitra and Tekovské Nemce, at a total length of 151 kilometres. According to the preliminary estimations which were used in the feasibility study, the cost of the construction of the above-mentioned 151km would amount to Sk 105.7 billion, without VAT, at current prices. Part of the sections which are being prepared would also be the Ovčiarско, Višňové, Malá Fatra, Rojkov, Havran, Čebrať and Šibeník tunnels. At the moment, in October 2007, no definite scope of the sections to be developed as PPP projects is clear; the Ministry of Finance requires, on the basis of their own analyses, that their length be reduced and the remaining part be developed using the state budget for the funding, as it has been till now.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES CZECH TUNNELLING COMMITTEE ITA/AITES REPORTS

www.ita-aites.cz

PRACOVNÍ SHROMÁŽDĚNÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES ITA/AITES CZECH TUNNELLING COMMITTEE WORKING SESSION

The autumn session of the ITA/AITES Czech Tunnelling Committee was held in the Břevnov Monastery, Prague 6, on Thursday 15th November 2007. The session was attended by 38 delegates (from 50 member organisations), 17 individual members of the Committee and 10 guests. The session was very important because of the fact that the elections of the new chairman and new board of the Committee for the 2008 – 2011 term was a part of the agenda.

The meeting was opened by Mr. Ivan Hrdina, the incumbent chairman of the CTuK, who presented the report of the Board and the Committee on their activities since the previous General Assembly.

The subsequent vote resulted again in the election of Mr. Ivan Hrdina as the Chairman of the ITA/AITES CTuK Board. Mr. Hrdina is, in addition, a member of the ITA Executive Council.

The Board which was elected for the 2008-2011 term consists of Prof. Jiří Barták, DrSc., Prof. Josef Aldorf, DrSc., Mr. Libor Mařík, Mr. Otakar Hasík, Mr. Stanislav Sikora and Mr. Václav Soukup.

Parts of the Working Session were also very successful presentations by two CTuK member organisations: Mr. Michal Zámečník, who gave a presentation of construction materials produced by BASF – Stavební hmoty ČR s.r.o.; Mr. Libor Fleischner (Promat s.r.o.), who presented the issue of fire protection of underground structures.

Podzimní pracovní shromáždění Českého tunelářského komitétu ITA/AITES se konalo ve čtvrtek 15. listopadu 2007 v Břevnovském klášteře v Praze 6. Zúčastnilo se 38 delegátů z 50 členských organizací, 17 individuálních členů komitétu a 10 hostů.

Důležitost jeho jednání byla mimořádná, protože na programu byla podle usnesení z valného shromáždění komitétu, které se konalo v květnu t. r., volba nového předsedy a představenstva komitétu pro funkční období 2008 až 2011. Navíc se předsednictvo ČTuK na svém jednání v září 2007 rozhodlo předložit na pracovním shromáždění k projednání návrh změny stanov komitétu z hlediska „hlasovacího“ pořádku.

Jednání zahájil předseda ČTuK Ing. Ivan Hrdina, který přítomné srdečně uvítal a následně přednesl zprávu o činnosti předsednictva a komitétu od posledního valného shromáždění.

Za hlavní aktivitu komitétu označil dokončení **vyhodnocení ITA/AITES WTC 2007**, který se konal v květnu 2007 v Praze, a to z hlediska odborného, organizačního a z hlediska ekonomického. Základní údaje o WTC 2007 lze stále najít na: www.wtc2007.org.

Poznamenal, že ČTuK i organizační výbor obdrželi řadu pochvalných vyjádření nejen od zahraničních účastníků. Kongres byl určitě úspěšný po všech stránkách. Takové je také hodnocení kongresu ze strany bývalého i současného předsedy ITA Mr. Harvey Parkera a Mr. Martina Knightse i celé exekutivy ITA.

Ing. Hrdina poděkoval všem členům ČTuK, kteří se aktivně podíleli na přípravě i zajištění průběhu kongresu. V této souvislosti navrhl, aby do usnesení z pracovního shromáždění bylo zapracováno ocenění iniciativy a práce, kterou vykonal předseda organizačního výboru Ing. Georgij Romancov. Byl to on, kdo přišel s myšlenkou ucházet se o konání kongresu v Praze v roce 2007 a hlavně pro tuto myšlenku dovedl přesvědčit řadu váhajících členů komitétu i jeho předsednictva. Z jeho iniciativy se zrodil skutečný úspěch českého podzemního stavitelství a všech, kteří se v této oblasti angažují.



Obr. 1 Účastníci pracovního shromáždění ČTuK ITA/AITES, které se konalo ve čtvrtek 15. listopadu 2007 v historických prostorách Břevnovského klášteře v Praze 6

Fig. 1 Attendees of the ITA/AITES CTuK Working Session, which was held on 15th November 2007 on historical premises of the Břevnov Monastery in Prague 6

K ekonomickému vyhodnocení kongresu Ing. Hrdina uvedl, že k 14. 10. 2007 byla zpracována neauditovaná účetní uzávěrka, kterou v pondělí 12. listopadu 2007 projednala rada Sdružení WTC 2007. Na základě tohoto jednání lze počítat s neauditovaným ziskem ve výši 3 598 tis. Kč. Toto číslo musí být ještě potvrzeno probíhajícím auditem, který provádí nezávislá auditorská firma. Po jeho dokončení bude provedeno vrácení vkladů a výplata podílu na zisku členům Sdružení WTC 2007.

K dalším aktivitám ČTuK Ing. Hrdina uvedl:

- časopis Tunnel je obecně dobře hodnocen, roste i počet odběratelů, ale bylo by potřebné, aby možnost publikovat články a příspěvky do jeho rubrik využíval širší okruh členů komitétu;
- konference Podzemní stavby 2010 Praha – její příprava bude věcí nového předsednictva, které by mělo využít úspěch WTC 2007 k zvýšení její mezinárodní prestiže;
- v dalším období chce komitét podporovat vzdělávací akce, práci pracovních skupin, vydat další svazek edice Dokumenty ČTuK zaměřený na stříkaný beton a organizovat odborné zahraniční zájezdy na tunelové stavby.

V dalším průběhu Ing. Hrdina, který je členem exekutivy ITA/AITES, informoval o jejím jednání, které se konalo 2. až 4. listopadu 2007 v Madridu.

Dále delegáti rozhodli o změně stanov komitétu. Pro hlasování o změně stanov, pro volby předsedy a představenstva, pro hlasování o rozpočtu komitétu a jeho vyhodnocení bude nadále počet hlasů jednotlivých členů komitétu diferencován podle jejich zařazení do členských kategorií podle následující tabulky:

Členská kategorie	Počet hlasů
A – Velká dodavatelská organizace	10
B – Malá dodavatelská organizace	7
C – Velká inženýrská organizace	7
D1 – Malá inženýrská organizace	5
D2 – Malá inženýrská organizace	5
E – Škola, instituce	5
F – Jednotlivec	1
G – Důchodce, student	1

Tím se zohlední rozdílný ekonomický a odborný přínos členů komitétu. Pro ostatní hlasování platí nadále, že každý člen má jeden hlas.

Pracovní shromáždění dále zavázalo nové předsednictvo, aby do jarního valného shromáždění připravilo celkovou revizi stanov, které by měly lépe odpovídat současné době a trendům činnosti komitétu.

Volby nového předsednictva a předsedy ČTuK pro období 2008 až 2011

Členové ČTuK do stanoveného termínu 15. 10. 2007 navrhli jednoho kandidáta na předsedu komitétu, a to Ing. Ivanu Hrdinu, dosavadního předsedu ČTuK.



Obr. 2 Nově zvolené předsednictvo ČTuK pro období 2008 až 2011. Zleva: Ing. Stanislav Sikora, Ing. Otakar Hasík, prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., Ing. Václav Soukup, předseda ČTuK ITA/AITES Ing. Ivan Hrdina, prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc. a Ing. Libor Mařík

Fig. 2 The newly elected CTuK Board for the 2008-2011 term. From the left: Mr. Stanislav Sikora, Mr. Otakar Hasík, Prof. Jiří Barták, DrSc., Mr. Václav Soukup, Mr. Ivan Hrdina, the chairman of the CTuK, Prof. Josef Aldorf, DrSc. and Mr. Libor Mařík

Kandidátů do předsednictva navrhli 14, z nichž 3 navržení kandidaturu nepřijali (Ing. Matouš Hilar – D2 Consult Prague s. r. o., Ing. Drahomír Janíček – Minova Bohemia s. r. o. a Ing. Georgij Romanov, CSc., Metroprojekt Praha a. s.).

Volby proběhly podle přijaté změny stanov a jejich výsledek oznámil Ing. Petr Vozarik, předseda volební komise (jejími dalšími členy byli Ing. Ludvík Šajtar – Satra s. r. o. a Ing. Drahomír Janíček – Minova Bohemia s. r. o.).

Předsedou ČTuK ITA/AITES byl opět zvolen Ing. Ivan Hrdina, který získal 244 hlasů z celkového možného počtu hlasů přítomných delegátů 252 hlasů, což je 96,8 %.

Výsledky voleb do předsednictva ČTuK ITA/AITES

1. Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. (ČVUT – FS Praha) – obdržel 229 hlasů;
2. Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc. (VŠB TU Ostrava) – obdržel 210 hlasů;
3. Ing. Libor Mařík (IKP Consulting Engineers s. r. o.) – obdržel 179 hlasů;
4. Ing. Otakar Hasík (Metroprojekt Praha a. s.) – obdržel 154 hlasů;
5. Ing. Stanislav Sikora (VOKD a. s.) – obdržel 134 hlasů;
6. Ing. Václav Soukup (Metrostav a. s.) – obdržel 122 hlasů;

7. Ing. Jan Vintera (Subterra a. s.) – obdržel 107 hlasů;
8. Ing. Petr Mičunek (OHL ŽS a. s.) – obdržel 106 hlasů;
9. Ing. Martin Srb (D2 Consult Prague s. r. o.) – obdržel 105 hlasů;
10. Ing. Jiří Smolík (individuální člen) – obdržel 95 hlasů;
11. Ing. Zdeněk Krček (Mapei s. r. o.) – obdržel 21 hlasů.

Členy předsednictva pro období 2008 až 2011 byli tedy zvoleni: Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc., Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc., Ing. Libor Mařík, Ing. Otakar Hasík, Ing. Stanislav Sikora a Ing. Václav Soukup.

Součástí pracovního shromáždění byly také velmi zdařilé prezentace dvou členských organizací ČTuK, které se navíc podílely na zabezpečení podmínek pro jednání.

Za firmu BASF – Stavební hmoty ČR s. r. o. vystoupil Ing. Michal Zámečník a o ochraně konstrukcí proti účinkům požárů v podzemních stavbách hovořil Ing. Libor Fleischer z firmy Promat s. r. o.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,
novotny@metrostav.cz, sekretář ČTuK ITA/AITES

VÝJEZDNÍ ZASEDÁNÍ REDAKČNÍ RADY ČASOPISU TUNEL AWAY MEETING OF THE EDITORIAL BOARD OF TUNEL MAGAZINE

This year's away meeting of the Editorial Board of Tunnel magazine, which is published by the ITA/AITES Czech Tunnelling Committee jointly with the ITA/AITES Slovak Tunnelling Association, was held on 4th through 6th October 2007. The members of the WTC 2007 Scientific Board were also invited to the trip. The places remaining to the planned number of 35 persons were offered to the ITA/AITES Czech Tunnelling Committee member organisations. After the Editorial Board meeting itself, which was held in the morning on 4.10.2007 in Ostrava, the participants set off for Poland.

In Poland, the first visit was made to the Silesian University of Technology in Zabrze. They received warm welcome at the Faculty of Organisation and Control from Prof. Dr. hab. Ing. Andrej Karbownik, the Dean of the faculty and the Chairman of the Editorial Board of „Budownictwo gornicze i tunelowe“ magazine, and Dr. Ing. Ryszard Zylinski, the Vice-Chairman. The meeting was focused on the present and future of tunnel engineering in Poland. The next destination was Wieliczka near Krakow and a tour of the world-famous salt-mine. On their way home, the participants visited Auschwitz II concentration camp near Oswietim.

Je již tradicí, že redakční rada časopisu Tunnel pořádá každý rok jedno výjezdní zasedání. Je vždy spojeno s odborným programem (účast na konferenci, exkurze na podzemní stavbu ať provozovanou, nebo teprve budovanou).

Letošní (tj. v roce 2007) se výjezdní zasedání konalo ve dnech 4. až 6. října 2007 a směřovalo do Polska. K účasti na cestě byli přizváni především členové vědecké rady WTC 2007 a další místa do plánované kapacity 35 osob byly nabídnuty členským organizacím Českého tunelářského komitétu ITA/AITES.

Vlastní jednání redakční rady proběhlo ve čtvrtek 4. 10. 2007 v Ostravě v hotelu Sport Club od 20:00 hod. do 23:00 hod. Oproti běžnému programu, tj. zhodnocení předchozího a příprava následujícího čísla časopisu, projednala redakční rada za účasti přizvaných hostů ediční plán časopisu na rok 2008. V této souvislosti apelovala na všechny budoucí autory, aby dodržovali termíny uzávěrek jednotlivých čísel a věnovali řádnou péči přípravě grafických příloh v elektronické podobě. Opakuje se totiž stále stejný nešvar – autoři převážnou např. situaci nebo podélný profil z projektové dokumentace a nevezmou na vědomí, že po zmenšení do velikosti vhodné pro tisk bude většina legendy nebo i celý obrázek nečitelný. Proto je nutné takové přílohy nejprve upravit a pak je teprve předat do redakce vypálené na CD včetně otisku ve velikosti, v jaké bude přibližně tištěn v časopise.

Vše by bylo v pořádku, kdyby autoři dodržovali pokyny pro přípravu a předávání článků do časopisu Tunnel (viz www.ita-aites.cz/časopis).

V Polské republice účastníci cesty nejprve navštívili Slezskou polytechniku v Zabrze. Zde je na Fakultě organizace a řízení přivítali prof. Dr. hab. Ing. Andrej



Obr. 1 Snímek ze setkání na Fakultě organizace a řízení Slezské polytechniky – vpravo prof. Dr. hab. Ing. Andrej Karbownik, děkan fakulty a předseda redakční rady časopisu „Budownictwo gornicze i tunelowe“, vlevo prof. Josef Aldorf, DrSc., z VŠB TU Ostrava
Fig. 1 A picture from the meeting at the Silesian University of Technology – for the right: Prof. Dr. hab. Ing. Andrej Karbownik, the Dean of the faculty and the Chairman of the Editorial Board of „Budownictwo gornicze i tunelowe“ magazine; for the left: Prof. Josef Aldorf, DrSc., the VŠB TU Ostrava

Karbownik, děkan fakulty a předseda redakční rady časopisu Budownictwo gornicze i tunelowe a zástupce předsedy Dr. Ing. Ryszard Zylinski. Setkání bylo zaměřeno na současnost a budoucnost tunelového stavitelství v Polsku. Podrobnou informaci přednesl Dr. Ing. Ryszard Zylinski. Zmínil starší tunelové stavby, mezi které dnes již patří 14 km jediné trasy metra ve Varšavě. Z plánovaných tunelových staveb ve Varšavě uvedl 910 m dlouhý tunel pro teplovod pod řekou Vislou, městský automobilový tunel pod královským palácem a 820 m dlouhý hloubený tunel v podzemních stěnách podél řeky Visly. Samozřejmě se také stále uvažuje o druhé trase metra ve směru východ – západ.

Z dalších staveb zmínil plánovaný tunel v Krakově a tunel pod zálivem ve Svinouzce (tunel by měl spojit rozdělené části města a nahradit pomalé přívozy).

Dalším cílem byly solné doly ve Veličce. Prohlídka této výjimečné přírodní i technické památky všechny účastníky nadchla. Během skoro 4 hodiny trvajícího pobytu v podzemí prohlédli řadu historických komor, překopů, sestoupili do hloubky 130 m, prohlédli podzemní muzeum a poobědvali v podzemní restauraci vybudované v nově vyhloubené komoře Budryka v solném ložisku.

Po noclehu v Krakově a jeho ranní prohlídce se účastníci při zpáteční cestě zastavili v koncentračním táboře Auschwitz II u Osvětimi. Zrůdnost nacistického režimu si zde všichni uvědomili zvláště naléhavě.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,
novotny@metrostav.cz
sekretář ČTuK ITA/AITES



Obr. 2 Účastníci cesty při prohlídce solných dolů ve Veličce u Krakova
Fig. 2 Participants in the tour of salt mines in Wieliczka near Krakow

POZVÁNKA NA 13. MEZINÁRODNÍ SEMINÁŘ

Zpevňování, těsnění a kotvení horninového masivu a stavebních konstrukcí 2008

Termín a místo konání: 21. – 22. února 2008

Ostrava, nová aula VŠB-TU Ostrava v Ostravě – Porubě

Témata semináře: ■ nové poznatky z oblasti materiálů a technologií pro zpevňování a těsnění horninového masivu a stavebních konstrukcí ■ zkušenosti z realizací v roce 2007 v oblastech hornictví, podzemním a pozemním stavitelství ■ problematika stabilizačních opatření při ražení podzemních děl v zastavěných územích ■ těsnění podzemních konstrukcí proti vodě

Kontakt: Hana Sedlářová, katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava

L. Poděště 1875, 708 00 Ostrava-Poruba

Tel.: +420 596 991 943, Fax: +420 597 321 944, E-mail: Hana.Sedlarova@vsb.cz