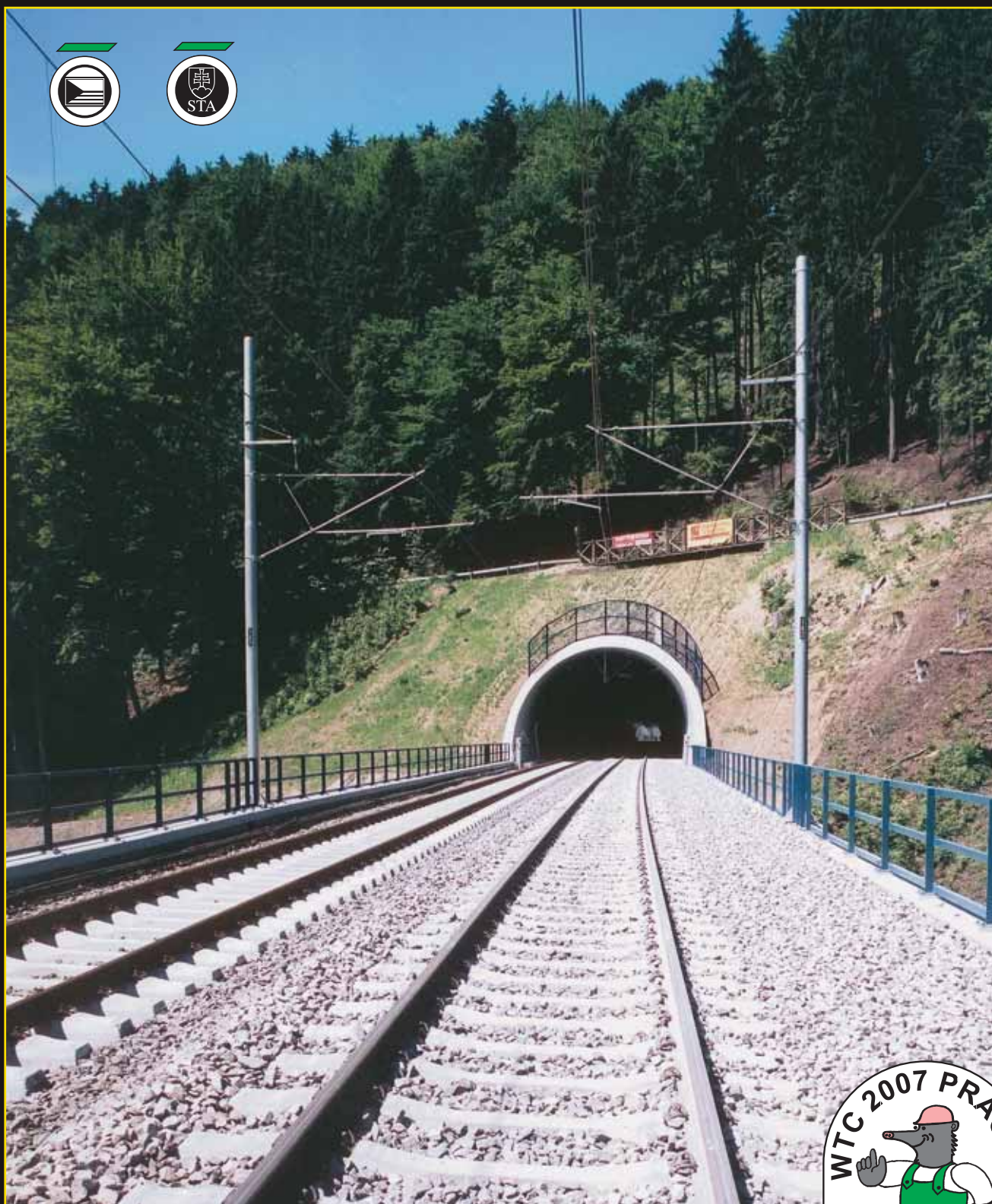


Tu nel

č. 3
2006

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



EDITORIAL

Kým sme mali na Slovensku iba jeden cestný tunel, tunely nám ani veľmi nechýbali. Teraz, keď sme ich začali budovať, akoby nám začali aj viac chýbať. Keď je kvôli pravidelnej údržbe odstavený tunel Branisko, vie o tom celé Slovensko. A národu sa opakovane servírujú všetky záporné tunelárske praktiky, ktoré túto stavbu zaťažujú bremenom negatívne posilňovanej verejnej mienky. Nikomu sa nechce vidieť aj to, čo na tejto stavbe bolo urobene vynikajúco, napriek tomu, že to bola prvá stavba diaľničného tunela a stretli sa na nej účastníci prevažne bez predchádzajúcich skúseností.

Tunel Branisko je prvým slovenským diaľničným tunelom, i keď len s jednou rúrou s obojsmernou premávkou. Z hľadiska dopravnej intenzity je to v poriadku, jedna rúra zatiaľ postačí na viac ako pätnásť rokov. Má to však isté dôsledky. Keď sa v tuneli čokoľvek udeje, celý sa musí na určitý čas odstaviť a doprava odkloniť na pôvodnú trasu cesty I/18. A médiá sa nad tým úvahami rôzneho druhu a kvality rozplývajú. Keby bolo Branisko dvojrúrové, odstavenie jednej tunelovej rúry by nestálo za povšimnutie. Čo však v médiach často chýba, je zmienka o tom, že tunel po stavebno-technickej stránke má všetky parametre zodpovedajúce bezpečnostným požiadavkam európskeho štandardu.

Keby na Slovensku platili kauzálne vzťahy medzi prírodou (členitou morfológiou s rozsiahlymi horskými pásmami) a potrebami motoristov, Slovensko by muselo mať niekoľko desiatok tunelov. Ak ponecháme stranou tunely železničné, v cestných naše tunelové bohatstvo predstavujú dva diaľničné tunely (obidva jednorúrové) a jeden krátky cestný.

Obdobie, ktoré sme vo výstavbe tunelov za ostatným svetom zmeškali, spadá do posledných dvoch desaťročí predchádzajúceho storočia. Dôvodov bolo viac. Jedným z nich bola politická priorita uprednostnenia stavby ľahších a lacnejších úsekov základnej diaľničnej trasy. V štatistike to nabudzovalo lepší dojem, keď sa vykazovali ročné prírastky kilometrov nových diaľnic. Druhý dôvod je čiastočne naznačený už v predchádzajúcom tvrdení – tunel je najdrahšou časťou trasy. Tretí dôvod pramenil z obavy, že na projektovanie a stavbu tunelov nám chýba odbornosť a predchádzajúce skúsenosti, že na to jednoducho nemáme. Argumenty o tom, že vieme stavať a vo veľkom vieme stavať podzemné diela pre potreby ťažobného priemyslu, sa nihilizovali námietskou, že tunel je podstatne náročnejšie dielo. Tak či onak, baníci sa na stavbe diaľničných tunelov ukázali ako veľmi rýchlo rekvifikovateľná profesia.

V tomto čísle časopisu sa prezentujú zhodou okolností dva podnikateľské subjekty oslavujúce 55. výročie svojho založenia, ktoré v povojnovom období vybudovali stovky kilometrov hlavných otvákových a investičných diel základnej banskej infraštruktúry. Obidva subjekty majú spoločných predkov. Posledným z nich boli Důlní stavby, n. p., Ostrava, ale aj tie mali predchodcu, ktorého korene siahajú do hĺbky c. k. monarchie. Takže tradícii obidvoch subjektov účinkujúcich v podzemnom stavebníctve sa tu nedá uprieť ani časové trvanie, ani kvantitatívny rozmer výsledkov ich práce. Viac ako polstoročné účinkovanie v podzemí ich pripravilo na mnohé eventuality typické pre záludnosť geológie a horninového prostredia bez ohľadu na to, pre koho stavali, pod akým menom vystupovali, a kto bol, alebo bude užívateľom výsledkov ich práce.

*Ing. Jozef Frankovský,
odborný redaktor časopisu Tunel
a čestný člen STA ITA/AITES*

EDITORIAL

When we had only one road tunnel in Slovakia, we did not miss tunnels too much. Now, when we have started to build them, we seem to be missing them more and more. When the Branisko tunnel is out of service because of regular maintenance, all Slovakia is informed. And the nation is served with details of all negative tunnelling practices, which impose a burden of negatively strengthened public sentiment on this construction. Nobody is willing to see that also the excellent things which have been done on this project, despite the obstacles following from the fact that it was the first construction of a motorway tunnel and that the parties which met there mostly lacked previous experience.

The Branisko tunnel is the first Slovakian motorway tunnel, even though with a single tube with bi-directional traffic. In terms of traffic volume, it is acceptable. One tube is sufficient for the time being, meaning for more than fifteen years. But there are certain consequences of this state. Whenever whatever happens in the tunnel, it must be closed for a certain time and traffic must be diverted to the original route of the I/18 road. And the media are enthusing about it, presenting various contemplations of various quality. If Branisko had been a twin-tube tunnel, a closure of one tube would lack interest. But what is often missing in the media is a mention of the fact that, from the structural and technical point of view, all parameters of the tunnel comply with safety requirements of the European standard.

If causal relationships between nature (broken morphology with extensive mountain ranges) and the needs of motorists had been respected in Slovakia, Slovakia would have had to have several tens of tunnels. If we leave railway tunnels aside, our wealth of road tunnels consists of two motorway tunnels (both of them single-tube) and one short road tunnel.

The period of time which we missed regarding tunnel construction compared with the other world comes to the last two decades of the last century. There were several reasons for this state. One of them was the political priority to preferring projects comprising easier and cheaper sections of the basic motorway route.

It created a very favourable impression when annual increase in kilometres of new motorways was stated in statistics. Another reason is partially hinted in the previous statement, i.e. that a tunnel is the most expensive part of a route. The third reason resulted from a fear that we lacked expertise and previous experience, in simple terms that we were not up to the things. Arguments saying that we know how to build and we know on a wide-scale how to build underground structures for the needs of the mining industry were annihilated by an objection that a tunnel is much more difficult to build. One way or another, miners working on the motorway tunnel constructions showed to be a very quickly retrainable profession.

By chance, this issue of the magazine contains presentations of two entrepreneurial subjects celebrating their 55th anniversaries of the foundation, which built hundreds of kilometres of main development workings and investment works forming the basic mining infrastructure. Both of the subjects have the same ancestors. The last of them was Důlní stavby, n. p., Ostrava. But even this company had its ancestors, with the roots reaching deep into the Austro-Hungarian monarchy. Therefore neither the tradition of the two subjects performing in the field of underground construction nor the duration or the quantitative dimension of the results of their work can be denied. Their over half-century lasting presence in the underground space set them up for many eventualities and trickiness typical of geology and rock environment, no matter who was their client, what was the company name and who was or will be the end user of the results of their work.

*Ing. Jozef Frankovský,
Technical Editor of Tunel
and Honorary Member of the STA ITA/AITES*





VÁŽENÍ ČITATELIA ČASOPISU TUNEL!

Spoločnosť Skanska BS, a. s., ktorá si pripomína 55. výročie svojho založenia, je špecializovanou stavebnou spoločnosťou s bohatou históriou so zameraním na dopravné, podzemné a ekologické stavby, posilnená v súčasnosti zázemím nadnárodnej skupiny Skanska. Firemná história sa začala písať založením národného podniku BANSKÉ STAVBY v roku 1951, podnik vybudoval na Slovensku takmer všetky investičné a otvárkové banské diela. Koncom 80. rokov však nastal útlm baníctva, a ak podnik nechcel prísť o svoju kvalifikáciu v podzemnom stavebníctve, musel okamžite reagovať a poobzerať sa po uplatnení pre iné odvetvia. Začali sa preto realizovať pretlaky potrubí, podchodov, raziť vodohospodárske štôlne, budovať podzemné objekty pre vodné elektrárne a predovšetkým dopravné tunely.

S blížiacim sa novým usporiadaním Európy si vedenie firmy približne pred štyrmi rokmi uvedomilo, že nesmie zmeškať blížiaci sa vlak pričlenenia Slovenska do Európskej únie a s tým súvisiaci neodvratný proces globalizácie. Úsilie získať strategického partnera vyústilo do akvizíčného procesu, ktorého výsledkom bolo včlenenie do koncernu Skanska. Integrovaný proces v rokoch 2003–2004 vyvrcholil zmenou obchodného mena spoločnosti (s platnosťou od 1. 1. 2005) na Skanska BS, a. s. Zároveň spoločnosť rozšírila svoju sortimentovú orientáciu o dopravné stavby, a tak v súčasnosti v rámci divízie Dopravné stavebníctvo ponúka kompletné služby v oblasti dopravného, podzemného a ekologického stavebníctva na Slovensku.

Naša tunelová história sa nezačala písať na Slovensku, ale na tuneloch v Nemecku. Prvou stavbou bol tunel Kohlberg pri Mníchove (1987–1990). Dalším bol diaľničný tunel Engelberg pri Stuttgarte a po ňom nasledovalo päť tunelov na trati rýchlejšieho železnice Kolín nad Rýnom – Frankfurt nad Mohanom. Pracovali sme aj na tuneloch Göggelsbuch, Berg Bock, Bernhausen, Berg Bock a Rennsteig.

Tridsať rokov sme vykonávali razičské práce v antracitovej bani Ibbenbüren.

K prácam v zahraničí pribudli v rokoch 1999–2004 tunelové stavby v Slovinsku (železničný – Stanjevci a diaľničné – Trojane, Dekani a Kastelec). Náš presah do arabského sveta predstavoval tunelový privádzač vody v AL ROUJ v Sýrii a cestný tunel Wadi Muddiq to Gillay v Spojených arabských emirátoch.

Tunelárske skúsenosti získané v zahraničí sme na domácom teritóriu prvýkrát uplatnili na stavbe diaľničného tunela Branisko (1997–1999). Stavba zahrňovala razenie prieskumnej štôlne, razenie južnej tunelovej rúry od západného portálu a vyhlbenie vetracej šachty. Dalším je diaľničný tunel Sitina v Bratislave, ktorý je tesne pred dokončením a po sprístupnení verejnosti bude to prvý dvojúrovňový diaľničný tunel na Slovensku.

V zahraničí sme sa v poslednej dobe podieľali na výstavbe tunela Avigliana v Taliansku, realizovali sme betonáž podzemnej časti ČOV v meste Mariehamn vo Fínsku. Pozitívne referencie nám otvorili cestu k spolupráci s fínskym partnerom z koncernu Skanska na stavbách tunelov Orosmaki a Karnainen na diaľnici E 18 Helsinky – Turku a tunela Vuoserrasatama, ktorý tvorí časť dopravnej infaštruktúry projektu prístavu Vuosaari.

Dlhoročne pôsobíme aj na českom území v ostravsko-karvinských baniach a v súčasnosti aj na stavbe tunela 513 Vestec – Lahovice.

V sortimente ekologických stavieb sa podieľame na výstavbe kanalizácií a ČOV v B. Bystrici, P. Bystrici a Šali. Skúsenosti v podzemí sme použili aj pri týchto stavbách.

V posledných rokoch spoločnosť rozšírila svoju sortimentovú orientáciu o dopravné stavby. V Bratislave budujeme diaľničný úsek D2 Lamačská cesta – Staré Grunty, na Orave obchvat v Oravskom Podzámku, na Kysuciach cestné spojenie Nová Bystrica – Oravská Lesná. Modernizujeme železničnú trať Šenkvice – Cífer, ako aj stanice úseku Rača – Trnava. V Moravskom svätom Jáne sme v minulom roku odovzdali do užívania hraničný most cez rieku Moravu. Pre prácu v podzemí sme sa zrodili a naše nepretržité pôsobenie vyše polstoročia dokazuje, že sme pevnou a neodmysliteľnou súčasťou rodiny pracovníkov podzemného stavebníctva. Ovládli sme prakticky všetky technológie, dopĺňame technologické procesy o najnovšie poznatky.

Naše krajiny prežívajú nárast prác v celej šírke stavebníctva. Som presvedčený, že sme schopní a pripravení zvládnuť budúce projekty.

Dovoliť si na záver prezentovať myšlienku vyslovenú p. Harvey W. Parkerom, prezidentom ITA–AITES. Okrem používania najnovších poznatkov vedy a techniky musíme neustále vylepšovať predstavy o podzemných dielach nielen v očiach ľudí, ktorí majú rozhodovacie právomoci, ale aj vo verejnosti, a tak vytvoriť väčší priestor pre budúce projekty.

Vážení priatelia, som presvedčený, že skupina firiem zaoberajúca sa podzemným stavebníctvom v Českej a Slovenskej republike má za sebou nielen bohatú históriu, ale aj skvelú budúcnosť. V mene spoločnosti Skanska ďakujem za doterajšiu spoluprácu všetkým, ktorí pomohli budovať zaujímavé projekty a prajem veľa úspechov do ďalších rokov.

Ing. Miroslav Beka,

**predseda predstavenstva a generálny riaditeľ Skanska BS, a. s.
Chairman of the Board and C.E.O. of Skanska BS, a. s.**

DEAR TUNEL READERS

Skanska BS a. s., which is commemorating the 55th anniversary of its foundation, is a specialised construction company with chequered history focused on traffic, underground and environmental constructions, currently reinforced by the background provided by Skanska, a supranational company. The company history started to be written by the foundation of BANSKÉ STAVBY, national enterprise, in 1951; the company built nearly all of investment and opening mining works on Slovakia. Although, significant checks were made on mining in the late 1980s and the company, if it did not wish to lose its qualification in underground construction, had to respond by looking for opportunities to assert itself in other branches. For that reason it started to carry out pipe jacks, jacked subways, to drive water-resources galleries, to build underground structures for hydropower plants and, above all, traffic tunnels. With the new organisation of Europe in sight, the company management realised roughly four years ago that it was not allowed to miss the opportunity offered by the admission of Slovakia to the European Union and the associated unavoidable process of globalisation. The effort to find a strategic partner resulted into an acquisition process ending by the incorporation into Skanska concern. The integration process culminated in 2003–2004 by changing the company name to Skanska BS a. s. (valid since 1.1.2005). At the same time, the company expanded its assortment orientation by adding traffic structures, thus it is currently offering, through its Traffic Construction Division, complete services in the field of traffic, underground and environmental construction in Slovakia.

Our tunnelling history did not begin in Slovakia, it started in Germany. The first construction was the Kohlberg tunnel near Munich (1987 – 1990). The other tunnel was the Engelberg near Stuttgart, which was followed by five tunnels along the high-speed railway from Cologne on the Rhine to Frankfurt on Main. We also worked on the Göggelsbuch, Berg Bock, Bernhausen and Rennsteig tunnels. Our miners worked in the Ibbenbüren anthracite mine for 30 years.

The portfolio of foreign constructions was enlarged in 1999 – 2004 by adding tunnel constructions in Slovenia (the Stanjevci railway tunnel and the Trojane, Dekani and Kastelec motorway tunnels). Our expansion to the Arabian world was represented by the AL ROUJ water supply tunnel in Syria and the Wadi Muddiq to Gillay tunnel in the United Arab Emirates.

We were able to utilise the tunnelling experience gained abroad for the first time in our country on the Branisko motorway tunnel construction (1997 – 1999). The works comprised the exploration gallery drive, the southern tunnel tube drive from the western portal and the ventilation shaft sinking. The other domestic construction is the Sitina motorway tunnel in Bratislava, which is just before completion. When it is opened to the public, it will be the first twin-tube motorway tunnel in Slovakia.

Our recent foreign operations consisted of our collaboration on the construction of the Avigliana tunnel in Italy and concrete structures of an underground section of the STW in Mariehamn, Finland. Positive references opened doors for us to the collaboration with a Finnish partner from the Skanska concern on constructions of the Orosmaki and Karnainen tunnels on the E18 motorway from Helsinki to Turku and the Vuoserrasatama tunnel, which is part of the traffic infrastructure of the Vuosaari harbour project.

We are long-term active also in the Czech Republic, namely in the Ostrava-Karviná mines and currently on a tunnel on the 513 Vestec – Lahovice motorway section.

In the field of environmental constructions, we participate in the construction of sewerage and a STW in B. Bystrica, P. Bystrica and Šala. We also utilised our experience on those sites.

In recent years our company expanded the assortment of its skills by adding traffic structures.

We are building the Lamačská Cesta – Staré Grunty section of the D2 motorway, a road bypass of Oravský Podzáмок in the Orava region, a road link between Nová Bystrica and Oravská Lesná. We are upgrading the Šenkvice – Cífer railway track and stations within the Rača – Trnava track section. We handed over a completed border bridge over the Morava River last year in Moravský Svätý Ján. We were born to work underground and our over half of a century lasting involvement proves that we are firm and inherent part of the underground working family. We have become professionals virtually in all techniques; we add the latest know-how to the construction processes.

Our countries are experiencing a growth in the volume of work throughout the construction industry. I am convinced that we are able and prepared to cope with the future projects.

To conclude, I would like to present an idea expressed by Mr. Harvey W. Parker, the president of ITA/AITES. Apart from utilisation of the latest scientific and technical findings, we must continually improve the image of underground structures not only in the eyes of people who have the deciding powers, but also in the eyes of the general public. Thus we will create more space for future projects.

Dear friends, I believe that the group of people dealing with underground construction in the Czech and Slovak republics have got not only a chequered history behind, but also a brilliant future ahead of them. I would like, on behalf of Skanska, to express my thanks to everybody who helped to develop interesting projects. I wish you lots of success in the years to come.



VÁŽENÍ ČTENÁŘI TUNELU, MILÍ KOLEGOVÉ,

po pěti letech opět píším úvodník do renomovaného časopisu obce tunelářské. Jsem hrdý na to, že mohu čtenáře blíže seznámit s akciovou společností VOKD, která v letošním roce završí již 55 let své existence. Stavebních společností s tak dlouhou historií v České republice není mnoho.

Při svém založení v roce 1951 dostal n. p. VOKD za úkol především provést urychlenou rekonstrukci starých šachet a začít s postupnou výstavbou nových dolů v ostravsko-karvinském revíru. Jedním z nosných programů od počátku existence VOKD byla zejména výstavba vertikálních děl, k nimž patřilo technicky náročné hloubení nových jam z povrchu. Historie hloubení důlních jam je téma článku, který naleznete v tomto čísle časopisu TUNEL.

V současné době je VOKD, a. s., jednou ze společností, která má ve své výrobní náplni kromě staveb důlních a povrchových i podpovrchové stavitelství. Již od osmdesátých let minulého století patří do výrobního programu VOKD ražení štol a hloubení šachtic pro podzemní vedení inženýrských sítí. Při těchto pracích jsou využívány naše dlouholeté zkušenosti v oblasti hloubení a ražení důlních děl. Pro město Karviná jsme realizovali stavbu přivaděče vody a v Ostravě stavbu kanalizačního sběrače v areálu Vítkovických železáren. V devadesátých letech VOKD vstoupilo na stavební trh v Německu a realizovalo větrná šachtice pro silniční tunel Saukopf poblíž Weinheimu a Sommerberg nedaleko Hausachu. Díky dobré kvalitě prováděných prací jsme byli přizváni ke spolupráci při ražbě tunelu Bonn – Bad Godesberg. V té době také VOKD technologií monolitických železobetonových konstrukcí realizovalo dvoupodlažní podzemní garáže ve Wolfsburgu a zkušenosti z této stavby jsme využili i při výstavbě podzemních garáží na Prokešově náměstí v Ostravě. Další úspěšnou stavbou, oceněnou referenčním listem Magistrátu města Ostravy, byla výstavba kolektoru pod ulicí Poděbradovou v Ostravě. Při dekontaminaci území bývalé koksovy Karoliny použilo VOKD pro výstavbu dvou ramen kanalizačního sběrače ojedinělou technologii protlaku zařízením Uncle Mole firmy EURO ISEKI.

Od roku 1991 VOKD, a. s., úspěšně podniká na trhu důlních a podpovrchových stavebních prací ve Španělsku. Po prvních letech, kdy jsme se etablovali v důlních činnostech, jsme v roce 2001 získali první zakázku v oblasti podpovrchového stavitelství. Jednalo se o železniční tunel El Cortijo. Úspěšné dokončení zakázky nám přineslo práce na dalších železničních a silničních tunelech i jiných podpovrchových stavbách. Jen v roce 2005 vyrazily osádky ve Španělsku 7 801 m podpovrchových a důlních děl a dvě velká podzemní velkoprostorová díla. V tomto roce jsme dokončili ražbu podzemních laboratoří v Canfranc, kdy se jednalo o soustavu velkoprostorových podzemních děl, jež dnes slouží jako laboratoře pro jaderný výzkum. U města Pontevedra jsme vyhloubili a zabetonovali vyrovnávací jámu, která je součástí vodní elektrárny. Zde jsme opět úspěšně nasadili těžní zařízení Kudlanka vyvinuté VOKD, které prokázalo své kvality již při hloubení šachtic a ražbě spojky pro metrotren v Gijónu. U města Pontevedra VOKD realizovalo horizontální vodní dílo, dále jsme velice úspěšně vyrazili přístupové dílo a rozsáhlou podzemní komoru o průřezu 400 m². Myslím, že mohu směle prohlásit, že na španělském trhu se nám v oboru tunelářských a dalších podpovrchových stavebních aktivit daří.

Na závěr bych chtěl říci, že společnost VOKD je ve svém věku 55 let firmou životaschopnou, bohatou zkušenostmi a znalostmi svých odborníků, firmou, která je dobře etablovaná na českém i španělském stavebním trhu.

DEAR TUNEL READERS, DEAR COLLEAGUES

Again after five years, I am writing an editorial for this renowned magazine of the community of tunnellers. I am proud that I am allowed to inform the readers about the VOKD joint-stock company, which is going to round off the 55th year of its existence this year. There are not so many construction companies boasting so long history in the Czech Republic.

At the time of its foundation in 1951, the main task of VOKD, national enterprise, was to execute prompt reconstruction of old shafts and commence gradual development of new mines in the Ostrava-Karviná coal district. Since the beginning of VOKD existence, one of the main programmes has been construction of vertical works comprising technically less demanding sinking of new shafts from the surface. The history of shaftsinking work is the topic of an article you will find in this issue of TUNEL.

Today, VOKD, a. s. is one of the companies which have subsurface construction in their programme, in addition to mine and surface construction. Driving galleries and excavation of manholes for underground utilities has been in VOKD's programme since the 1980s. We draw on our long-term experience in the field of construction of vertical and horizontal underground works. We built a water supply tunnel for Karviná and a trunk sewer in the grounds of Vítkovice iron works in Ostrava. In the 1990s, VOKD entered the German construction market and built ventilation shafts for the Saukopf tunnel near Weinheim and Sommerberg tunnel near Hausach. Owing to good quality of the work, we were invited to participate in the excavation of the Bonn – Bad Godesberg tunnel. At that time VOKD was also using the monolithic reinforced concrete construction technique on double-floor underground garages built in Prokešovo Square, Ostrava. Another successful construction, which was well appreciated in a Reference Sheet issued by the municipality of the city of Ostrava, was the utility tunnel under Poděbradova Street in Ostrava. The decontamination of a former cooking plant Karolina required construction of two branches of a sewer interceptor. VOKD used a unique technique, i.e. a pipejack with EURO SEKI's Mole set for this construction.

Since 1991, VOKD, a.s. has been successful in doing business on the mining and underground construction market in Spain. After initial years when we were implanting ourselves in mining activities, we won the first underground construction contract (2001), namely the El Cortijo railway tunnel. The success in the completion of this contract yielded other contracts for work on railway and road tunnels and other underground structures. The single year of 2005 saw our crews in Spain drive 7,801m of underground and mining works plus two major underground large-span caverns. This year, we have completed excavation of underground laboratories in Canfranc, where the contract comprised a system of large-span underground works, which are used today as a nuclear research laboratory. We carried out excavation and concrete casting of an equalising basin, which is part of a hydropower plant. Again in this case we successfully utilised a Kudlanka shaft pre-sinking set. This equipment, which was developed by VOKD, has proved its quality before, on the construction of shafts and excavation of a connection for metrotren in Gijón. VOKD performed a horizontal water works near the town of Pontevedra, further we very successfully drove an access adit and a large underground chamber with a cross section of 400m³. I believe that I can boldly state that our activities in the field of tunnelling and other underground construction activities on the Spanish market are getting on well.

In conclusion, I would like to say that VOKD, at its age of 55, is a viable company, rich in experience and knowledge of its technical staff, a company which is well established on the Czech and Spanish construction markets.

Ing. Jan Březina

předseda představenstva VOKD, a. s., Ostrava
Chairman of the Board VOKD, a. s., Ostrava

TRHACIE PRÁCE PRI RAZENÍ TUNELOV VUOLI VO FÍNSKU

DRILL AND BLAST WORK ON THE VUOLI TUNNELS, FINLAND

ANTON PETKO, RICHARD ZIMAN

ÚVOD

Článok si dáva za cieľ podeliť sa s odbornou verejnosťou o praktické poznatky a skúsenosti z použitia trhacích prác v škandinávskych podmienkach vo veľmi tvrdých a kompaktných skalných horninách pri razení tunelov na projekte Vuoli vo Fínsku. Škandinávske krajiny vo všeobecnosti z hľadiska geologických podmienok sa vyznačujú pevnými skalnými horninami s veľmi malým zastúpením sedimentov glaciálneho pôvodu. Kvartérne sedimenty či produkty zvetrávania tvoria len malý podiel hornín, s ktorými sa tu stavbári stretávajú. Už pri prácach ako pokládka káblov či výstavba kanalizácií a vodovodov, o výstavbe komunikácií a podzemných dielach ani nehovoriac, musia byť na rozpojovanie použité trhacie práce. S odstreli sa tu stretávajú na každom kroku. Aj to je určite dôvod historicky najväčších vynálezov, vývoja a rozmachu trhacej techniky v tomto regióne.

TUNELY PORVARINLAHTI A LABBACKA NA PROJEKTE VUOLI

Prístav Vuoli sa nachádza východne od Helsínk približne 15 km od medzinárodného letiska Vantaa. V roku 1992 bola oblasť Vuosaari vybraná ako miesto budúcej výstavby moderného nákladného prístavu na ploche 150 ha, ktorej súčasťou je budovanie obchodného parku, vodných ciest a dopravných prepojení jedným dvojrúrovým diaľničným tunelom Porvarinlahti a dvomi železničnými tunelmi Labbacka a Savio. Stavba sa začala začiatkom roku 2003 a jej ukončenie je plánované na jeseň roku 2008.

Celkové náklady na projekt Vuosaari sú 508,5 miliónov eur. Z toho tunely Labbacka a Porvarinlahti 23,7 mil. eur.

Dĺžky tunelov:

Tunely Porvarinlahti	2x 1,7 km
Tunel Labbacka	0,6 km
Tunel Savio	14 km

Firma Skanska BS sa podieľa na výstavbe uvedených tunelov od 15. augusta roku 2005, keď boli započaté práce na severnom portáli postupne na troch tunelových rúrach (obr. 1). Samotnému razeniu predchádzala konečná úprava portálu pomocou trhacích prác a taktiež jeho zabezpečenie osadením ocelových kotiev a striekaným betónom s ocelovou mikroarmatúrou. Cestné tunely budú spájať prístav Vuosari s diaľničným okruhom Keha III a nákladná železničná doprava v celkovej dĺžke 19 km bude smerovať z prístavu do regiónu Kerava, kde sa napojí na hlavnú železničnú sieť.



Obr. 1 Severný portál tunelov Vuoli

Fig. 1 The northern portal of the Vuoli tunnels

INTRODUCTION

The aim of this article is sharing the practical knowledge and experience in execution of drill and blast work in the conditions of Scandinavian very hard and compact rock during excavation of the tunnels that were part of the Vuoli project, Finland. In general, geological conditions in Scandinavian countries are characterised by hard rock with very low proportion of sediments of the glacial origin. Quaternary sediments or weathering products are encountered during construction work rather sporadically. Explosives must be used for excavation even during such types of work as laying cables, construction of sewers and water pipelines, not to mention roads and underground works. You can meet rock blasting permanently. This must certainly be the reason for the greatest inventions, development and advances of blasting technology in this region.

THE PORVARINLAHTI AND LABBACKA TUNNELS, THE VUOLI PROJECT

The harbour of Vuoli is found east of Helsinki, approximately 15km from Vantaa international airport. In 1992, the Vuosaari region was selected as the place for the future construction of a modern freight harbour on an area of 150 hectares. Part of the construction will be a shopping park, waterways and traffic connections through the Porvarinlahti twin-tube motorway tunnel and Labbacka and Savio railway tunnels. The work on the project started at the beginning of 2003 and its end is planned for autumn 2008.

The total cost of the Vuosaari project amounts to 508.5 million euro. Of this sum, 23.7 million euro for the Labbacka and Porvarinlahti tunnels.

The lengths of the tunnels:

The Porvarinlahti tunnels	2x 1.7km
The Labbacka tunnel	0.6km
The Savio tunnel	14km

Skanska BS has participated in the construction of the above-mentioned tunnels since 15 August 2005 when work started on the northern portal successively of three tunnel tubes (see Fig. 1). The excavation proper was preceded by finishing of the portal by blasting and stabilisation of the portal by the installation of steel anchors and shotcrete with steel micro-reinforcement. The highway tunnels will interconnect the harbour of Vuosari and Keha III motorway ring; the freight railway traffic at a total length of 19km will lead from the harbour to the Kerava region where it will join the main railway network.

GEOLOGICAL CONDITIONS

From the regional point of view, the area of the construction site is found in the province of Svekofenoidy. From the geological point of view, it consists mostly of dark, very fine to vitreous metamorphosed basalt with occasional occurrence of light pink, coarse-grained granite, quartzite veins and light metamorphosed carbonates. The rocks that the rock massif consists of were formed 1750-1900 million years ago by the Svekokarél orogeny. According to laboratory testing and measurements based on the uniaxial compressive strength, they belong among very hard to extremely hard, with the strength varying from 200 to 333 MPa. They are sound, unweathered and interwoven with a system of fissures without noticeable faults or other tectonic disturbances, which occur sporadically, with a maximum thickness not exceeding 3m. The rock is hydrothermally metamorphosed at the faults. The joints found at the faults are mainly filled with calcite, fine-grained pyrite and brown-red clay. Three main joint systems were determined on the basis of geological mapping at the tunnel excavation faces, with the trend 180-190/81, 270/80 and a 297/20 system, which, however, is not regular. The joints are persistent, closed and mostly without any filling. Their surface is coarse to stepped, rarely undulated. The spacing of the joints is of 400 to 900mm, it means medium to wide. Quality of rock and its strength together with the overall character of discontinuities in the rock mass, presence of water and stress factor determined during the course of the excavation form the basis of the rock mass classification system according to the Q value during the tunnel excavation.

GEOLOGICKÉ POMERY

Z regionálneho hľadiska patrí územie staveniska do provincie Svekofenoidy. Po stránke geologickej je tvorené prevažne tmavými, veľmi jemnozrnnými až sklovitými metamorfovanými bazaltmi s občasným výskytom svetlo ružových, hrubozrnných žíl, kremenných žíl a svetlých metamorfovaných karbonátov. Horniny skalného masívu boli formované pred 1750–1900 mil. rokov počas horotvorných procesov známych aj ako Svekokarélsky orogén. Na základe laboratórnych skúšok a meraní podľa pevnosti v jednoosom tlaku patria horniny k veľmi až extrémne tvrdým, s pevnosťou medzi 200 až 333 MPa. Horniny sú zdravé, nezvetrané a pretkané systémom puklín bez výrazných zlomov alebo iných tektonických porúch vyskytujúcich sa ojedinele s hrúbkou maximálne do 3 m. Hornina je na zlomoch hydrotermálne premenená a pukliny sú v poruche prevažne vyplnené kalcitom, jemnozrnným pyritom a hnedočerveným ilom.

Na základe geologického mapovania na čelbách tunelov boli vyčlenené tri hlavné puklinové systémy so smermi sklonov 180–190/81, 270/80 a systém 297/20, ktorý však nie je pravidelný. Pukliny sú priebežné, uzavreté a zväčša bez výplne. Ich povrch je drsný až stupňovitý, zriedkavo zvlhnutý. Rozostupy medzi puklinami sú vo vzdialenosti medzi 400 až 900 mm, teda stredné až veľké. Kvalita horniny, jej pevnosť spolu s celkovým charakterom diskontinuit v horninovo-masíve, prítomnosťou vody a napätovým faktorom, je základom systému klasifikácie horninového masívu podľa hodnoty „Q“ počas razenia tunelov.

TECHNOLÓGIA VRTNÝCH A TRHACÍCH PRÁČ A POSTUP RAZENIA

Samotnému započatiu razenia predchádzala technologická príprava, ktorá okrem iného zahŕňala aj vypracovanie technologického projektu trhacích prác. Ten bol pripravovaný tak, aby v zásade vyhovoval tak slovenskej ako aj fínskej legislatíve regulujúcej trhacie práce. Obsahová náplň a členenie boli podľa prílohy č. 4 vyhlášky SBÚ č. 71/1988. Niektoré postupy a opatrenia vyžadované, resp. povolené fínskou legislatívou boli doplnené do príslušných kapitol. Týkalo sa to hlavne spôsobu ochrany okolia pred účinkami trhacích prác, spôsobu dávania signálov pred a po odpale, možnosti nabíjať čelbu súbežne s vrtaním a pod. Tak isto projekt vetrania bol neskôr upravený na základe parametrov ventilátorov dodaných Skanskou Tekra Oy.

Vyšší dodávateľ spolu so zástupcom investora podmienili započatie trhacích prác úzkou spoluprácou s ich konzultantom a jeho spolupracovníkmi. Spolupráca bola bez problémov a na vysokej úrovni a našich kolegov sme už po prvých odpaloch presvedčili o našej odbornej spôsobilosti. Ďalšia spolupráca spočívala už len v prítomnosti fínskeho strelmajstra z južného portálu pri odpaloch, a to preto, že naši strelmajstri a TVO nemohli samostatne vykonávať odpaly, kým fyzicky nezískali fínske licencie, aj keď pred odchodom na stavbu všetci úspešne absolvovali doplnkový strelmajstrovský kurz spoločnosti Oy Finrock AB, ktorá zabezpečuje vyškoľovanie strelmajstrov. Prítomnosť strelmajstrov bola viac menej formálna a naši fínski kolegovia nás nechali samostatne pracovať.

Špecifiká trhacích prác na tomto projekte možno charakterizovať v skratke takto:

- dĺžka záberov až 5,5 m;
- tvrdá a ťažko rozpojiteľná hornina;
- požiadavka na minimálny vplyv trhacích prác na okolitú horninu (minimalizácia trhlin po obvode výrubu) – použitie hladkého výlomu;
- úseky s nízkym nadložím;
- odpal celej čelby naraz – veľký počet náloží, až 800 kg trhavín na jeden záber.

Prvým predpokladom pre úspešné a ekonomické rozpojovanie počas razenia je správne navrhnutie a hlavne presné navrhnutie vývrtov na trhavinové náložie. Z ekonomického hľadiska je samozrejme dôležitá rýchlosť tejto operácie. Dnešná vrtná technika a moderné vrtné vozy vybavené výkonnými hydraulickými vrtačmi kladivami, automatickým dodržiavaním paralelity vývrtov, systémom anti-jamming a systémom vrtania riadeným počítačom umožňujú splňať tieto vysoké nároky na vrtné práce.

Na tomto projekte sa vrty pre trhacie práce, svorníkovanie, injektáže a pod. vykonávali trojlafetovým vrtným vozom Atlas Copco Rocket Boomer 353 ES a dvojlafetovým vrtným vozom Atlas Copco Rocket Boomer L2C, ktorý neskôr nahradil trojlafetový Tamrock Super Axera 316.

Razenie bolo usmerňované líniovými lasermi, pomocou ktorých sa navigovali vrtné vozy v čelbe. Riadenie vrtania bolo poloautomatické, to znamená, že strojník ručne umiestňoval lafety do pozície a smeru v závislosti na pohybe kurzora na monitore počítača, na ktorom bola zobrazená aktuálna vrtná schéma.

Vývrty pre trhacie práce a svorníky sa vrtali korunkami Ø 48 mm, injektáže vrty boli vrtané korunkami Ø 54 mm. Všetky vrtné vozy boli vybavené počítačom na riadenie vrtania.

Na základe výsledkov prvých odstrelov sa vopred pripravené vrtné schémy prispôbovali, aby účinnosť trhacích prác bola čo najlepšia. Zvolený priamy paralelný zálo (obr. 2) s centrálnym vývrtom Ø 102 mm sa upravil do podoby podľa (obr. 3) so štvoricou vývrtov Ø 102 mm, čo viedlo k účinnejšiemu

THE DRILL AND BLAST TECHNIQUE AND EXCAVATION PROCEDURE

The beginning of the excavation work proper was preceded by technical preparation, which, apart from other operations, consisted of development of a blast design. The design was prepared in a manner satisfying both Slovak and Finnish legislation on blasting operations. Its contents and structuring followed the Annex No.4 of the SBÚ (Slovak Bureau of Mines) Order No. 71/1988 Coll. Some procedures and measures required or allowed by Finnish legislation were added to relevant chapters. The main issues comprised protection of the surrounding area against the effects of blasting operations, signals to be given before and after the blasting, the possibility of charging blast holes simultaneously with drilling etc. The ventilation design was also modified according to the parameters of ventilators supplied by Skanska Tekra Oy.

The main contractor together with client's representative imposed a condition for the commencement of the work that close co-operation with their consultant and his co-workers had to be maintained. The co-operation was smooth, on a high level, and we convinced our colleagues of our skills just after initial blasting. Other co-operation consisted only of the presence of a Finnish shot firer from the southern portal during blasting. The reason was the fact that our shot firers and the blasting engineer in charge were not allowed to perform the blasting before obtaining Finnish certification, despite the fact that all of them had successfully passed a complementary shot firing course at Oy Finrock AB, which provides training for shot firers. The presence of shot firers was more or less formal and our colleagues let us work independently.

The specifics of the blasting operations on this project can be briefly characterised as follows:

- round lengths up to 5.5m
- hard rock difficult to disintegrate
- a requirement for minimal influence of the blasting operations on surrounding rock mass (minimisation of cracks along the circumference of the excavated opening) – application of smooth blasting
- sections with shallow overburden
- all charges within the full face fired simultaneously – a large number of charges, up to 800kg of explosives per round

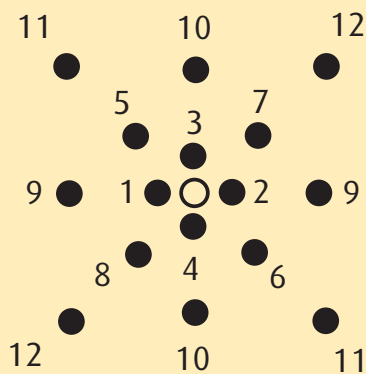
The first condition for successful and economic disintegration during the excavation is a correct design and, above all, accurate drilling of blast holes. Naturally, the speed of this operation is important from the economic point of view. Today's drilling technique and modern drilling rigs equipped with high-performance hydraulic drifters, automatic control of keeping the drill holes parallel, the anti-jamming protection system and computer-controlled drilling allow us to meet the high demands on drilling operations.

The drilling for blasting, rock bolting, grouting etc. was performed on this project using an Atlas Copco Rocket Boomer 353 ES three-boom drill rig and an Atlas Copco Rocket Boomer L2C twin-boom drill rig, which was later replaced by a Tamrock Super Axera 316 three-boom drill rig. The excavation was guided by line lasers, which we used for navigation of the drill rigs at the face. The drill rigs were equipped with a semi-automatic system of drilling control, which means that the operator set the booms into position and direction manually according to the motion of an arrow on the computer screen displaying the actual drill pattern.

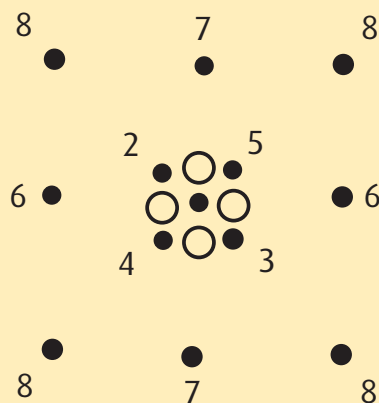
The blast holes and holes for rock bolts were drilled with bits 48mm in diameter; the grout holes were drilled with bits 54mm in diameter. All drill rigs were equipped with drilling control computers. Based on the results of the initial blasting operations, the pre-designed drill patterns were adjusted so that the blasting efficiency was as high as possible. The direct parallel cut (see Fig. 2) with the central hole 102mm in diameter was modified to the pattern shown in (Fig. 3), i.e. with four holes 102mm in diameter. It resulted into creation of more effective free areas for other charges and also reduction of the number of detonator delay stages necessary. The spacing and numbers of the holes, timing and structure of the other charges were fine-tuned subsequently. Regarding road tunnels, the final number was of 189 boreholes Ø 48 mm and 4 boreholes Ø 102 mm. The railway tunnel required 179 boreholes Ø 48 mm and boreholes Ø 102 mm. The final drill patterns and structure of charges utilised until the breakthrough are shown in Figures 5 and 6.

A twin-basket Normet Charmec 9910 BC ANT 1000 platform lifter – charger of explosives (see Fig. 4) was used for the charging of blastholes.

Cartridge explosives were charged manually. Bulk loaded ANFO explosives were charged by compressed air. For this reason the platform was equipped with a pair of charging devices. Each container had a capacity of 500 l of explosives. The devices were controlled by a radio controller from the basket and air was supplied by their own compressor installed on the chassis of the platform. Before the charging the holes with ANFO explosives, the necessary condition was that water had to be blown out of the holes using compressed air because the above-mentioned explosives are easy to dissolve in water. The firing circuit containing electric detonators was connected solely in series. At this connection system, the Firex VA-T initiation machine was capable of firing only 75 Firex VAT detonators with 7m-long leads. For that reason electric detonators were utilised for the sequential excavation, removal of contingent underbreaks and, mainly, for initiation of Nonel LP non-electric detonators.



Obr. 2 Priamy zálo s jedným prázdny vývrtom Ø102 mm
Fig. 2 A direct cut with one relieving hole 102mm in diameter



Obr. 3 Priamy zálo so štvoricou prázdnych vývrtov Ø102 mm
Fig. 3 A direct cut with four relieving holes 102mm in diameter

vytvoreniu voľných plôch pre ďalšie nálože a tiež zníženiu počtu potrebných časových stupňov rozbušiek.

Neskôr sa doladzovali rozstupy a počty vývrtov, časovanie a konštrukcie ostatných náloží. Definitívny počet v cestných tuneloch bol 189 vývrtov Ø 48 mm a 4 vývrtov Ø102 mm. V železničnom tuneli to bolo 179 vývrtov Ø 48 mm a 4 vývrtov Ø102 mm. Výsledné vrtné schémy a konštrukcie náloží používané až do prerážky sú znázornené na obr. 5 a 6.

Nabíjanie vývrtov trhavinami sa vykonávalo z dvojkošovej plošiny Normet Charmec 9910 BC ANT 1000 (obr. 4).

Náložkované trhaviny sa nabíjali ručne. Sypké trhaviny Anfo sa nabíjali stlačeným vzduchom. Za týmto účelom bola plošina vybavená dvojicou nabíjajúcich zariadení. Každý zásobník mal kapacitu cca 500 l trhavín. Zariadenia sa ovládali rádiovým ovládačom z koša a vzduch dodával vlastný kompresor umiestnený na podvozku plošiny. Pred nabíjaním trhavín Anfo bolo dôležitou podmienkou vyfúkание vody z vývrtov, keďže uvedená trhavina je ľahko rozpustná vo vode.

Roznetná sieť pri elektrických rozbuškách sa zapájala výlučne do série. Používanou roznetnicou Dyno Nobel CI 140 VA bolo možné pri tomto zapojení naraz odpáliť maximálne 75 ks rozbušiek Firex VA-T s dĺžkou vodičov 7 m. Z toho dôvodu sa elektrické rozbušky používali pri razení delenou čelbou, odstraňovaní prípadných podprofilov a hlavne na iniciáciu neelektrických rozbušiek Nonel LP.

Zarazenie tunelov sa vzhľadom na nízke a značne rozrušené nadložie realizovalo v zmenšenom profile 6x5 m, skrátaným záberom 2 m a postupným rozširovaním od zálohu na celý rozmer zmenšeného profilu. Hlavným cieľom tohto postupu bolo čo najviac eliminovať seizmický vplyv na masív v nadloží tunelov. Týmto spôsobom sa vyrazilo cca 10 bm v každom tuneli. S následným postupom čelieb sa profil rozširoval na projektované rozmery.

Because of the shallow and significantly broken overburden, the initial approximately 10m section of the tunnel excavation was carried out with a cross-section reduced to 6x5m, shorter round length of 2m and gradual widening from the break-in entry to the full dimensions of the reduced cross-section. The main purpose of this procedure was maximum elimination of seismic effects on the rock mass in the overburden. After the 10m, the profile was widened to the design dimensions.

The further procedures of the excavation in the motorway tunnels (A and B) and the railway tunnel (R) partially differed. The motorway tunnels, with their alignment positioned lower than the railway tunnel, downhill excavation gradient and the ground surface rising more steeply, could be excavated using extended lengths of rounds up to 5 – 5.5m, despite the fact that the system of three excavation sequences was still applied (the central part of the bench with the dimensions of 6x5m was excavated first, then the roof part of the cross section was blasted away within a width of the previous opening, and then both sidewall pillars were removed). This procedure was applied up to a distance of 50m from the portals. The blasting in those sections was carried out solely with Kemix and Aniitti cartridge explosives and Firex VA-T electric detonators. From chainage 50m up to the breakthrough point, the road tunnels including cross passages were driven full-face and ANFO and Nonel LP non-electric detonators started to be used in addition to the above-mentioned explosives.

The geotechnical conditions in the vicinity of the railway tunnel were significantly worse owing to the higher position of the alignment, which, in addition, moderately rose from the north portal. This was the reason why the excavation continued even after the widening of the excavated cross section with shorter, 2m long rounds. A noticeable surface depression found in the section about 30m – 100m from the portal exactly on the centre line of the railway tunnel signalled other complications. They were confirmed by georadar measurements in a borehole carried out under the tunnel roof and in parallel with the tunnel centre line. This measurement revealed locations in the overburden where firm rock was only several tens of centimetres thick. Eventually the excavation work was suspended at chainage about 32m. The designer was asked to solve this problem. With the aim of preventing total disruption of the excavation operations, the site management decided that the excavation continue beyond the critical place, with the access provided from the A tunnel. For this reason an inclined cross cut was driven, uphill from the A tunnel to the R tunnel, in contrast with the first cross passage between the A and B tunnels, which was at a distance of about 120m from the portal of the A tunnel. When the R tunnel was reached, the excavation continued in both directions. The full-face excavation with maximum round lengths was possible in that place. The railway tunnel excavation was allowed using solely Kemix and Aniitti cartridge explosives with Nonel LP non-electric detonators. ANFO explosive was forbidden on the basis of directives issued by Finnish Railways, the client for the railway tunnel construction.

EXPLOSIVES, DETONATORS AND TOOLS USED

Explosives used in the course of the excavation are manufactured by the largest Finnish manufacturer of explosives, Oy Forcib AB, more specifically its Forcib Explosives division based in the town of Hanko. Out of the assortment of its products, the specifications allowed utilisation of Aniitti, Kamix A and ANFO explosives.

Aniitti is a powder ammonium nitrate explosive with a trinitrotoluene and powder aluminium addition. It is supplied in the form of cartridges, wrapped in wax-paper. Owing to the additives, it features short-term water resistance, under the condition that the wrapping is intact. It is therefore applicable even to wet boreholes, which are blown out with compressed air before the charging. It is frost resistant. Cartridges Ø 32 mm (370 g) and Ø 36 mm (460 g) were used as primers in contour holes and contour pop holes.



Obr. 4 Plošina Normet Charmec 9910 BC ANT 1000
Fig. 4 Normet Charmec 9910 BC ANT 1000 platform lifter

Ďalší postup razenia bol v cestných (A a B) a železničnom (R) tuneli čiastočne odlišný. V cestných tuneloch, ktoré mali niveletu nižšie ako železničný, boli razené úpadne a terén stúpal strmšie, bolo možné predĺžiť zábery na 5–5,5 m, aj keď sa čelba stále otvárala v troch krokoch, pričom ako prvá sa otvorila stredná časť profilu rozmerov 6x5 m, po odtážení sa pristrelila stropná časť na šírku predrážky a nakoniec obidva bočné piliere naraz. Týmto spôsobom sa cestné tunely vyrazili do vzdialenosti 50 bm od portálov. V týchto úsekoch sa používali len náložkované trhaviny Kemix a Aniitti a elektrické rozbušky Firex VA-T. Od staničenia 50 bm až do prerážky sa potom cestné tunely, vrátane priečných spojok, razili v plnom profile a začalo sa, okrem už spomínaných trhavín, používať Anfo a neelektrické rozbušky Nonel LP.

Geotechnické pomery v okolí železničného tunela boli v dôsledku vyššie vedenej trasy, ktorá naviac od severného portálu mierne stúpala, podstatne horšie. Z toho dôvodu po rozšírení profilu razenie prebiehalo nadalej so skráteným záberom 2 m. Výrazná terénna depresia presne v trase železničného tunela v úseku cca 30–100 bm od portálu signalizovala ďalšie komplikácie, ktoré sa následne potvrdili georadarovým meraním vo vrte vrátanom pod stropom tunela a súbežne s jeho osou. Toto meranie odhalilo miesta v nadloží, kde mocnosť pevných skalných hornín bola len niekoľko desiatok centimetrov. Nakoniec bolo razenie pozastavené v staničení cca 32 bm a projektant mal pred sebou úlohu tento problém vyriešiť. Aby však razenie železničného tunela nezostalo stáť úplne, rozhodlo vedenie stavby o razení za kritickým miestom s prístupom z A tunela. Tak sa pristúpilo k razeniu šikmej dovrhnej spojky z A do R tunela oproti prvej priečnej spojke medzi A a B tunelom, čo bolo cca 120 bm od portálu A tunela. Po dosiahnutí trasy R tunela sa tunel rozfáral na obe strany. V týchto miestach už bolo možné razenie v plnom profile s maximálnymi dĺžkami záberov. Pri razení v železničnom tuneli sa používali výhradne náložkované trhaviny Kemix a Aniitti s neelektrickými rozbuškami Nonel LP. Použitie trhaviny Anfo bolo zakázané na základe smerníc vydaných fínskymi železnicami, ktoré boli investorm výstavby železničného tunela.

POUŽÍVANÉ TRHAVINY, ROZNECOVADLÁ A POMÔCKY

Trhaviny, používané počas razenia, sú produktmi najväčšieho fínskeho výrobcu trhavín Oy Forcit AB, presnejšie jeho divízie Forcit Explosives, ktorý má sídlo v meste Hanko. Z jeho sortimentu boli na základe technicko-kvalitatívnych podmienok povolené trhaviny Aniitti, Kemix A a Anfo.

Aniitti – je prášková amoniaková trhavina s prímiesou tritolu a práškového hliníka. Dodáva sa náložkovaná, balená do voskového papiera. Vďaka prísadám je krátkodobou odolná voči vode, avšak za predpokladu, že obal je neporušený. Dá sa teda použiť aj do vlhkých vývrtov, ktoré sa pred nabíjaním vyfúkajú stlačeným vzduchom. Je mrazuvzdorná. Náložky priemeru \varnothing 32 mm (370 g) a \varnothing 36 mm (460 g) sa používali ako počínové v obrysových a pomocných obrysových vývrtoch.

Kemix A – pp – je ekologická emulzná trhavina dodávaná v polypropylénových trubiciach. Šesť priemerov týchto náložiek, ktoré ponúka výroba, umožňuje efektívnejšie plánovať trhacie práce. Malé priemery sú určené predovšetkým pre metódu hladkého výlomu. Náložky sú štandardne vyrábané s dĺžkou 1 m a konce sú upravené tak, že sa dajú zasúvať jedna do druhej, čo výrazným spôsobom zrýchľuje nabíjanie a pomáha zabezpečiť prenos detonácie. Náložky priemeru 17 mm sú vybavené centrážnym prstencom. Trhavina je odolná voči vode a mrazu. Je ju možné nabíjať aj do vývrtov úplne zaplnených vodou. Dá sa podľa potreby deliť rezaním alebo lámaním, čo umožňuje jemné ryhovanie po obvode náložky v polovici jej dĺžky. V obrysových vývrtoch sa používali náložky priemeru \varnothing 17 mm (220 g), v pomocných obrysových vývrtoch \varnothing 32 mm (900 g) a v počvových vývrtoch (v železničnom tuneli aj v zálohe a približkových vývrtoch) \varnothing 39 mm (1290 g).

Anfo – je granulovaná trhavina tvorená zmesou dusičnanu amónneho, petroleja, rôznych prísad a farbiva. Dodáva sa v plastových vreciach po 25 kg. Nabíjanie sa vykonávalo pneumaticky. Trhavina nie je odolná voči vode. Z tohto dôvodu sme pokusne vykonali niekoľko ostrelov s ďalším výrobkom z radu Anfo s Ahti-Anfom, ktoré je voči vode odolné. Výsledky boli veľmi dobré, avšak ekonomické hľadisko nás viedlo k návratu k obvyčajnému Anfu.

Kemix A – pp is an ecological slurry-type explosive supplied in polypropylene tubes. The six diameters of the cartridges, which are offered by the manufacturer, allow more effective planning of blasting operations. Small diameters are used above all for smooth blasting. The cartridges are manufactured at standard lengths of 1m. Their ends are designed in a manner allowing the cartridges to slip into each other, thus to significantly accelerate the hole charging operation and aid the transmission of detonation. The 17mm-diameter cartridges are provided with a centering ring. The explosive is water and frost resistant. Even holes filled with water can be charged with it. It can be divided by cutting or breaking as required. It is possible owing to fine scoring in the around the circumference of the cartridge, in the middle of its length. Contour holes were charged with \varnothing 17 mm (220 g) cartridges, the contour (trimming) pop holes with \varnothing 32 mm (900 g) cartridges and the blast holes in the invert (the railway tunnel) and for the break-in entry and enlarger holes with \varnothing 39 mm (1290 g).

ANFO is a granulated explosive consisting of a mixture of ammonium nitrate, fuel oil, various additives and dye. It is supplied in 25kg plastic sacks. The charging was carried out pneumatically. The explosive is not water resistant. For that reason, we executed several blasting trials using another product from the ANFO product line, namely Ahti-Anfo, which is water resistant. Although the results were very good, the aspect of economy made us return to the common ANFO.

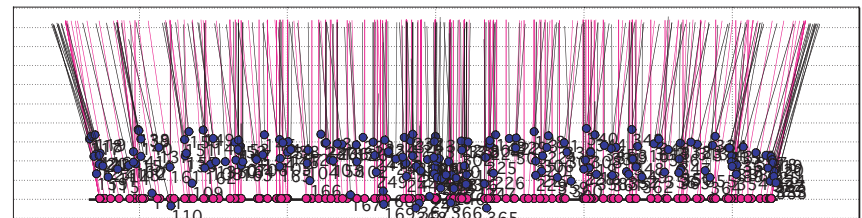
Project: Vuoli Tunnel A
Date: 16.09.2005
File: CATML_Projekty\Vuoli_Tunnel A\Vuoli Tunnel A.tsp

Tunnel Manager Lite – Protokol o trhacích prácach

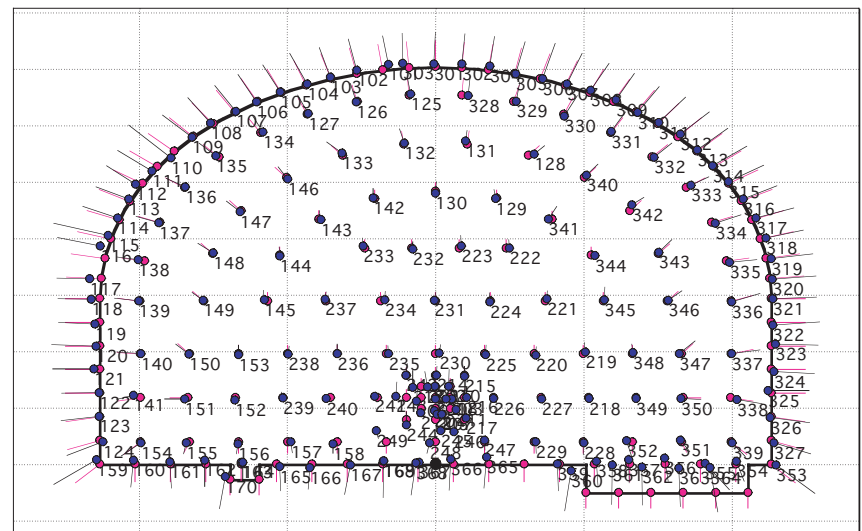
Základní údaje

Trasa tunela:	Trasa_TA.tli	Laser:		
Vrtná schéma	APP26101DK.tun	Počet vrtov [ks/m]	187	825
Číslo sekcie	118.000	Vývrtv [ks/m]	187	825
Začiatok vr'tania	2007/11/07 01:07:41	- svorníkové	0	0
Konec vr'tania	2007/11/07 06:53:17	- injektážne	0	0
Doba vr'tania	05:45	- nešpecifikované	0	0
Typ vr'tacieho voza	AC 353ESB (11168 5.02)	Chybné vrty	0	

	Vrt Odpal	Vtr svorníkové	Vtr injektážne	Vtr nešpec.	Celková dĺžka vrtov [m]	Rýchlosť vr'tania [m/min]	Doba vr'tania
Rameno 1	70	0	0	0	303	1.51	03:20
Rameno 2	49	0	0	0	217	1.44	02:31
Rameno 3	68	0	0	0	305	1.61	03:10



(2.56,0.64)



(2.56,1.28)

Obr. 5 Protokol odpalu v diaľničnom tuneli

Fig. 5 Blasting record – the motorway tunnel

Trhavina (mm)	Hmotnosť náložky (g)	Hustota trhaviny (kg.dm ⁻³)	Detonačná rýchlosť (m.s ⁻¹)	Prenos detonácie (cm)	Výbuchové teplo (MJ.kg ⁻¹)	Merný objem spločin výbuchu (dm ³ .kg ⁻¹)	Kyslíková bilancia (%)
Explosive (mm)	Cartridge weight (g)	Explosive density (kg.dm ⁻³)	Detonation velocity (m.s ⁻¹)	Detonation transmission (cm)	Heat of explosion (MJ.kg ⁻¹)	Specific explosion products volume (dm ³ .kg ⁻¹)	Oxygen balance (%)
Aniitti							
32x400	370	1,0 - 1,2	2500 - 4500	8 - 15	4,3	880	0,8
36x400	460						
Kemix A-pp							
17x1000	220	1,0	4500	1 - 2	2,9	946	-1,3
29x1000	740	1,2	5000	2 - 4	3,0	964	-1,5
32x1000	900	1,2	5000	4	3,0	964	-1,6
39x1000	1290	1,2	5000	4 - 8	3,0	964	-1,7
Nobel Prime (Buster)							
15x150	30	1,45 - 1,55	>6000	30	5,2	860	-5,1
ANFO							
Anfo		0,9	3000 - 3500	0	4,0	965	0
Ahti-Anfo		0,9	3000 - 3500	0	3,8	925	-2,2

Tab. 1 Základné charakteristiky jednotlivých druhov používaných trhavín
Table 1 Basic characteristics of individual types of explosives used

Odvrtané vty / Completed boreholes:

DN – 48 mm 189

DN – 102 4

Nenabíjané / Dummy holes

stupeň 1. – 8. / stages 1 – 8

Celkový počet vrtov / Total number of boreholes 193 ks / pcs:

	KEMIX -39	KEMIX -39	KEMIX -39	KEMIX -39	KEMIX -39	
stupeň / stage	60 ± 27 ks / pcs	45 ± 24 ks / pcs				
	ANITII-36	KEMIX -17	KEMIX -17	KEMIX -17	KEMIX -17	KEMIX -17
stupeň / stage	55 ± 2 ks / pcs	0 = 6 ks / pcs, 16 ± 6 ks / pcs, 20 ± 6 ks / pcs				
	KEMIX -39	KEMIX -39	KEMIX -39	KEMIX -39	KEMIX -39	
stupeň / stage	35 ± 10 ks / pcs, 20 ± 4 ks / pcs	40 ± 12 ks / pcs				
	ANITII-36	KEMIX -32	KEMIX -32	KEMIX -32	KEMIX -32	
stupeň / stage	55 ± 7 ks / pcs	kanály v tuneli / channels inside the tunnel				
	KEMIX -32	KEMIX -32	KEMIX -32	KEMIX -32	KEMIX -32	
stupeň / stage	9 = 6 ks / pcs, 10 = 4 ks / pcs, 11 = 4 ks / pcs, 12 = 4 ks / pcs, 14 = 7 ks / pcs, 16 = 10 ks / pcs, 18 = 10 ks / pcs, 20 = 8 ks / pcs, 25 = 7 ks / pcs,					30 = 12 ks / pcs
	NOBEL PRIME	A N F O				

Príklad vrtnej schémy a časovania vývrtov v cestnom tuneli je zobrazený na obrázku 6
An example of a drilling pattern and timing of the holes in the motorway tunnel is shown in Fig. 6

Tab. 2 Schéma jednotlivých typov náloží podľa časových stupňov a pozície vo vrtnej schéme
Table 2 Diagram of individual types of charges according to delay stages and the position in the drilling pattern

Iniciácia náloží Anfo bola zabezpečovaná náložkami Nobel Prime 15x150 (30 g). Ide o dynamit so zvýšenou detonačnou rýchlosťou s pridaním pentritu. Tieto náložky sa po adjustácii umiestňovali na dno vrtov a zafúkali sa Anfom.

Pre roznet náloží boli použité dva druhy rozbušiek:

- elektrické **Firex VA-T**, čo je zvlášť vytvorená rada pre razenie tunelov s časovými stupňami 1 – 20 (25 ms – 5000 ms). Tieto rozbušky sme používali pri razení delenou čelbou;
- neelektrické **Nonel LP**, ktoré sú tiež určené pre razenie tunelov. Roznetná sieť sa spájala zväzkovými konektormi časového stupňa 0. Zážih plastových trubičiek posledných zväzkových konektorov sa vykonával jednou elektrickou rozbuškou Firex VA-T.

The ANFO charges were initiated using Nobel Prime 15x150 (30g) cartridges containing dynamite with a pentrite addition increasing the detonation velocity. After adjustment, these cartridges were placed at the bottom of the boreholes and the ANFO was blown over them using compressed air.

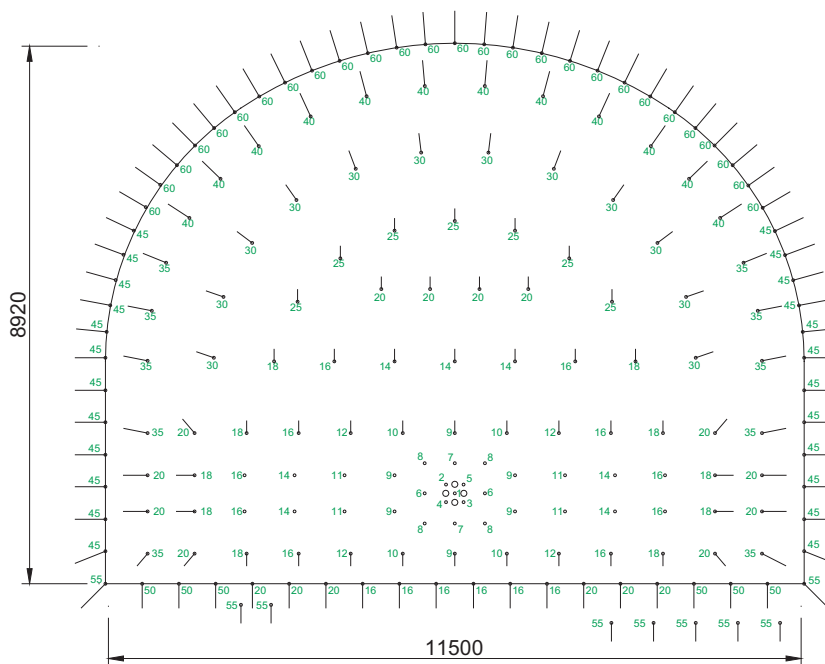
Two types of detonators were used for priming:

- **Firex VA-T** electric detonators – a specially developed line designed for tunnel excavation with delay stages of 1 – 20 (25ms – 5000ms). We used these detonators during sequential excavation operations.
- **Nonel LP** non-electric detonators – also designed for tunnel excavation. The firing network was connected using the 0 delay stage multiple connectors. The plastic tubes of the last multiple connectors were ignited with a single Firex VA-T electric detonator.

POSTUP PROVÁDĚNÍ TRHACÍCH PRACÍ METHOD STATEMENT FOR BLASTING WORKS

A,B tunnel
profile 1b,c
18.1.06

Enclosure No.2



NONEL LP

1	1
2	1
3	1
4	1
5	1
6	2
7	2
8	4
9	6
10	4
11	4
12	4
14	7
16	16
18	10
20	18
25	7
30	12
35	10
40	12
45	24
50	6
55	9
60	27

Trhavy
Explosives

ANFO	750 kg
Buster	75 ks
Anitti 36	75 ks
Kemix 39	155 ks
Kemix 17	255 ks

Made by: Richard Ziman

Obr. 6 Vrtná schéma železničného tunela
Fig. 6 Drill pattern – the railway tunnel

Iniciácia elektrických rozbušiek sa uskutočňovala roznetnicou **Dyno Nobel CI 140 VA**, ktorú tiež dodala firma Forcít. Prívodné vedenie tvorili farebne rozlíšené rozbuškové vodiče dodávané Forcítom v návinoch po 300 m.

PREHĽAD NIEKOTRÝCH TECHNICKO-EKONOMICKÝCH UKAZOVATEĽOV

Uvedené budú len údaje získané z razenia cestných tunelov, pretože v čase písania článku razenie železničného tunela ešte neskončilo.

V oboch cestných tuneloch sa od 31. 8. 2005 do 4. 2. 2006 celkom vyrázilo 766 bm v profile s projektovanou plochou 90 m². Skutočná plocha výlomu sa s nutným technologickým nadvýlomom a nevitným geologickým nadvýlomom pohybovala medzi 95 – 105 m². Počas tejto doby sa vykonalo celkom 154 odpalov, s priemernou dĺžkou záberu 4,97 m. Pri týchto prácach sa navítalo 163 471 m vývrtov, spotrebovalo sa približne 110 ks vrtných tyčí s priemernou životnosťou 1500 bm/tyč a približne 1200 ks vrtných korúnok s priemernou životnosťou 150 bm/ks. Celkom sa spotrebovalo 157 333 kg trhavín všetkých druhov a 31 839 ks rozbušiek z toho 28 495 ks Nonel LP a 3 344 ks Firex VA-T. Merná spotreba trhavín sa pohybovala okolo 2,2 kg/m³, čo vo finančnom vyjadrení bolo 4,03 €/m³.

ZÁVER

Podľa našich skúseností sú vo Fínsku vo všeobecnosti menej náročné požiadavky zo strany legislatívy – od získania oprávnení pre našich strelmajstrov, typov oprávnení, povolenia na trhacie práce a samotnej realizácie trhacích prác. Tiež dodávka trhavín bola bezproblémová, na stavbe boli úschovne len na dennú spotrebu, trhaviny a rozbušky sa dodávali každé ráno. Úschovne a transport mal na starosti dodávateľ. Samozrejmosťou je servis projektovania a optimalizácie trhacích prác expertmi dodávateľa.

Trhacie práce na projekte Vuoli sú zaujímavé svojím rozsahom, v našich podmienkach neobvyklým pri razení tunelov (razí sa v plnom profile, čelba sa nedeľí), druhmi použitých trhavín a roznetného systému (NONEL), technikou vrtania a nabíjania náloží. Výkonný systém počítačom riadeného vrtania vývrtov, pneumatikou nabíjanie sypaných trhavín, použitie hladkého výlomu a záberov až 5,5 m v plnom profile sú príkladom efektívneho využitia trhacích prác a najmodernejších metód pri konvenčnom razení tunelov, ktoré by sa mohli uplatniť aj v našich podmienkach, napríklad pri razení tunela Višňové, kde to predurčujú vhodné geologické podmienky.

ING. ANTON PETKO, anton.petko@skanska.sk,
ING. RICHARD ZIMAN, richard.ziman@skanska.sk,
SKANSKA BS, a. s., Prievdzia

Electric detonators were initiated by means of a **Dyno Nobel CI 140 VA** initiation machine, which was also supplied by Forcít. The supply lead consisted of detonator leads distinguished in colour, supplied by Forcít in 300m windings.

SUMMARY OF SOME TECHNICAL-ECONOMIC INDICATORS

We present only the data obtained from the excavation of the road tunnels because the excavation of the railway tunnel still continued at the time of preparation of this paper.

A total length of 766m of the tunnel profile of 90m² was driven from 31.8.2005 to 4.2.2006 (both road tunnel tubes). The actual excavated cross-section area together with the technically necessary overbreak (bordered by the payline) plus the undesired geological overbreak fluctuated between 95 and 105m². A total of 154 shots with an average pull of 4.97m was carried out during that time. This work required 163,471m of blast holes to be drilled, and the drilling consumed approximately 110 pieces of drill rods with an average life of 1500m/rod and approximately 1200 pieces of drill bits with an average life of 150m/pc. The total consumption of all types of explosives amounted to 157,333kg; the total consumption of detonators of 31,839 pieces consisted of 28,495 pcs of Nonel LP and 3,344 pcs of Firex VA-T detonators. The specific consumption of explosives fluctuated about 2.2kg/m³, which meant, expressed in financial terms, 4.03 €/m³.

CONCLUSION

In our experience, Finland has generally less demanding legislative requirements, starting from the issuance of permits for our shot firers, types of authorisations, the blasting permission and the execution of the blasting operations proper. The supplies of explosives were also trouble-free; explosives and detonators were supplied to the site every morning – the site depositories contained only amounts to be consumed during the day. The depositories and transportation were taken care of by the contractor. The design service and optimisation of blasting operations service provided by contractor's experts are commonplace.

The blasting operations on the Vuoli project are interesting because of their extent, which is unusual in our conditions in tunnelling (full-face excavation, without excavation sequences), types of explosives and the initiation system (NONEL), the technique of drilling and charging the holes. The high-performance system of computer controlled drilling of blast holes, pneumatic charging with bulk explosives, application of smooth blasting and full-face excavation round lengths up to 5.5m are examples of effective utilisation of blasting operations and state-of-the-art methods of traditional tunnel excavation, which could be utilised even in our conditions, for example in the Višňové tunnel excavation where it is possible owing to favourable geological conditions.

ING. ANTON PETKO, anton.petko@skanska.sk,
ING. RICHARD ZIMAN, richard.ziman@skanska.sk,
SKANSKA BS, a. s., Prievdzia

INTENZIFIKÁCIA PODZEMNEJ ČISTIARNE ODPADOVÝCH VOD MARIEHAMN – FÍNSKO

INTENSIFICATION OF THE MARIEHAMN SEWAGE TREATMENT PLANT, FINLAND

ANTON SUMERÁK

ÚVOD

Mariehamn je najväčší ostrov súostrovia Alandy, ktoré tvorí 6 554 ostrovov a žije na nich 25 tisíc ľudí. V poslednej dobe získava na dôležitosť cestovný ruch, pretože Alandy sú významné rekreačné stredisko nielen pre Fínov, ale aj turistov zo Švédska. Výstavbou nových rekreačných zariadení sa zvyšuje aj množstvo splaškových vôd, ktoré je treba prečistiť. Jestvujúca podzemná čistiareň odpadových vôd uvedená do prevádzky v roku 1974 už kapacitne nevyhovovala, preto bola nutná jej intenzifikácia, spojená s rekonštrukciou technológie.

TECHNICKÉ PARAMETRE A OBJEKTY INTENZIFIKÁCIE

Objekty čistiarene odpadových vôd tvorí nadzemná časť hrubého prečistenia splaškov a podzemná biologická časť prečistenia s potrubným výstupom do mora. Pôvodná kapacita čistiarene pre 20 tisíc ekvivalentných obyvateľov sa po rekonštrukcii zvýši na 40 tisíc. S týmto sa spája výstavba novej podzemnej biologickej časti vo vopred vyrazenej kaverne, prebudovanie starej biologickej časti na objekty flotácie, flokácie a prečerpávacej stanice. V nadzemnom objekte bola kompletne zrekonštruovaná technológia hrubého prečistenia splaškov a vybudované nové kancelárske a sociálne priestory.

VÝSTAVBA NOVEJ BIOLOGICKEJ ČASTI

Vo vopred vyrazenej kaverne (obr. 1) pôdorysných rozmerov 120 x 18 m bola vybudovaná nová biologická časť, ktorá sa delí na sekcie nitrifikácie a sedimentácie s potrubným výstupom do mora. Na dopravu potrebného materiálu bol použitý prístupový tunel so zaústením v strede kaverny. Z dôvodu časového harmonogramu a koordinácie prác sa museli začať práce na oboch sekciah súčasne, a to od koncov kaverny smerom do stredu k prístupovému tunelu.



Obr. 1 Kaverňa novej biologickej časti
Fig. 1 The new biological block cavern

INTRODUCTION

Mariehamn is the largest island of the Aland Islands consisting of 6554 islands, with a population of 25 thousand. The travel industry has assumed greater importance because the Aland Islands are a significant centre not only for the Finns but also for tourists from Sweden. Development of new recreational facilities is accompanied with an increased amount of sewage, which must be treated. The existing underground sewage treatment plant, which had been brought into service in 1974, was no more sufficient; reconstruction was necessary for intensification of the works.

TECHNICAL PARAMETERS AND SUBJECTS OF INTENSIFICATION

The sewage treatment plant consists of a surface block and underground block, namely a preliminary treatment block and biological treatment block with a discharge pipeline leading to the sea. The original capacity of the plant capable of serving a 20 thousand population will grow to 40 thousand after the reconstruction. Apart from other work, the reconstruction comprises construction of a new underground biological treatment section inside a newly excavated cavern, conversion of the old biological treatment section into flotation and flocculation tanks and an intermediate pumping station. The work on the surface block consisted of overall reconstruction of the preliminary treatment equipment and construction of new office spaces and changing rooms.

CONSTRUCTION OF THE NEW BIOLOGICAL BLOCK

The new biological treatment block was erected in a cavern (see Fig. 1) with ground plan dimensions of 120 x 18m, which was excavated in advance. The block is divided into a nitrification section and sedimentation section with a discharge pipeline leading to the sea. An access adit ending at the middle of the cavern was used for transport of materials. Because of the works schedule and co-ordination of the operations, the work on both blocks had to start simultaneously, i.e. from the ends of the cavern toward the centre, i.e. toward the access adit.

THE SEDIMENTATION SECTION

The structure of the sedimentation section consists of a reinforced concrete slab, external walls against the rock surface, internal dividing walls and troughs. The entire section comprises four independent dilatation blocks. The joints between the blocks are provided with rubber waterstops. To keep transport of concrete possible, it was necessary first of all to build the base slab blocks. Irregularities in the bottom of the excavation were removed by means of a compacted layer of gravel. When the reinforcement had been placed and the dilatation block of the concrete slab cast, it was necessary to treat the surface by grinding and applying spray preventing shrinkage cracks from developing. With respect to the subsequent installation of equipment, the maximum allowable surface misalignment was set at 5mm. It required high quality of the surface and great accuracy. A rotary laser was of great help in this work. The contact of treated water with the rock mass was prevented by means of 5m high and 30cm thick reinforced concrete walls encasing the sedimentation section. All of the dilatation blocks were cast step by step using a Doka Top 50 forming system. Individual segments of the



Obr. 2 Žľabové steny – sedimentačná sekcia
Fig. 2 A trough wall in the sedimentation section

SEDIMENTAČNÁ SEKCIA

Konštrukcie sedimentačnej sekcie tvoria železobetónová doska, obvodové steny oproti skálnemu výrubu, stredové deliace steny a žľaby. Celú sekciu tvoria štyri samostatné dilatačné celky, ktoré sú navzájom spojené kontaktným vodotesným gumeným pásmom. Z dôvodu dopravy betónovej zmesi bolo potrebné ako prvé vybudovať bloky základových dosiek. Pre vyrovnanie povrchu počvy kaverny bol použitý zhutnený štrkový zásyp. Po zabudovaní ocelevej výstuže a zabetónovaní dilatačného celku bolo potrebné povrch dosky vybrúsiť a ošetriť nástrekom proti tvorbe zmrašťovacích trhlín. Z dôvodu neskoršie inštalovanej technológie bola maximálna odchýlka nerovnosti 5 mm, čo si vyžadovalo vysokú kvalitu povrchu a výškovú presnosť. Pri týchto prácach sa s výhodou požil rotačný laser.

Pre zabránenie kontaktu prečistenej vody so skálnym masívom boli vybudované železobetónové obvodové steny sedimentácie výšky 5 m a hrúbky 30 cm. Za pomoci systémového debnenia Doka Top 50 boli postupne zabetónované všetky dilatačné celky. Pre uchytenie jednotlivých segmentov jednostranného debnenia sa využili vopred vyvrtané kotvy dĺžky 1,5 m, na ktoré za pomoci adaptérov boli namontované snímateľné závitové tyče rastrového uchytenia.

Poslednou fázou betonárskych prác sedimentačnej sekcie boli stredové deliace žľabové steny (obr. 2). Spodnú časť konštrukcie tvorí železobetónová stena výšky 3 m a hrúbky 0,4 m, na ktorú naväzuje žľabová doska a žľabové steny. Pri týchto prácach bolo využité obojstranné systémové debnenie Doka Framax.



Obr. 4 Pričné steny – nitrifikačná sekcia
Fig. 4 Transverse walls in the nitrification section



Obr. 3 Stredová stena – nitrifikačná sekcia
Fig. 3 The central wall in the nitrification section

single-sided formwork were fixed by a system of 1.5m long in advance installed anchors and threaded rods of the supporting grid, which were attached to the anchors by means of adaptors.

The last phase of the concrete casting operations in the sedimentation section comprised central separation trough walls (see Fig. 2). The bottom part of the structure consists of a 3m high and 0.4m thick reinforced concrete wall. The trough slab and trough-walls are connected to this wall. A Doka Framax double-sided forming system was utilised for this work.

THE NITRIFICATION SECTION

The nitrification section was constructed simultaneously with the sedimentation section. The main structures of the nitrification section were a reinforced concrete central wall, dividing transverse walls and service walkways. The 6.5m high and 0.4m thick central wall was cast using the Doka Framax double-sided forming system. The wall was built on top of 2m wide and 0.5m thick strip foundation, which was anchored to the rock mass by a grid of 3m long anchors (see Fig. 3). Handling of formwork segments in the confined conditions of the cavern during the formwork assembly posed a problem. A pair of truck cranes and a hoisting platform were necessary to cope with it. Regarding elevated work, it proved to be necessary to install additional anchoring of the Haki rolling scaffold to the rock mass so that safety and stability of the scaffold was secured. Concrete was cast by a concrete pump in 0.5m thick layers and concurrently compacted with immersion vibrators. The nitrification section is divided into 4 independent tanks on either side. They are separated by 6.5m high and 0.3m thick transverse reinforced concrete walls and 1.5m wide and 0.4m thick transverse service walkways running at



Obr. 5 Pochôdzne lávky – nitrifikačná sekcia
Fig. 5 Service walkways in the nitrification section



Obr. 6 Prepojovacia stredová žľabová stena – sedimentácia – nitrifikácia
Fig. 6 An interconnecting central trough-wall between the sedimentation and nitrification section

NITRIFIKAČNÁ SEKČIA

V súbehu so sedimentačnou sekciou bola budovaná aj nitrifikačná sekcia, kde hlavnými konštrukciami sú železobetónová stredová stena, deliace priečne steny a lávky pre obsluhu. Použitím obojstranného debnenia Doka Framax bola zabetónovaná stredová stena výšky 6,5 m a hrúbky 0,4 m, pod ktorou je základový pás šírky 2 m a hrúbky 0,5 m, zakotvený do skalného masívu rastrom kotiev dĺžky 3 m (obr. 3). Pri debniacich prácach steny bolo problematické manipulovanie so segmentami debnenia v stiesnených podmienkach kaverny a bola nutná kombinácia dvoch autožeriavov a pojazdnej pracovnej plošiny. Keďže išlo o práce vo výškach, ukázalo sa, že sa musí dodatočne ukotviť pojazdné Haki lešenie o skalný masív, pre zabezpečenie bezpečnosti a stability lešenia. Pri betonáži sa použilo čerpadlo betónu a betón sa ukladal po vrstvách hrúbky 0,5 m so súbežným zhutňovaním ponornými vibrátormi.

Nitrifikačná sekcia je rozdelená na 4 samostatné nádrže po každej strane, kde deliace prvky tvoria priečne železobetónové steny výšky 6,5 m a hrúbky 0,3 m a priečne lávky pre obsluhu v strede každej nádrže šírky 1,5 m a hrúbky 0,4 m. Priečne steny boli vybudované (obr. 4) podobným spôsobom ako stredová deliaca stena smerom od konca kaverny k prístupovému tunelu. Debnenie a podperný systém priečných lávok pre obsluhu (obr. 5) pozostával zo systémových veží Doka Staxo a priehradového stropného debnenia Doka Multiplex. S uzatváraním jednotlivých sekcií sa betonovali aj lávky pre obsluhu spojené so stredovou deliacou stenou šírky 1,5 m a hrúbky 0,2 m pomocou dreveného debnenia.

Po ukončení prác v každej sekcií bolo nutné obidve prepojiť stredovou deliacou žľabovou stenou výšky 6,5 m a hrúbky 0,4 m, ktorá zabezpečuje odtok vody z časti nitrifikačnej do sedimentačnej (obr. 6).

Počas šiestich mesiacov výstavby 15členná osádka pracovníkov zabudovala v novej biologickej časti 151 000 kg betonárskej ocele a 2 002 m³ vodostavebného betónu. Po dozretí betónu skúšky vodotesnosti jednotlivých sekcií preukázali požadovanú vodotesnosť diela.

Po ukončení montáže technológie dodávateľskou firmou nasledovala posledná fáza prác v novej biologickej časti, a to inštalácia protizápachovej zábrany nitrifikačnej sekcie. Tvoria ju oceľové profily s povrchovou úpravou proti korózii, ktoré sa museli montovať z pojazdnej pracovnej plošiny zakotvenej v strepe kaverny. Poslednou operáciou bola montáž hliníkového zadržadla. Nová biologická časť čistiarny bola slávnostne odovzdaná do prevádzky dva týždne pred zmluvným termínom (obr. 7).

REKONŠTRUKCIA POZEMNÉHO OBJEKTU ČISTIARNE ODPADOVÝCH VÔD

Vzhľadom na intenzifikáciu čistiarny odpadových vôd musela sa modernizovať aj technológia hrubého očistenia vôd v pozemnom



Obr. 7 Nová biologická časť po spustení do prevádzky
Fig. 7 The new biological block brought into service

the centre of each tank. The transverse walls were constructed (see Fig. 4) in a similar way as that used for the central division wall, i.e. in the direction from the end of the cavern toward the access adit. The formwork and falsework system under the transversal walkways (see Fig. 5) consisted of Doka Staxo system towers and the Doka Multiplex lattice formwork. The 1.5m wide and 0.2m thick service walkways connected with the central wall were cast concurrently with the closing of individual sections, using timber formwork.

When the work in each section had been finished, pairs of the sections had to be interconnected by a 6m high and 0.4m thick central dividing trough wall, which provides the outflow of water from the nitrification section to the sedimentation section (see Fig. 6).

A team of 15 workers placed 151,000 kg of concrete reinforcement and 2,002m³ of water-retaining concrete in the new biological treatment block during six months. Tests carried out when the concrete maturing process had ended proved that the required waterproofing properties of individual sections were achieved. The last phase of the works in the biological section, i.e. the installation of a disconnecting trap sealing the nitrification section, followed after completion of installation of equipment by the equipment supplier. The disconnection consists of corrosion-protected steel sections, which had to be installed from a hoisting platform anchored to the roof of the cavern. The installation of the aluminium handrail was the last operation. The new biological block of the sewage treatment plant was inaugurated two weeks ahead of the contractual deadline (see Fig. 7).

RECONSTRUCTION OF THE UNDERGROUND BLOCK OF THE SEWAGE TREATMENT PLANT

The intensification of the sewage treatment plant required also the process of treating sewage in the underground part of the plant to be modernised, which meant complete reconstruction of the digestion tank and some construction work needed for the installation of new equipment. The concrete surfaces of the digestion tank, which had been in operation for 30 years, had to be rehabilitated. After being cleaned with high-pressure water at the beginning, the surface was repaired using special mortar. Grinding of all surfaces followed. The work was carried out from a 15m high tower scaffold. All materials were transported through a service opening with dimensions of 1.0 x 1.0m, which, in addition, was partly occupied by a DN 300 temporary ventilation ducting.

The office spaces existing on the above ground level were completely reconstructed and extended and supplemented with newly built changing rooms, showers and a sauna.

CONSTRUCTION OF THE FLOCCULATION AND FLOTATION TANKS AND THE INTERMEDIATE PUMPING STATION

Once the new biological treatment block of the sewage treatment plant had been placed into service, the work on the conversion of the old underground biological block into the flotation and flocculation

objekte, s čím súvisela kompletná rekonštrukcia vyhnívacej nádrže a stavebné úpravy pre montáž novej technológie. Po viac ako 30 ročnej prevádzke vyhnívacej nádrže bola nevyhnutná sanácia jej betónového povrchu. Po prvotnom očistení vysokotlakou vodou bol povrch ošetrovaný sanačnou maltou a komplexne zabrušený. Pri týchto prácach sa muselo vo vnútri nádrže postaviť vysoké lešenie (15 m) a všetok materiál dopravovať cez servisný otvor s rozmermi 1 x 1 m, cez ktorý navyše viedli ešte aj vetračky dočasného vetrania DN 300.

V nadzemnom podlaží, za neprerušenej prevádzky, sa kompletne zrekonštruovali a rozšírili jestvujúce kancelárske priestory, vybudovali nové sociálne zariadenia, sprchy a sauna.

VÝSTAVBA OBJEKTOV FLOKÁCIE, FLOTÁCIE A PREČERPÁVACEJ STANICE

Po úspešnom spustení novej biologickej časti čistiarnie odpadových vôd do prevádzky stará podzemná biologická časť bola prebudovaná na objekty flotácie, flokácie a prečerpávacej stanice. Vypustením jestvujúcich bazénov nastal problém s priesakmi morskej vody, ktorá sa nachádza v tesnej blízkosti stavby. Dlhoročnou prevádzkou boli betónové konštrukcie s lokálnym výskytom trhlin značne povrchovo poškodené agresívnymi splaškovými vodami. Problém sa podarilo vyriešiť vysokotlakou injektážou zmesou cementu a polyuretánových živíc. V kritických miestach bola betónová konštrukcia prevrtaná až po horninový masív s následným zavedením Hilti injektážnej rúrky priemeru 16 mm. Po komplexnom zastavení priesakov tlakovou injektážou a vyčistení povrchu jestvujúcich betónových častí bola vykonaná sanácia poškodených miest sanačnou maltou, aby sa dosiahlo požadované krytie ocelevej výstuže betónu. Až po vykonaní týchto nevyhnutných opatrení sa mohli začať práce na objektoch flotácie, flokácie a prečerpávacej stanice.

V miestach starej nitrifikačnej nádrže boli vybudované železobetónové stĺpy výšky 6 m a doska do úrovne jestvujúcej lávky pre obsluhu, ktorá tvorí podlahu prečerpávacej stanice. Práce sťažovalo a spomaľovalo to, že v objekte starej biologickej časti sa nedala použiť žiadna mechanizácia, pretože prístup bol možný len cez pozemný objekt. Z tohto dôvodu muselo byť použité drevené debnenie a všetok materiál sa musel dopravovať ručne.

V starých nádržiach sedimentácie boli vybudované objekty flokácie a flotácie (obr. 8). Konštrukcie tvoria železobetónové steny výšky 6 m, dosky a lávky pre obsluhu. Veľmi dôležitou podmienkou bolo dosiahnutie vodotesnosti styku jestvujúcich a nových konštrukcií. To sa podarilo vyriešiť použitím bentonitového pásu a následnou injektážou spoja cez vopred zabudované injektážne hadičky. Po úspešnom vykonaní skúšok vodotesnosti sa vybudovali drevené technologické steny pre filtráciu vody a namontovali oceľové lávky pre obsluhu ponad objekt flokácie. Tým sa ukončili práce na intenzifikácii čistiarnie odpadových vôd a stavba sa mohla odovzdať správcovi do užívania.

ZÁVER

Počas necelých 12 mesiacov výstavby sa podarilo 25člennej osádke skúsených pracovníkov úspešne zvládnuť a odovzdať klientovi, zo strany spoločnosti Skanska BS historicky prvú stavbu na fínskom teritóriu, do plného užívania o mesiac skôr oproti zmluvnému termínu.

Pre investora je tento projekt dôležitý svojim významom pre životné prostredie, pre zhotoviteľa je nielen novou skúsenosťou a dobrou referenciou, ale i tým, že sa na ňom Skanska BS podieľala s tak významným a renomovaným partnerom, akým je Skanska Tekra OY.

ING. ANTON SUMERÁK,
anton.sumerak@skanska.fi,
SKANSKA BS, a. s.



Obr. 8 Objekt flotácie a flokácie
Fig. 8 The flotation and flocculation tanks

tanks and the intermediate pumping station could start. Emptying the existing tanks brought about a problem of seawater seeping from the sea found in the vicinity. The long-term corrosive sewage action on the concrete structures with local cracks caused a serious damage. The problem was successfully resolved by high-pressure grouting using a mixture of cement and polyurethane resin. In critical places, the concrete structure was drilled through up to the rock surface and a 16mm-diameter Hilti grouting tube was inserted in the borehole. Once the seepage had been completely intercepted by pressure grouting and the existing concrete surfaces had been clean, the defective places were repaired by special mortar to achieve prescribed cover of concrete reinforcement. Only then could the work on the structures of the flotation and flocculation tanks and the intermediate pumping station start.

Reinforced concrete columns 6m high and a concrete slab were erected in the space of the former nitrification tank. The slab forming the floor of the intermediate pumping station was built at the level of the existing service walkway. The work was made more difficult and slower by the fact that no equipment could be used in the old biological block because it was accessible only via the at grade structure. For that reason it was necessary to use timber formwork and all materials had to be transported manually.

The flotation and flocculation structures were built in the old sedimentation tanks (see Fig. 8). The structures consist of 6m high reinforced concrete walls, slabs and service walkways. The requirement for waterproof joints between the existing and new structures was a significant condition. The problem was solved by utilisation of bentonite waterbars combined with subsequent grouting through tubes embedded in advance in the concrete structure. When the structures had successfully passed the leakage tests, process timber walls were erected and steel service walkways installed above the flocculation tank. This operation was the final operation of the project of intensification of the sewage treatment plant. The works could be handed over to the owner for operation.

CONCLUSION

The time of incomplete 12 months was sufficient for the team of 25 experienced workers to successfully build and hand over to the owner a month ahead of the contractual term the first construction in the history of Skanska BS operations in Finland. This project is important for the owner because of its environmental aspects; it is also important for the contractor, not only because of the new experience and favourable reference, which the company gained, but also by the fact that Skanska BS participated in the work with so important and renowned partner as Skanska Tekra OY.

ING. ANTON SUMERÁK,
anton.sumerak@skanska.fi,
SKANSKA BS, a. s.

HISTORIE HLOUBENÍ JAM U VOKD

HISTORY OF SHAFT SINKING BY VOKD

STANISLAV SIKORA, MILAN ČERVENÝ

ÚVOD

Hloubení jam na Ostravsku je neodmyslitelně spjata se jménem společnosti VOKD. Při výročí pětadesáti let jejího vzniku se sluší připomenout tuto vysoce specializovanou a náročnou hornickou profesi, která se v dobách největšího rozvoje hloubení jam nezapomenutelně zapsala zlatým písmem do historie hornictví.

Výstavba ostravsko-kravinských dolů (VOKD), národní podnik, vznikl 26. 11. 1951 výměrem Ministerstva paliv a energetiky v rámci celkové reorganizace československého průmyslu. Za 55 let své existence prošlo VOKD zásadními vývojovými změnami od státního podniku, úzce se specializujícího na důlní stavby, ke stavební společnosti se širokým spektrem aktivit v oblasti důlní, podpovrchové a povrchové stavební činnosti. Mezi mnohými organizačními změnami patřil v roce 1955 k velmi významným vznik samostatného závodu hloubení jam.

Vznik specializovaného závodu hloubení jam výrazným způsobem ovlivnil další vývoj této profese. Díky komplexnímu programu technické politiky a zřízení výzkumného a vývojového střediska VOKD byly u závodu pro hloubení jam testovány a zaváděny v té době nejprogressivnější technologie jednotlivých operací při hloubení jam.

HISTORIE HLOUBENÍ JAM NA OSTRAVSKU

Snaha získávat uhlí nejen z povrchových dolů, ale i z hlubin země vedla naše předky k hloubení šachet. Nejstarší zmínka o hloubení se týká větrní jámy Žofie. Byla vyhloubena již v roce 1795 na kopci Landeku jako větrní propojení se štolou. Měla čtvercový průřez, vyhloubena byla do hloubky 52 m a výztuž měla dřevěnou. Druhou jámou na stejném kopci byla jáma David, která byla vyhloubena v roce 1796.

Další jámy se ve větším rozsahu začaly hloubit až ke konci první poloviny 19. století. Situování jámy, později dvou jam, záviselo na velikosti důlního pole a jámy, tak jako i dnes sloužily pro dopravu lidí do podzemí, větrání a těžbu rubaniny a uhlí.

Počáteční dřevěná výztuž jam byla později nahrazena výztuží zděnou. První zděná jáma byla jáma Hlubina v Moravské Ostravě dokončená v roce 1852.

Tvar hloubených jam se stále vyvíjel. Čtvercový a obdélníkový profil jam přešel v eliptický či soudkový, jak je zakresleno na obr. 1.

První kruhový profil jámy u ostravských jam byl uplatněn při hloubení jámy Ignát v Mariánských Horách v roce 1890.

Hloubení jam bylo velmi pracné, s vysokým rizikem úrazu pracovníků v hloubení. Také proto byly v průběhu první republiky vyhloubeny jen čtyři jámy a stávající byly jen prohlubovány. Během druhé světové války bylo započato hloubení šesti jam, z nichž dvě jámy patřící Dolu Viktoria v Heřmanicích byly dokončeny až po roce 1945.

V období po roce 1945 došlo v tomto sortimentu prací ke stagnaci. Jámy se hloubily jen výjimečně, neboť technologie hloubení, a s nimi související strojní vybavení, byly na velmi nízké úrovni. Lze konstatovat, že byly zastaralé a převažoval vysoký podíl ruční práce, čemuž odpovídaly i velmi nízké měsíční postupy v hloubení a malé výkony hlubičů.

VÝVOJ A ZAVADĚNÍ NOVÝCH TECHNOLOGIÍ U VOKD

Celý další vývoj v otvirkách a přípravách důlních děl na Ostravsku jen potvrdil, že rozhodnutí o založení specializované výstavbové organizace – Výstavba ostravsko-karvinských dolů dne 26. 11. 1951 bylo správné.

U VOKD se velmi rychle naplnily hlubičské kapacity, začaly se intenzivně rozpracovávat nové, progresivnější metody technologie hloubení jam. Bylo překročeno k radikální modernizaci strojního zařízení. Odborníci VOKD vyvinuli stroje a zařízení, které podstatným způsobem zlepšily organizaci prováděných prací a jejich produktivitu a bezpečnost.

INTRODUCTION

In the Ostrava region, the term "shaft sinking" is inseparably associated with the company name "VOKD". This highly specialised and demanding mining profession, which made the history of mining at the time of the shaft sinking boom, is worth mentioning now, on the occasion of the 55th anniversary of this company origination.

Výstavba ostravsko-karvinských dolů (VOKD), national enterprise, was founded on 26 November 1951 through a decree by the Ministry of Fuels and Power Generating Industry in the process of overall reorganisation of the Czechoslovak industry. During the course of the 55 years of its existence, VOKD experienced fundamental development changes, from a national enterprise with a narrow specialization in mining construction to a construction company with a wide range of activities in the fields of mining, subsurface and surface construction. The origination of an independent VOKD shaft-sinking plant in 1955 belonged among the very important among all organisational changes.

The origination of the plant specialised in the shaft sinking work significantly influenced the further development of this profession. Thanks to a comprehensive programme of the technical policy and establishment of a department of development in VOKD, the shaft-sinking plant introduced the most progressive techniques of that period in its shaft sinking operations.

HISTORY OF SHAFT SINKING IN THE OSTRAVA REGION

The efforts to get coal not only from open-cast mines but also from the depths of the earth made our ancestors sink shafts. The oldest recorded mention of shaft sinking work refers to Žofie wind shaft. It was excavated in Landek Hill as long ago as 1795 to provide wind connection to an adit. It was timbered, square in ground plan, and its depth amounted to 52m. The second shaft, David, was excavated in the same hill in 1796.

The excavation of other shafts started in a larger extent as late as the end of the first half of the 19th century. The position of the shaft (later two shafts) depended on the size of the mining area; the shafts were used, like today, for transport of persons underground, ventilation and hoisting of spoil and coal.

The initial timbering was later replaced with masonry lining. Hlubina in Moravská Ostrava was the first shaft provided with masonry lining. It was completed in 1852.

The shape of shafts continuously developed. The square and rectangular shapes changed to elliptical or barrel-shape geometry (see Fig. 1).

Regarding the Ostrava shafts, the first circular cross section was designed for Ignát shaft in Mariánské Hory in 1890.

The shaft sinking profession was labour demanding, with a high risk of injury of workers. This was one of the reasons why only four shafts were sunk during the existence of the so-called 'First Republic' and the existing shafts were only deepened. Sinking of six shafts started during World War II; two of them, which were built for Viktoria Mine in Heřmanice, were completed as late as after 1945.

This branch of construction work stagnated after 1945. Shafts were sunk only exceptionally because the shaft sinking technique and equipment were at a very low level. It is possible to state that they were outdated, with prevailing high proportion of manual work. The very low monthly advance rates of the excavation and poor performance of shaft miners corresponded with this state.

DEVELOPMENT AND INTRODUCTION OF NEW TECHNIQUES IN VOKD

The whole subsequent development in opening up and preparation of new mines in the Ostrava region proved that the decision made on

V důsledku uplatňování nových poznatků v celém technologickém procesu hloubení došlo postupně k zmechanizování rozpojování horniny, jejího nakládání a odtěžení jámou.

ROZPOJOVÁNÍ HORNIN, VRTÁNÍ

Při hloubení prvních jam na počátku padesátých let dvacátého století nebyla v pokryvu používána trhací práce a rozpojování horniny bylo prováděno ručně sbíjecími kladivy.

S ručním vrtáním, ovšem jen rotačním (jako v uhlí), se v hloubení započalo v roce 1953. Nebylo možno použít výplach, docházelo k zahlcování vývrtů, vrtání bylo pracné a zdoluhavé. Zlepšení přinesly až trubkové vrtáky s navářenými korunkami, ovšem jen v pokryvných horninách.

V karbonských horninách bylo i v dalších letech vrtání prováděno ručně, rotačně – příklepnými kladivy typu EDLK 60 a později VK 24, VK 25 a VK 29.

Proto se útvar technického rozvoje VOKD zaměřil na snížení pracovní operace vrtání v hloubení a vyvinul vrtací soupravu VSH-1. Poprvé byla zkušebně nasazena v roce 1976 na hloubení jámy Šverma-Oderský.

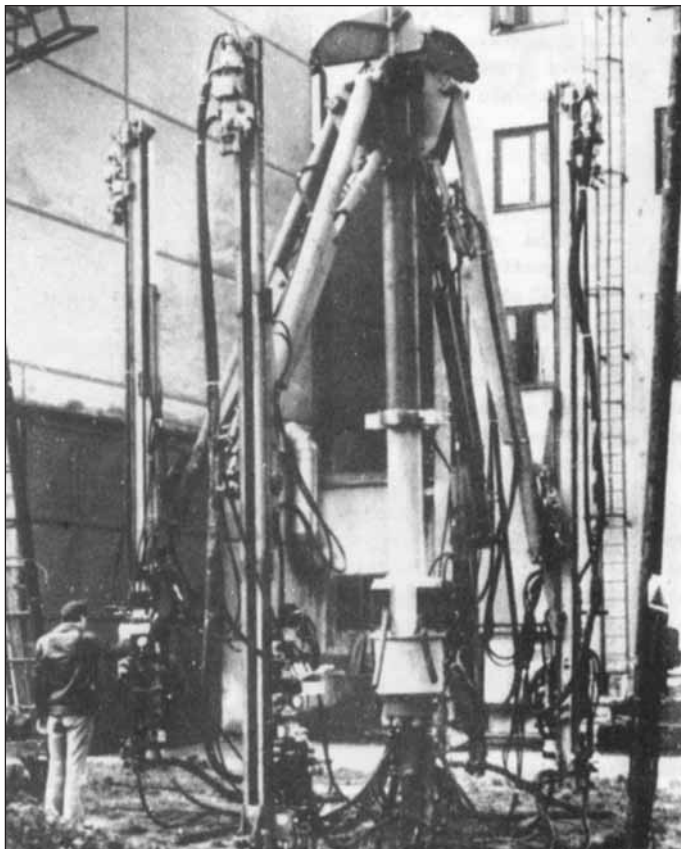
Po ukončení ověřovacího provozu vrtací soupravy VSH-1 se její další vývoj u VOKD v konečném stadiu ustálil na třech typech vrtacích souprav, a to VSH-2, VSH-3 a VSH-4. Typ VSH-1 byl postupně nahrazen typem VSH-4, který je konstruován již s ohledem na větší průměry hloubených jam (až 8,5 m světlého průměru). Jeho konečným vývojem v roce 1982 se završily také snahy o maximální mechanizaci jednotlivých operací hloubení.

Dvoulafetová vrtací souprava VSH-2 (rok 1979) a třílafetová VSH-3 (rok 1980) s vrtacími kladivy VKS VM2 byly určeny pro prohlubování jam a hloubení šibíků a zohledňovaly menší důlní prostory i požadovaný prostor pro odstavení soupravy v době jiných operací (obr. 2).

Zavedením vrtacích souprav VSH došlo k podstatnému zvýšení produktivity práce v operaci vrtání, odstranění fyzicky náročné práce při dřívějším ručním vrtání, odstranění příčin vzniku vazoneurózy, snížení hluchnosti na počvě hloubení, snížení prašnosti, a tedy k celkovému zvýšení bezpečnosti a hygieny pracovního prostředí.

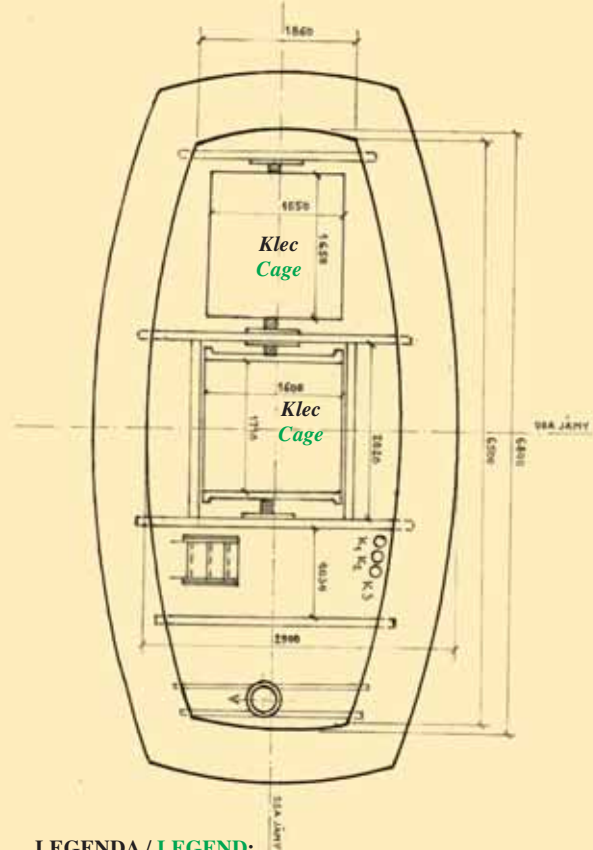
NAKLÁDÁNÍ

Ruční nakládání horniny ze dna hloubení do okovů bylo od roku 1953 postupně mechanizováno nejdříve ručně naváděnými drapákovými



Obr. 2 Vrtací souprava VSH 4 pro hloubení jam
Fig. 2 VSH 4 drill rig used in shaft-sinking operations

PROFIL JÁMY SV. TROJICE 1 CROSS SECTION THROUGH SVATÉ TROJICE 1 SHAFT



LEGENDA / LEGEND:

- K1 – telefonní kabel / K1 – telephone cable
- K2 – signální kabel / K2 – signaling cable
- K3 – kabel vysokého napětí / K3 – high voltage cable
- V – vzduchovod D = 250 mm / V – air duct D = 250mm

Obr. 1 Eliptický profil jámy Svaté Trojice 1
Fig. 1 The elliptic profile of Svaté Trojice 1 shaft

26 November 1951 on the foundation of the company specialized in development of mines, i.e. Výstavba ostravsko-karvinských dolů (VOKD), was right.

VOKD's shaft-sinking capacities were very quickly activated and the company began to work on new, more progressive shaft sinking methods. The company set to work to radically modernize its mechanical equipment. VOKD's technical staff developed machines and equipment that substantially improved the organisation, productivity and safety of the work. The application of new knowledge throughout the shaft sinking technical process led gradually to mechanisation of the rock breaking, loading and hoisting the muck through the shaft.

ROCK BREAKING, DRILLING

The shafts from the beginning of the fifties of the twentieth century were not excavated using blasting operations in the overburden; rock was broken manually with pick hammers.

Hand drilling techniques, even if only rotary drilling (like in coal), were used for the first time in shaft-sinking processes in 1953. Dry drilling had to be used; therefore the boreholes got clogged up, the work was laborious and time consuming. Improvement was achieved by introduction of pipe drills with welded bits, although only in the overburden rock.

Carboniferous rock drilling was performed manually with percussive-rotary hammers of the EDLK 60 type, which were later replaced with VK 24, VK 25 and VK 29 types.

For the above reason the department of development concentrated on reduction of laboriousness of drilling in the shaft sinking process. It developed VSH-1 drill rig, which was tried for the first time in 1976 on Šverma-Oderský shaft excavation.



Obr. 3 Ručně naváděný nakladač KS-3
Fig. 3 KS-3 manually operated loader

nakladači BČ-1 a BČ-2, které byly později nahrazeny výkonnějšími nakladači KS-3 (dovoz ze SSSR).

Dosud používané ručně naváděné nakladače KS-3 přestávaly svými technickými i hygienickými parametry vyhovovat, protože vyžadovaly relativně velký počet hlubičů na počtvě hloubení v závislosti na průměru jámy. Ruční manipulace s nimi byla značně fyzicky náročná, jejich užitím byla omezena výška těžních okovů jejich objemem, a tím se omezila i kapacita těžby (obr. 3).

Ve světovém uhlém i rudném hornictví se začínaly stále více uplatňovat výkonné, mechanicky naváděné nakladače, zajišťující vyšší produktivitu operace nakládání horniny i bezpečnost, namáhavost a hygienu práce. Pro výběr inovačních typů nakladačů pro hloubení jam z povrchu v ostravsko-karvinském revíru (OKR) byla nejdůležitější kritéria výkonová, technologická a cenová. Z hlediska technologie hloubení jam a jejího dalšího předpokládaného vývoje v OKR byly vybrány jako nejvhodnější mechanicky naváděné kabinové nakladače řady KS, tj. KS-2U/40, a 2KS-2U/40, výhledově pak po zkušenostech KS-2U/40, pro hloubení jam nového dolu Frenštát mechanicky naváděné nakladače KS-1m a 2KS-1m. Jako inovační typ byl použit nakladač KS-2U/40 (dovoz z bývalé SSSR) – viz obr. 4, jehož technické parametry byly srovnatelné s obdobnými typy nakladačů používanými ve světovém uhlém i rudném hornictví.

Nakladač KS-2U/40 byl nasazen do ověřovacího provozu při hloubení jámy Oderský Dolu Jan Šverma v roce 1977 v hloubce 570 m od povrchu. Do této hloubky byla hornina nakládána třemi ručně naváděnými nakladači KS-3 do okovu o objemu 3,0 m³. Na hloubení současně probíhal ověřovací provoz vrtací soupravy VSH-1 konstrukce VOKD. Po zapracování strojníka nakladače a obsluhy na počtvě hloubení bylo při nakládání horniny do okovů o obsahu 3 m³ při koeficientu plnění okovu 0,95 dosaženo hodinového výkonu v nakládání horniny cca 100 m³.hod.⁻¹, což byl výkon značně vyšší, než výkon udávaný výrobcem (72 m³.hod.⁻¹), obr. 4.

VYZTUŽOVÁNÍ

Technologie vyztužování v hloubení prošla u VOKD svým vývojem od použití cihel, betonových tvárnic, blokopanelů, železobetonových tybinek až po konečnou betonovou výztuž litým betonem spouštěným z povrchu samospádovým potrubím za ocelovou šablonu.

K této zásadní technologické změně hloubení jam došlo v roce 1956, kdy paralelně s vyztužováním, později i s těžbou horniny, byla jáma vystrojována z pojezdného pracovního povalu.

Technické řešení způsobu použití potrubí pro gravitační dopravu betonové směsi za bednění na dně jámy prodělalo složitý vývoj. Bylo nutno stanovit optimální světlý průměr potrubí, kvalitu trubního a spojovacího materiálu, způsob montáže a uchycení potrubí v jámě při striktním dodržení podmínky svislosti potrubí při montáži v jámě. Komplexním řešením problematiky dopravy betonové směsi jámou byla konstrukce tlumičů rychlosti betonové směsi, teleskopu na spodní části potrubí a doprava betonu přes pracovní poval za bednění na dně jámy, tzv. zvonky.

Montáž spádového potrubí se prováděla zprvu uchycováním na jámovou výstroj (např. při hloubení jámy Dolu Generál Jeremenko v roce 1959). Později při hloubení jam Dolu ČSM-Sever bylo poprvé

Once the verification operation phase of the VSH-1 drill rig had been over, the further development of the rig in VOKD concentrated in the final stage on three types, i.e. VSH-2, VSH-3 and VSH-4. The VSH-1 type was gradually replaced with the VSH-4 type, which is designed with respect to larger diameters of the shafts (the net diameter up to 8.5m). The development was finished in 1982; thus the efforts to maximise mechanisation of individual shaft sinking operations were crowned.

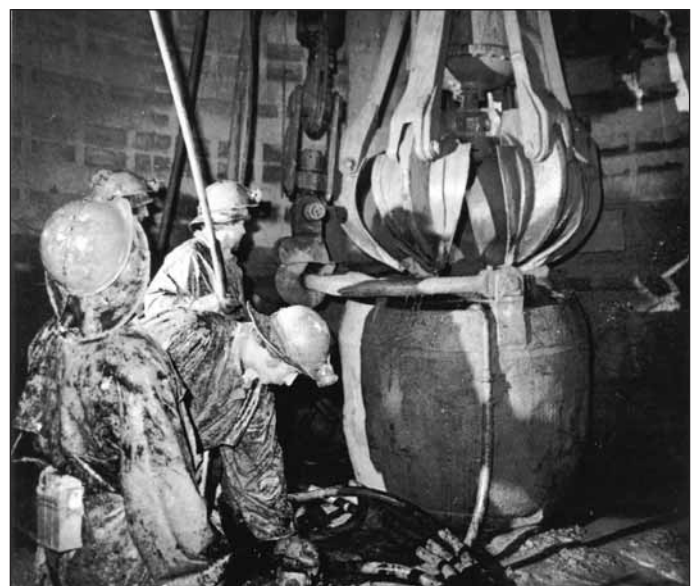
The VSH-2 twin-boom drill rig (1979) and triple-boom VSH-3 (1980) with VKS VM2 drifters were designed for deepening shafts and excavation of staple shafts. These rigs were accommodated to smaller mine spaces including spaces for equipment to be left idle during other operations (see Fig. 2).

The introduction of the VSH drill rigs product line significantly improved productivity of work in the drilling operation, removed physically demanding work required in hand drilling, removed the causes of the Hand Arm Vibration Syndrome, reduced the noise level at the bottom of the shaft being sunk, reduced dust emissions, therefore it improved the overall safety and comfort of the work environment.

LOADING

Manual loading of muck from the bottom of the excavation into buckets started to be gradually mechanised since 1953, first using manually controlled BČ-1 and BČ-2 grab loaders, which were later replaced with more powerful KS-3 loaders (imported from the USSR).

The till that time used KS-3 manually controlled loaders with their technical and H&S parameters ceased to satisfy requirements because they needed relatively large numbers of miners present at the excavation bottom relative to the diameter of the shaft. Manual handling of the loaders was physically very demanding; to make their utilisation possible, the height (thus also the volume) of the buckets had to be reduced, which resulted into reduction of the excavation performance (see Fig. 3). The coal and ore mining industries in the world started to more and more utilise high-performance, mechanically controlled loaders, which provided higher productivity of the muck loading operation and improved safety and comfort of work. The most important criteria for the selection of innovative types of loaders designed for sinking shafts from the surface in the OKR (the Ostrava-Karviná coal district) were the capacity, technical level and price. In terms of the shaft sinking technique and its further anticipated development in the OKR, mechanically controlled cabin-type loaders of the KS product line, i.e. KS-2U/40 and 2KS-2U/40 were selected as the most suitable; mechanically controlled KS-1m and 2KS-1m were selected to be provided in the future for the excavation of shafts for Frenštát, a new mine, after good experience with the KS-2U/40. The KS-2U/40 loader was used as an innovative type (imported from the former USSR) – see Fig. 4. Its technical parameters were comparable with those provided by similar types of loaders utilised worldwide in the coal mining and ore mining industries.



Obr. 4 Nakladač KS-2U/40
Fig. 4 KS-2U/40 loader

spádové potrubí zavěšeno na dvou lanech průměru 50 mm na vrstech 2 x 25 t. Přidávání potrubí se provádělo na ohlubni jámy. Uchycování potrubí na výstroj jámy se používá doposud v hloubení šibíků a při prohlubování jam. Omezeně se používalo spádového potrubí při dopravě tamponážních směsí v době zavádění výztuže ze železobetonových tybinků.

Progresivní vývoj zaznamenalo rovněž bednění pro betonáž jámové výztuže. Při hloubení jámy Generál Jeremenko v roce 1958 bylo poprvé použito ocelové dveřové bednění o průměru 7,5 m a pracovní výšce 2 m. Systém dveřového bednění byl zpracován VOKD dle sovětské dokumentace. Jeho pozdější úpravou byla zvýšena pracovní výška na 3 m s doplněním konstrukce o šikmé dno, které bylo součástí dveřového bednění. Přednosti tohoto řešení se zcela prokázaly již při prvním nasazení (hloubení jámy Petr Bezruč). Postupná progresse v technologii a organizační práce při prodlužování délky zabírky vedla ke konstrukci dveřového bednění pracovní výšky až 4 m. Zcela novým systémem betonovacího bednění bylo ocelové segmentové bednění OBS 7,5 x 4 (průměr 7,5 m a pracovní výška 4 m), konstrukce VOKD, s podstatným snížením hmotnosti bednění, které již bylo vybaveno hydraulickým ovládním rozpínání a stahování betonové formy s možností betonovat úseky 2, 3 a 4 m.

MODERNIZACE A TECHNICKÁ ZLEPŠENÍ V JAMÁCH, DOPROVODNÉ TECHNOLOGIE

Závod hloubení jam, který VOKD snad nejvíce proslavil, přinesl mimo již vyjmenovaná i jiná technická a konstrukční řešení:

- náhrada pomocných vratů RV (ruční vraty) pro napínání vodicích lan a zavěšení povalů vraty se strojním pohonem typu SW 10, SW 5, SW 3,5;
- ocelové segmentové bednění OBS s hydraulickými válci, umožňující betonáž úseků 2 m, 3 m, a 4 m;
- kotvená výstroj jam a šibíků ocelovými svorníky (převzato z Polska);
- automatické vyklápění a natáčení zařízení okovů (AVO) o objemu 1 m³ až 6 m³ (převzato z Polska);
- projekt řešení zavěšení pracovního povalu s nakladačem KS-2U/40 poprvé uplatněný na hloubení jámy Darkov I (dvouetážový hloubicí poval byl rozdělen na dva jednoetážové);
- používání větších průměrů náložek trhavin;
- využívání centrálních betonáren, transport betonu a vyřešení komplexu důlní betonárny.

Nejvýznamnější postup v hloubení jam byl zaznamenán v roce 1964 na hloubení vtažné jámy Staříč 3 o průměru 7,5 m, kde bylo za 31 dnů vyhloubeno 321,93 m.

Vysokým zvládnutím nové techniky závod hloubení rozhodujícím způsobem zabezpečil otvorky nových zásob uhlí a zabezpečení těžby na dolech ČSM, Paskov a Staříč.

V roce 1967 došlo k dlouhodobému přerušení hloubení jam z povrchu a návrat k hloubení nastal až v roce 1973 jámami Šverma-Oderský, Paskov-Řepišť, Mír 5, jáma č. 6 nynějšího Dolu Lazy, Darkov 2, Frenštát 4 a 5, Doubrava IV. Při hloubení Dolu Frenštát 4 se uplatnila technologie vyztužování ocelolitinovými tybinkami.

PŘÍKLAD PRAKTICKÉHO UPLATNĚNÍ MODERNÍ TECHNIKY

Hloubení jámy Darkov 1 o světlem průměru 7,5 m bylo realizováno s použitím definitivní těžní věže upravené pro potřeby hloubení s definitivním těžním strojem ČKD-2B-6018 s maximální rychlostí při těžbě 10m.s⁻¹, při jízdě osob 6 m.s⁻¹. Bylo výjimečné svou technickou vybaveností, neboť na něm byly jako na prvním hloubení v OKR uplatněny všechny dosud nově vyvinuté progresivní prvky technického rozvoje, které pak byly dále zpracovávány do projektů ZS všech dalších hloubených jam z povrchu a zčásti aplikovány i do projektů ZS prohlubovaných jam. Byla to především realizace novátorské myšlenky rozdělit až dosud používanou dvouetážovou konstrukci pracovního a napínacího povalu spojeného s pojezdovou dráhou nakladače KS-2U/40 na dvě části: na samostatný závěsný rám nakladače KS-2U-40 a na samostatný jednoetážový vystrojovací a napínací poval. Na tomto hloubení bylo poprvé v karbonských horninách úspěšně nasazeno a ověřeno nové ocelové segmentové betonovací bednění OBS 7,5 x 4 m, konstrukce VOKD. Plášť bednění byl stavebnicové konstrukce umožňující sestavy zabírek 2, 3 a 4 m. Zmenšování průměru pláště a jeho rozpínání bylo řešeno hydraulickými válci z posuvné výztuže 2 MIKE. Hmotnost bednění byla snížena na 21,7 t. Vrtání vývrtů pro trhací práci bylo

The KSU-2U/40 loader was set in the verification operation on the excavation of Oderský shaft of Jan Šverma mine in 1977, at a depth of 570m under the surface. Up to this depth, muck was loaded by three KS-3 manually operated loaders into a 3.0m³ skip. A VOKD-design VSH-1 drill rig verification testing was carried out simultaneously in the same shaft. When the learning curve period was over, the loader operator and the crew managed to achieve a rate of about 100m³ per hour when loading 3.0m³ buckets (0.95 coefficient of filling). This output was much higher than the output declared by the manufacturer (72m³ . h⁻¹). (see Fig. 4)

SHAFT LINING

The shaft lining technique used by VOKD has developed from utilisation of bricks, concrete blocks, block-panels and reinforced concrete segments to the current in situ concrete lining cast from the surface behind a steel form using a drop pipe system.

This fundamental change in the shaft sinking technique took place in 1956. The shaft lining was built from a movable staging, concurrently with installation of support and, later, with hoisting of muck.

The technical solution of the pipeline for the gravity transport of concrete mix behind the formwork at the shaft bottom experienced complicated development. It was necessary to determine an optimum net diameter of the pipes, quality of the pipe and fittings material, manner of the assembly and fixing of the pipeline in the shaft, with a necessity for strict maintenance of a condition of verticality of the fixed pipeline. A comprehensive solution to the issue of concrete transport down the shaft was designed: a structure of dampers of the concrete mix velocity, a telescope in the bottom section of the pipeline, and transport of concrete across the staging behind the formwork at the shaft bottom, so-called 'bells'.

In the beginning, e.g. in 1959 when a shaft for Generál Jeremenko mine was being excavated, the pipeline was fixed to the shaft lining. Later, during the excavation of shafts for ČSM-North mine, the gravity pipeline was suspended on two 50mm-diameter cables, on 2x25t winches. The pipes were added at the shaft mouth. The system of fixing pipes to the shaft lining is still used in excavation of staple shafts and in the process of deepening shafts. The gravity pipeline system was used to a limited extent for transport of concrete for plugging purposes in the period when the reinforced concrete segmental lining system was being introduced.

Formwork systems for casting of shaft liners also underwent progressive development. The excavation of Generál Jeremenko shaft carried out in 1958 saw the first utilization of steel shuttering (7.5m in diameter, 2m working depth) suspended on ropes of winches installed on the shaft frame (hereinafter referred to as suspended shuttering). This shuttering system was produced by VOKD according to Soviet documentation. Later it was modified: the height was increased to 3m and a structure was added to the shuttering structure allowing an inclined bottom casting. The advantages of this solution showed as early as the first application (Petr Bezruč shaft sinking). The gradual progress in the technique and organization of work focused on extension of the advance round length led to the construction of the suspended shuttering up to 4m high. A completely new system appeared with the OBS 7.5x4 steel segmental collapsible shuttering system (7.5m in diameter, working height of 4m), which was developed by VOKD. The system featured substantially lower weight, hydraulic expansion and contraction control and allowed casting of 2, 3 and 4m long (high) sections.

MODERNISATION AND TECHNICAL UPGRADE IN SHAFTS; ACCOMPANYING TECHNIQUES

The shaft-sinking plant of VOKD, which probably brought the company most fame, brought, apart from the above ones, even other technical and structural solutions:

- replacement of auxiliary manually operated RV winches used for stretching of guiding ropes and suspension of staging with motor-driven winches of the SW 10, SW 5 and SW 3.5 types,
- OBS steel segmental collapsible shuttering with hydraulic cylinders, which allowed casting of sections 2m, 3m and 4m high,
- anchoring used for the support of shafts and staple shafts (taken over from Poland),
- automatic skip tipping and rotating equipment (AVO) for 1m³ to 3m³ skips (taken over from Poland),



Obr. 5 Hloubicí stroj WIRTH typu VSB-VI-580/750/E/Sch
Fig. 5 VSB-VI-580/750/E/Sch type of WIRTH down-reaming machine

prováděno mechanicky vrtací soupravou VSH 1. Hloubení bylo dále vybaveno zařízením pro automatické vyklápění a natáčení okovů AVO-4 a okovy o objemu 4 m³, elektrickým zařízením pro automatické vyrovnávání tahů vodicích a závěsných lan pro transportbeton. Pro čerpání vod z hloubení byl navržen kaskádový systém čerpadel VN3/6 a čerpadel FLYGT.

Dosažený postup 112,3 m v 04/1980, při výkonu 11,22 m³.sm⁻¹ byl srovnatelný s dosahovanými špičkovými výkony v hloubení. V některých hodnotách byly překročeny i výkony při hloubení Dolu Staříč, závod 1 v letech 1959 – 1964.

Podstatné bylo snížení počtu hlubičů na 21 z původních 26 až 29 pracovníků.

HLOUBICÍ STROJ VSB-VI, MODERNÍ TECHNOLOGIE V HLOUBENÍ A PROHLUBOVÁNÍ JAM

Stálé uplatňování vědy, moderní technologie v praxi a vyčerpání rezerv u již výrazně vylepšené technologie hloubení vertikálních děl vedlo VOKD k rozhodnutí hledat řešení v kontinuálním prohlubování jam a šibíků.

Plnoprofilovou vrtací metodou rozšiřování předvrtu bylo v zahraničí, zejména v SRN, dosahováno velmi dobrých výkonových parametrů, současně s vysokou kulturou práce.

V roce 1983 byla proto uzavřena s firmou Wirth (SRN) smlouva na dodávku rozhodujících komponentů stroje pro vrtání jam typu VSB-VI-580/750/E/Sch. Kompletací vrtacího stroje, jeho nasazením a provedením ověřovacího provozu bylo pověřeno VOKD (obr. 5).

První nasazení stroje proběhlo na jámě Alexandr v roce 1985. V této lokalitě byly nahrazeny dva původně projektované větrné vrty, každý o průměru 2,36 m, jedním vrtem o průměru 5,80 m, provedeným soupravou VSB-VI v úseku mezi 8. patrem z kóty -501,50 m a 10. patrem na kótě -699,39 m. Na 10. patře bylo prováděno odtěžení rozrušené horniny škrabákovým nakladačem, pásovým dopravníkem s výsypem do důlních vozů.

Hloubení větrné slepé jámy vrtacím komplexem procházelo přes svrchní část hrušovských vrstev. Pět úseků vykazovalo sníženou stabilitu stěn jámového komína v důsledku tektonických poruch a podélných puklin. Hloubení procházelo čtyřmi slojemi o ocelkové mocnosti 5,5 m.

Ověřovací provoz vrtací metody byl zahájen v září 1985. Celková doba vrtání činila 44 pracovních dnů, pouze 37 dnů bylo však vrtacích, tj. takových, ve kterých byl alespoň v jedné směně zaznamenán postup. Během těchto dnů bylo odvrtáno a vyztuženo 180,12 m šibíku a bylo docíleno průměrného denního postupu 4,87 m. Během vrtání se uskutečnil pětidenní zrychlený postup, při kterém bylo odvrtáno 42,5 m s průměrným postupem 8,5 m.den⁻¹.

Další nasazení vrtacího stroje VSB-VI v ověřovacím provozu se uskutečnilo v roce 1986 na Dole Dukla při prohlubování výdušné jámy č. 1 z úrovně 5. patra -321,30 m (hloubicí patro) na 8. patro -669,10 m. Jáma

- the design of a suspension system for the staging carrying a KS-2U/40 loader, which was for the first time utilised in Darkov 1 shaft
- sinking (a double-floor staging was divided into two single-floor staging sets),
- application of larger-diameter explosive cartridges,
- utilisation of central concrete batching plants, transport of concrete and design of a mine concrete batching plant.

The most important shaft sinking advance rate was achieved in 1964. The 321.93m deep, 7.5m-diameter downcast air shaft Staříč 3 sinking was completed within 31 days.

Owing to excellent mastering of the new technique, the shaft-sinking plant managed to ensure exposure of new resources of coal and work for ČSM, Paskov and Staříč mines.

A long-term suspension of the shaft-sinking operations started in 1967. They were resumed as late as 1973 by sinking Šverma-Oderský, Paskov – Řepišťe and Mír 5 shafts, the shaft No.6 for today's Lazy mine, Darkov 2, Frenštát 4 and 5 and Doubrava IV shafts. Cast steel segments were used for the lining of Frenštát 4 shaft.

AN EXAMPLE OF PRACTICAL APPLICATION OF MODERN TECHNIQUES

Darkov 1 shaft with a net diameter of 7.5m was sank using the final hoisting tower adjusted for the needs of the excavation, with a ČKD-2B-6018 final winding machine allowing the maximum muck winding speed of 10m.s⁻¹ and the maximum man winding speed of 6m.s⁻¹. This undertaking was exceptional because of the technical equipment. It was the first shaft-sinking event where all of the newly developed progressive elements of technical development were applied. They were subsequently incorporated into construction site facility designs for all other shafts to be sunk from the surface, partially even for site facilities for shafts to be deepened. The main innovation was brought about by the idea of dividing the till that time used double-floor structure of the working and tensioning staging connected with the KS-2U/40 loader track into two parts: an independent suspension frame for the KS-2U/40 loader and an independent single-floor lining installation and tensioning staging. This shaft sinking case was the first occasion where OBS 7.5 x 4m, the new steel segmental shuttering designed by VOKD, was successfully used and verified in Carboniferous rock. The skin of the shuttering was a kit allowing 2, 3 and 4m advance options. Reduction of the diameter of the skin and the expansion were solved using hydraulic cylinders from 2 MKE movable supports. The weight of the shutter was reduced to 21.7t. Blast holes were drilled mechanically with a VHS 1 drill rig. The shaft sinking equipment further consisted of an AVO-4 facility for automatic tipping and rotating skips, 4m³ skips and an electrical device automatically balancing tensions in guiding and suspension ropes serving for the concrete mix transport. A cascade system of VN3/6 and FLYGT pumps was designed for pumping water during the shaft sinking operations.

The advance of 112.3m achieved in 04/1980 (11.22m³ per shift) was comparable with peak performances achieved in the shaft sinking profession. Some of the parameters even exceeded the outputs achieved during the excavation of Staříč Mine, Plant 1 in 1959 – 1964.

A substantial achievement was the reduction of the number of shaft miners to 21 from the original number of 26 to 29 workers.

VSB-VI DOWN-REAMING MACHINE – A MODERN TECHNIQUE IN SHAFT SINKING AND DEEPENING WORK

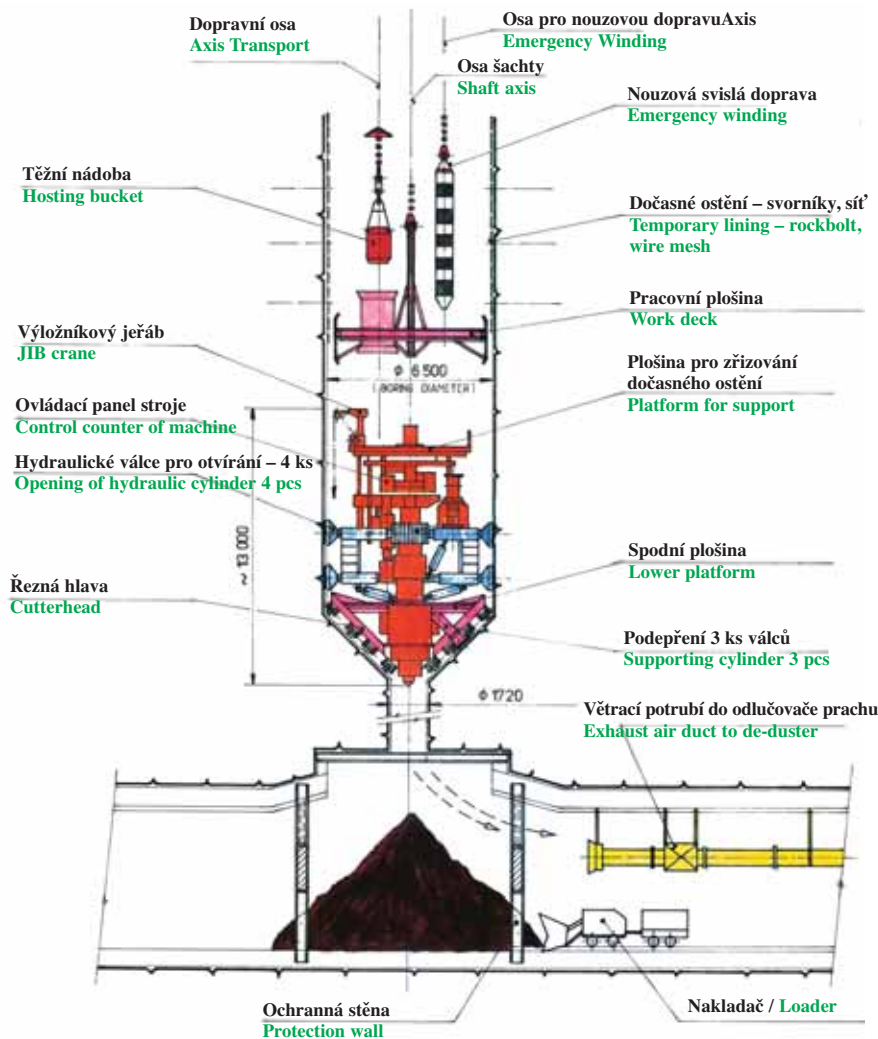
Continuous application of science, modern techniques in practice, as well as the fact that reserves in the already significantly improved technique of excavation of vertical works had been excavated, led VOKD to a decision to seek a solution in continual deepening of shafts and staple shafts.

The method of reaming a pre-bore to the full-profile borehole was used abroad, above all in Germany. It achieved very good performance parameters, together with high work culture.

For that reason VOKD concluded a contract with Wirth (the FRG) in 1983 for the supply of the main components of the VSB-VI-580/750/E/Sch type of a down-reaming machine. The task of assembling the machine, deploying it and setting it in verification operation was assigned to VOKD (see Fig. 5).

The first deployment of the machine took place in Alexandr shaft in 1985. In this location, an originally designed pair of ventilation shafts

Zařízení pro hloubení šachet s předvrtem Wirth USB VI a systém odebrání rubaniny při rozšiřování vrtu
Boring machine for shaft sinking with pre-bore Wirth USB VI and muck handling arrangement for reaming and slashing



Obr. 6 Schéma hloubení pomocí stroje WIRTH, typ VSB-VI
Fig. 6 A chart of shaft sinking with the VSB-IV type of WIRTH down-reaming machine

byla prohlubována vrtáním o průměru 6,5 m v sedlových vrstvách se třemi uhelnými slojemi o mocnosti 2 m až 6,3 m (sloj Prokop). Průchod těmito slojemi vrtacím strojem VSB-VI byl vážným technickým problémem. Byla řešena ochrana slojí proti kavernování a možnému samovznícení. Jako protizáparová prevence byly použity zpevňující injektáže a postřiky slojí vhodnými inhibitory. Při průchodu slojemi nevznikly výrazné komplikace, uhelná hmota byla v důsledku provedených injektáží pevná a stabilní. Pro vyztužování jámového komína byly použity lepené svorníky a ocelomřížové pažiny, vícevýlomy se zakládaly pytlouvanou sádro. Pro odtěžení vrtné drtě v komoře na 8. patře bylo použito stejné zařízení jako u prvního nasazení na závodě Alexander Dolu Ostrava. Prohlubování úseku jámy mezi 5. a 8. patrem, které trvalo celkem 70 dnů, bylo zahájeno v devátém měsíci 1986, 62 dnů bylo vrtáno a 8 dnů se prováděla údržba stroje, výměna dlát a protizáparová prevence slojí. Celkem bylo odvrtno 303,2 m při průměrném postupu 4,89 m.den⁻¹.

Nejllepší výsledky byly dosaženy v období 30. 10. – 25. 11. 1986

odvrtná metráž	160,0 m
počet vrtacích dnů	20,0 dnů
průměrný postup	8,0 m.den ⁻¹
průměrný výkon v cm	40,0 cm.sm ⁻¹
průměrný výkon v m ³	11,1 m ³ .sm ⁻¹
nejvyšší dosažený postup	12,0 m.den ⁻¹

Výkon několikanásobně převyšuje dosahované výkony na předvrt o menším průměru. Hloubení či prohlubování šibíků o průměru 5,8 m nebylo dosud prováděno.

with the diameters of 2.36m each were replaced by a single borehole 5.80m in diameter. The borehole between the level 8 (an altitude of -501.50m a.s.l.) and level 10 (an altitude of -699.39m a.s.l.) was carried out using the VSB-VI machine. On the level 10, the muck was removed using a scraper-slide loader and a belt conveyor discharging to mine trucks.

The excavation of the ventilation staple shaft using the reaming machine passed through the upper part of the Hrušov Member. Five sections exhibited reduced stability of the walls of the shaft chimney resulting from tectonic disturbances and longitudinal joints. The excavation passed through four coal seams with an aggregated thickness of 5.5m.

The verification operation of the down-reaming system started in September 1985. The total work time amounted to 44 working days (only 37 days on which the reaming work was done, i.e. days where at least one shift made an advance). During those days 180.12m of the staple shaft were bored and supported (an average advance rate of 4.87m per day). A 5-day accelerated advance was performed in the course of the down-reaming operation, which resulted in 42.5m of the shaft excavation (an average advance rate of 8.5m per day).

The next deployment of the VSB-VI machine in the verification operation took place in 1986, in Dukla mine, in the process of deepening the upcast shaft No. 1 from the level 2 (-321.30m – a bottom floor) to the level 8 (-669.10m). The shaft was deepened by drilling a 6.5m diameter borehole through saddle layers comprising three coal seams 2.0 to 6.3m thick ((Prokop seam)). The passage through those layers with a VSB-VI was a serious technical problem. A solution was found for protection against caving in and possible spontaneous combustion. The spontaneous fire protection consisted of consolidation grouting and spraying of the seams with proper inhibitors. No significant complications arose during the passage through the seams; owing to the grouting the coal mass was firm and stable. The shaft excavation was supported using resin-encapsulated rockbolts and steel-grid lagging; overbreaks were packed with bagged gypsum. Drill cuttings were loaded at the bottom of the pre-bored hole, in the chamber on the level 8, with the same equipment as that utilised at Alexander plant of Ostrava Mine. The deepening of the shaft section between the levels 5 and 8, which took 70 days in total, commenced in September 1986; the boring took 62 days; maintenance, replacement of cutting tools and protection of the seams against spontaneous combustion were carried out for 8 days. A total of 303.2m of the shaft were drilled, with an average advance rate of 4.89m per day.

The best results were achieved in the 30.10. – 25.11.1986 period

completed metres of the drilling	160.0 m
number of drilling days	20.0 days
average advance rate	8 m.day ⁻¹
average output in cm	40.0 cm.shift ⁻¹
average output in m ³	11.1 m ³ .shift ⁻¹
the highest advance rate achieved	12.0 m.day ⁻¹

The output was several times higher than outputs achieved on down-reamed boreholes with a smaller diameter. Excavation or deepening of 5.8m diameter staple shafts had not been carried out till then.

The experience obtained during the two verification operation cases and the results achieved proved that the utilisation of the VSB VI machine in the conditions of the Ostrava-Karviná Coal District (OKR) was reasonable.

Another two cases of utilisation of the VSB-VI machine took place during the years 1987 – 1989, namely on Odra Mine on excavation of the upcast shaft No.4 between the level 6 and level 11, and the staple shaft No.4 between the level 13 and level 14 at Petr Bezruč plant of Ostrava Mine, at a depth of 870 to 1230m. The excavation of the new skip pit No.4 for Odra Mine saw the greatest length drilled till that time with the VSB-VI in the OKR, i.e. 619m of a 6.5m-diameter shaft



Obr. 7 Použití „Kudlanky“ v Gijonu, Španělsko
Fig. 7 'Kudlanka' deployment in Gijon, Spain

Zkušenosti a docílené výsledky obou ověřovacích provozů prokázaly, že použití vrtacího stroje VSB-VI v podmínkách OKR mělo své opodstatnění.

V průběhu let 1987 – 1989 byla uskutečněna ještě dvě další nasazení vrtacího komplexu VSB-VI, a to na Dole Odra při hloubení výdušné jámy č. 4 mezi 6. a 11. patrem a šibíku č. 4 mezi 13. a 14. patrem na závodě Petr Bezruč Dolu Ostrava v hloubce 870 až 1230 metrů. Při hloubení nové výdušné skipové jámy č. 4 na Dole Odra byla vrtacím strojem VSB-VI odvrátána v OKR dosud nejdelší metráž, a to 619 metrů jámy o průměru 6,5 m (bez metráže náraží). I když obě hloubení procházela ve velice obtížných důlně-geologických podmínkách v nestabilním horninovém prostředí, byla úspěšná a zkušenosti získané na těchto lokalitách potvrdily, že nasazení komplexu VSB-VI je reálné i v nepříznivých důlních podmínkách (obr. 6).

Hloubení šibíku č. 4 na závodě Petr Bezruč Dolu Ostrava bylo posledním nasazením vrtacího komplexu VSB-VI v OKR. S útlumem hornictví se již další nasazení stroje, plánované na rok 1990, neuskutečnilo.

Technický rozvoj spolu se zaváděním nových progresivních technologií a mechanizace jednotlivých operací hloubicího cyklu i mimořádné formy organizace práce vedly k docilování špičkových výkonových parametrů při hloubení vertikálních důlních děl v ostravsko-karvinském revíru, které byly na úrovni světového uhlénohornictví.

VÝVOJ TECHNOLOGIE A MECHANIZACE PROHLUBOVÁNÍ JAM A HLOUBENÍ ŠIBÍKŮ

Současně s rozvojem mechanizace a technologie hloubení jam z povrchu probíhal u VOKD s určitým časovým odstupem i technický rozvoj na prohlubovaných jamách. Omezené důlní prostory pro potřebné zařízení staveniště (těžní stroje, vraty, prostory pro vyklápění), prostředí se zvýšeným nebezpečím výbuchu metanu, mnohdy nízký tlak vzduchu a jiné vlivy omezovaly použití některých progresivních technologií. Zmíníme ty, které se u společnosti použily:

- přechod od cihlové výztuže přes tvárníkovou až k monolitické betonové výztuži,
- hloubení pomocí širokopřůměrového vrtu (ŠPV),
- realizace bezpečnostního kaskádového povalu,
- automatické vyklápění a navádění okovů (AVO),
- zavedení sil s volně loženým cementem (VLC),
- strojní vrtání vývrťů (VSH-2 a VSH-3),
- vývoj, výroba a zavedení důlních míchaček KM-10 a později DDM-250,
- podle podmínek nahrazování vzduchového pohonu strojních zařízení pohonem elektrickým,
- kotvení jámové a šibíkové výstroje na svorníky.

Kategorie prohlubování jam a hloubení šibíků se liší od klasického hloubení svou specifičností, kterou jsou naprosto rozdílné podmínky u každého jednotlivého případu. Patří sem různé průměry jam a šibíků, různé druhy výztuže, různé druhy výstroje, vzdálenosti pater, rozdílné řešená náraží a sklípky, způsoby použité technologie, hloubení plného profilu nebo s použitím ŠPV a další.

(without the drilling length for the shaft station). Despite the fact that the sinking operations were carried out in very difficult mining-geological conditions, in an unstable rock environment, they were successful and the experience gained in those locations confirmed that deployment of the VSB-VI complex in the OKR was realistic even in unfavourable mining conditions. (see Fig. 6)

The excavation of the staple shaft No. 4 at Petr Bezruč plant of Ostrava Mine was the last case of utilisation of the VSB-VI down-reaming machine in the OKR. The other planned case, which was planned for 1990, did not materialise due to a check put on the mining industry.

Technical development together with new progressive techniques and equipment for individual operations of the shaft sinking cycle and extraordinary forms of organisation of work led to achievement of peak performance parameters during the excavation of vertical mining works in the Ostrava-Karviná coal district, which were at the worldwide coal mining industry level.

DEVELOPMENT OF TECHNIQUES AND EQUIPMENT FOR DEEPENING SHAFTS AND EXCAVATION OF STAPLE SHAFTS

Concurrently with development of the technique and equipment for sinking shafts from the surface, VOKD's technical development continued also on shafts being deepened. The constrained mine spaces available for the site facilities (hoisting machines, winches, spaces for tipping), the environment with increased risk of methane explosion, frequently low air pressure and other effects limited the possibility of application of some progressive techniques. We are going to mention the techniques which have been utilised during the existence of OKD:

- Transition from brick lining through block lining up to cast-in-situ concrete lining,
- Shaft sinking processes using large-diameter boreholes (LDB),
- Construction of the safety cascade staging,
- automatic tipping and guidance of skips (ATG),
- introduction of bulk cement (BC) silos,
- mechanical drilling of boreholes (VSH-2 and VSH-3),
- development, manufacture and introduction of KM-10 colliery mixers, later succeeded by DDM-250,
- replacement of compressed-air drive of mechanical equipment with electric drive
- application of rock bolts to anchoring of the shaft and staple shaft support.

The shaft deepening and staple shaft sinking category differs from traditional excavation methods in its specificity, which resides in completely different conditions in each particular case, i.e. differences in diameters of shafts and staple shafts, types of support, equipment, lining, distances between the mine levels, design of mine stations and chambers, applied technique, full-face excavation or utilisation of LDB, etc. The various technical solutions were capable of providing full professional self-realisation for both the technicians and miners.

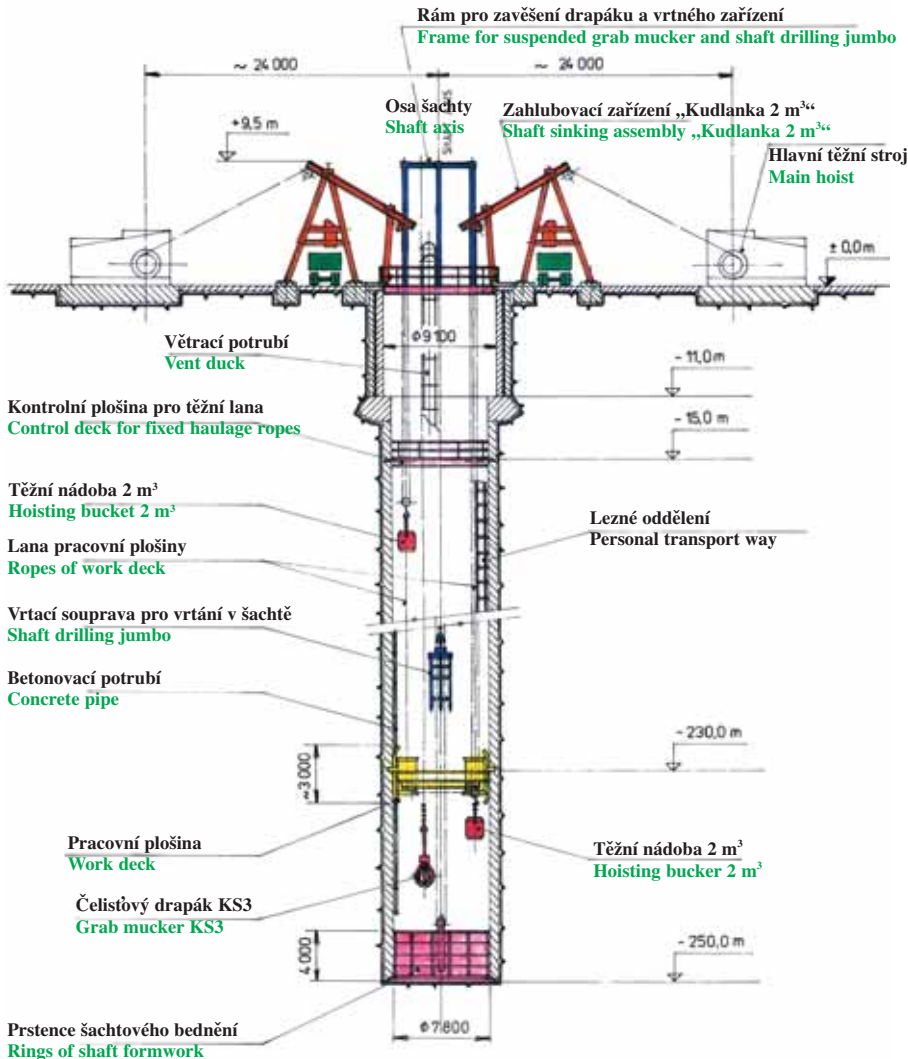
"KUDLANKA", A COMPREHENSIVE SHAFT PRE-SINKING EQUIPMENT

The 'Kudlanka' ('Mantis') shaft pre-sinking equipment system (see Fig. 7, 8) was utilised in VOKD from 1970. This shaft pre-sinking technique was taken over by nearly all organisations active in shaft sinking operations, both in Czechoslovakia and other countries. The main element of the pre-sinking equipment is the 'Hoisting plant for shaft pre-sinking' according to the Czech patent No. 146 711 by Ing. Petr Brychta, the author. This facility is used for lowering of materials and persons up to a depth of 60m. The 1m³ (or 2m³) skip is suspended on a rope of the H 800 or H 1200 hoisting machine. Two barriers controlled by electromagnets from the operator's station are used for checking of the suspended skip in the process of the skip tipping. The muck is loaded with 2 KS-3 loaders suspended on foldable arms hinged on the top frame. Mortar for masonry work and concrete mix used for the backfill behind the block masonry is produced in a batching plant (i.e. a PM 500 mixer, ZC-30 silo, AVC 150 scales and an MLP-2 mechanical shovel) and then fed via a chute directly to a gravity supply pipeline.

FRENŠTÁT 4 AND 5, THE LAST SHAFTS SUNK FROM THE SURFACE IN THE OSTRAVA REGION

The Frenštát-West mine field development in the Beskydy area started by the excavation of the downcast shaft No. 4 and upcast shaft No. 5

**Tradiční hloubení šachty pomocí trhačích prací – Hloubící zařízení „Kudlanka 2 m³“ (Hloubka 250 m)
Conventional shaft drill and blast – Shaft sinking assembly „Kudlanka 2 m³“ (Depth 250 m)**



Obr. 8 Schéma zahlabování pomocí „Kudlanky“
Fig. 8 A chart of a shaft pre-sinking operation using ‘Kudlanka’

Různá technická řešení uměla poskytnout plnou profesní seberealizaci jak technikům, tak i hlubičům.

KOMPLEXNÍ ZAŘÍZENÍ PRO ZAÚŠŤOVÁNÍ JAM, TZV. „KUDLANKA“

Komplexní zařízení pro zaústování jam (obr. 7, 8) bylo u VOKD, k. p., používáno od roku 1970. Tuto technologii zaústování převzaly téměř všechny organizace zabývající se hloubením jak v Československu, tak i v dalších zemích. Hlavním prvkem zaústovacího zařízení je „Těžní zařízení pro zaústování jam“ podle čs. patentu číslo 146 711 autora ing. Petra Brychty, které slouží pro dopravu materiálu i jízdu lidí do hloubky 60 m, použití okovu 1 m³ (příp. 2 m³) zavěšeného na laně těžního stroje H 800 nebo H 1200. Při vyklápění okovu jsou pro aretaci závěsného vozíku používány dvě závozy ovládané elektromagnety ze stanoviště strojníka. K nakládání horniny jsou používány 2 nakladače KS-3, zavěšené na sklopných ramenech kloubově uložených na ohlubeném věnci. Malta pro zdění a betonová směs pro závlivku za tvárnice zdivo jsou vyráběny v betonovací jednotce (tj. míchačka PM 500, silo ZC-30, váha AVC 150 a mechanická lopata MLP-2) a odtud dopravovány skluzem přímo do samospádového potrubí.

POSLEDNÍ HLOUBENÉ JÁMY Z POVRCHU NA OSTRAVSKU, FRENŠTÁT 4 A 5

Otvírka nového důlního pole Frenštát-západ v podbeskydské oblasti byla zahájena hloubením vtažené jámy č. 4 v září 1984 a výdušné jámy č. 5 v září 1985. Před vlastním hloubením byla provedena zaústění obou jam do hloubky 60 m typovým zaústovacím zařízením, vyvinutým u VOKD, tzv. „Kudlankou 2 m³“. Práce na zaústění jámy č. 4 byly

in September 1984 and September 1985 respectively. The shaft excavation sinking proper was preceded by pre-sinking of both shafts up to a depth of 60m using so-called ‘Kudlanka 2m³’ standardized pre-sinking set of equipment, which was developed by VOKD. The pre-sinking of the shaft No. 4 started in June 1982. It was necessary to improve mechanical properties of earth/rock mass in the location by pressure grouting with clay-cement suspension in the shaft surroundings. The pre-sinking operations were completed in the first quarter of 1983, after stabilization of the masonry. The pre-sinking of the shaft No. 5 was finished subsequently, in the third quarter of 1983. (see Fig. 9)

FRENŠTÁT NO. 4 SHAFT SINKING

The shaft No. 4 was excavated with a net diameter of 8.5m, 60cm thick concrete lining from in-situ concrete poured behind an OBS 8.5 x 4 steel shutter installed at the bottom of the shaft. The shutter was suspended on ropes of SW 10 winches. Two ropes of LPE 45 winches carried the 150mm-diameter gravity pipeline conveying concrete down the shaft. The muck was loaded with a KS-2U/40 loader to 6m³ skips (the full and empty skips were re-slung at the excavation bottom). The suspension frame of the KS-2U/40 loader, the working and tensioning staging and guiding ropes for auxiliary emergency equipment in the shaft were suspended on LPE 18 winches; the shaft cables were carried by SW 3.5 winches. All winches were electrically synchronised. A VSH-4 drill rig was used for drilling of blast holes. The shaft sinking facility was provided with a 2C 6 x 2.4 hoisting machine (imported from the USSR). A pair of RVE 1600 fans provided sufficient amount of air for the blowing ventilation system during the excavation. VHF-1, a new type of temporary hoisting tower developed by VOKD was used on both shaft-sinking sites. Concrete was transported by ready-mix trucks from a central batching plant. The shaft-sinking process was equipped with an auxiliary ČKD B 2014 hoisting machine (emergency equipment with a ladder lift). The shaft sinking passed through Silesian and Sub-Silesian nape rock types using a technique well proven in the OKD for many years. The average monthly advance rate calculated from the beginning of the excavation (September 1984) up to a depth of 778 metres amounted to 55.8m; the maximum advance rate of 76.7m was achieved in November 1984.

The shaft inspection carried out on 12 November 1985 detected damage to the concrete lining in the southern part of the shaft chimney, i.e. shear cracks. Sections of the concrete lining were slipping along the cracks to the shaft space. This finding resulted in a decision immediately to suspend the excavation and deposit gravel and muck on the bottom of the shaft (at a depth of 748m) with the aim of stabilising the lining; the lining was to be repaired subsequently. But the backfill of the shaft never reached the required altitude. The southern side of the lining collapsed on 15 November 1985 and the shaft was filled with rock/ground and other debris up to a depth of 666m from the shaft mouth. The bottom of the excavation was found at that time at a depth of 778m under the shaft mouth. To prevent the collapse from spreading further upwards, the decision was made that the shaft be backfilled with concrete from the depth of 665m to 636m.

A total of 3,250m³ of concrete was placed in the shaft, 1,675m³ of that volume to the shaft proper and 1,575m³ to the cavern. This volume of concrete corresponds to an approximately 30m high concrete plug. The casting started on 21 November 1985 and ended on 30 November 1985. The recovery operations carried out jointly by Vodní Stavby Praha and VOKD started subsequently.

Prior to the reconstruction of the collapsed shaft section proper, the existing concrete lining from the level of 636m to the level of 277m from the shaft mouth was reinforced by a 50cm thick RC shell. The shell reduced the net diameter of the shaft from 8.5m to 7.5m.

zahájeny v červnu 1982. Pro zlepšení půdněmechanických vlastností hornin v zaústění bylo nutno provést tlakovou injektáž okolní zeminy jílocementovou suspenzí a po asanaci zdíva bylo zaústění ukončeno v prvním čtvrtletí 1983. Zaústění jámy č. 5 bylo ukončeno následně v třetím čtvrtletí 1983 (obr. 9).

HLoubENÍ JÁMY FRENŠTÁT Č. 4

Jáma č. 4 byla hloubena ve světlém průměru 8,5 m s betonovou výztuží tloušťky 60 cm s použitím technologie litého betonu za ocelové segmentové bednění OBS 8,5 x 4 na dně jámy. Bednění bylo zavěšeno na vratech SW 10. Na dvě lana vratů LPE 45 bylo zavěšeno spádové potrubí Js 150 mm pro dopravu betonové směsi jámou. Hornina byla nakládána nakladačem KS-2U/40 do okovů o objemu 6 m³ s převěšováním okovů na počvě hloubení. Závěsný rám nakladače KS-2U/40, pracovní a napínací poval a vodicí lana pomocného havarijního zařízení v jámě byly zavěšeny na vratech LPE 18, kabely v jámě na vratech SW 3.5. Všechny vraty byly elektricky synchronizovány. K vrtání vývrtů pro trhačí práci bylo použito vrtné soupravy VSH-4. Hloubení bylo vybaveno těžním strojem 2C 6 x 2,4 (dovoz z býv. SSSR). Dva ventilátory RVE 1 600 zajišťovaly potřebné množství vzduchu pro foukací systém větrání v hloubení. Pro obě hloubení byl použit nový typ provizorní těžní věže konstrukce VOKD VHF-1. Betonová směs se dopravovala domíchávači z centrální betonárny. Hloubení bylo vybaveno pomocným těžním strojem ČKD B 2014 (havarijní zařízení s žebříkovým výtahem). Hloubení procházelo horninami slezského a podslézského příkrovu a probíhalo způsobem a technologií osvědčenou v OKR již řadu let. Od zahájení hloubení v září 1984 činil do hloubky 778 metrů průměrný měsíční postup 55,8 m, maximálního postupu 76,7 m bylo docíleno v listopadu 1984.

Dne 12. 11. 1985 bylo při prohlídce jámy zjištěno porušení betonové výztuže v jižní části jámového komína – smykové trhliny ve výztuži jámy, podle kterých se vysouvaly části betonové výztuže do prostoru jámy. Toto vedlo k rozhodnutí další hloubení ihned zastavit a pro stabilizaci výztuže dopravit na dno jámy až po hloubku 748 m štěrka a hlusinu a provést následně opravu výztuže jámy. K zasypu jámy na stanovenou kótu však již nedošlo, neboť dne 15. 11. 1985 došlo ke zřícení jižní strany výztuže jámy a k jejímu závalu až po hloubku 666 m od ohlubení. Počva hloubení byla v té době v hloubce 778 m pod ohlubení. Aby se zával nešířil dále vzhůru, bylo rozhodnuto jámu od hloubky 665 m až do 636 m zabetonovat.

Do jámy bylo uloženo 3 250 m³ betonu, z toho do vlastní jámy 1 675 m³ betonu a do kaverny 1 575 m³. Tomuto množství betonové směsi odpovídá výška asi 30 m betonové zátky. Betonáž byla zahájena 21. 11. 1985 a ukončena 30. 11. 1985. Následně byly zahájeny sanační práce, které prováděly Vodní stavby Praha ve spolupráci s VOKD.

Před vlastní rekonstrukcí havarovaného úseku jámy byla stávající betonová výztuž od hloubky 636 m po úroveň 277 m od ohlubení jámy zpevněna železobetonovým pláštěm o tloušťce 50 cm, kterým byl současný světlý průměr jámy zmenšen z 8,5 m na 7,5 m.

V únoru 1988 byly zahájeny z úrovně 636 m práce na využitování jámy ocelolitinovými tybinkami o světlém průměru 7 500 mm. Ocelolitinová výztuž navazovala plynule na úsek jámy zpevněný železobetonovým pláštěm provedeným v předchozí etapě rekonstrukce z úrovně 280 m do hloubky 636 m. Montáž tybinkové výztuže probíhala ve vzájemné součinnosti s injektážními a tamponážními pracemi prováděnými Vodními stavbami Praha.

Práce na rekonstrukci jámy s použitím ocelolitinových tybinků pokračovaly až do úrovně 703 m. Z této hloubky, které bylo dosaženo v červnu 1990, byla rekonstrukce jámy prováděna dále již v dvouplášťové výztuži (blokopanel a železobetonový vnitřní plášť) ve světlém průměru 7,5 m. Práce i nadále probíhaly ve vzájemné součinnosti s Vodními stavbami Praha, které prováděly injektážní práce v předpolí devastovaného jámového komína. V roce 1993 bylo u kóty -440,5 m vybudováno nárazí 1. patra a ražena část protičelby větrního spojení k jámě č. 5. Následně, po dohloubení žumpy bylo vlastní hloubení v červnu 1994 ukončeno v hloubce 903 m na kótě -448 m.

Rekonstrukční práce v havarované jámě probíhaly za mimořádně obtížných podmínek. V havarovaném úseku jámy zůstalo veškeré technologické zařízení hloubení, pracovní povaly, nakladač KS 2U-40, jámová výstroj, lana, vrátky, okovy a ostatní zařízení, lanovnice, úvazky atd. Rekonstrukce probíhala nejenom se speciální výztuží s vysokou pracností, ale po předchozím proinjektování v prostředí kompaktního železobetonu s ručním rozrušováním betonu, zčásti s pomocí omezené trhačí práce, s použitím řezání ocelové konstrukce

The operations which were intended to line the shaft from the level of 636m with cast-steel segments with a net diameter of 7500mm started in February 1988. The cast-steel lining fluently linked to the shaft section supported with the reinforced concrete shell executed in the previous phase of the reconstruction, i.e. from the level of 280m to the depth of 636m. The installation of the segmental lining was co-ordinated with grouting and plugging operations carried out by Vodní Stavby Praha.

The shaft reconstruction using cast-steel segments continued down to a level of 703m. From this level, which was achieved in June 1990, the shaft reconstruction was executed using double-shell lining (a block-panel and internal reinforced concrete shell) with a net diameter of 7.5m.

The work continued to be executed in collaboration with Vodní Stavby Praha. This company carried out the grouting of the advance core of the devastated shaft chimney. A level 1 shaft-landing was built at the altitude of -440.5m a.s.l. in 1993 and part of the counter-heading of the ventilation adit to the shaft No. 5 was performed. Subsequently, in June 1994, when the excavation of the sump had been completed, the excavation proper was terminated at a depth of 903m, at an altitude of -448m a.s.l.

The reconstruction operations in the collapsed shaft continued in extraordinarily difficult conditions. All technical equipment used for the excavation, working staging elements, the KS 2U-40 loader, shaft support, ropes, winches, skips and other items, sheaves, slings etc. It means that the reconstruction was carried out not only using special lining with a high degree of laboriousness, but also in an environment previously grouted, filled with compact RC concrete, which had to be broken manually, partly using blasting operations, with a necessity for cutting steel structures by burning, i.e. in a work regime which ran increased risks and required adequate safety measures.

FRENŠTÁT NO. 5 SHAFT SINKING

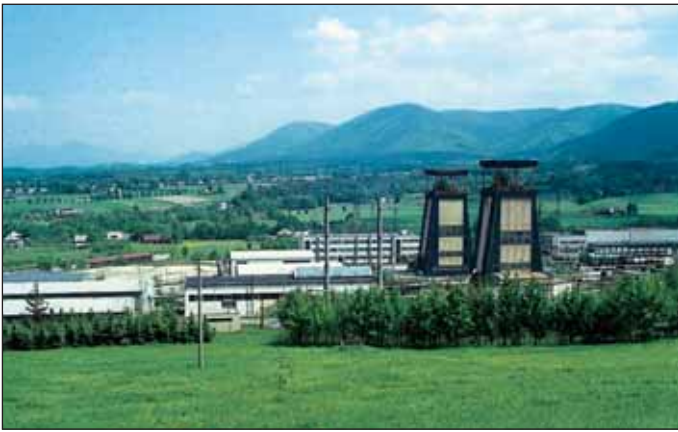
The loss of stability of the lining of the shaft No. 4 and the subsequent collapse in November 1985 was a reason for re-evaluation of the opinion on utilisation of the lining systems used till that time for a shaft chimney in the difficult geomechanical conditions of the rock massif formed by the Silesian and, above all, the Sub-Silesian nape.

The negotiations on the issue of the bearing-capacity of the lining for the shaft No. 5 resulted in a final solution, i.e. a design of double-shell reinforced concrete lining. The outer shell was built with block-panels able to immediately carry the rock pressures and thus provide the hydration rest necessary for hardening of concrete of the internal reinforced concrete lining shell.

The shaft No. 5 sinking started in September 1985, with a net diameter of 8.5m, using the same equipment as that used on the shaft No. 4, with cast-in-situ lining, using the cast concrete technique. The excavation using this lining lasted only for three months: 31m of the shaft sunk in September 1985; 77.4m sunk in October; 60m, i.e. up to a total depth of 239m, sunk in November 1985. From the 239m level to a depth of 296m, the shaft was excavated using single-shell reinforced concrete lining. Reinforcement cages were placed behind OBS 8.5 x 3 shuttering; concrete was supplied behind the shutter through a gravity pipeline. A double-shell lining system was used from the 496m level to a depth of 892m. The external shell was built with block panels, the internal shell, which maintained the net diameter of the shaft of 8.5m, was from reinforced concrete (reinforcement cages and concrete). The depth of 892m was achieved in April 1988. The subsequent excavation was again lined using the single-shell reinforced concrete system.

The average monthly advance rates achieved in the section with the single-shell reinforced concrete lining and in the section with the double-shell lining amounted to 25.5m and 21.0m respectively. Three mine stations were built in the shaft No. 5: at the -422m, -501m and -590m altitudes. Excavation of two wings of the mine station started in June 1988 and was followed by excavation of a wind connection between the shafts No. 5 and 4. The excavation of the mine stations was divided into three benches each.

The passage of the excavation through the interface between the nape and the Carboniferous massif required implementation of a number of safety measures because of the difficult mining-geological conditions in the Silesian and Sub-Silesian nape characterised by the possibility of occurrence of anomalous gas breakout phenomena. Probe holes 25 – 75m long, 42mm in diameter were drilled so that a 10m



Obr. 9 Důl Frenštát
Fig. 9 Frenštát Mine

autogenem, to znamená v režimu prací se zvýšeným nebezpečím a k tomu odpovídajícími bezpečnostními opatřeními.

HLOUBENÍ JÁMY FRENŠTÁT Č. 5

Ztráta stability výztuže jámy č. 4 a následná havárie v listopadu 1985 byly důvodem k přehodnocení názoru na užití dosavadních betonových výztuží jámového komínu ve složitých geomechanických podmínkách horninového masivu slezského a zvláště podslezského příkrovu.

Řešení problematiky únosnosti výztuže pro jámu č. 5 vyústilo v konečném řešení v projekt dvouplášťové železobetonové výztuže, jejíž vnější plášť byl navržen z blokopanelů schopných okamžitě přenášet tlaky horniny a zajistit tak potřebný hydratační klid pro zrání betonu ve vnitřním železobetonovém výztužném plášti.

Hloubení jámy č. 5 bylo zahájeno v září 1985 ve světlém průměru 8,5 m se stejným strojním a technologickým vybavením jako na jámě č. 4, ve výztuži z monolitického betonu s užitím technologie litého betonu. S touto výztuží probíhalo hloubení pouze tři měsíce, a to v září 1985 s vyhloubením 31 m jámy, v říjnu s vyhloubením 77,4 m a v listopadu 1985 s vyhloubením 60 m do celkové hloubky 239 m. Od úrovně 239 m do hloubky 296 m byla již jáma hloubena v jednoplášťové železobetonové výztuži. Do betonové formy OBS 8,5 x 3 se ukládaly armokoše a betonová směs se dopravovala za bednění samospádovým potrubím. Od úrovně 496 m do hloubky 892 m bylo použito dvouplášťové výztuže s vnějším pláštěm z blokopanelů, vnitřní plášť se prováděl v železobetonu (armokoše a betonová směs) při zachování světlého průměru jámy 8,5 m. Hloubky 892 m bylo dosaženo v dubnu 1988. Pak byla jáma hloubena opět v jednoplášťové železobetonové výztuži.

V úseku s použitím jednoplášťové výztuže z armobetonu se docívalo průměrných měsíčních postupů hloubení 25,5 m, v úseku s dvouplášťovou výztuží v průměru 21 m za měsíc.

V jámě č. 5 byla provedena tři nárazi: na kótě -422 m, -501 m a -590 m. V úrovni 1. patra byla v červnu 1988 zahájena z jámy č. 5 ražba obou křídel nárazi a následně ražba větrního spojení mezi jámou č. 5 a č. 4. Náraziště byla ražena na tři pracovní etáže.

Při hloubení jámy přes kontakt pokryv-karbon byla vzhledem ke složitým důlněgeologickým podmínkám ve slezském a podslezském příkrovu s možností výskytu anomálních plynodynamických jevů realizována řada bezpečnostních opatření. Byly prováděny zajišťovací vrty délky 25 – 75 m o průměru vývrtů 42 mm tak, aby před počvou hloubení byla dosahována chráněná bezpečná zóna minimálně deseti metrů. Výsledky dlouhých zajišťovacích vrů byly ověřovány krátkými zajišťovacími vrty délky 7 m. V hloubkách 815 m a 848 m byl proveden ze dna jámy soubor prognózních a zajišťovacích vrů. Vzhledem k tomu, že těmito vrty nebyly prokázány zvýšené napětodynamické stavy, hloubení pokračovalo dále klasickým způsobem. Při průchodu kontaktu pokryv-karbon nebyly zaznamenány anomální plynodynamické jevy.

Průchod hloubení přes horizont s nebezpečím průtrží hornin a plynů byl na základě vyhodnocení průzkumných vrů prováděn v režimu protiotřesových a průtržových opatření. U slojí č. 36 a č. 37 byly překročeny povolené hodnoty průběžné prognózy, a proto musely být otevřeny pomocí otrásné odlehčovací trhačí práce.

deep protected safe zone was achieved under the excavation bottom. The results of the long probe hole drilling were verified by means of short (7m) probe holes. Arrays of probe holes were drilled from the excavation bottom at the depths of 815m and 848m. As those boreholes did not prove states of increased dynamical stresses, the excavation continued using traditional methods. No anomalous gas breakout phenomena were recorded during the passage through the cover-Carboniferous mass interface.

The excavation passed a horizon posing a risk of gas breakout associated with the excavation collapse. It was carried out on the basis of assessment of the probe drilling, in a regime of implementation of anti-tremor and anti-gas-breakout measures. The allowable values determined by the continuous prognosis were exceeded in the seams No. 36 and 37, therefore those seams had to be opened by means of inducer destressing shot firing.

The mine station at the level 2 was founded at an altitude of -501m a.s.l., in a 14m thick sandstone layer, above the seam No. 40 (Prokop seam; -504m) with an expected thickness of 9.7m. Anomalous acoustic manifestations appeared in the course of excavation of the second bench of the mine station in a manner similar to that recorded above the seam No. 37. A decision was made during the excavation of the shaft section between the level 2 mine station and the seam No. 40, based on a running prognosis of gas outbursts, to use blasting in a three metre block of rock (together with destressing blasting). The passage through the rock block lasted from 24.3. to 4.4.1989. Prokop seam was uncovered in the course of muck loading on 3.4.1989. After completion of prognoses and measures preventing damage due to a mine tremor or gas outburst, the excavation continued in the destressing blasting regime through the seam No. 40. It was accompanied by numerous acoustic effects ranging from very slight sounds to effects associated with a distinct tremor of the rock massif. CO₂ was not detected throughout the monitored period and CH₄ content was permanently lower than 0.1%.

When the level 1 mine station excavation at an altitude of -422m a.s.l. had been completed, the shaft sinking continued with the single-shell reinforced concrete lining (reinforcement cages and concrete); the depth of 932m was reached in December 1988. In 1989, the level 2 mine station at -501m was excavated, the 9.7m thick Prokop seam was passed through and the level 3 mine station excavation at -590m level started. In the first quarter of 1990, the construction of the level 3 mine station was finished and the sump was excavated. The shaft sinking was completed in March 1990, at a depth of 1088.6m under the surface. Finishing work in the shaft with subsequent permanent conservation operation and man riding in a 2m³ skip followed.

SELECTION OF RESULTS AND PARTIAL SURVEY OF SOME OF THE SHAFTS

Outstanding results were achieved in the course of the years when VOKD sunk shafts from the surface. The monthly advance rates and, above all, outputs per head and shift represented the worldwide leading edge.

For guidance only, we present some results achieved within the worldwide mining practice (Table 1).

The above outputs were achieved with stress placed on maximum utilisation of working time, 24-hour operation, absolute utilisation of equipment available and perfect organisation of work.

All of the above-mentioned worldwide outputs were achieved by VOKD's mining crews. When the investments in mines in the Ostrava district were suspended at the end of the sixties and the beginning of the seventies of the 20th century, the successful performance in the shaft sinking operations was interrupted.

Despite the fact that other shifting of the level of technical equipment up occurred and state-of-the-art techniques were developed, such outstanding monthly advance rates have never again been achieved. It must be attributed among others to the decline in the shaft sinking profession.

When VOKD resumed the shaft sinking operations, the following advance rates were achieved (Table 2).

Nevertheless, a qualitative shift was achieved. It is documented even by the output of 14.81 m³/head/shift recorded during the Staříč 1/2 shaft sinking. We are not aware of any other performance which would have exceeded this output.

Nad slojí č. 40 (Prokop -504 m) o předpokládané mocnosti 9,7 m bylo založeno na kótě -501 m v pískovcové vrstvě o mocnosti 14 m nárazí 2. patra. Při provádění druhé lávky nárazí se začaly projevovat obdobně jako nad slojí č. 37 anomální zvukové projevy. Při hloubení jámy mezi nárazím 2. patra a 40. slojí, po předchozím provedení průběžné prognózy průtrží uhlí a plynu, bylo přikročeno k trhací práci v třímetrovém horninovém celku (současně s odlehčovací trhací prací). Průchod hloubení horninovým celkem probíhal od 24. 3. do 4. 4. 1989. K odkrytí sloje Prokop došlo 3. 4. 1989 při nakládání. Po provedených prognózách a prevenci HO a PUP byl v režimu odlehčovací trhací práce prováděn průchod hloubení 40. slojí, který byl doprovázen řadou akustických projevů, a to od velmi slabých až po projevy spojené se zřetelným zachvěním horninového masivu. Za celé sledované období nebyl zjištěn CO₂ a rovněž obsah CH₄ trvale nepřekročoval hodnotu 0,1 %.

Po vyražení nárazí 1. patra na kótě -422 m byla jáma opět hloubena v jednoplášťové železobetonové výztuži (armokoše a betonová směs) a v prosinci 1988 bylo docíleno hloubky 932 m. V roce 1989 na -501 m bylo vyraženo nárazí 2. patra, průchod slojí Prokop (mocnost 9,7 m) a zahájena ražba nárazí 3. patra na kótě -590 m. V prvním čtvrtletí roku 1990 byla dokončena výstavba nárazí 3. patra a vyhloubena žumpa. Hloubení bylo ukončeno v březnu 1990 v hloubce 1 088,6 m pod povrchem. Následovaly dokončovací práce v jámě s následným trvalým konzervačním provozem a s jízdou lidí okovem o objemu 2 m³.

VÝBĚR VÝSLEDKŮ A ČÁSTEČNÝ PŘEHLED NĚKTERÝCH JAM

V průběhu let, kdy VOKD hloubilo jámy z povrchu, bylo dosaženo vynikajících výsledků, které, pokud se týká měsíčních postupů a hlavně výkonů na hlavu a směnu, představovaly světovou špičku.

Pro orientaci uvádíme některé výsledky docílené ve světové hornické praxi.



Obr. 10 Nakládací zařízení PRH-1 vyvinuté VOKD
Fig. 10 PRH-1 loading equipment developed by VOKD

A detailed description of Frenštát 5 shaft is contained in the preceding chapter. Its depth of 1088.6m under the surface is the second largest among Ostrava shafts. The evidence of the ability of VOKD's shaft miners to cope with shaft sinking operations at a depth about 1000m is provided by the following excerpt concerning several shafts, obtained from the shaft sinking archives (Table 3)

This brief survey is evidence that apart from the shaft sinking work also mine stations including chambers had to be constructed.

Země Country	Max. postup za měsíc Max. monthly advance rate	Výkon v m ³ /hl/sm Output in m ³ /head/shift	Světlý Ø Net diameter	Rok Year	Důl Mine
SSSR / USSR	390,10 m	-	6,2 m	1964	-
Jižní Afrika / South Africa	381,00 m	-	6,7 m	1962	Bufelstoutein
ČSSR / CSSR	321,93 m	11,09	7,5 m	1964	Staříč 3
ČSSR / CSSR	284,02 m	9,53	7,5 m	1962	Paskov, vt. j. / downcast sh.
Maroko / Morocco	247,70 m	-	-	1959	El. Makeba
ČSSR / CSSR	221,49 m	11,52	7,5 m	1961	Paskov, výd. j. / oc. sh.
ČSSR / CSSR	157,63 m	9,04	7,5 m	1961	ČSM-jih, výd. j. / outcast sh.

Tabulka 1 / Table 1

Při dosažení těchto výkonů byl kladen důraz na maximální využití pracovní doby, plnou směnnost, dokonalé využití stávající techniky a dokonalou organizaci práce.

Všechny tyto světové výkony byly dosaženy hlubičskými kolektivy VOKD. Koncem šedesátých a počátkem sedmdesátých let 20. století došlo k zastavení investic do dolů na Ostravsku, což přineslo i přerušování úspěšných postupů v hloubení.

Přestože došlo k dalším posunům v technickém vybavení hloubení a byly vyvinuty nejmodernější technologie, nedošlo již nikdy k tak výrazným měsíčním postupům. Nutno to přičíst také odlivu hlubičské profese.

Po obnovení činnosti hloubení jam u VOKD bylo dosaženo těchto postupů:

SHAFT SINKING WORK OUTSIDE THE OSTRAVA-KARVINÁ COAL DISTRICT

In the period of the most intensive development of shaft sinking in the Ostrava coal district, all shaft-sinking resources of VOKD were concentrated in this region. The only shaft sunk in this period outside the OKR was Nováky shaft (Slovakia) with a diameter of 3.0m, depth of 204.72m and one mine station. As mentioned above, the decline in the shaft sinking operations in the OKR resulted in the necessity for seeking utilisation for this expertise somewhere else.

Another cases were the shaft-deepening job in Zlaté Hory at the turn of the 1970s and excavation of shafts for the metro construction in 1972 – 1974. Shaft sinking operations in former Yugoslavia in 1968 – 1981 were the first foreign contracts within the shaft-sinking profession. VOKD sunk shafts for Raspočje, Blagodat and Stari Trg mines.

Důl Mine	Postup za měsíc Monthly advance rate in m	Výkon m ³ /hl/sm Output in m ³ /head/shift	Světlý Ø m Net diameter in m	Rok Year
Staříč I/2	150,32	14,81	7,5	1982
Paskov-Nová Bělá	122,50	11,93	7,5	1982
Paskov-Řepišť	121,10	9,32	7,5	1976
Darkov I	112,30	11,22	7,5	1980
Staříč I/2	112,00	10,50	7,5	1983
Darkov 2, výdechová jáma / outcast s.	102,62	11,16	7,5	1978

Tabulka 2 / Table 2

Posun však nastal kvalitativně, což dokladuje i výkon 14,81 m³/hl/sm při hloubení jámy Staříč 1/2. Není nám známo, že by tento výkon byl někde překonán.

Podrobný popis jámy Frenštát 5 je v přecházející kapitole. Její hloubka 1 088,6 m pod povrchem je druhou největší na ostravských jamách. O umění hlubičů VOKD zvládnout hloubení jam i v hloubce kolem 1 000 m svědčí i výpis několika jam z archivu hloubení:

Jáma Shaft	Hloubka v m Depth in m	Průměr v m Diameter in m	Náraziště Mine stations
Bezruč	1 091,2	6,5	3 náraziště / 3 m. stations
Jeremenko	1 062,0	7,5	3 náraziště / 3 m. stations
ČSM-sever, výdechová jáma / North outcast s.	842,0	7,5	3 náraziště / 3 m. stations
Staříč II. výdechová jáma / outcast s.	816,7	7,5	3 náraziště / 3 m. stations
Paskov, výdechová jáma / outcast s.	812,7	7,5	3 náraziště / 3 m. stations
ČSM-sever, vtažná jáma / North, downcast s.	807,3	7,5	3 náraziště / 3 m. stations
Paskov, vtažná jáma / downcast s.	805,5	7,5	3 náraziště / 3 m. stations
ČSM-jih, výdechová jáma / South, outcast s.	803,5	7,5	3 náraziště / 3 m. stations

Tabulka 3 / Table 3

Malý výpis svědčí o skutečnosti, že během hloubení jam bylo nutno rovněž provést výstavbu nárazí, včetně sklípků.

HLoubENÍ JAM MIMO OSTRAVSKO-KARVINSKÝ REVÍR A V ZAHRANIČÍ

V době největšího rozvoje hloubení na Ostravsku zde mělo VOKD soustředěny veškeré hlubičské kapacity. Jedinou jamou vyhloubenou v tomto období mimo OKR byla jáma Nováky (Slovensko) o průměru 3 m, hloubce 204,72 m, která měla 1 náraziště. Jak již bylo dříve uvedeno, úbytek hloubení v OKR znamenal hledání prací této odbornosti jinde.

Další lokalitou bylo na přelomu 70. let prohlubování jámy ve Zlatých Horách a hloubení šachtic pro metro v letech 1972 – 1974. Prvními zahraničními zakázkami v komoditě hloubení byly hlubičské práce v bývalé Jugoslávii v letech 1968 až 1981, kde VOKD hloubilo postupně na dolech Raspotočje, Blagodat a Stari Trg.

Z nedávné minulosti jen připomínáme hloubení větracích šachet pro silniční tunely v SRN (Saukopf and Sommerberg). Technický popis jejich realizace byl uveden v časopisu Tunel (Ročník 25-2-94, Ročník 25-4-94). Dokladem technického umu v hloubení byl vývoj nakládacího zařízení PRH-1 pro odtěžení horniny ze dna hloubení do předvrtu, vyrobeného pro tuto technologii. Je to i zřejmé z obr. 10.

V současné době VOKD realizuje hloubení jam jen ve Španělsku. První hloubení zásobníku o průměru 3 m a hloubce 200 m bylo provedeno na Dole Santiago v roce 1994. Od té doby byla realizována další vertikální díla a celkem bylo vyhloubeno 900,6 m o průměrech jam od 2,5 m až po 7 m. Díla byla provedena na dolech Santiago, Figaredo, Nicolas a San Antonio (obr. 11).

Úspěšně se ve Španělsku uvedlo i zahlučovací zařízení Kudlanka, a to realizací jámy v městě Gijon a vyrovnávací jámy na vodním díle San Xusto u města Pontavedra v Galicii (6/2005). Další nasazení Kudlanky proběhlo v dubnu 2006 v Madridu. Bližší informace o práci VOKD ve Španělsku naleznete v dřívějších číslech časopisu TUNEL.

Slavná hlubičská minulost VOKD pokračuje, i když v menším měřítku, v zahraničí.

ZÁVĚR

Během padesátipětileté historie VOKD bylo jejími kolektivy vyhloubeno více než 47 km jam z povrchu a 18 km vyhloubených šibíků a slepých jam.

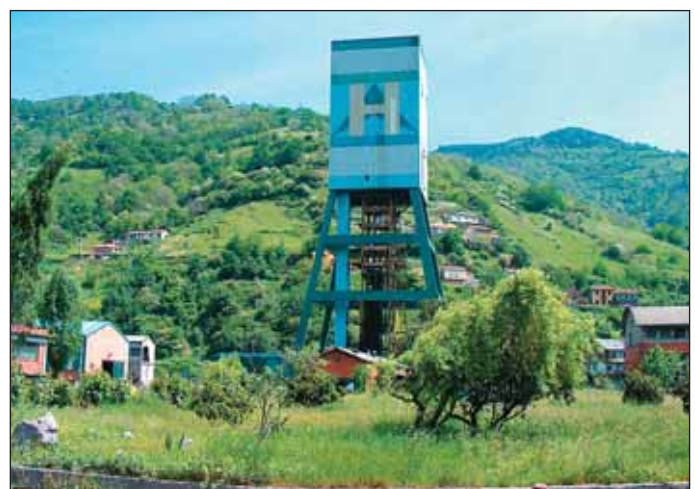
Výše uvedený stručný přehled historie hloubení jam nemůže podchytit vše, ale jen to nejpodstatnější. Dá se však zcela jistě rozpoznat, jak široké znalosti je nutné při hloubení jam mít a jaké odbornosti a zkušenosti je nezbytné dosáhnout pro úspěšné dokončení hloubeného díla.

Chci vyjádřit přesvědčení, že umění hlubičů VOKD budou poznávat i v dalších státech Evropské unie.

ING. STANISLAV SIKORA, sikora@vokd.cz,
ING. MILAN ČERVENÝ, VOKD, a. s.

Pozn.: V článku byly použity materiály z archivu firmy VOKD, a. s.

Out of recent contracts, we remember the excavation of ventilation shafts for road tunnels in the FRG (Saufkopf and Sommerberg). Technical description of these constructions was published in Tunel magazine (volume 25-2-94; volume 25-4-94). The proof of the technical skill in the field of shaft sinking was the development of the PRH-1 loading equipment for removal of muck from the bottom of a pre-bored hole. This equipment was manufactured specially for this shaft sinking technique. It is also obvious from Fig. 10.



Obr. 11 Důl Santiago, Španělsko
Fig. 11 Santiago Mine, Spain

Currently VOKD is sinking shafts only in Spain. The first 3.0m-diameter, 200m deep storage shaft was excavated for Santiago mine in 1994. Since that time other underground vertical works have been completed; a total of 900.6m of shafts with diameters ranging from 2.5m to 7.0m. The shafts were sunk for Santiago, Figaredo, Nicolas and San Antonio mines (see Fig. 11).

Also Kudlanka, the pre-sinking plant, succeeded to give a good account of itself in Spain, namely by execution of a shaft in the town of Gijon and an equalising shaft for the San Suxto hydroelectric scheme near the town of Pontavedra in Galicia (06/2005). Other work with Kudlanka was in Madrid in 04/2006. (More detailed information on the Spanish operations of VOKD is available in previous issues of Tunel magazine.)

VOKD's glorious shaft-sinking history is continuing abroad, even if on a smaller scale.

CONCLUSION

Working teams of VOKD have managed to excavate over 47km of shafts from the surface and 18km of staple shafts.

The above brief survey of the shaft sinking history cannot put everything on record, only the most important parts. It is, however, certainly possible to recognise the width of the know-how required for the shaft sinking operations and the high demands on expertise and experience which must be satisfied to make successful completion of a shaft sinking operation possible.

I would like to express my conviction that even other countries, members of the European Union, will be given the opportunity to see the skills of VOKD's shaft miners.

ING. STANISLAV SIKORA, sikora@vokd.cz,
ING. MILAN ČERVENÝ, VOKD, a. s.

Note: Documents from VOKD, a.s. archives were used in the paper.

STATIKA SEKUNDÁRNÍHO OSTĚNÍ TUNELU VALÍK

STRUCTURAL ANALYSIS OF THE SECONDARY LINING OF THE VALÍK TUNNEL

JOSEF ALDORF, LUKÁŠ ĎURIŠ

ÚVOD

Tunel Valík je navržen jako dvojice tunelových trub světlých průřezů cca 130 m², stýkajících se ve středním železobetonovém pilíři provedeném v prostoru středního tunelu, což je v našich poměrech atypické řešení, výrazně snižující šířku tunelového komplexu. Tím je dosaženo omezení šířky poklesové kotliny na povrchu. Každá tunelová trouba má oválný tvar s protiklenbou; max. šířka výrubu v kalotě činí cca 16 m, celková výška výrubu je cca 11,7 m. V pravém tunelu (JTT) byla vyražena průzkumná štola pro upřesnění inženýrskogeologických a geotechnických poměrů tunelu, dále doplněných při provádění středního tunelu, který sloužil ke zhotovení středního nosného pilíře ostění bočních tunelů.



Obr. 1 Výstavba tunelů
Fig. 1 Tunnel construction

Primární ostění tunelů je provedeno v tl. 250 – 350 mm z betonu C20/25 vyztuženého oblouky BRETEX BTX 112-25 v celém obvodu ostění, ve vzdálenostech daných zařazením do příslušné technologické třídy NRTM horninového prostředí. Ražba tunelů byla prováděna metodou NRTM v porušených proterozoických břidlicích, jejichž kvalita byla hodnocena vesměs technologickou třídou NRTM 5a.

Cílem statického řešení sekundárního ostění tunelu bylo především:

- stanovení návrhových parametrů pro posouzení mezního stavu únosnosti, použitelnosti a mezního stavu šířky trhlin sekundárního ostění tunelů při různých zatěžovacích stavech;
- stanovení vnitřních sil v ostění při působení nejméně příznivých zatěžovacích stavů;
- aplikace vlivu smršťování betonu, tepelné expozice ostění a vlivu mezilehlé izolace na velikost vnitřních sil v ostění;
- posouzení vlivu prostupů v sekundárním ostění;
- posouzení mezního stavu únosnosti, použitelnosti a mezního stavu vzniku trhlin konstrukce sekundárního ostění.

Statické řešení sekundárního ostění pro stanovení normálového zatížení v aktivní oblasti bylo provedeno pomocí programového systému Phases, metodou konečných prvků modelem 2D v režimu pružno-plastického přetváření. K řešení dalších zatěžovacích stavů (smrštění, tepelná expozice, nelineární výpočet) byl využit programový systém FEAT, pracující s deskostěnovými prvky.

ZHODNOCENÍ INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝCH POMĚRŮ TUNELU VALÍK ZJIŠTĚNÝCH PRŮZKUMNOU ŠTOLOU A PŘI RAŽENÍ STŘEDNÍHO TUNELU

Ražení průzkumné štoly a středního tunelu a provedená sledování výrazně zlepšila původní informace o inženýrskogeologických

INTRODUCTION

The Valík tunnel is designed as a pair of tunnel tubes with net cross-sectional areas of 130m² each, which touch each other at a central reinforced concrete pillar built in the space of a central tunnel. This solution, atypical in our conditions, significantly reduces the width of the tunnel complex, thus the width of the settlement trough, which develops on the surface, is also significantly reduced. Each of the tunnel tubes is oval in the cross section, with an invert; the maximum width of the top heading excavation amounts to 16m, the total height of the excavated opening is about 11.7m. An exploration gallery was driven within the cross section of the right tube (STT). It was designed to improve the information on the engineering geological conditions along the tunnel alignment. This information was further complemented during the excavation of the central tunnel, which served for the construction of the central pillar of the tunnels driven on its sides.

The primary lining of the tunnels consists of a 250 – 350mm thick layer of C20/25 sprayed concrete reinforced with BRETEX BTX 112-25 lattice girders installed along the whole circumference of the lining at a spacing determined according to the respective NATM excavation class. The tunnels were driven using the NATM. It passed through broken Proterozoic shale categorised mostly as the NATM class 5a.

The aim of the structural analysis of the secondary lining was above all:

- Determination of design parameters for assessment of the ultimate limit state, serviceability limit state and limit state of crack width for the secondary lining during various loading stages;
- Determination of internal forces in the lining exposed to the action of the least favourable loading stages;
- Application of the influence of shrinkage of concrete, heat exposure of the lining and influence of intermediate waterproofing membranes on the magnitude of internal forces in the lining;
- Assessment of the influence of openings in the secondary lining;
- Assessment of the ultimate limit state, serviceability limit state and the limit state of crack width for the secondary lining.

The structural calculation of the secondary lining for determination of the normal loading in the active zone was carried out using the Phases program system, by the Finite Element Method, using a 2D model in an elasto-plastic deformation regime. The FEAT program system operating with plate elements was applied to the solution of other loading states (shrinkage, heat exposure, non-linear calculation).

ASSESSMENT OF ENGINEERING GEOLOGICAL CONDITIONS AT THE VALÍK TUNNEL CONSTRUCTION DETERMINED BY THE EXPLORATION GALLERY AND DURING THE EXCAVATION OF THE CENTRAL TUNNEL

The excavation of the exploration gallery and the central tunnel, together with completed observations significantly improved the original information on the engineering geological and geomechanical conditions along the route of the tunnels. The consistently maintained geological and technical documents and the completed geomechanical and geophysical measurements proved the following main features and properties of the rock mass important for the development of structural design of the secondary lining:

- the rock mass consists predominantly of weakly metamorphosed Proterozoic shale (mostly phyllite), heavily and intensely fractured, weathered and slightly weathered, with a clayey filling of mostly about 2mm wide joints.

The joints are mostly smooth, undulated, with a 5 – 10cm spacing, oriented into several joint systems. This significant degree of fracturing is documented both by the RQD values reaching generally approximately 25% and the RMR value (mostly 20-25 points) and the QTS assessment value with the prevalence of values within the range of 32-39 points;

a geomechanických poměrech v trase tunelu. Soustavně vedená geologická a technologická dokumentace a provedená geomechanická a geofyzikální měření prokazují tyto hlavní rysy horninového prostředí a jeho vlastností, podstatné pro realizaci statického řešení sekundárního ostění.

→ Horninový masiv je převážně tvořen slabě metamorfovanými proterozoickými břidlicemi (převážně fylity), silně a intenzivně rozpukanými, zvětřalými a navětřalými, s jílovitou výplní puklin tl. převážně do 2 mm.

Pukliny jsou převážně hladké, zvlněné, se vzdáleností okolo 5–10 cm, orientované do několika puklinových systémů. Tuto značnou porušenost masivu dokládají jak hodnoty RQD dosahující převážně velikosti 25 %, tak hodnocení RMR (převážně 20–25 bodů) a QTS s převahou hodnot v pásmu 32–39 bodů.

→ V profilu středního tunelu i bočních tunelů se převážně vyskytuje puklinový systém s úklonem 60–80 se směrem prakticky totožným s osou štoly. V interakci s příčnými puklinovými systémy vzniká nebezpečí tvorby nadvylomů a vývalů horniny ve stropě i bocích, což dokumentují i provedená měření. Toto nebezpečí roste se zvětšením šířky výrubů.

→ Z hlediska technologických tříd NRTM je výlom ve štole i tunelech hodnocen třídou 5a (základní označení 5a I). Lokální zlepšení geotechnických poměrů charakterizují třídy 5a II a 5a III. Poměr jednotlivých tříd byl předpokládán relací 80/10/10 %, skutečnost prokázala snížení rozsahu tř. 5a I ve prospěch třídy 5a II.

→ Hydrogeologická situace ve štole je příznivá a nebyly zachyceny žádné významnější trvalé přítoky vody.

→ Výsledky presiometrických měření vykázaly pro modul pružnosti rozptyl v rozmezí hodnot E_d od cca 250 MPa do 680 MPa a indikují i určitou hodnotu mechanické anizotropie horninového prostředí. Součinitel anizotropie lze u těchto typů fylitů předpokládat v rozmezí $\alpha_{anis.} =$ cca 1,1–2,5 (Rževskij, Fisenko). Výsledky měření posunů v ražených tunelech prokazují, že hodnotu $\alpha_{aniz.}$ lze uvažovat ve velikostech až 2,5.

Pro výpočet zatížení modelem MKP byl zvolen izotropní konstitutivní model horninového prostředí a stanovená velikost zatížení odpovídá tomuto izotropnímu chování masivu. Anizotropní model horninového prostředí byl využit pouze pro kontrolu výsledků řešení.

→ Seismická měření prokázala, že:

– hodnoty statických modulů pružnosti horninového masivu E_{dm} mohou nabývat velikostí $E_{dm} =$ cca 250–1400 MPa;

– průměrná tlaková pevnost horninového masivu v oblasti okolí tunelu R_{dm} kolísá kolem velikosti $R_{dm} = 2-3$ MPa, přičemž jsou reálné i hodnoty $R_{dm} = 0,4-0,6$ MPa a na druhé straně hodnoty $R_{dm} = 10$ a více MPa. Při tlakové pevnosti horniny $R_d =$ cca 20–30 MPa to představuje hodnotu součinitele strukturního oslabení $k_s =$ cca 0,15–0,03, což charakterizuje porušený až drobný masiv (tř. 5a I);

– rozsah oblastí porušení a nepružného přetvoření v okolí štoly činil cca 2–2,5 m. Naměřené hodnoty E_d v této oblasti byly proto při hodnocení ignorovány;

– velikost objemové tíhy hornin kolísá v rozmezí $\gamma_d = 22,5-25$ kNm⁻³ podle míry trhlinatosti a obsahu výplně puklin;

– Poissonovo číslo horninového prostředí kolísá v rozmezí $n = 0,2-0,32$.

→ Monitorovací měření (měření konvergencí) vykazovala velmi rychlé ustalování deformací a indikují velikost součinitele bočního tlaku K_b v rozmezí $K_b = 0,3-0,5$.

→ Všechny ostatní geomechanické parametry horninového prostředí, které nebyly přímo měřeny nebo jinak ověřeny (φ , c , úhel dilatance δ), byly stanoveny odborným odhadem, nebo zjednodušenými postupy využívajícími obecně platné pevnostní závislosti Mohr-Coulombovy podmínky pevnosti. Základní výpočtové hodnoty tř. 5a I byly definovány firmou SG-Geotechnika. Pro třídy 5a II a 5a III byly výpočtové velikosti přetvárných a pevnostních vlastností odborně odhadnuty s využitím výše uvedených hodnot výskytu a rozptylu.

Za nejpodstatnější geomechanický faktor bylo nutno považovat především strukturní vlastnosti hornin (puklinatost, velikost horninových kusů, pevnostní vlastnosti puklin apod.), které při šířkách výlomu vlastního tunelu (od cca 6 do 16 m) determinují výlomové a stabilitní poměry převážně v 5a I a 5a II technologické třídě NRTM, s významným podílem tř. 5a I. Technologická třída NRTM 4 se v trase tunelu prakticky nevyskytuje. Statické řešení sekundárního ostění tunelů bylo proto, ve prospěch bezpečnosti, provedeno pro podmínky technologické třídy 5a I.

→ a joint system dipping 60 – 80° in the direction virtually identical with the direction of the gallery prevails in the profile of the central tunnel and side tunnels. An interaction with transverse joint systems gives rise to a threat that overbreaks and caving-ins can occur in the roof and side walls; this is documented among others by the completed measurements. This threat grows with the excavation width increasing;

→ in terms of the NATM support categorisation, the excavation in the gallery and the tunnels is categorised as class 5a (basic denomination 5a I). A local improvement of the geotechnical conditions is characterised by classes 5a II and 5a III. The proportion of individual classes was assumed as 80/10/10%; the reality proved decreased proportion of the class 5a I on behalf of class 5a II.

→ the hydrological situation in the gallery is favourable – no more significant water inflows were encountered;

→ the results of pressuremeter tests proved the modulus of elasticity varying within a range of E_d values from about 250 MPa to 680 MPa; they indicate even a certain value of mechanical anisotropy of the rock environment. The coefficient of anisotropy for these types of phyllite can be assumed within the range of $\alpha_{anis.} =$ circa 1,1 – 2,5 (Rževskij, Fisenko). The results of measurement of displacements in the mined tunnels have proven that the $\alpha_{aniz.}$ value can be assumed to amount up to 2,5. An isotropic constitutive model of the rock mass was chosen for the FEM analysis; and the determined magnitude of the loading corresponds with this isotropic behaviour of the rock mass. The anisotropic model of the rock mass was applied only to the checking of results of the solution.

→ seismic measurements proved that:

– static moduli of the rock mass elasticity E_{dm} can assume values $E_{dm} =$ circa 250 – 1400 MPa

– average compressive strength of the rock mass in the vicinity of the tunnel R_{dm} fluctuates about a value of $R_{dm} = 2-3$ MPa, while even the values of $R_{dm} = 0,4 - 0,6$ MPa are realistic, as well as the values of $R_{dm} = 10$ MPa and higher on the other side. For the compressive strength of the rock mass $R_d =$ circa 20-30 MPa, it represents a value of the coefficient of structural weakening $k_s =$ circa 0,15 – 0,03, which is a characteristic of a sheared to friable rock mass (class 5a I).

– the weakness and permanent deformation zones in the gallery surroundings extend to a distance approximately of 2-2,5 m; therefore the E_d values measured in this area were disregarded during the assessment.

– the magnitude of the specific weight of rock varies within a range of $\gamma_d = 22,5-25$ kNm⁻³, depending on the degree of cracking and the content of joint filling.

– Poisson's ratio of the rock mass fluctuates within a range of $n = 0,2-0,32$.

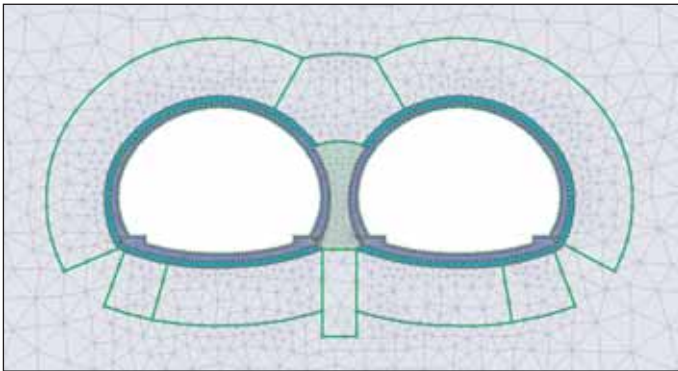
→ monitoring measurements (convergence measurements) exhibited very rapid stabilisation of deformations and indicate the magnitude of the K_b side pressure factor within a range of $K_b = 0,3-0,5$.

→ all of the other geotechnical parameters of the rock mass that were not directly measured or verified another way (φ , c , δ angle of dilatancy), were determined by means of an expert estimation or by simplified methods utilising the generally valid strength dependence of the Mohr-Coulomb's strength condition. Basic design values of the class 5a I were defined by SG-Geotechnika. The design values of deformation and strength properties of the classes 5aII and 5aIII were professionally estimated using the above-mentioned values of the occurrence and variation.

Structural properties of the rock mass (jointing, size of rock pieces, strength-related properties etc.) had to be considered to be the most important geomechanical factor. At the given width of the excavated cross section of the tunnel proper (approximately from 6m to 16m), they determine the excavation and stability conditions predominantly at the 5a I and 5a II NATM class, with a significant proportion of the 5a I class. The NATM class 4 virtually does not exist along the alignment of the tunnel. For that reason the structural design of the secondary lining of the tunnels was carried out, in favour of safety, for the conditions of the NATM class 5a I.

DESIGN VALUES OF PHYSICAL-MECHANICAL PROPERTIES OF THE ROCK ENVIRONMENT AND MATERIALS OF THE ROCK SUPPORTING ELEMENTS

The structural design of the secondary lining was carried out by means of a 2D model of the Phases and FEAT program systems, which utilise the Finite Element Method within the elasto-plastic calculation regime (see Fig. 2). The design values of geotechnical properties were determined, on the basis



Obr. 2 Výpočtový model MKP
Fig. 2 The FEM calculation model

VÝPOČTOVÉ HODNOTY FYZIKÁLNĚ-MECHANICKÝCH VLASTNOSTÍ HORNINOVÉHO PROSTŘEDÍ A VYZTUŽOVACÍCH MATERIÁLŮ

Statické řešení sekundárního ostění bylo provedeno programovými systémy Phases a FEAT, využívajícími metodu konečných prvků v pružno-plastickém režimu výpočtu, modelem 2D (obr. 2). Výpočtové hodnoty geotechnických vlastností byly stanoveny na základě doporučení SG-Geotechnika pro všechny technologické třídy (5a I – 5a III) a pro řešení sekundárního ostění byly přijaty základní hodnoty uvedené dále. Výpočtové hodnoty vlastností horninového prostředí korespondují s velikostmi použitými v pravděpodobnostním řešení primárního ostění (Aldorf, Hrubešová 2003), a tím zhodnocují vliv proměnlivosti prostředí na hodnoty zatížení ostění a na tvorbu porušených oblastí v okolí tunelu.

Pro statické a stabilitní řešení bylo použito těchto velikostí fyzikálně-mechanických vlastností horninového prostředí:

- objemová tíha hornin γ_d
 $\gamma_d = 25 \text{ kNm}^{-3}$
- úhel vnitřního tření φ'_d
 $\varphi'_d = 32^\circ$ pro všechny technologické třídy NRTM (5a I – 5a III)
- soudržnost c'_d
 - třída 5a I: $c'_d = 120 \text{ kPa}$
 - třída 5a II: $c'_d = 140 \text{ kPa}$
 - třída 5a III: $c'_d = 170 \text{ kPa}$

Tyto velikosti c'_d reálně odpovídají velikostem tlakové pevnosti horninového masivu R_{dm} v rozmezí cca 0,6-1 MPa.

- úhel dilatance δ
 $\delta = \text{cca } \frac{1}{4} \varphi' = 8^\circ$ pro všechny technologické třídy

- součinitel bočního tlaku K_b
Součinitel bočního tlaku je ve všech technologických třídách uvažován ve velikosti

$$K_b = \frac{\nu}{1 - \nu} = \frac{0,3}{1 - 0,3} = 0,42$$

podle hodnoty Poissonova čísla pro příslušnou třídu.

- modul pružnosti (přetvárnosti) E_d
 - třída 5a I: $E_d = 250 \text{ MPa}$
 - třída 5a II: $E_d = 300 \text{ MPa}$
 - třída 5a III: $E_d = 350 \text{ MPa}$
- Poissonovo číslo ν
 - třída 5a I: $\nu = 0,32$
 - třída 5a II: $\nu = 0,32$
 - třída 5a III: $\nu = 0,3$
- zatěžovací funkce α^* (podíl deformací přenášených na ostění k celkovým deformacím – vliv čelby). Ve prospěch bezpečnosti a spolehlivosti ostění byla pro sekundární ostění uvažována plná hodnota součinitele zatížení α^* dle třídy 5a I, přestože výsledky měření časové závislosti posunů ve středním tunelu indikovaly velikost α^* podstatně nižší.
 - třída 5a I: $\alpha^* = 0,7$
 - třída 5a II: $\alpha^* = 0,65$
 - třída 5a III: $\alpha^* = 0,6$

výška nadloží tunelu h
 $h = 16 \text{ m}$ – třídy 5a I – 5a III

of recommendations of SG-Geotechnika, for all support classes (5a I – 5a III). The basic below-mentioned values were adopted for the design of the secondary lining. The design values of the rock mass properties correspond with the values utilised in the probabilistic design of the primary lining (Aldorf, Hrubešová 2003), thus they enhance the effect of variability of the environment on the values of the loads acting on the lining and on development of weakness zones in the tunnel surroundings.

The following values of physical-mechanical properties of the rock environment were used for the structural and stability design:

- specific weight of rock γ_d
 $\gamma_d = 25 \text{ kNm}^{-3}$
- angle of internal friction φ_d
 $\varphi'_d = 32^\circ$ for all NATM support classes (5a I – 5a III)
- cohesion c_d
 - 5a I class: $c'_d = 120 \text{ kPa}$
 - 5a II class: $c'_d = 140 \text{ kPa}$
 - 5a III class: $c'_d = 170 \text{ kPa}$

These c'_d values realistically correspond with the values of the compressive strength of the rock mass R_{dm} within a range of circa 0,6-1 MPa.

- angle of dilatancy δ
 $\delta = \text{circa } \frac{1}{4} \varphi' = 8^\circ$ for all support classes

- coefficient of lateral pressure K_b
The value of the coefficient of lateral pressure for all excavation classes is assumed to be of

$$K_b = \frac{\nu}{1 - \nu} = \frac{0,3}{1 - 0,3} = 0,42$$

according to Poisson's ratio value for the respective class.

- modulus of elasticity (deformation) E_d
 - 5a I class: $E_d = 250 \text{ MPa}$
 - 5a II class: $E_d = 300 \text{ MPa}$
 - 5a III class: $E_d = 350 \text{ MPa}$
- Poisson's ratio ν
 - 5a I class: $\nu = 0,32$
 - 5a II class: $\nu = 0,32$
 - 5a III class: $\nu = 0,3$
- loading function α^* (proportion of deformations transferred on the lining to overall deformations – the influence of the excavation face). In favour of safety and reliability of the lining, the full value of the loading factor α^* was assumed, according to the 5a I class, despite the fact that the results of measurement of the time dependence of displacements in the central tunnel indicated the α^* value to be significantly lower.
 - 5a I class: $\alpha^* = 0,7$
 - 5a II class: $\alpha^* = 0,65$
 - 5a III class: $\alpha^* = 0,6$
- tunnel overburden thickness h
 $h = 16 \text{ m}$ – classes 5a I – 5a III

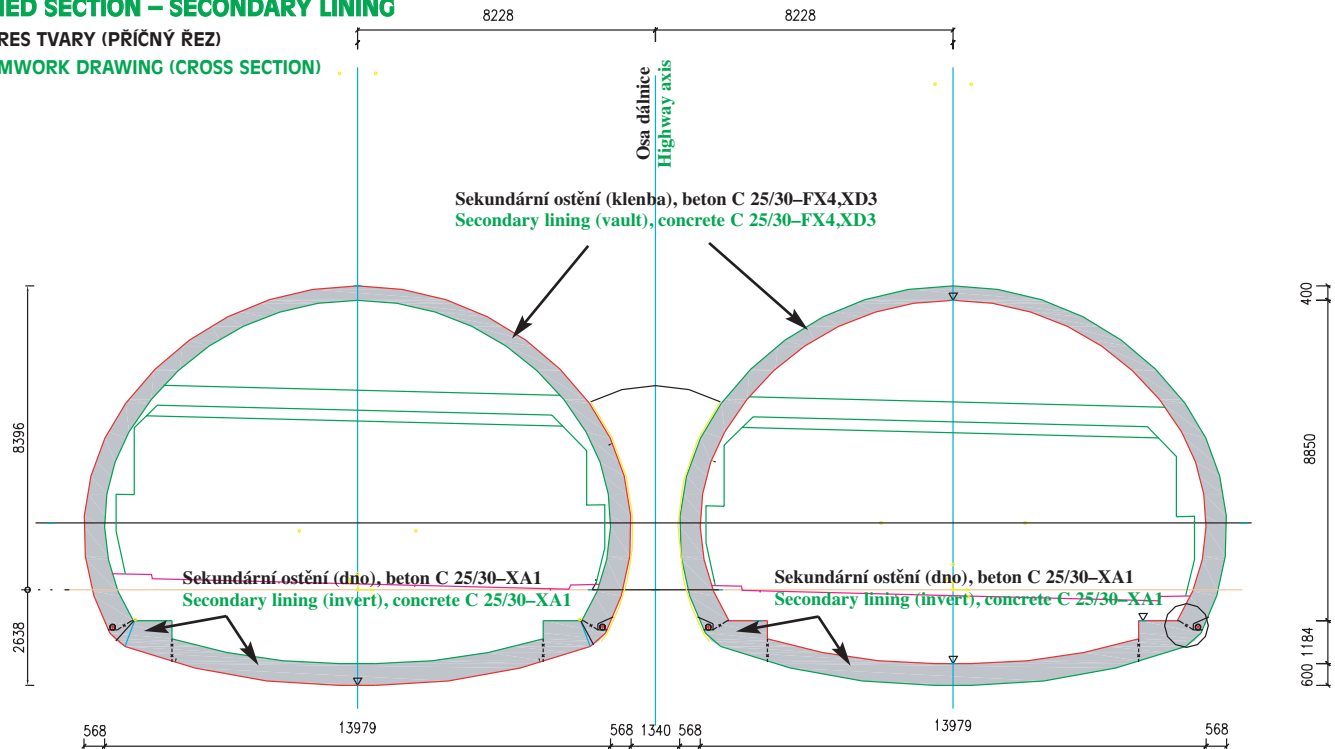
CHARACTERISTICS OF THE LINING

- the secondary lining is designed from reinforced concrete C 25/30 with the thickness $d = 0,4-0,7 \text{ m}$ (see Fig. 3).
- The modulus of elasticity of the lining material (concrete C 25/30) E_d and Poisson's ratio
 - $E_{do} = 30,500 \text{ MPa}$ for $t > 28 \text{ days}$, $\nu = 0,2$
 - Design compressive strength: $f_{cd} = 16,6 \text{ MPa}$ for $t > 28 \text{ days}$
 - Design tensile strength: $f_{ctd} = 1,7 \text{ MPa}$ for $t > 28 \text{ days}$
 - Poisson's ratio: $\nu_b = 0,2$
 - $\varphi'_d = 55^\circ$
 - $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
 - $c'_d = 2,1 \text{ MPa}$
- concrete lining reinforcement
 - steel $2 \times \varnothing 16 \text{ R} + 10 \times \varnothing 8 \text{ R}$ on both surfaces
 - $A_s = 0,000904 \text{ m}^2$
 - $E_s = 210,000 \text{ MPa}$
 - $\mu = 0,2$
 - $R_{sd} = 450 \text{ MPa}$
 - $R_{scd} = 420 \text{ MPa}$
 - concrete cover: $0,050 \text{ m}$
- anchors installed as part of the primary lining were not taken into account in the design of the secondary lining (total degradation of the bearing capacity).

RAŽENÁ ČÁST – SEKUNDÁRNÍ OSTĚNÍ MINED SECTION – SECONDARY LINING

VÝKRES TVARY (PŘÍČNÝ ŘEZ)

FORMWORK DRAWING (CROSS SECTION)



Obr. 3 Sekundární ostění

Fig. 3 Secondary lining

CHARAKTERISTIKY OSTĚNÍ

- tloušťka sekundárního ostění tunelů je navržena ve velikosti $d = 0,4-0,7$ m z vyztuženého betonu C 25/30 (obr. 3)
- modul pružnosti materiálu ostění E_d (beton C 25/30) a Poissonovo číslo

$E_{do} = 30\,500$ MPa pro $t > 28$ dnů, $\nu = 0,2$

- výpočtová pevnost v tlaku: $f_{cd} = 16,6$ MPa pro $t \geq 28$ dnů
- výpočtová pevnost v tahu: $f_{ctd} = 1,7$ MPa pro $t \geq 28$ dnů
- Poissonovo číslo: $b = 0,2$

- $\varphi'_d = 55^\circ$
- $\gamma = 24$ kN/m³
- $c'_d = 2.1$ MPa

→ výztuž ostění

- ocel $2 \times \varnothing 16$ R + $10 \times \varnothing 8$ R oboustranně
- $A_s = 0,000904$ m²
- $E_s = 210\,000$ MPa
- $\mu = 0,2$
- $R_{sd} = 450$ MPa
- $R_{scd} = 420$ MPa
- krycí vrstva: 0,050 m

→ kotvy instalované jako součást primárního ostění nebyly při řešení sekundárního ostění uvažovány (plná degradace únosnosti).

Pro statické řešení bylo předpokládáno, že:

- kotvené a injektované oblasti horninového prostředí v okolí tunelů si zachovávají mechanické vlastnosti (φ , c , E) nezávisle na době životnosti díla;
- primární ostění postupně v době životnosti mechanicky degraduje a jeho pevnostní a přetvárné vlastnosti (E_d , f_{cd}) se postupně snižují až na úroveň 10 % původních počátečních velikostí.

Totální degradace (100 %) mechanických vlastností primárního ostění není předpokládána vzhledem k příznivým hydrogeologickým poměrům v horninovém prostředí.

KONSTRUKCE SEKUNDÁRNÍHO OSTĚNÍ

Sekundární ostění v geometrickém a tvarovém provedení podle obr. 3 je staticky neurčitou konstrukcí sestávající z:

- konstrukce horní klenby tl. 0,4–0,7 m z vyztuženého betonu C 25/30, provedené do posuvného bednění v pásech délky cca 10 m. Styk horní klenby s protiklenbou je realizován plochým stykem (kloubem) s délkou uložení min. 0,5 m. V celé ploše horní klenby je provedena mezilehlá foliová izolace;

The following assumptions were made for the purpose of the structural design:

- the anchored and grouted areas of the rock environment in the tunnel surroundings will maintain the mechanical properties (φ , c , E) of the unreinforced rock environment for the whole life of the structure;
- the primary lining will gradually mechanically deteriorate during its life and its strength-related and deformational properties (E_d , f_{cd}) will gradually drop to the level of 10% of the original initial magnitudes. Total deterioration (100 %) of the mechanical properties of the primary lining is not assumed owing to the favourable hydrogeological conditions in the rock environment.

SECONDARY LINING STRUCTURE

The secondary lining with the geometry and shape shown in Fig. 3 is a statically indeterminate structure consisting of:

- the 0.4 – 0.7m thick upper vault structure from reinforced concrete C 25/30 cast behind a travelling form; the casting blocks about 10m long. A flat hinge with a 0.5m long bearing is designed for the connection at the springing point between the vault and invert. The entire surface of the upper vault is provided with an intermediate waterproofing membrane.
- the C 25/30 reinforced concrete invert structure with a constant thickness of 0.6m is placed on the primary lining invert without any intermediate waterproofing. Part of the flat hinge is execution of a side drain, which collects water flowing on the external surface of the intermediate waterproofing membrane. The PE drainage pipeline is backfilled with porous concrete with the assumed strength corresponding to C 10/15.

The connection of the upper vault with the invert by means of the flat joint where the upper vault is supported by the invert without the reinforcement bars continuing without interruption from the invert to the upper vault creates a specific structural situation where the normal force in the joint acts eccentrically with respect to the bearing surface, therefore the joint transfers both the normal force and the bending moment. The contact surface is then subjected to the action of non-uniformly distributed normal stresses, which must not:

- exceed the value of the design compressive strength of concrete ($f_{cd} = 16.6$ MPa)
- create a state of tensile stressing of the flat joint (development of cracks and facilitation of water penetration through the contact area).

Both of the above conditions were met (see Fig. 4).

– konstrukce protiklenby (spodní klenba) konstantní tloušťky 0,6 m z vyztuženého betonu C 25/30, uložená na protiklenbě primárního ostění bez mezilehlé izolace.

Součástí plochého styku konstrukcí je provedení bočního odvodňovacího drénu, do kterého je svedena voda stékající po rubu mezilehlé izolace. Odvodňovací potrubí z PE je uloženo ve výplni z porézního betonu předpokládané pevnosti C 10/15.

Spojení horní klenby a protiklenby pomocí plochého styku (plochého kloubu), ve kterém je horní klenba uložena bez převedení ocelové armatury z protiklenby do horní klenby, vytváří specifickou statickou situaci, kdy normálová síla v kloubu působí excentricky vzhledem k ploše uložení a kloub tedy přenáší jak normálovou sílu, tak ohybový moment. Kontaktní plocha je pak namáhána nerovnoměrně rozděleným normálovým napětím, které nesmí:

- překročit hodnotu výpočtové pevnosti betonu ($f_{cd} = 16,6$ MPa);
- vytvářet stav tahového namáhání plochého styku (vznik trhlin a usnadnění pronikání vody kontaktem).

Obě tyto podmínky byly splněny (obr. 4).

ZATÍŽENÍ, ZATĚŽOVACÍ STAVY A KOMBINACE ZATÍŽENÍ VE VZTAHU K MS ÚNOSNOSTI, POUŽITELNOSTI A ŠÍŘKY TRHLIN

Zatížení ostění ve vztahu k mezním stavům (MS) je uvažováno jako:

→ zatížení stálé: - vlastní tíha (ZS 1)

→ zatížení nahodilé dlouhodobé:

- zatížení horninovým tlakem (ZS 2)
- zatížení smrštěním (ZS 5)

→ zatížení nahodilé krátkodobé:

- vliv oteplení (ZS 3)
- vliv ochlazení (ZS 4)

Kombinace zatížení (KZS):

→ celkové zatížení:

KZS 1 (ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS5)

KZS 2 (ZS 1 + ZS2 + ZS4 + ZS5)

KZS A (ZS1 + ZS3 + ZS5) – rané stadium ostění

KZS B (ZS1 + ZS4 + ZS5) – rané stadium ostění

→ dlouhodobé zatížení: KZS 3 (ZS 1 + ZS 2 + ZS 5)

KZS C (ZS1 + ZS5) – rané stadium ostění

→ krátkodobé zatížení: ZS 3 (oteplení)

ZS 4 (ochlazení)

Požadavek zhotovitele ostění na mezní šířky trhlin s přihlédnutím k požadavkům ČSN 73 1201:

Rub ostění: - $w_{3a,lim} = 0,20$ mm (dlouhodobé zatížení)

- $w_{3b,lim} = 0,30$ mm (krátkodobé zatížení)

Líc ostění: - $w_{3a,lim} = 0,10$ mm (dlouhodobé zatížení)

- $w_{3b,lim} = 0,20$ mm (krátkodobé zatížení)

Kromě toho byl z řešení MKP uplatněn pro zatěžovací stav ZS 2 vliv:

- snížení tření na kontaktu primáru a sekundáru (vliv izolace);
- degradace pevnostních a pretvárných vlastností primárního ostění.

Zatížení hydrostatickým tlakem vody se nepředpokládalo.

Statické řešení sekundárního ostění bylo provedeno pro technologickou třídu 5a I a výšku nadloží tunelu 16 m. Charakteristiky pro tuto třídu tvoří podstatnou část horninových poměrů tunelu Valík, což ukázalo ražení průzkumné štoly i středního tunelu, a zajišťují dostatečnou úroveň spolehlivosti výsledků řešení.

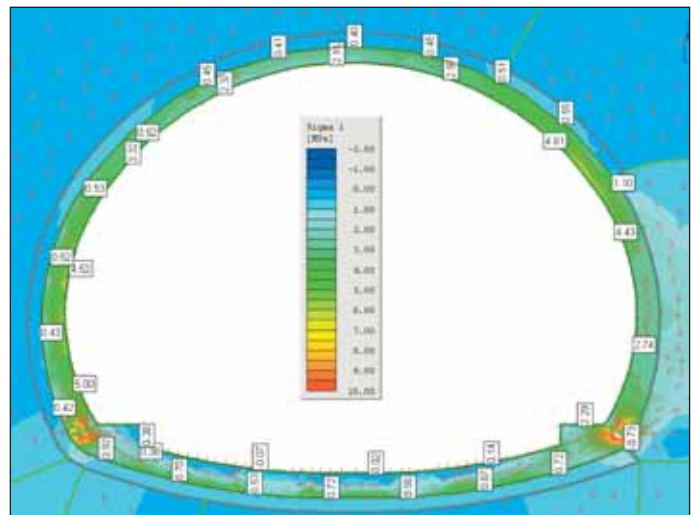
Vliv smršťování betonu v procesu tvrdnutí a hydratace byl aplikován ve smyslu ustanovení a postupů dle ČSN 73 1201 (čl. 2.1.6).

Nerovnoměrná teplotní expozice povrchu betonového ostění (letní a zimní režim) vycházela z předpokladů:

- ustálená teplota horninového prostředí činí 8°–9°C (nebyla v průběhu IGP ověřována)
- v letním režimu jsou teploty povrchů uvažovány ve velikostech:
 - vnitřní líc ostění: 25°C
 - vnější líc ostění: 15°C
- v zimním režimu:
 - vnitřní líc ostění: -15°C
 - vnější líc ostění: -5°C

Konstrukce protiklenby a část spodního obvodu horní klenby není prakticky teplotně ovlivněna vzhledem k dostatečné výšce zásypu dna tunelu, který spolehlivě tepelně izoluje tyto konstrukce a spodní část horní klenby. Přesto byl při řešení uvažován stav teplotního ovlivnění na celém obvodu (ve prospěch bezpečnosti).

Snížení tření a pevnosti mezi sekundárním a primárním ostěním vlivem vložení hydroizolační fólie (mezilehlá izolace) v horní klenbové



Obr. 4 Hodnoty hlavního napětí σ_1 , (izotropní prostředí) v ostění
Fig. 4 Values of the principal stress σ_1 , (isotropic environment) in the lining

LOADING, LOADING CASES AND COMBINATION OF LOADS RELATIVE TO THE ULTIMATE LIMIT STATE, SERVICEABILITY LIMIT STATE AND LIMIT STATE OF CRACK WIDTH

In terms of the limit states (LS), the loading which acts on the lining is considered as:

- permanent loading: - own weight (loading case LC 1)
- permanent live load: - rock pressure load (LC 2)
- shrinkage load (LC 5)
- short-term live loading:
 - heating effect (LC 3)
 - cooling effect (LC 4)

Combination of loads cases (CLC):

- aggregated load:
 - CLC 1 (LC1 + LC2 + LC3 + LC5)
 - CLC 2 (LC 1 + LC2 + LC4 + LC5)
 - CLC A (LC1 + LC3 + LC5) – early stage of the lining life
 - CLC B (LC1 + LC4 + LC5) – early stage of the lining life
- permanent load:
 - CLC 3 (LC1 + LC2 + LC5)
- short-term loading:
 - CLC C (LC1 + LC5) – early stage of the lining life
 - LC 3 (heating)
 - LC 4 (cooling)

A requirement of the lining erection contractor for the crack width limits considering the requirements of ČSN 73 1201:

- Lining extrados: - $w_{3a,lim} = 0.20$ mm (permanent load)
- $w_{3b,lim} = 0.3$ mm (short-term load)
- Lining intrados: - $w_{3a,lim} = 0.10$ mm (permanent load)
- $w_{3b,lim} = 0.20$ mm (short-term load)

In addition, out of the FEM solution, the following effects were taken into consideration for the loading case LC 2:

- reduction in friction at the interface between the primary lining and secondary lining (owing to the waterproofing membrane)
- deterioration of strength-related and deformational properties of the primary lining.

The hydrostatic head action was not assumed.

The structural design of the secondary lining was developed for the support class 5a I and the overburden thickness of 16m. The characteristics of this class form a substantial portion of the rock conditions along the Valík tunnel. It was proven by the excavation of the exploration gallery and central tunnel tube. These characteristics guarantee a sufficient level of reliability of the results of the design.

The effect of concrete shrinkage during the hardening and hydration process was applied in compliance with relevant stipulations and procedures defined by ČSN 73 1201 (paragraph 2.1.6).

The uneven heat exposure of the concrete surface (the summer and winter work regimes) was based on the following assumptions:

- the settled temperature of the rock environment is of 8°–9°C (it was not verified during the EGI)
- in the summer work regime, the following surface temperatures are assumed:
 - lining intrados: 25°C
 - lining extrados: 15°C

části tunelů bylo simulováno vložení vrstvy „interface“ mezi konstrukci primáru a sekundáru. Důsledkem je mírné zvýšení velikosti normálových napětí na kontaktu ostění v konstrukci sekundáru i malé změny v jejich rozložení, takže zatěžovací stavy s uvažováním vlivu izolace dávají bezpečnější výsledky z hlediska posouzení a zajištění únosnosti.

Degradace pevnostních a přetvárných vlastností primárního ostění je časově závislý proces determinovaný průběhem vnitřní i vnější koroze stříkaného betonu primáru v důsledku působení faktorů vnějšího horninového prostředí (podzemní voda, vlhkost, půdní vzduch, difuze, iontové výměny apod.).

Vzhledem k nemožnosti její spolehlivé predikce bylo ve prospěch bezpečnosti sekundárního ostění uvažováno se snížením pevnostních a přetvárných vlastností betonu primáru na velikost odpovídající 10 % jejich původní počáteční hodnoty (degradace 90 %).

Vliv kotev pro stanovení zatížení sekundárního ostění nebyl uvažován (ve prospěch bezpečnosti).

VLIV SMRŠŤOVÁNÍ A DOTVAROVÁNÍ BETONU OSTĚNÍ

Vliv smršťování a dotvarování betonu nelze, vzhledem ke statickému charakteru konstrukce ostění, zanedbat. Velikost délkového přetvoření betonu od smrštění ϵ_{bs} v časovém intervalu $\langle t_1; t_2 \rangle$ je dle ČSN 73 1201 čl. 2.1.6 dána vztahy

$$\epsilon_{bs} = \epsilon_{bsf} (\beta_2 - \beta_1)$$

$$\beta_1 = 1 - \exp(-0,07 \cdot \sqrt{t_i})$$

Základní hodnota ϵ_{bsf} byla dle tab. 3 ČSN 73 1201 uvažována ve velikosti $\epsilon_{bsf} = -0,00012$.

Konečný čas pro posouzení vlivu smršťování a dotvarování byl uvažován $t = 10$ roků $\rightarrow t_e = 3650$ dnů.

Pro $t_1 = 1$ den (betonáž ostění)

$$t_2 = 10 \text{ roků, } t_j. 3650 \text{ dnů}$$

$$\beta_2 = (1 - \exp(-0,07 \cdot \sqrt{3650})) = 1 - 0,014 = 0,985$$

$$\beta_1 = (1 - \exp(-0,07 \cdot \sqrt{1})) = 0,067$$

$$\beta_2 - \beta_1 = 0,917$$

Pro betonáž ve vlhkém prostředí $\epsilon_{bsf} = -0,00012$

$$\epsilon_{bs} = -0,00012 \cdot 0,917 = -0,00011$$

Ekvivalentní účinek smrštění vyvolá snížení teploty betonu o

$$\Delta t = \frac{\epsilon_{bs}}{\alpha} = \frac{-0,00011}{0,00001} = -11 \text{ }^\circ\text{C}$$

O tuto hodnotu byla pro stanovení vlivu smrštění výpočtově snížena teplota betonu v celém jeho průřezu.

Vliv dotvarování pro předpoklad uplatnění zatížení v čase $t = 2$ roky ($t = 730$ dnů) a dobu životnosti $t_z = 100$ roků (36 500 dnů)

$$\beta_2 - \beta_1 = 0,999 - 0,849 = 0,15$$

$$\varphi_{bf} = 2,2 \text{ dle tab. 3 ČSN 73 1201}$$

$$\varphi = \varphi_{bf} (\beta_2 - \beta_1) = 2,2 \cdot 0,15 = 0,33$$

$$E_b^{(t)} = \frac{E_{bt}}{1 + \varphi}$$

Modul pružnosti betonu v čase $t = 100$ roků E_{bt}

$$E_{bt} = 30500 \cdot \delta^{1/2} = 30500 \cdot (1,36 \left[\frac{36500}{36510} \right]^{1/2}) = 30500 \cdot 1,16 \doteq 35500 \text{ MPa}$$

Časový operátor modulu pružnosti pro $t = 100$ roků $E_b^{(t)}$ tedy činí

$$E_b^{(t)} = \frac{35500}{1,33} = 26690 \text{ MPa}$$

$$\text{Poissonovo číslo } \mu_b^{(t)} = 0,5 - \frac{0,5 - 0,2}{1 + 0,33} = 0,27$$

S těmito hodnotami $E_b^{(t)}$ a $\mu_b^{(t)}$ bylo provedeno řešení simulující průběh dotvarování betonu sekundárního ostění během 100 roků jeho životnosti.

Řešení prokázalo, že vliv dotvarování je téměř zanedbatelný a zvýšení zatížení ostění činí lokálně max. cca 12 %, pokles napjatosti v ostění cca 5 % ve srovnání s původním stavem zatížení a napjatosti. Z hlediska požadavků na únosnost je vliv dotvarování příznivý. Pro vlastní statické řešení byl proto uvažován počáteční stav zatížení (400 kPa), který prakticky koresponduje s plnou tíhou nadloží (16,25 = 400 kPa).

STANOVENÍ VLIVU TEPELNÉ EXPOZICE OSTĚNÍ

Pro přijaté velikosti oteplení či ochlazení vnitřního povrchu bylo stanoveno lineární rozložení teploty v průřezu ostění, zaváděné do výpočtů pomocí programového systému FEAT ve velikostech:

\rightarrow in the winter work regime:

- lining intrados: -15°C

- lining extrados: -5°C

The invert structure and part of the lower section of the upper vault are virtually thermally unaffected thanks to the sufficient thickness of the backfill on the tunnel bottom, which provides reliable thermal insulation of those structures and the lower portion of the upper vault. Despite this fact, the state of thermal affection along the whole circumference was assumed (in favour of safety).

The reduction in the friction and strength between the secondary and primary liners by means of the insertion of the waterproofing membrane (intermediate waterproofing) in the upper vault of the tunnels was simulated by insertion of an interface layer between the primary and secondary liners. It results in slight reduction in the magnitude of normal stresses at the interface between the liners in the secondary lining structure and minor changes in their distribution. It means that the loading cases with the effect of waterproofing taken into consideration yield safer results in terms of the assessment and guaranteeing the loading capacity.

Deterioration of the strength-related and deformational properties of the primary liner is a time-dependent process determined by the development of internal and external corrosion of the primary lining shotcrete due to the effects of factors of the external rock environment (ground water, moisture, soil air, diffusion, ion exchange etc.).

Because of impossibility of its reliable prediction, in favour of safety of the secondary liner, reduction of the strength-related and deformational properties of the primary lining concrete to a magnitude corresponding to 10% of their original initial values (90% deterioration) was assumed.

The influence of anchors was not taken into consideration when the loads acting on the secondary liner were being determined (in favour of safety).

THE EFFECT OF THE LINING CONCRETE SHRINKAGE AND CREEP

The concrete shrinkage and creep cannot be disregarded because of the static character of the lining structure. The magnitude of the concrete linear strain due to shrinkage ϵ_{bs} within a time interval $\langle t_1; t_2 \rangle$ is, according to ČSN 73 1201 paragraph 2.1.6, given by the relationships

$$\epsilon_{bs} = \epsilon_{bsf} (\beta_2 - \beta_1)$$

$$\beta_1 = 1 - \exp(-0,07 \cdot \sqrt{t_i})$$

The basic value of the ϵ_{bsf} was determined according to the ČSN 73 1201 standard, Table 3 as $\epsilon_{bsf} = -0,00012$.

The end time for the assessment of the effect of shrinkage and creep was assumed to be $t = 10$ years $\rightarrow t_e = 3650$ days.

For $t_1 = 1$ day (concrete casting)

$$t_2 = 10 \text{ years, } t_j. 3650 \text{ days}$$

$$\beta_2 = (1 - \exp(-0,07 \cdot \sqrt{3650})) = 1 - 0,014 = 0,985$$

$$\beta_1 = (1 - \exp(-0,07 \cdot \sqrt{1})) = 0,067$$

$$\beta_2 - \beta_1 = 0,917$$

For concrete casting in a moist environment $\epsilon_{bsf} = -0,00012$

$$\epsilon_{bs} = -0,00012 \cdot 0,917 = -0,00011$$

The equivalent shrinkage effect is induced by lowering the temperature by

$$\Delta t = \frac{\epsilon_{bs}}{\alpha} = \frac{-0,00011}{0,00001} = -11 \text{ }^\circ\text{C}$$

The concrete temperature was reduced by this value within the whole cross section for the purpose of calculation of the shrinkage effect.

The shrinkage effect in the case of the assumed loading duration of $t = 2$ years ($t = 730$ days) and life length $t_z = 100$ years (36500 days)

$$\beta_2 - \beta_1 = 0,999 - 0,849 = 0,15$$

$$\varphi_{bf} = 2,2 \text{ according to ČSN 73 1201, Table 3}$$

$$\varphi = \varphi_{bf} (\beta_2 - \beta_1) = 2,2 \cdot 0,15 = 0,33$$

$$E_b^{(t)} = \frac{E_{bt}}{1 + \varphi}$$

The modulus of elasticity at the time $t = 100$ years ($E_b^{(t)}$)

$$E_{bt} = 30500 \cdot \delta^{1/2} = 30500 \cdot (1,36 \left[\frac{36500}{36510} \right]^{1/2}) = 30500 \cdot 1,16 \doteq 35500 \text{ MPa}$$

The time operator of the modulus of elasticity for $t = 100$ years $E_b^{(t)}$ therefore amounts to

$$E_b^{(t)} = \frac{35500}{1,33} = 26690 \text{ MPa}$$

$$\text{Poisson's ratio } \mu_b^{(t)} = 0,5 - \frac{0,5 - 0,2}{1 + 0,33} = 0,27$$

The above $E_b^{(t)}$ and $\mu_b^{(t)}$ values were used for the solution simulating the development of creep of the secondary lining during the 100-year life of the structure.

$T_{vnitřní}^d = T_{vnitřní}$; $T_{vnější}^d = T_{vnější} - T_o$
 T_o – průměrná teplota horninového masivu během roku (uvažováno 8° C)

T_s – teplota v ose ostění ($(T_{vnitřní}^d + T_{vnější}^d) / 2$)
 $T_{vnitřní}$ – návrhová teplota na vnitřním líci ostění
 $T_{vnější}$ – návrhová teplota na vnějším líci ostění
 α – součinitel tepelné roztažnosti ($1.10^{-5} \cdot K^{-1}$ dle ČSN 73 1201)
 $T_{vnitřní}^d$ – výpočtová hodnota teploty na vnitřním líci ostění
 $T_{vnější}^d$ – výpočtová hodnota na vnějším líci ostění

Modul pružnosti ostění:

$E_b = 30\,500$ MPa

Velikosti vnitřních sil byly stanoveny pomocí programového systému FEAT pracujícího s deskostěnovými prvky.

STATICKÉ ŘEŠENÍ SEKUNDÁRNÍHO OSTĚNÍ

Statické řešení sekundárního ostění bylo provedeno s využitím programového systému Phases pomocí 2D prvků MKP v režimu pružno-plastického přetváření. Výpočtová síť prvků je dokumentována na obr. 5. Vzhledem k tomu, že programový systém neumožňuje přímou aplikaci stanovených poměrných přetvoření (smršťování, tepelná expozice), bylo využito postupu, který aplikoval stanovené velikosti kontaktních normálových napětí v aktivní oblasti zatížení ostění ($\alpha = 90^\circ$ – vrcholový úhel zatížení) na deskostěnovém modelu 2D (FEAT). V této oblasti bylo aplikováno aktivní zatížení ve velikosti $q = 400$ kPa, zbývající obvod ostění byl podepřen Winklerovým prostředím s proměnnou velikostí normálového součinitele pasivního odporu k_p stanoveného v závislosti na velikosti modulu pružnosti obklopujícího prostředí

Výpočtem byly získány tyto velikosti k_p : v klenbě tunelu $k_p^{(k)} = 320$ MPa/m, v bocích tunelu $k_p^{(b)} = 430$ MPa/m a $k_p^{(ZB)} = 4230$ MPa/m (v místě ŽB pilíře) a v protiklenbě $k_p^{(p)} = 151$ MPa/m. Při vlastním výpočtu byl kontrolován stav namáhání pružin podepření, upravována velikost k_p s cílem dosažení obdobné hodnoty zatížení na pasivním obvodu ostění a ze spolupráce byly vyloučeny pružiny namáhané tahem. Tímto způsobem bylo dosaženo velmi dobré shody s rozdělením zatížení stanoveného výpočtem MKP. Toto uložení ostění do pružného prostředí bylo využito i pro stanovení vlivu smrštění a vlivu tepelné expozice ostění. S ohledem na pravděpodobný výskyt trhlin při posuzování podle MS šířky trhlin z výsledků lineárního řešení bylo dále aplikováno fyzikálně-nelineární řešení ostění, jehož výsledky jsou relevantní pro posouzení tohoto mezního stavu.

The solution proved that the effect of the creep is nearly negligible; the increase in the load acting on the lining amounts locally to a maximum of 12%, the decrease in the liner stress amounts approximately to 5% compared with the original loading and stress condition. In terms of the requirements for the loading capacity, the effect of creep is favourable. For that reason the initial loading state (400kPa) was taken into consideration for the purpose of the structural design proper. This state virtually corresponds with the full weight of the overburden ($16,25 = 400kPa$.)

DETERMINATION OF THE HEAT EXPOSURE EFFECT ON THE LINING

Linear distribution of temperature within the liner cross section was determined for the adopted magnitudes of the heating or cooling of the internal surface. It is introduced into the calculations by means of the FEAT program system in the following magnitudes:

$$T_{int.}^d = T_{int.}; \quad T_{ext.}^d = T_{ext.} - T_o;$$

T_o – average temperature of the rock mass during the year (assumed value of 8°C)

T_s – temperature on the centre line of the lining ($(T_{int.}^d + T_{ext.}^d) / 2$)

$T_{int.}$ – design temperature on the internal surface of the lining

$T_{ext.}$ – design temperature on the external surface of the lining

α – heat expansion coefficient (according to ČSN 73 1201)

$T_{int.}^d$ – design value of temperature on the internal surface of the lining

$T_{ext.}^d$ – design value of temperature on the external surface of the lining

Modulus of elasticity of the lining:

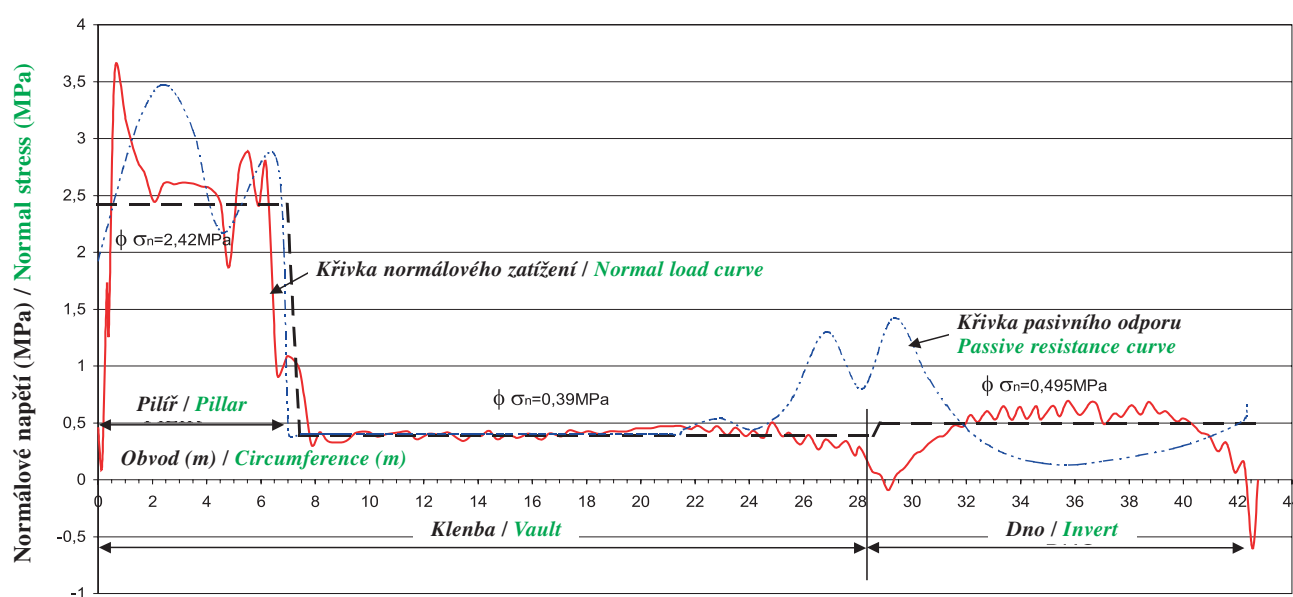
$E_c = 30,500$ MPa

The magnitudes of internal forces were determined using the FEAT program system operating with plate elements.

STRUCTURAL DESIGN OF THE SECONDARY LINING

The structural design of the secondary lining was carried out by means of the Phases program system, using 2D elements of the FEM in an elasto-plastic deformation regime. The design network of elements is documented on Fig. 5. Because the program system does not allow direct application of the determined relative deformations (shrinkage, heat exposure), the procedure was utilised which applied the determined values of normal contact stresses in the active zone of the liner loading ($\alpha = 90^\circ$ – apex angle of loading) on the 2D plate-element model (FEAT). An active load $q = 400$ kPa was applied in this area; the remaining circumference of the lining was supported by Winkler environment with varying value of the normal coefficient of passive resistance k_p determined relative to the magnitude of the modulus of elasticity of the surrounding environment.

Průběh normálových zatížení horninovým a pasivním zatížením podél ostění na kontaktu s primárním ostěním ($t = 2$ roky)
 Variation of normal stresses on contact with the primary lining for the loading by rock pressure and passive loads ($t = 2$ years)



Obr. 5 Aktivní a pasivní zatížení aplikované na deskostěnovém modelu
 Fig. 5 Active and passive loads applied to the plated-structure model

STANOVENÍ NÁHRADNÍ TUHOSTI PRŮŘEZŮ OSTĚNÍ V MÍSTECH VZNIKU TRHLIN PRO FYZIKÁLNĚ-NELINEÁRNÍ ŘEŠENÍ OSTĚNÍ

V místech vzniku trhlin v ostění indikovaných z pružného řešení bylo pro realizaci fyzikálně-nelineárního řešení nutno stanovit náhradní parametry tuhosti, odrazující vliv vzniku trhlin.

Postup stanovení vychází z určení tzv. „náhradního modulu pružnosti“ E_n podle vztahu

$$E_n = E_b \cdot \frac{I_i}{I}$$

E_b – modul pružnosti betonu

I_i – ideální moment setrvačnosti vyztuženého průřezu

I – moment setrvačnosti průřezu

$$I_i = A_{st} \cdot (h - a_{s2} - x)^2 + \frac{1}{3} x^3 \cdot I$$

h – výška průřezu

a_{s2} – vzdálenost osy tažené výztuže od taženého okraje

x – výška tláčené oblasti průřezu

$$I = \frac{1}{12} \cdot I \cdot h^3$$

Výška tláčené oblasti betonového průřezu x byla určena z rovnice (Zapletal)

$$\frac{x^3}{2} - x^2 \left(\frac{h}{2} - e \right) + x (\lambda_1 + \lambda_2) - (h - a_{s2}) (\lambda_1 + \lambda_2) = 0, \text{ kde}$$

$$\lambda_1 = \frac{E_s}{E_b} \cdot A_{st} \cdot e$$

$$\lambda_2 = \frac{E_s}{E_b} \cdot A_{st} \left(\frac{h}{2} - a_{s2} \right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

M – ohybový moment na „nezměkčené“ konstrukci

N – normálová síla na „nezměkčené“ konstrukci,

příp. z rovnice rovnováhy vnitřních sil v průřezu

$$N_b = \frac{N}{\gamma_u} + N_{s2} - N_{s1}$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot R_{scd}$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot R_{sd}$$

$$x = \frac{N_b}{b \cdot R_{bd}}$$

A_{s1} – plocha tláčené výztuže

A_{s2} – plocha tažené výztuže

γ_u – součinitel geometrie

$$\gamma_u = 1 - \frac{20}{h + 50}$$

Podle těchto vztahů byly stanoveny hodnoty náhradního modulu pružnosti E_n uvedené v tabulce 1.

FYZIKÁLNĚ-NELINEÁRNÍ STATICKÉ ŘEŠENÍ A JEHO VÝSLEDKY PRO STANOVENÍ MS ŠÍŘKY TRHLIN, MS ÚNOSNOSTI A MS POUŽITELNOSTI

S využitím stanovených náhradních tuhostí E_n I v prutech oslabených vznikem trhlin bylo provedeno nelineární statické řešení pro:

- celkové zatížení (KZS1 a KZS2),
- celkové zatížení pro rané stadium ostění (KZS A, KZS B),
- dlouhodobé zatížení (KZS 3, ZS 5, KZS C),
- krátkodobé zatížení (ZS 3, ZS 4).

The following values of the k_p were obtained by the calculation: in the tunnel crown $k_p^{(k)} = 320$ MPa/m, on the tunnel sides $k_p^{(b)} = 430$ MPa/m and $k_p^{(ZB)} = 4230$ MPa/m (in the location of the reinforced concrete pillar) and in the invert $k_p^{(p)} = 151$ MPa/m. The condition of support springs stressing was checked during the calculation proper, the k_p value was adjusted with the aim of reaching a similar value of the load acting on the passive circumference of the lining; the springs stressed by tension were excluded from the joint action. This procedure resulted in achievement of very good agreement with the distribution of loads determined by the FEM calculation. This elastic environment, which was used for the liner bearing, was utilised even for determination of the influence of shrinkage of concrete and influence of heat exposure of the lining. Considering the fact that cracks are likely to occur when the limit state crack width assessment based on the results of the linear solution is being carried out, a physically nonlinear analysis of the lining was further applied, which provides results relevant for the assessment of this limit state.

DETERMINATION OF SUBSTITUTE STIFFNESS OF THE LINING CROSS-SECTIONS IN POINTS OF CRACKING FOR PHYSICALLY NONLINEAR DESIGN OF THE LINING

Substitute parameters of stiffness reflecting the influence of cracking had to be determined for the purpose of execution of the nonlinear analysis in the points of cracking of the lining which had been indicated by the linear analysis.

The procedure of the determination is based on determination of so-called “substitute modulus of elasticity” E_n according to the relationship

$$E_n = E_c \cdot \frac{I_i}{I}$$

E_c – modulus of elasticity of concrete

I_i – ideal moment of inertia of the reinforced cross section

I – moment of inertia of the cross section

$$I_i = A_{st} \cdot (h - a_{s2} - x)^2 + \frac{1}{3} x^3 \cdot I$$

h – height of the cross section

a_{s2} – distance of the tensile bars axis from the tension edge

x – height of the compression zone of the cross section

$$I = \frac{1}{12} \cdot I \cdot h^3$$

The height x of the compression zone of the concrete cross section was determined from the equation (Zapletal)

$$\frac{x^3}{2} - x^2 \left(\frac{h}{2} - e \right) + x (\lambda_1 + \lambda_2) - (h - a_{s2}) (\lambda_1 + \lambda_2) = 0, \text{ where}$$

$$\lambda_1 = \frac{E_s}{E_b} \cdot A_{st} \cdot e$$

$$\lambda_2 = \frac{E_s}{E_b} \cdot A_{st} \left(\frac{h}{2} - a_{s2} \right)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

M – bending moment on a ‘non-plasticized’ structure

N – normal force on a ‘non-plasticized’ structure,

or from the equation for equilibrium of internal forces within the cross section

$$N_b = \frac{N}{\gamma_u} + N_{s2} - N_{s1}$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot R_{scd}$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot R_{sd}$$

$$x = \frac{N_b}{b \cdot R_{bd}}$$

Pruty č. / Bars No.	x (m)	M (kNm)	N (kN)	I_i (m^4) $\cdot 10^{-3}$	I (m^4) $\cdot 10^{-3}$	tloušťka / thickness h (m)	E_n (MPa)
1, 2, 21, 22	0,21	-180,6	2910	3,27	5,33	0,4	~ 18 700
7, 8, 39	0,23	466,5	3020	5,8	10,4	0,5	~ 17 000
13, 12, 11	0,28	-684,2	2920	5,43	28,5	0,7	~ 5 800
26, 25, 27	0,23	445,9	3020	1,49	10,4	0,5	~ 4 300
31, 20, 32	0,36	-484,7	2722	8,4	28,6	0,7	~ 8 800
16, 14, 14, 17	0,255	-543,3	2880	8,8	18	0,6	~ 14 900

Tabulka 1 / Table 1

Průběhy a velikosti vnitřních sil v ostění jsou znázorněny na obr. 5. Rozhodující kombinace vnitřních sil ze zatěžovacích stavů byla stanovena z těchto výsledků a pro posouzení únosnosti a výpočet šířky trhlin byly vybrány nejméně příznivé hodnoty vnitřních sil uvedené v tabulce 2.

STATICKÉ ŘEŠENÍ OSTĚNÍ V MÍSTĚ PROSTUPŮ

Pro posouzení velikostí vnitřních sil a napětí v ostění v místě prostupů v ŽB pilíři byl realizován 3D deskostěnový model v programovém systému FEAT pro všechny kombinace zatěžovacích stavů ve fyzikálně-nelineárním režimu výpočtu a aktivní zatížení ve velikosti 400 kPa. Otvor prostupu byl pro zjednodušení simulován jako pravoúhlý s rozměry 2,5 x 3,7 m. Délka modelu ve směru osy tunelu odpovídala délce tunelového pásu (~ 10 m).

POSOUZENÍ SPOLEHLIVOSTI OSTĚNÍ Z HLEDISKA MEZNÍHO STAVU ÚNOSNOSTI

Pro jednotlivé tloušťky ostění a oboustranné vyztužení 2 Ø 16 + 10 Ø 8 (ocel R) a beton C25/30 byly zpracovány interakční diagramy únosnosti pro zatížení průřezu tlakem a ohybem (obr. 6). Do těchto interakčních diagramů byly zakresleny všechny extrémní návrhové kombinace vnitřních sil M_x , N_x podle výsledků pro tubus tunelu a pro tunelovou propojku. Vzhledem k tomu, že všechny vynesené kombinace M, N leží uvnitř interakčních diagramů, lze považovat sekundární ostění za plně spolehlivé (obr. 7). Lokální extrémy v rozích prostupu vzniklé v důsledku zjednodušení tvaru prostupu (pravoúhlé rohy versus klenba) jsou pro posouzení únosnosti nevýznamné.

A_{s1} – compression steel area

A_{s12} – tensile steel area

γ_u – geometry factor

$$\gamma_u = 1 - \frac{20}{h + 50}$$

The values of the substitute modulus of elasticity E_n presented in Table 1 were determined according to the above relationships.

PHYSICALLY NON-LINEAR STRUCTURAL ANALYSIS AND ITS RESULTS FOR DETERMINATION OF THE LIMIT STATE OF CRACK WIDTH, ULTIMATE LIMIT STATE AND SERVICEABILITY LIMIT STATE

Using the determined values of substitute stiffness E_n in beams weakened due to cracking, the non-linear structural analysis was performed for:

- aggregated load (CLC1 and CLC2),
- aggregated load for the early stage of the lining (CLC A, CLC B),
- permanent load (CLC 3, LC 5, CLC C)
- short-term loading (LC 3, LC 4).

The variations and magnitudes of internal forces in the lining are shown in Fig. 5. The deciding combination of internal forces from the loading cases was determined using these results; the least favourable values of the internal forces contained in Table 2 were chosen for the purpose of assessing the bearing capacity and calculating the width of cracks.

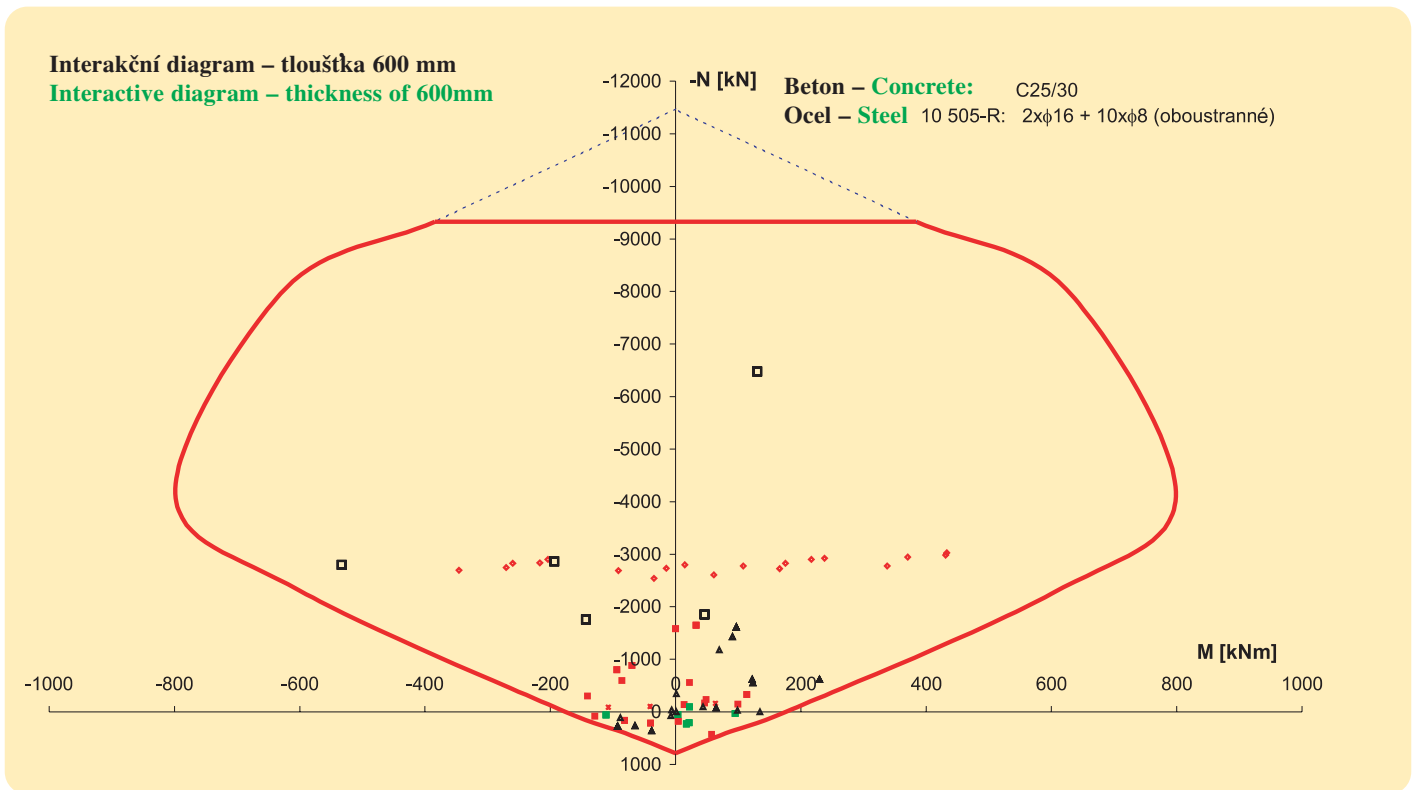
STRUCTURAL DESIGN OF THE LINING IN LOCATIONS CONTAINING OPENINGS

A 3D plate element model in the FEAT program system was developed for the purpose of assessing the magnitude of internal forces and stresses in the lining in locations with openings in the RC pillar.

Období Season	Prut / Beam		ZATÍŽENÍ LOAD	KOMB COMB	ZS	M_s [kNm]	N_s [kN]	e [m]	h [m]
	číslo / No	poloha / position							
LETNÍ SUMMER	1	vrchol kaloty top heading crown	celkové aggregated	KZS 1	1+2+3+5	-82,4	+2990	0,027	0,4
	1	vrchol kaloty top heading crown	celkové aggregated	KZS 3	1+2+5	-100,2	+2980	0,033	0,4
ZIMNÍ WINTER	1	vrchol kaloty top heading crown	celkové aggregated	KZS 2	1+2+4+5	-111,9	2980	0,037	0,4
	1	vrchol kaloty top heading crown	dlouhodobé permanent	KZS 3	1+2+5	-100,2	2980	0,034	0,4
LETNÍ SUMMER	7	kalota bok top heading side	celkové aggregated	KZS 1	1+2+3+5	234,7	3073	0,076	0,5
	7	kalota bok top heading side	dlouhodobé permanent	KZS 3	1+2+5	238,5	3065	0,077	0,5
ZIMNÍ WINTER	7-	kalota bok top heading side	celkové aggregated	KZS 2	1+2+4+5	233,3	3061	0,076	0,5
	7	kalota bok top heading side	dlouhodobé permanent	KZS 3	1+2+5	238,5	3065	0,078	0,5
LETNÍ SUMMER	12	opěra klenby bok springing	celkové aggregated	KZS 1	1+2+3+5	305,5	2906	0,105	0,7
	12	opěra klenby bok springing	dlouhodobé permanent	KZS 3	1+2+5	-286,2	2555	0,11	0,7
ZIMNÍ WINTER		opěra klenby bok springing	celkové aggregated	KZS 2	1+2+4+5	-238,7	2340	0,12	0,7
		opěra klenby bok springing	dlouhodobé permanent	KZS 3	1+2+5	-286,2	2555	0,11	0,7
LETNÍ SUMMER	15	protiklenba invert	celkové aggregated	KZS 1	1+2+3+5	-338,6	2842	0,12	0,6
	15	protiklenba invert	dlouhodobé permanent	KZS 3	1+2+5	-360	2765	0,13	0,6
ZIMNÍ WINTER	15	protiklenba invert	celkové aggregated	KZS 2	1+2+4+5	-378	2734	0,14	0,6
	15	protiklenba invert	dlouhodobé aggregated	KZS 3	1+2+5	-360	2765	0,13	0,6

Tabulka 2 Přehled nejméně příznivých hodnot vnitřních sil pro stanovení šířky trhlin, rozhodující kombinace zatěžovacích stavů KZS 1, KZS 2 a KZS 3 (nelineární řešení)

Table 2 Summary of internal forces values the least favourable for determination of the crack width, deciding combination of loading cases CLC 1, CLC 2 and CLC 3 (the non-linear analysis)



Obr. 6 Interakční diagram průřezu tl. 600 mm
Fig. 6 Interactive diagram of a 600mm thick cross section

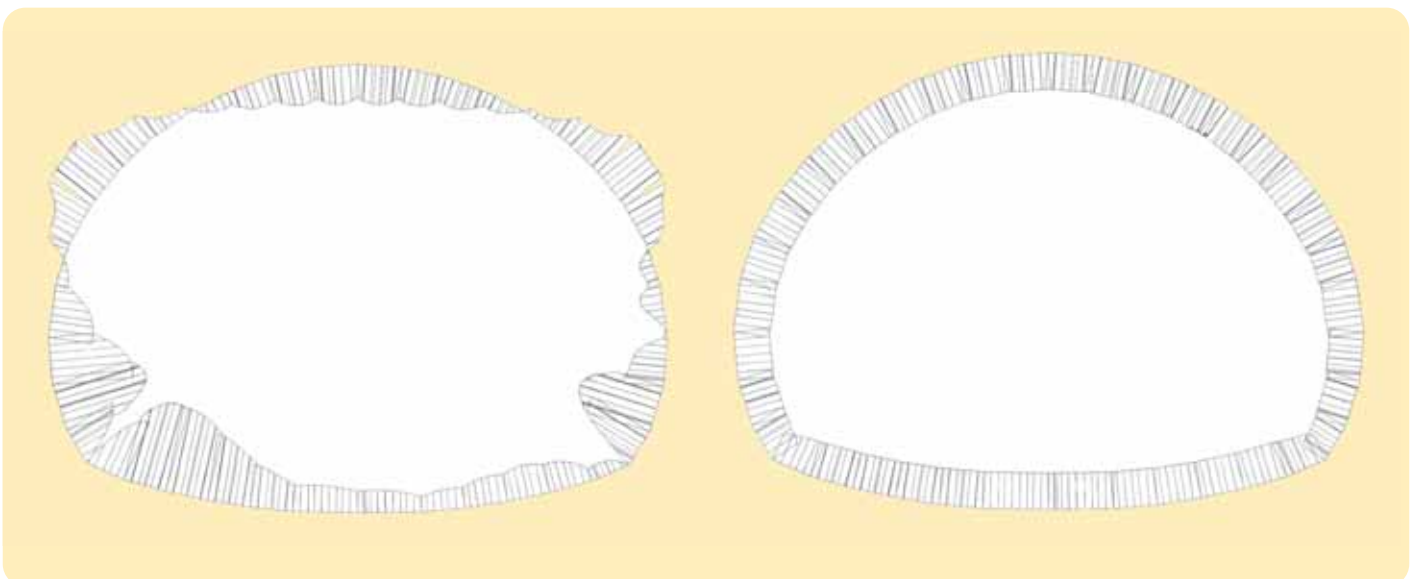
POSOUZENÍ SPOLEHLIVOSTI OSTĚNÍ Z HLEDISKA MEZNÍHO STAVU POUŽITELNOSTI

Velikosti a rozdělení přetvoření (posunů) ostění pro zatěžovací stav KZS 3 (dlouhodobé provozní zatížení) pro tunel a pro vstup mezi tunelovými trubkami (obr. 8). Limitní hodnoty přípustných posunů ostění jsou podle projektantu uvažovány ve velikosti $\Delta_{lim} = 100$ mm (bezpečnostní zvětšení světlého průřezu tunelu), takže kritérium mezního stavu použitelnosti je spolehlivě splněno. Je nutno poznamenat, že toto přetvoření bylo stanoveno na fyzikálně-nelineárním modelu ostění. Pro pružný model dosahuje velikost Δ_d hodnoty 22 mm. Rozdíly v přetvoření ostění tunelu a vstupu pro stejné KZS lze vysvětlit příznivým vlivem 3D efektu ve výpočtovém modelu vstupu oproti 2D modelu ostění tunelu.

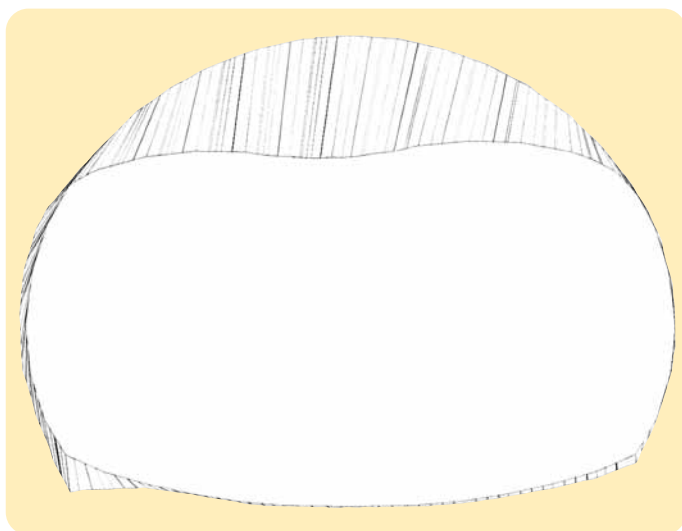
The model was developed for all combinations of the loading cases in the physically non-linear calculation regime and for an active load of 400 kPa. For simplification, the opening was simulated in a rectangular configuration with dimensions of 2.5 x 3.7m. The length of the model in the direction of the tunnel centre line corresponded to the length of the tunnel block (~ 10 m).

ASSESSMENT OF RELIABILITY OF THE LINING FROM THE ULTIMATE LIMIT STATE ASPECT

Interactive diagrams of the load-bearing capacity for the cross section loaded by pressure and bending and flexural load (see Fig. 6) were developed for individual thicknesses of the lining, 2 ϕ 16 + 10 ϕ 8 reinforcement (R steel) on both surfaces and concrete C25/30. All extreme design combinations of internal forces M_x , N_x according to the results obtained for the tunnel tube and the cross passage were plotted in the diagrams. With respect to the fact that all plotted M , N combinations lie inside the interactive diagrams, the secondary lining can be considered as fully reliable (see Fig. 7).



Obr. 7 Průběhy vnitřních sil (KZ2, ZS 1+2+4+5)
Fig. 7 Variation of internal forces (CLC 2, LC 1+2+4+5)



Obr. 8 Přetvoření ostění pro KZS 3
Fig. 8 Deformation of the lining for CLC 3

STANOVENÍ ŠÍŘKY TRHLIN

S využitím rozhodujících velikostí vnitřních sil pro všechny kombinace zatížení při fyzikálně-nelineárním řešení ve stropě kaloty, bocích kaloty, bocích opěr a v protiklenbě byl proveden výpočet rozhodujících šířek trhlin w_{3a} a w_{3b} a výsledky posouzeny ve vztahu k hodnotě $w_{3a, \text{lim}} = 0,1$ mm (dlouhodobé zatížení) a $w_{3b, \text{lim}} = 0,2$ mm (krátkodobé zatížení). Jak dokládají výsledky, všechny stanovené hodnoty šířek trhlin v tubusu pro KZS 1, KZS 2 a KZS 3 i KZS A, KZS B, KZS C jsou menší než limitní hodnota $w_{3a, \text{lim}} = 0,1$ mm, přičemž průřezy tl. 0,4; 0,5 i 0,6 m jsou pro KZS1 – KZS3 vesměs v celé tloušťce tlačeny, takže vznik trhlin větších než 0,1 mm je prakticky vyloučen. Tím je pro všechny kombinace zatížení naplněn požadavek ČSN 73 1201 i požadavek zhotovitele ostění.

POSOUZENÍ PRŮŘEZŮ NA POSOUVAJÍCÍ SÍLY

Velikosti posouvajících sil překračujících hodnotu Q_{bu} (posouvající síla přenášená betonem) se projevují pouze na bocích ostění a v oblasti kontaktu ostění se středním pilířem byly eliminovány dostatečně dimenzovaným systémem spon (trámíků) mezi vnitřní a vnější výztuží ($5 \text{ } \varnothing \text{ R8} + 2 \text{ } \varnothing \text{ E12/m}^2$). Pro největší velikosti posouvajících sil:

$Q_{d\text{max}} \doteq 543$ kN	($d = 0,5$ m – tloušťka ostění),
$Q_{d\text{max}} \doteq 897$ kN	($d = 0,6$ m),
$Q_{d\text{max}} \doteq 1176$ kN	($d = 0,6$ m),
$Q_{d\text{max}} \doteq 1325$ kN	($d = 0,7$ m)

posouzení průřezů dokumentuje splnění podmínek spolehlivosti pro uvedené smykové vyztužení. V ostatních případech ($d = 0,4$ m) není použití trámíků (spon) nutné a je možno provést pouze jejich konstrukční uspořádání, protože $Q_{bu} > Q_d$. Posouvající síly v podélném směru (Q_y) v oblasti prostupů jsou vždy menší než posouvající síla ($Q_{bu} + Q_{ss}$) pro 8 ks trámíků $\varnothing \text{ R8} + 2 \text{ } \varnothing \text{ E12}$.

ZÁVĚR

Provedená posouzení mezního stavu únosnosti, použitelnosti i šířek trhlin prokázala, že při oboustranném vyztužení $2 \text{ } \varnothing \text{ 16} + 10 \text{ } \varnothing \text{ 8}$ (R) jsou splněny požadavky ČSN 73 1201 z hlediska únosnosti, použitelnosti i ochrany výztuže proti působení vlivů agresivního prostředí v tunelu a ostění tunelu Valík lze považovat za plně spolehlivé.

PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc., josef.aldorf@vsb.cz,
ING. LUKÁŠ ĎURIŠ, lukas.duris@vsb.cz, VŠB – TU Ostrava,
Fakulta stavební, Ostrava

The local extremes in the corners of the opening, which originated as a result of the simplification of the geometry of the opening (rectangular corners versus a vault) are insignificant for the assessment of the load-bearing capacity.

ASSESSMENT OF RELIABILITY OF THE LINING FROM THE SERVICEABILITY LIMIT STATE ASPECT

The magnitudes and distribution of deformations (displacements) of the lining for the CLC 3 loading case (permanent normal load), for the tunnel and for the opening, are shown in Fig. 8. The limit values of allowable displacements are considered according to the designer to be $\Delta_{\text{lim}} = 100$ mm (safety margin of the tunnel clearance profile), therefore the serviceability limit state criterion is reliably met. It is, however, necessary to note that this deformation was determined using a physically non-linear model of the lining. For an elastic model, the Δ_d reaches a value of 22 mm. The differences in the deformation of the tunnel lining and the opening for identical CLCs can be explained by a positive influence of the 3D effect in the calculation model of the opening compared with the 2D model of the tunnel lining.

DETERMINATION OF THE CRACK WIDTH

The calculation of deciding widths of cracks w_{3a} a w_{3b} was carried out using the deciding magnitudes of internal forces determined for all combinations of the loads during the physically non-linear analysis at the top heading crown, on the top heading sides, at the springing and in the invert. The results were assessed in relation to the $w_{3a, \text{lim}} = 0,1$ mm value (permanent load) and $w_{3b, \text{lim}} = 0,2$ mm (short-term loading). As documented by the results, all of the values of the crack widths in the tunnel tube determined for the CLC 1, CLC 2 and CLC 3, as well as CLC A, CLC B and CLC C are lower than the limit value of $w_{3a, \text{lim}} = 0,1$ mm, while the cross sections 0,4; 0,5 and 0,6 m thick are for the CLC 1 – CLC 3 mostly compressed throughout the thickness, thus development of cracks wider than 0,1mm is virtually excluded. It means that the requirement of ČSN 73 1201 as well as the requirement of the lining erection contractor is fulfilled for all of the loading combinations.

ASSESSMENT OF THE CROSS SECTIONS ON SHEAR FORCES

The magnitudes of shear forces exceeding the Q_{bu} value (shear force transferred by concrete) become apparent only on the sides of the lining; they were eliminated in the area of the contact between the lining and the central pillar by an adequately designed system of stirrups between the internal and external reinforcement bars ($5 \text{ } \varnothing \text{ R8} + 2 \text{ } \varnothing \text{ E12/m}^2$). The assessment of the cross sections on the largest magnitudes of the shear forces:

$Q_{d\text{max}} \doteq 543$ kN	($d = 0,5$ m),
$Q_{d\text{max}} \doteq 897$ kN	($d = 0,6$ m),
$Q_{d\text{max}} \doteq 1176$ kN	($d = 0,6$ m),
$Q_{d\text{max}} \doteq 1325$ kN	($d = 0,7$ m)

documents that the reliability conditions for the above shear reinforcement are met. Regarding the other cases ($d = 0,4$ m), the stirrups do not need to be used. Because $Q_{bu} > Q_d$, they can be installed only as auxiliary reinforcement. The shear forces in the longitudinal direction (Q_y) in the area of openings are always smaller than the shear force ($Q_{bu} + Q_{ss}$) for 8 pieces of stirrups $\varnothing \text{ R8} + 2 \text{ } \varnothing \text{ E12}$.

CONCLUSION

The completed assessments of the ultimate limit state, serviceability limit state and limit state of crack have proven that reinforcement consisting of $2 \text{ } \varnothing \text{ 16} + 10 \text{ } \varnothing \text{ 8}$ (R) bars installed on both surfaces satisfies the requirements of ČSN 73 1201 in terms of the load-bearing capacity, serviceability and protection of reinforcement bars against the effects of the aggressive environment in the tunnel; thus the lining of the Valík tunnel can be considered as fully reliable.

PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc., josef.aldorf@vsb.cz,
ING. LUKÁŠ ĎURIŠ, lukas.duris@vsb.cz, VŠB – TU Ostrava,
Fakulta stavební, Ostrava

STAV PŘÍPRAVY A REALIZACE SÍTĚ HLAVNÍCH KOMUNIKACÍ V PRAZE SE ZAMĚŘENÍM NA TUNELOVÉ STAVBY NA MĚSTSKÉM OKRUHU A RADIÁLÁCH

THE STATE OF PREPARATION AND CONSTRUCTION OF THE NETWORK OF MAIN ROADS IN PRAGUE, WITH THE FOCUS ON TUNNEL STRUCTURES ON THE CITY CIRCLE ROAD AND RADIAL ROADS

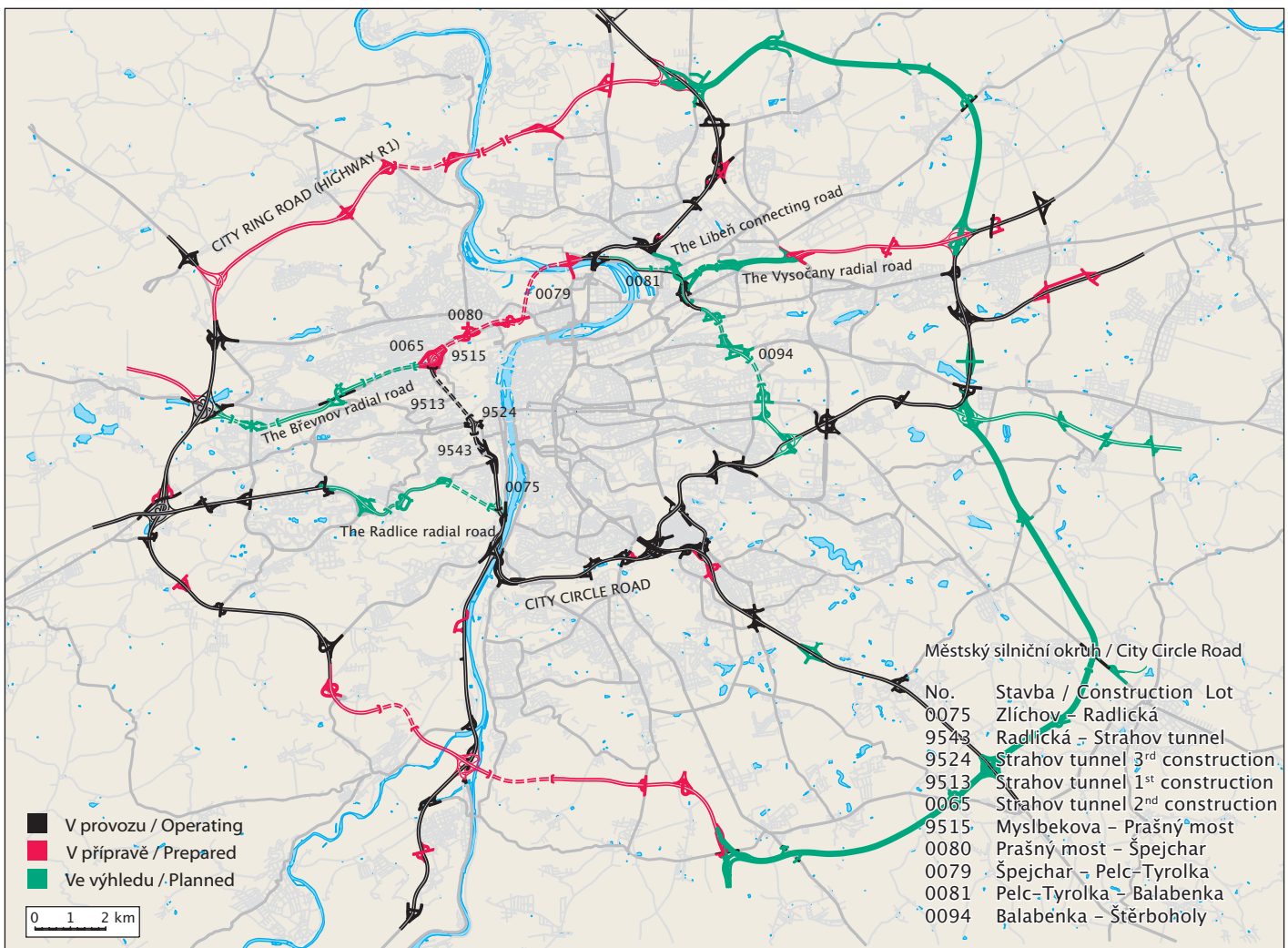
JOSEF DVOŘÁK

1. ÚZEMNÍ PLÁN – KOMUNIKAČNÍ SÍŤ

Usnesením zastupitelstva hlavního města Prahy číslo 10/05 ze dne 9. 9. 1999 a vyhláškou číslo 32/99 Sb., O závazné části územního plánu hlavního města Prahy, byl v závěru roku 1999 schválen územní plán sídelního útvaru hlavního města Prahy s návrhovým horizontem rok 2010. Součástí schváleného územního plánu je mimo jiné též plánovaný, konečný stav sítě hlavních komunikací v Praze. Tato síť je navržena jako radiálně okružní systém, který sestává ze dvou okruhů, vnějšího silničního okruhu (rychlostní silnice R1), vnitřního městského okruhu, sedmi radiálních komunikací a dvou komunikačních spojek, kategorie místní komunikace sběrné, funkční třídy B1 (obr. 1).

1. TERRITORIAL STRUCTURE PLAN – ROAD NETWORK

The Territorial Structure Plan for the City of Prague with the planning horizon set for 2010 was approved in late 1999 through the Prague City Council's Resolution No. 10/05 of 9.9.1999 and the Public Note No. 32/99 Coll. on the obligatory part of the Territorial Structure Plan of the City of Prague. Part of the approved territorial plan is, among others, also the planned final state of the network of main roads in Prague. This network is designed as a radial-circular system consisting of two circles, the outer one called the Prague City Ring Road (an R1 road type with limited access), the inner circle called the City Circle Road (CCR), seven radial roads and two connecting roads of local bypass road category, B1 function class (see Fig. 1).



Obr. 1 Síť hlavních komunikací v Praze
Fig. 1 The network of main roads in Prague

SOUČASNÝ STAV

Plánovaná délka městského okruhu je cca 33 km. V současné době je v provozu jihozápadní část okruhu, od Štěrboholské radiály přes Barrandovský most až po severní portál Strahovského tunelu k provizorní úrovňové křižovatce Malovanka, což představuje zhruba polovinu plánované délky městského okruhu. Byla zahájena realizace mimoúrovňové křižovatky Malovanka, 2A stavba Strahovského tunelu evidenční číslo 0065. Výstavba městského okruhu je finančně zajišťována hlavním městem Praha.

Ze sedmi plánovaných radiál jsou v provozu čtyři – Štěrboholská, Chodovská, Chuchelská a Prosecká. Ve výstavbě je část Vysočanské radiály mezi silničním okruhem a Kbelskou ulicí. Ze dvou plánovaných spojek je v provozu spojka Spořilovská mezi Chodovskou radiálou a městským okruhem. Výstavba radiál a spojek na síti hlavních komunikací je finančně zajišťována částečně z prostředků hlavního města Prahy a částečně přímo z prostředků státního rozpočtu.

Plánovaná délka vnějšího silničního okruhu je cca 83 km, toto číslo se může měnit v závislosti na výběru konečných variant zejména staveb 518, 519 a 520. V současné době je v provozu úsek Slivenec – Ruzyně (stavby 515, 516 a 517 na západním obvodu Prahy) a krátký úsek Běchovice – Satalice (stavba 510, ve východní části Prahy), celkem zhruba 17 km. Stavby 513 a 514 jsou připraveny k realizaci, zbývá pouze získat nezbytná stavební povolení. Ostatní stavby jsou v různé fázi přípravy. Výstavba silničního okruhu je plně finančně zajišťována z prostředků státního rozpočtu.

ZÁVAZNÁ ČÁST ÚZEMNÍHO PLÁNU, NÁVRHOVÝ HORIZONT ROK 2010

V návrhovém horizontu územního plánu, což je rok 2010, byla závazně stanovena realizace sítě hlavních komunikací v následujícím rozsahu:

- Dokončit celý městský okruh.
- Zrealizovat Radlickou radiálu, radiální propojení z rozvadovské spojky, z křižovatky Bucharova na městský okruh.
- Zrealizovat libeňskou spojku, propojení Liberecká – Čuprova.
- Na silničním okruhu by měly být zprovozněny úseky Ruzyně – Březiněves, dvě stavby č. 518 a 519 v severní části Prahy a úsek Vestec – Slivenec, dvě stavby č. 513 a 514 v jižní části okruhu.

Ve výhledu, po návrhovém horizontu územního plánu (po roce 2010) byly zařazeny stavby celé Břevnovské radiály mezi silničním okruhem a městským okruhem a část Vysočanské radiály v úseku Kbelská – městský okruh k dopravnímu uzlu Balaběnka. Na silničním okruhu byly do výhledu zařazeny dvě stavby č. 511 a 512 v jiho-východní části Prahy v úseku Běchovice – Jesenice a stavba č. 520 Březiněves – Satalice v severovýchodní části okruhu.

2. POSTUP PŘÍPRAVY A PŘEDPOKLADY POSTUPU REALIZACE JEDNOTLIVÝCH STAVEB SÍTĚ HLAVNÍCH KOMUNIKACÍ

2.1. MĚSTSKÝ OKRUH

ÚSEK MALOVANKA – PELC-TYROLKA

Jak již bylo řečeno, byla zahájena výstavba mimoúrovňové křižovatky Malovanka u severního portálu Strahovského tunelu, stavba SAT 2A.

Část městského okruhu v úseku Malovanka – Pelc-Tyrolka je zhruba ve stejné úrovni projektové a investorské přípravy. Uvedený úsek sestává celkem z pěti staveb. Dvě stavby SAT 2A a SAT 2B spadají do 2. stavby Strahovského tunelu evidenční číslo 0065. Zahrnují mimoúrovňovou křižovatku Malovanka s krátkým tunelovým úsekem délky 89 m a tunelový úsek délky 398 m od Malovanky, pod ulicí Patočkova za křižovatku s ulicí Myslbekova. Na obě stavby je pravomocné územní rozhodnutí (ÚR), na stavbu SAT 2A byla vydána některá stavební povolení, realizace stavby byla zahájena, ale v současné době je stavba na základě rozhodnutí soudu zastavena.

Na 2. stavbu SAT navazuje soubor tří staveb Myslbekova – Pelc-Tyrolka stavbou evidenční číslo 9515 Myslbekova – Prašný most. V celé délce 915 m této stavby je trasa městského okruhu vedena v tunelech. Dále navazuje stavba evidenční číslo 0080 Prašný most – Špejchar, v celé délce 660 m je opět trasa okruhu vedena v tunelech. Nejzrůslehlejší stavbou souboru staveb je stavba evidenční číslo 0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka celkové délky 4320 m. Trasa

THE CURRENT STATE

The planned length of the City Circle Road is approximately of 33km. The currently operating section consists of the south-western part of the Circle Road from the Štěrboholy radial road via the Barrandov Bridge to the northern portal of the Strahov tunnel, i.e. to the Malovanka temporary at-grade intersection. It represents roughly a half of the planned length of the City Circle Road. The construction work has started on the Malovanka grade-separated intersection (construction lot 2A of the Strahov tunnel construction, Ref. No. 0065). The development of the City Circle Road is funded by the City of Prague.

Four radial roads of the total number of 7 planned radial roads are operating, namely the Štěrboholy, Chodov, Chuchle and Prosek radial roads. Part of the Vysočany radial road between the City Ring Road and Kbelská Street is under construction. Regarding the two connecting roads, the Spořilov connecting road between the Chodov radial road and the City Circle Road is operating. The development of radial roads and connecting roads within the network of main roads is funded partly by the Prague municipality, partly directly from the state budget.

The planned length of the City Ring Road amounts approximately to 83km; this figure may vary depending on the selection of final variants of construction lots No. 518, 519 and 520. The Slivenec – Ruzyně section (construction lots No. 515, 516 and 517 found in the western part of the Prague circumference) and the Běchovice – Satalice short section (construction lot No. 510, in the western part of Prague), roughly 17km in total, are operating. Construction lots 513 and 514 are prepared for construction, only the necessary building permits have not been obtained yet. The development of the Prague City Ring Road is funded by the state.

OBLIGATORY PART OF THE TERRITORIAL STRUCTURE PLAN, PLANNING HORIZON THE YEAR 2010

The following obligatory scope of development of main roads was set within the 2010 planning horizon of the territorial plan:

- Completion of the entire City Circle Road.
- Completion of the Radlice radial road, i.e. a radial connection from the Rozvadov connecting road (from the Bucharova crossing) to the City Circle Road.
- Completion of the Libeň connecting road, i.e. a connection between Liberecká and Čuprova Streets.
- The Ruzyně – Březiněves section in a northern part of Prague consisting of two construction lots (No. 518 and 519) and the Vestec – Slivenec section in the southern part of the City Circle Road comprising two construction lots (No. 513 and 514) should be put into operation.

In the longer run, after the planning horizon of the territorial plan (after 2010), the plan contains all structures of the Břevnov radial road between the Ring Road and the Circle Road, and part of the Vysočany radial road within the section from Kbelská Street - the City Circle Road to the Balaběnka traffic node. Construction lots No. 511 and 512 on the Ring Road, in the southern part of the city, the Běchovice - Jesenice section, and the construction lot No 520 Březiněves – Satalice in the north-eastern portion of the Ring Road have been incorporated into the long-term planning.

2. PROGRESS ON THE PREPARATION AND CONDITIONS FOR CONSTRUCTION OF INDIVIDUAL STRUCTURES OF THE NETWORK OF MAIN ROADS

2.1 THE CITY CIRCLE ROAD

THE MALOVANKA – PELC-TYROLKA SECTION

As mentioned above, the construction of the Malovanka grade-separated intersection has been started at the northern portal of the Strahov Automobile Tunnel (the construction lot SAT 2A).

Part of the City Circle in the Malovanka – Pelc-Tyrolka section is roughly at the same level of design and investment preparation. This section consists of five construction lots. Two lots, SAT 2A and SAT 2B, come under the phase 2 of the Strahov tunnel construction, reference number 0065. They comprise the Malovanka grade-separated intersection with a short tunnel section 89m long and a 398m long tunnelled section from Malovanka, under Patočkova Street, beyond the crossing with Myslbekova Street. Planning permissions (PP) for both construction lots are in force, some of building permissions for the SAT 2A construction lot have been issued and the construction work has started; for the time being the work is suspended on the basis of a court ruling.

A package of three constructions Myslbekova – Pelc-Tyrolka links to the SAT 2 construction package through Myslbekova – Prašný Bridge construction lot No. 9515. The City Ring Road route is tunnelled along the whole 915m length of this construction lot. The next construction lot, Prašný Bridge – Špejchar, Ref. No 0080, is again a tunnel at the whole length of 660m. The largest construction lot of this construction package is the 4320m long Špejchar

městského okruhu je v této stavbě převážně vedena opět v tunelech, v délce 3438 m. Závěrečný úsek trasy městského okruhu na trojském nábřeží před mostem Barikádníků je v délce 882 m veden povrchově.

Soubor staveb Myslbekova – Pelc-Tyrolka má od roku 2003 pravomocné územní rozhodnutí, byly zpracovány dokumentace pro stavební povolení (DSP), na stavbu ev. č. 0079 byla již vydána některá stavební povolení. Na rozhodující části stavby stavební řízení probíhají. Jen pro zajímavost, práce na dokumentaci pro UR byly zahájeny v červnu 1999, pravomocné UR je z června 2003, tj. 4 roky včetně vyřešení řady odvolání, rozhodující stavební povolení se očekávají na přelomu roků 2006/2007, to jsou další 4 roky, celkově zhruba 8 let přípravy. Přitom reálná lhůta na vlastní realizaci je 5 roků!

Celý popisovaný úsek městského okruhu Malovanka – Pelc-Tyrolka má délku 6382 m, z toho 5500 m je vedeno v tunelovém komplexu Blanka se čtyřmi mimoúrovňovými křižovatkami. Z technického hlediska se jedná o jednu z nejnáročnějších dopravních staveb, která bude v podmínkách Prahy realizována. Poslední reálná představa o realizaci je období 2006 – 2011. Na konci roku 2011 by měl být zprovozněn celý úsek městského okruhu od Strahovského tunelu po Pelc-Tyrolku.

Souhrnné údaje úseku MO Malovanka – Pelc-Tyrolka	
Celková délka úseku MO	6382 m
Tunelový komplex Blanka	5500 m
Povrchová část trasy	882 m
Mimoúrovňové křižovatky na městském okruhu	MÚK Malovanka MÚK Prašný most MÚK U Vorlíků MÚK Trója MÚK Pelc-Tyrolka
Mostní objekty na MO	
MÚK Malovanka	Most na ulici Patočkova přes MO Most na větvi G Most pro pěší a zeleň přes MO Most pro pěší přes ul. Patočkova
Stavba ev. č. 9515	Most na ulici Svatovítská přes ČD
Stavba ev. č. 0079	Trojský most, sdružený most přes Vltavu Podchod pro pěší a cyklisty pod ČD Podchod pod MO Trója
Stavba ev. č. 0065 Strahovský automobilový tunel – stavba 2A a 2B	
2A/ MÚK Malovanka	
2A/ MO hloubené tunely	89 m
2B/ MO hloubené tunely	398 m
Stavba ev. č. 9515 Myslbekova – Prašný most	
MO hloubené tunely západ	55 m
MO ražené tunely	552 m
MO hloubené tunely východ	308 m
Celková délka stavby	915 m
Stavba ev. č. 0080 Prašný most – Špejchar	
MO hloubené tunely	660 m
Celková délka stavby	660 m
Stavba ev. č. 0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka	
MO hloubené tunely Letná	647 m
MO ražené tunely	2221 m
MO hloubené tunely Trója	570 m
MO povrchová trasa Trója	882 m
Celková délka stavby	4320 m

Tunelový komplex Blanka (obr. 2) celkové délky 5,5 km sestává střídavě z tunelových úseků hloubených a ražených. Ve směru staničení, tj. od MÚK Malovanka je první úsek trasy MO veden v hloubených třípruhových tunelech o celkové délce 542 m za křižovátku Myslbekova x Patočkova. Konstrukčně se jedná o tunely realizované částečně jako vestavěný železobetonový monolit do otevřené jámy a částečně pomocí konstrukčních podzemních stěn. Na konci

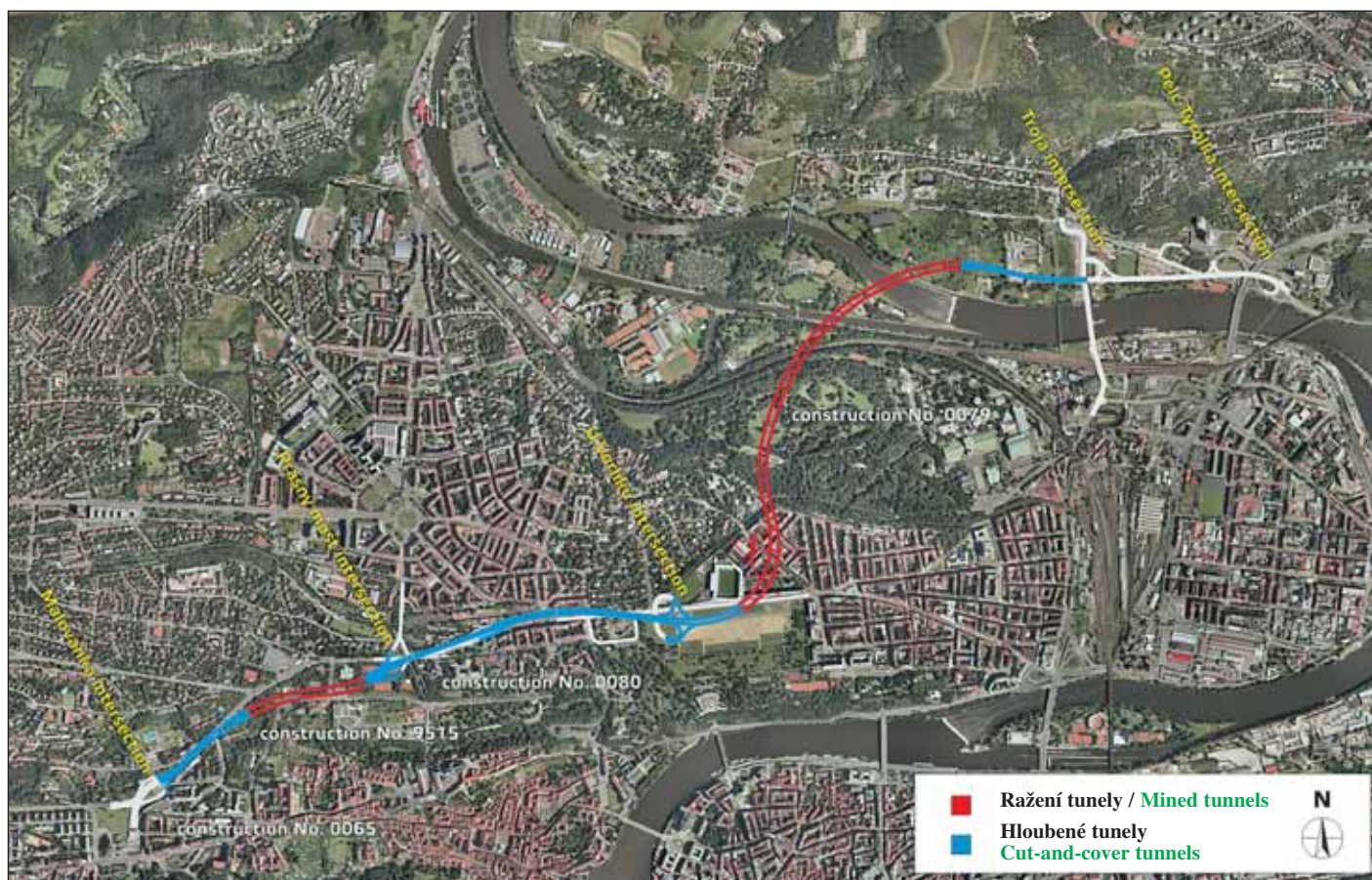
– Pelc-Tyrolka lot, reference No. 0079. The route of the City Circle Road runs again mostly in tunnels (3438m). The final section of the City Circle Road, which is on the Troja embankment before the Barikádníků Bridge, runs at grade at a length of 882m.

The Myslbekova – Pelc-Tyrolka construction package has its planning permission in force since 2003; the final design has been completed for construction on lot No. 0079; some of the building permits have been issued. Building permission proceedings covering deciding parts of the construction are in progress. Some of the data is interesting: the work on the documents for issuance of the PP started in June 1999, the PP has been in force since June 2003, i.e. after 4 years, which also comprised the solution of numbers of appeals; the deciding building permit is expected to be issued at the end of 2006 or beginning of 2007, which means other 4 years; the overall duration of the preparation phase amounts to 8 years. The realistic term for the construction works is of 5 years!

The entire above-mentioned section of the City Circle Road from Malovanka to Pelc-Tyrolka is 6382m long. A 5500m long portion of this section is formed by Blanka, a complex of tunnels comprising four grade-separated intersections. From the technical point of view, it is one of the most difficult traffic engineering structures to be built in the Prague conditions. The last realistic idea of the construction time is the years 2006 – 2011. The end of 2001 should see the whole section of the City Circle Road from the Strahov tunnel to Pelc-Tyrolka operating.

Aggregated data on the Malovanka – Pelc-Tyrolka section of the CCR	
Total length of the CCR section	6382m
Blanka complex of tunnels	5500m
At-grade part of the section	882m
Grade-separated intersections (GSI) on the City Circle Road	Malovanka GSI Prašný Bridge GSI U Vorlíků GSI Troja GSI Pelc-Tyrolka GSI
Bridge structures on the CCR	
Malovanka GSI	The bridge on Patočkova Street over the CCR The bridge on the G branch The pedestrian bridge over the CCR The pedestrian bridge over Patočkova Street
Construction lot Ref. No. 9515	The bridge on Svatovítská Street over railway
Construction lot Ref. No. 0079	The Troja Bridge, a combined bridge over the Vltava Pedestrian and cycle subway under railway Pedestrian subway under the CCR in Troja
Construction lot Ref. No. 0065 – The Strahov Automobile Tunnel – phases 2A and 2B	
2A / Malovanka GSI	
2A / CCR cut and cover tunnels	89m
2B / CCR cut and cover tunnels	398m
Construction lot Ref. No. 9515 Myslbekova Street – Prašný Bridge	
CRC cut and cover tunnels – west	55m
CCR mined tunnels	552m
CCR cut and cover tunnels – east	308m
Total length of the lot	915m
Construction lot Ref. No. 0080 Prašný Bridge – Špejchar	
CCR cut and cover tunnels	660m
Total length of the lot	660m
Construction lot Ref. No. 0079 Špejchar – Pelc-Tyrolka	
CCR cut and cover tunnels in Letná	647m
CCR mined tunnels	2221m
CCR cut and cover tunnels in Troja	570m
CCR at-grade route in Troja	882m
Total length of the lot	4320m

Blanka (see Fig. 2) is a tunnel complex with a total length of 5.5km consisting of alternating mined sections and cut and cover sections. In the direction of the excavation, i.e. from the Malovanka GSI, the first section of the CCR runs through three-lane cut-and-cover tunnels at a total length of 542m, beyond the Myslbekova x Patočkova intersection. In terms of the structure, the tunnels are partly built as a cast in situ reinforced concrete structure erected in an open trench and partly using structural diaphragm walls. At the end of the cut-and-cover section, before the portal of the mined tunnels, there is an underground services centre SC 1. The basic problem of this section is organisation of substitute routes for vehicular traffic for the Patočkova Street



Obr. 2 Městský okruh v úseku Malovanka – Pelc-Tyrolka, tunelový komplex Blanka
 Fig. 2 The City Circle Road in the Malovanka – Pelc-Tyrolka section; Blanka complex of tunnels

hloubeného úseku před portálem ražených tunelů je umístěno podzemní technologické centrum TGC 1. Základním problémem tohoto úseku je organizace náhradních tras pro automobilovou dopravu mimo ulici Patočkova v úseku Myslbekova – Malovanka, kde bude probíhá výstavba hloubených tunelů. Tento hloubený úsek je součástí staveb SAT 2A, 2B a stavby 9515.

Navazuje úsek ražených tunelů. Jedná se o dvě jednosměrné třípruhové tunelové trouby délky 552 m, výrubního průřezu cca 160 m². Jsou vedeny od portálu před původním opevněním mezi ulicemi Patočkova a Jelení do prostoru křižovatky Prašný most, k portálu umístěnému za zbytky původního opevnění. Z hlediska profilu tunelů a zastižené geologie je realizace tunelů klasifikována do 3. geotechnické kategorie. Bylo nutné vyřešit technologii realizace třípruhových tunelů u východního portálu, kde severní tunelová trouba zcela vystupuje ze skalního podloží do deluviálních sedimentů, částečně se to týká i trouby jižní. Skalní podloží je tvořeno souvrstvím letenských břidlic. Na délku cca 80 m je navržena horizontální trysková injektáž doplněná horizontálními mikropilotami. Celý úsek ražených tunelů náleží do stavby 9515.

Dále navazuje velmi rozsáhlý úsek hloubených tunelů celkové délky 1615 m od Prašného mostu až po portály navazujícího raženého úseku u fotbalového stadionu AC Sparta. Celá tato část hloubených tunelů je součástí tří staveb 9515, 0080 a 0079. Jedná se o dvou- a třípruhové jednosměrné tunely v převážující délce se střední dělící stěnou, pouze u portálů navazujících ražených úseků se tunelové trouby rozbíhají. Z hlediska realizace v tomto úseku převažuje technologie podzemních konstrukčních stěn, a to především z důvodů možných postupů výstavby, kde základním požadavkem bylo zachování současných kapacit pro povrchovou automobilovou dopravu a MHD, a zachování funkčnosti rozhodujících inženýrských sítí. Metoda monolitických konstrukcí vestavěných do otevřených stavebních jam je uplatněna v portálových částech tunelů. Z hlediska náročnosti řešení se lze zmínit o třech úsecích této části MO.

Prvním složitým úsekem bylo především řešení postupů výstavby průchodu hloubených tunelů přes křižovatku Prašný most z hlediska podmínek pro provoz automobilové dopravy, MHD a souběžnou

section between the Myslbekova and Malovanka intersections, where the cut-and-cover tunnel will be built. This cut-and-cover section is part of the construction lots SAT 2A, 2B and construction lot 9515.

A mined tunnel follows. It is a twin-tube structure with 552m long three-lane tubes, the excavated cross-section area of approximately 160m². It is led from the portal before the former fortification between Patočkova and Jelení Streets to the space of the Prašný Bridge intersection, to the portal which is built in original fortification. In terms of the tunnel profiles and encountered geology, the construction of the tunnels is categorised as the support class 3. It was necessary to solve the excavation technique for the three-lane mined tunnels at the eastern portal, where the northern tunnel tube completely leaves the bedrock and enters diluvial sediments; this partly applies also to the southern tube. The bedrock consists of Letná Shale measures. A length of approximately 80m will be excavated using horizontal jet grouting complemented with horizontal micropiles. The whole section of the mined tunnels belongs in construction lot 9515.

Next, there is a very long cut-and-cover tunnel section with the total length of 1615m. It starts at Prašný Bridge and ends at the portal of the subsequent mined section at the AC Sparta football stadium. The whole of this cut-and-cover tunnel section is part of three construction lots, i.e. Nos. 9515, 0080 and 0079. The double- and triple-lane unidirectional tunnel tubes have a common central dividing wall along major part of the length; the tunnel tubes diverge only at the portals of the adjoining mined tunnel tubes. In terms of the construction technique, structural diaphragm walls prevail in this section, mainly because of the possibility to work on the tunnels and maintain the existing capacity for surface vehicular traffic and urban mass transit as well as the function of principal utility services. The method of cast-in-situ RC structures erected in open trenches is designed for portal sections of the tunnels. In terms of problems associated with this solution, it is possible to mention three sections of this part of the CCR.

The first section, more difficult in terms of design, was the passage of the cut-and-cover tunnels across the Prašný Bridge intersection where problems of vehicular traffic, urban mass transit and concurrently carried out reconstruction of a bridge over a railway on Svatovítská Street had to be solved. In addition, part of the cut-and-cover tunnels in this section is the underground services centre SC 2, the Prašný Bridge underground garages and an underground structure of fire ventilation facility for the cut-and-cover tunnels.

Another difficult section is the cut-and-cover tunnel passage between Hradčanská metro station and an at-grade railway track. The northern part of

přestavbu mostu přes ČD na ulici Svatovítská. Navíc součástí hloubených tunelů v tomto úseku jsou podzemní technologické centrum TGC 2, podzemní garáže Prašný most a podzemní objekt požárního větrání pro hloubené tunely.

Dalším náročným úsekem je průchod hloubených tunelů trasy MO mezi vestibulem stanice metra Hradčanská a dráhou ČD. Pro výstavbu hloubených tunelů je severní část vestibulu ubourána, po realizaci silničních tunelů se vestibul zpětně obnovuje včetně realizace nového podchodu pod dráhu ČD do ulice Dejvická.

Třetím náročným úsekem z hlediska organizace výstavby je průchod hloubených tunelů pod ulicí Milady Horákové mezi křižovatkou Špejchar a tramvajovou smyčkou Špejchar. Tento úsek tunelů je realizován v podzemních konstrukčních stěnách po dilatačních dělených jak v podélném, tak v příčném směru, kdy bylo nezbytné vyřešit napojování nosné výztuže ve stropních a základových konstrukcích.

Součástí realizace hloubených tunelů mezi Špejcharem a portály ražených tunelů u Sparty jsou podzemní strojovna požárního větrání Špejchar, technologické podzemní centrum TGC 3 a podzemní garáže Letná.

Od portálu u Sparty pod zástavbou Letné, Stromovkou, plavebním kanálem, Císařským ostrovem, Vltavou až k portálům na trojském nábřeží v úrovni Trojského jezu je veden úsek ražených tunelů celkové délky 2221 m. Ražené tunely jsou navrženy jako jedno- směrné dvoupruhové, v úsecích, kde je z dopravního hlediska nutný napojovací nebo odpojovací pruh, případně stoupací pruh pro pomalá vozidla, jsou navrženy jako třípruhové. Zvláštním případem výskytu třípruhového tunelu jsou zálivy u čerpací stanice, technologického centra TGC 5 a některých tunelových propojek. V celé trase severní tunelové trouby (STT) je navrženo celkem 8 tunelových propojek, které ji propojují s jižní tunelovou troubou (JTT). Některé jsou navrženy jako průchozí, jiné jako průjezdné. Naproti každé propojce se nachází SOS výklenek s SOS místností a požárním hydrantem. Součástí raženého úseku jsou dále podzemní ražené technologické centrum TGC 4, strojovna vzduchotechniky a transformovna s rozvodnami a technologické centrum TGC 5 transformovna s rozvodnami.

Horninové prostředí stavby Špejchar – Pelc-Tyrolka je velmi proměnlivé. Tvoří jej horniny ordovického stáří, které jsou zde ve směru staničení zastoupeny od začátku stavby až k úpatí svahu z Letné písčitémi břidlicemi letenského souvrství (monotónní i flyšový vývoj) na které ve svahu z Letné navazují jílovitoprachovité břidlice libeňského souvrství (v délce cca 170 m). V prostoru stávající Šlechtovy restaurace začíná pásma řevnických křemenců libeňského souvrství o délce 60 m. Dále v úseku pod Stromovkou navazují písčitoprachovité břidlice dobrotivského souvrství, které v prostoru Císařského ostrova přecházejí ve skalecké křemence dobrotivského souvrství. Zbývající úsek od trojského nábřeží se nachází v jílovitoprachovitých břidlicích dobrotivského souvrství.

Po zhodnocení inženýrskogeologických podmínek, výškového vedení trasy a nezbytnosti uplatnění různých profilů tunelů bylo

the station concourse structure will be demolished for the purpose of the construction of the cut-and-cover tunnels; once the road tunnels construction is completed the concourse will be built again, together with construction of a new pedestrian subway under the railway track, to Dejvická Street.

The third from the organisational point of view difficult section is the cut-and-cover tunnel passage under Milady Horákové Street between the Špejchar intersection and Špejchar tramway loop. This tunnel section is built in an open box between diaphragm walls, with dilatation blocks designed in both the longitudinal and transverse directions; thus it was necessary to design the splicing of principal reinforcing bars in the roof deck and foundation structures.

Part of the work on the cut-and-cover tunnels between Špejchar and the portals of the mined tunnels at the Sparta stadium in Špejchar underground ventilation plant facility, the SC 3 services centre and Letná underground garages.

Another mined tunnel section, at a total length of 2221m, starts from the portal at the Sparta stadium and continues under existing buildings in Letná, Stromovka park, a shipping canal, Císařský Island, the Vltava River up to portals at the Troja embankment, at the level of the Troja weir. The mined tunnels are designed as unidirectional double-lane structures; three-lane tunnels are designed for the sections where lanes for traffic-related purposes feeding traffic in and out of the tunnel or a lane for slow moving vehicles are required. Special cases of occurrence of the three-lane tunnel are bays at a pumping station, at the SC 5 services centre and some of the cross passages. A total of 8 cross passages is designed for the whole alignment of the northern tunnel tube (NTT) to connect it with the southern tunnel tube (STT). Some of them are designed as passenger cross passages, some are vehicular sized. An SOS niche is found across each cross passage. The niche contains an SOS cabin and a fire hydrant. Further parts of the mined tunnel section are the underground mined structure of the SC 4 services centre, a ventilation plant facility and transformer station with a distribution substation, and the SC 5 services centre, a transformer station with distribution substations.

The rock environment of the Špejchar – Pelc-Tyrolka construction package is very variable. It consists of Ordovician rock types represented, in the direction of chainage, from the starting point of the construction up to the foot of the slope from Letná by sandy shales of the Letná Member (both monotonous and flysh types of sedimentation), which are replaced by clayey-silty shales of the Libeň Member at the slope from Letná (at a length approximately of 170m).

A 60m wide zone of Řevnice Quartzite of the Libeň Member begins in the area of the Šlechta's restaurant. Further on, in the section passing under Stromovka Park, there are sandy-silty shales of the Dobrotiv Member, which change to Skalec quartzite of the Dobrotiv Member. The remaining section from the Troja embankment on is found in clayey-silty shales of the Dobrotiv Member.

The assessment of the engineering geological conditions, the vertical alignment of the route and the consideration of the necessity to use differing tunnel cross sections resulted in a proposal to utilise the New Austrian Tunneling Method (NATM). In case of tectonically disturbed sections or difficult geological conditions, there are additional measures designed to be utilised when complex tectonic faults or increased ground water inflows are encountered during the excavation for underground structures, but namely in an approximately 160m long section starting at the foot of the slope from



Obr. 3 Urbanistická situace Radlické radiály

Fig. 3 Town planning situation of the Radlice Radial Road

navrženo použití technologie nové rakouské tunelovací metody (NRTM). V případě zastižení tektonicky porušených úseků nebo složitých geologických poměrů jsou navržena doplňková opatření. Jejich využití se předpokládá v případech zastižení složité tektonické poruchy, zvýšených přítocích podzemní vody během ražby podzemních objektů, ale zejména v úseku o délce cca 160 m od úpatí svahu z Letná pod areálem Královské obory – Stromovka. V tomto úseku tunely procházejí místem s nejnižším nadložením na rozhraní nekvalitních libeňských břidlic a řevnických křemenců. Všechna zde navrhovaná opatření směřují především k maximálnímu omezení vlivu realizace na režim podzemních vod především v oblasti pod PP Královská obora a zamezení vzniku mimořádných událostí při realizaci. Ve výše uvedených úsecích o délkách 160 m bude ochranná obálka prováděna předem pomocí horninových a tryskových injektáží z průzkumné štoly, radiálními vějíři s doplňkovou těsnicí injektáží, případně horizontálních mikropilotových dešťníků.

Zbývající část tunelového komplexu Blanka představují hloubené tunely úseku MO Troja včetně portálové části v celkové délce 570 m. Hloubené tunely jsou vedeny v otevřené krajině podél řeky Vltavy za protipovodňovou ochranou. Hloubené tunely Troja portálová část zahrnují podzemní technologické centrum TGC 6 a úsek hloubených tunelů s klenbovou konstrukcí v Troji v celkové délce 186 m. Ve zbývající části se jedná se o úsek hloubených tunelů s rovným stropem v Troji v délce 384 m. Tunely budou budovány v otevřených stavebních jámách, které jsou paženy do úrovně skalní báze podzemními nebo štetovými stěnami kotvenými v několika úrovních, případně odsahování. Jáma ve skalním prostředí je navržena jako kotvená skalní stěna. Jedním z důvodů použití podzemních, respektive štetových stěn je zajištění minimálního přítoku do stavební jámy v případě zakládání pod hladinou podzemní vody. Ostění hloubených tunelů je navrženo jako železobetonová monolitická konstrukce s celoplošnou izolací. Součástí hloubených úseků na trojském nábřeží je i realizace části protipovodňových opatření etapy 0007 Troja.

Závěrem k tomuto úseku MO lze konstatovat, že v současné době probíhají výběrová řízení na zhotovitele souboru staveb, stavební částí úseku Myslbekova – Pelc-Tyrolka, technologické vybavenosti souboru staveb Malovanka – Pelc-Tyrolka a geotechnického monitoringu souboru staveb Myslbekova – Pelc-Tyrolka. Souběžně probíhá intenzivní příprava pro zajištění příslušných stavebních povolení a správních rozhodnutí.

ÚSEK PELC-TYROLKA – ŠTĚRBOHOLSKÁ RADIÁLA

Severovýchodní úsek městského okruhu sestává ze dvou staveb, evidenční číslo 0081 Pelc-Tyrolka – Balabenka a evidenční číslo 0094 Balabenka – Štěrboholská radiála (obr. 1). Na obě stavby byly v roce 2004 zpracovány vyhledávací studie. V současné době je zpracovávána a projednávána dokumentace posouzení vlivu stavby na životní prostředí EIA dle zákona č. 100/2001 Sb., která pro oba úseky obsahuje několik variantních řešení.

Trasa městského okruhu ve stavbě 0081 délky cca 3,1 km je vedena od stávající mimoúrovňové křižovatky Pelc-Tyrolka (u mostu Barikádníků) podél přírodní památky Bílá skála ke křižovatce U Kříže a dále k Balabence s částečným využitím v této oblasti již vybudovaných dopravních staveb. Uvažovány jsou dvě základní varianty propojení.

Varianta 1 předpokládá vedení obou jízdních směrů ve stopě ulice Povltavské podél ramene Vltavy v patrovém uspořádání. Ve spodní úrovni je veden směr z Pelc-Tyrolky na Balabenu částečně v galerii délky 575 m a částečně v hloubeném tunelu délky 545 m. Směr z Balabanky na Pelc-Tyrolku je veden povrchově po stropě tunelu a galerie, nebo na mostním objektu.

Varianta 2 předpokládá vedení jednoho jízdního směru ve stávající stopě ulice Povltavská a druhého směru v raženém tunelu pod Bílou skálou. Směr od Pelc-Tyrolky je povrchový, směr od Balabanky je v tunelu celkové délky 1490 m, sestávající ze tří hloubených a dvou ražených úseků. Součástí obou variant je zohlednění protipovodňových opatření podél Vltavy.

Úsek v prostoru U Kříže – Balabenka je pro obě varianty shodný. Jedná se o poměrně složitý dopravní uzel, kde ve velmi stísněném prostoru se na městský okruh napojují jednak další nadřazené městské silniční komunikace (Vysočanská radiála a Libeňská spojka), dále řada významných městských komunikací (Zenklova, Prosecká, Sokolovská, Českomoravská), ale rovněž připravované stavby

Letná, running under the area of the Royal Deer Park – Stromovka. In this section, the tunnels pass through a location with the shallowest overburden, through an intersection between low quality Libeň shale and Řevnice quartzite. All of the measures proposed for this section are designed with the main aim of maximum limiting the impact of the works on the ground water regime, above all in the area under the Royal Deer Park, and preventing origination of emergencies during the works. In those sections, a protective envelope will be provided in advance by means of rock grouting and jet grouting from an exploration gallery, by radial fans with supplementary sealing grouting, or using horizontal canopy tube pre-support.

The remaining part of Blanka tunnel complex comprises cut-and-cover tunnels of the Troja CCR section, including the portal section, at a total length of 570m. The cut-and-cover tunnels are led in an open landscape along the Vltava River, behind flood protection walls. The portal section of the Troja cut-and-cover tunnels comprises the SC 6 services centre and a cut-and-cover tunnel section with a vaulted structure design in Troja, at a total length of 186m. The remaining part with a flat roof in Troja is 384m long. The tunnels will be built in open trenches with the sides sloped or supported down to the rockhead level by diaphragm walls or sheet pile walls anchored at several levels. The trench in a rock environment is designed as an anchored rock wall. One of the reasons for the utilisation of diaphragm walls or sheet pile walls is the effort to guarantee minimum inflow of ground water into the construction trench in the case of the foundation carried out under the water table. The in situ reinforced concrete structure of the cut-and-cover tunnels is provided with a waterproofing system covering all sides of the cross section. Part of the cut-and-cover tunnel section at the Troja embankment is construction of flood protection facilities contained in the construction lot 0007, Troja.

To conclude this section of the CCR, it is possible to state that currently the tender proceedings are in progress to select the contractor for the construction package consisting of civils for the Myslbekova – Pelc-Tyrolka section, equipment for the Malovanka – Pelc-Tyrolka construction package and geotechnical monitoring for the Myslbekova – Pelc-Tyrolka construction package. Intensive preparation for obtaining relevant building permits and administrative decisions is underway simultaneously.

THE PELC-TYROLKA – ŠTĚRBOHOLY RADIAL ROAD SECTION

The north-western section of the City Circle Road consists of two construction lots, i.e. Pelc-Tyrolka – Balabenka lot, Ref. No. 0081, and Balabenka – Štěrboholy Radial Road, Ref. No. 0094 (see Fig. 1). Location studies for the two lots were developed in 2004. Currently the Environmental Impact Analyses for both sections are being developed in compliance with the Law No. 100/2001 Coll.; they contain several variants for each of them.

The approximately 3.1km long alignment of the construction lot No. 0081 of the City Circle Road runs from the existing Pelc-Tyrolka grade-separated intersection (at the Brigádníků Bridge) along the Nature National Monument of Bílá Skála rock, to the U Kříže intersection and further to Balabenka, partly utilizing traffic structures built in this area before. Two basic variants of the connection are under consideration.

The variant 1 assumes both travel directions to be led in the ground plan of Povltavská Street, along a branch of the Vltava River, in a double-deck arrangement. The direction from Pelc-Tyrolka toward Balabenka is led at the lower level, partly under a 575m long shed and partly in a cut-and-cover tunnel. The direction from Balabenka toward Pelc-Tyrolka is led at grade, on the roof deck of the tunnel and the shed, or on a bridge structure.

The variant 2 assumes one travel direction to be led in the current ground plan of Povltavská Street and the other direction in a tunnel driven under Bílá Skála rock. The direction from Pelc-Tyrolka is led at grade the direction from Balabenka is in a 1490m long tunnel consisting of three cut-and-cover sections and two mined sections. Parts of both variants are flood protection measures along the Vltava.

The section in the area of U Kříže – Balabenka is identical for both variants. It is a relatively difficult traffic node where other higher-ranking urban roads (the Vysočany radial road and connecting Libeň connecting bypass road) as well as several significant streets (Zenklova, Prosecká, Sokolovská, Českomoravská) and also roads being prepared for construction, i.e. Pobřežní Street IV and V, connect to the City Circle Road within very constrained space. The system of the intersection therefore must provide not only a possibility to connect to the City Circle Road, but also a possibility for all of the roads to be interconnected. This is why a coordination documents package was developed in 2005 solving the problem of the U Kříže – Balabenka traffic node. The solution also contains several bridge structures and a tunnel for a ramp between the Vysočany radial road and the City Circle Road, passing under a high embankment of the Holešovice rail track relocation.

Pobřežní IV a V. Systém křižovatky tak musí zajistit nejen možnost napojení na městský okruh, ale rovněž i mezi všemi ostatními komunikacemi. V roce 2005 proto vznikla koordinační dokumentace dopravního uzlu U Kříže – Balabenka řešící tento problém. Součástí řešení je několik mostních objektů a rovněž tunel pro rampu mezi Vysočanskou radiálou a městským okruhem pod vysokým železničním násypem holešovické přeložky.

Stavba 0094 Balabenka – Štěrboholská radiála délky cca 5,5 km byla původně prověřována ve dvou variantách, které se odlišovaly detaily průchodu v území a délkami tunelových úseků. Následně při dopracování technických podkladů pro dokumentaci posouzení vlivu stavby na životní prostředí byly upřesněny dvě upravené varianty řešení. U obou variant je trasa městského okruhu v úseku od propojení jižní spojky a Štěrboholské radiály vedena povrchově s křižovatkami MÚK V Olšinách a MÚK Černokostecká. V prostoru starých Malešic trasa vchází do tunelu, nejdříve hloubeného a následně raženého, celkové délky cca 1100 m. Tunel vyústí na Českobrodskou ulici (MÚK Českobrodská) a v prostoru Jarova (MÚK Jarov) se trasa opět noří do hloubeného tunelového úseku délky cca 1,7 km. V převážné délce pokračující tunely sledují stopu stávající ulice Spojovací a končí před podjezdem pod železniční tratí Praha hl. nádraží – Praha Libeň. Obě předpokládané varianty se liší pouze v úseku Jarov – Balabenka, a to množstvím křižovatek a uvažováním raženého tunelu pod Balkánem pro směr od Jarova. V úvahách je ještě třetí varianta, představující vedení městského okruhu, navazující na Českobrodské ulici na tunel od Malešic přímo dalším směrujícím raženou trasou na Balabenku. Celková délka tunelu z Malešic až před Balabenku dosahuje 2,7 km. Tato varianta sice zkracuje trasu, ale opouští stopu danou územním plánem.

Souhrnné údaje úseku Pelc-Tyrolka – Štěrboholská radiála

Celková délka 8770 m

Ostatní údaje je velice těžké uvádět, závisí na výsledku výběru variant v jednotlivých stavbách a výsledku projednávání v procesu EIA.

2.2. RADIÁLNÍ KOMUNIKACE A KOMUNIKAČNÍ SPOJKY RADLICKÁ RADIÁLA, STAVBA EVIDENČNÍ ČÍSLO 9567

Celá trasa Radlické radiály propojuje silniční okruh, z mimoúrovňové křižovatky silniční okruh x dálnice D5, s městským okruhem ve Zlíčovském podjezdu. Část radiály až po mimoúrovňovou křižovátku Bucharova je již delší dobu v provozu pod názvem Rozvadovská spojka. Předmětem přípravy stavby evidenční číslo 9567 je tedy dipojení trasy radiály mezi MÚK Bucharova a Zlíčovským podjezdem na městském okruhu (obr. 1 a 3). V urbanistické studii Radlice – Jinonice z května 2002 byla Radlická radiála uvažována ve dvou variantách – „městské“ a „segregované“. Na objednávku SURM MHMP byla v červnu 2003 zpracována studie prověření realizovatelnosti Radlické radiály, kde byla stabilizována stopa radiály v modifikované segregované variantě. Dokumentace byla projednána a stala se podkladem pro změnu územního plánu a pro zahájení projektové a investorské přípravy stavby v roce 2005. Projektová příprava v současné době probíhá zpracováním dokumentace DÚR pro územní řízení a dokumentace EIA dle zákona č. 100/2001 Sb.

Trasa radiály je vedena z MÚK Bucharova povrchově v vymezeném koridoru k MÚK Řeporyjská, dále přes oblast Butovic a Jinonic, kde jsou navrženy dva krátké tunely. Za MÚK Jinonice je trasa vedena v tunelech až ke Zlíčovskému podjezdu, kde v rámci výstavby městského okruhu byly založeny zárodky budoucích rampových napojení radiála x městský okruh. Celková délka trasy je 5420 m. Provozní úsek A délky 1650 m je veden povrchově. V provozním úseku B délky 1500 m jsou dva hloubené tunely, tunel Butovice délky 341 m a tunel Jinonice délky 307 m. Provozní úsek C délky 2270 m je veden převážně v jednosměrných ražených tunelech (tunel Radlice), kde celková délka všech jednosměrných tunelových úseků včetně rampových napojení na podjezd na Zlíčově je 5476 m.

V nadloží raženého tunelu Radlické radiály se vyskytují pokryvy kvartérního stáří, ležící na staropaleozoických horninách skalního podloží. Vyskytují se zde především deluviální a eolické sedimenty,

Construction lot No. 0094, Balabenka – Štěrboholy Radial Road, with the length roughly of 5.5km, was originally examined in two variants, which differed in details of the passage across the area and the length of tunnelled sections. Subsequently, in the phase of elaboration of technical background materials for the EIA, two improved variants were developed. Both of the variants solve the route of the City Circle Road section from the junction of the Southern Connecting Road and the Štěrboholy Radial Road as an at-grade road, with the V Olšinách GSI and Černokostecká GSI intersections. In the area of old Malešice, the route enters a tunnel, first a cut-and-cover tunnel and then a mined tunnel (the total length approximately of 1100m). The tunnel ends at Českobrodská Street (the Českobrodská GSI); in the area of Jarov (the Jarov GSI) the route again dips into a cut-and-cover tunnel section about 1.7km long. Major part of the length of the tunnels follows the ground plan of current Spojovací Street. The tunnels end before the passage under the Prague Main Station – Prague Libeň railway track. The two expected variants differ only in the Jarov – Balabenka section, in the number of intersections and in consideration of a mined tunnel under Balkán for the direction from Jarov. There is even a third variant under consideration, where the City Circle Road route connects to a tunnel from Malešice at Českobrodská Street directly through another tunnel, which runs along the mined route to Balabenka. The total length of the tunnel from Malešice up to a point before Balabenka amounts to 2.7km. On one hand this variant cuts the length of the alignment, on the other hand it abandons the alignment approved in the land-use plan.

Summary data on the Pelc-Tyrolka – Štěrboholy Radial Road

Total length 8770m

The other data is difficult to present. It depends on the result of the variant selection for individual construction lots, and on the result of negotiations during the EIA process.

2.2 RADIAL ROADS AND CONNECTING ROADS

THE RADLICE RADIAL ROAD – CONSTRUCTION LOT REF. NO. 9567

The entire route of the Radlice Radial Road interconnects the City Circle Road from the Prague Ring Road x the D5 motorway intersection with the City Circle Road in the Zlíčov Underpass. Part of the radial road up to the Bucharova grade-separated intersection has been operating for rather a long time under the name of the Rozvadov Connecting Road. The subject of preparation of the construction lot No. 9567 is the completion of the connection of the route of the radial road between the Bucharova GSI and the Zlíčov Underpass on the City Circle Road (see Figures 1 and 3). The land-use study for Radlice – Jinonice of May 2002 considers two variants of the Radlice Radial Road, i.e. the 'urban' variant and 'segregated' variant. Based on an order placed by SURM MHMP, a feasibility study on the Radlice Radial Road was developed in June 2003. The study stabilised the alignment of the radial road in a modified segregated variant. The document was negotiated and became the background document for a change in the territorial structure plan and for commencement of the design and investment preparation of the construction in 2005. The design preparation is currently underway, the DÚR is being developed for the purpose of the zoning and planning proceedings, and for the EIA documents according the Law No. 100/2001 Coll.

The route of the radial road is led from the Bucharova GSI within the determined corridor, at grade, to the Řeporyjská GSI, further on via the area of Butovice and Jinonice where two short tunnels are designed. From the Jinonice GSI the route runs through tunnels up to the Zlíčov Underpass where germs of future ramp connections between the radial road and the City Circle Road have been founded in the framework of the development of the City Circle Road. The total length of the route amounts to 5420m. The A operational section at a length of 2270m is led at grade. The 1500m long operational section B contains two cut-and-cover tunnels, i.e. the Butovice tunnel and Jinonice tunnel, 341m and 307m long respectively. The 2270m long operational section C is led mostly in unidirectional mined tunnels (the Radlice tunnel) where the total length of all unidirectional tunnel sections inclusive of ramp connections to the Zlíčov underpass amounts to 5476m.

The overburden of the tunnel on the Radlice Radial Road consists of Quaternary deposits laying on Lower Palaeozoic rock forming the bedrock. Diluvial and Eolith sediments, fluvial sediments and anthropogenic fills prevail there. The bedrock in the area of operations is represented by Lower Palaeozoic rock types of very variable stratigraphic composition. In terms of the area covered and stratigraphic representation, Ordovician rocks abound; upper Silurian, Devonian and Cretaceous rock types are less represented.

fluviální sedimenty a antropogenní uloženiny – navážky. Skalní podloží je v zájmovém území reprezentováno horninami staršího paleozoika, velmi pestrého stratigrafického zastoupení. Nejhojnější jsou svojí plošnou rozlohou i stratigrafickým zastoupením horniny ordovického stáří, méně jsou zastoupeny mladší horniny silurské, devonské a křídové.

Útvar	Oddíl	Stupeň	Stratigrafická jednotka
KŘÍDA	svrchní	CENOMAN	perucké souvrství
DEVON	spodní	DALEJ	dvoreckopropokopské souvrství
SILUR	svrchní	PŘÍDOL	přídolské souvrství
		LUDLOW	kopaninské souvrství
ORDOVÍK	spodní	WENLOCK	liteňské souvrství
		KOSOV	kosovské souvrství
	svrchní	KRÁLOVDVOR	královčovské souvrství
			zahořanské souvrství
		BEROUN	bohdalecké souvrství
			vinické souvrství
	letenské souvrství		

HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Generelně lze podzemní vodu v zájmovém území řadit ke dvěma typům:

- podzemní voda v prostředí s průlinovou propustností
- podzemní voda v prostředí s puklinovou propustností v horninách skalního podloží

V **ražených tunelech** jsou očekávány největší přítoky v devonských a silurských vápencích. Nelze zde vyloučit zvodnělé krasové závrtky, jaké byly zastíženy při ražbě kolektoru Nad Koulkou, kde došlo k částečnému zaplavení štoly přívalem vody a zeminy.

BŘEVNOVSKÁ RADIÁLA, STAVBA EVIDENČNÍ ČÍSLO 7553

Trasa Břevnovské radiály (obr. 1 a 4) propojuje silniční okruh ze stávající mimoúrovňové křižovatky mezi Řepy a Hostivcem (též napojení plánované komunikace R6 Praha – K.Vary) přes Vypich k městskému okruhu v MÚK Malovanka. Celá radiála byla původně zařazena do výhledu územního plánu v časovém horizontu po roce 2010.

V roce 2001 byla pro SÚRM MHMP zpracována dopravní studie Břevnovské radiály s jednoznačným zadáním prověřit plošné nároky stavby a stabilizovat rámec technického řešení průchodu radiály v území, s cílem zařadit trasu Břevnovské radiály v úseku Silniční okruh – Vypich do návrhového horizontu územního plánu před rokem 2010. Studie řešila variantně podmínky průchodu trasy radiály přes území MČ Řepy, průchod přes území svahu Bílé hory podél Motolnice s cílem maximálně respektovat ochranu přírodního prostředí i za cenu omezení dopravních parametrů. V oblasti křižovatky Vypich studie potvrdila původní návrh územního plánu. Usnesením ZHMP č. 11/13 ze dne 30. 10. 2003 k návrhu změn 03 územního plánu byla schválena změna č. Z0066, která závazně stanovuje trasu Břevnovské radiály v úseku silniční okruh – křižovatka Vypich v návrhovém horizontu do roku 2010. Další část trasy radiály za křižovatkou Vypich, k napojení na městský okruh v křižovatce Malovanka, byla ponechána jako výhled po roce 2010 s vymezenou územní rezervou ve stopě ulice Patočkova.

V září 2004 byla zpracována technická ověřovací studie, která variantně prověřovala možná technická řešení, především průchod radiály přes Řepy a výhledový úsek radiály Břevnovský klášter – Malovanka. Závěry projednání studie se staly podkladem pro posouzení celé trasy z hlediska ekonomických celospolečenských přínosů, feasibility study a posouzení vlivu stavby na životní prostředí dle zákona č. 100/2001 Sb., dokumentace EIA. Na základě požadavků ekologických iniciativ z oblasti Břevnova je v současné době prověřována možnost vedení Břevnovské radiály v úseku Malovanka – Vypich zcela mimo koridor stanovený územním plánem. Varianta předpokládá ražený tunel délky cca 2 km, ovšem s komplikovanou a neúplnou křižovatkou Malovanka.

Výsledné, doporučené varianty technického řešení v jednotlivých úsecích radiály vyplynou z dokončení procesu zpracování a projednání

Period	Part	Degree	Stratigraphic Unit
CRETACEOUS	upper	CENOMANIAN	Peruc Member
DEVONIAN	lower	DALEJ	Dvoves-Prokopy Member
		PŘÍDOL	Přídol Member
SILURIAN	upper	LUDLOW	Kopaniny Member
	lower	WENLOCK	Liteň Member
ORDOVICIAN	upper	KOSOV	Kosov Member
		KRÁLOVDVOR	Králův Dvůr Member
	middle		Zahořany Member
		BEROUN	Bohdalec Member
			Vinice Member
		Letná Member	

HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

In general, ground water in the area of operations can be categorised as two types:

- ground water in an environment featuring intrinsic permeability
- ground water in an environment featuring fissure permeability (in the bedrock)

Regarding the **mined tunnels**, the most intensive inflows are expected in Devonian and Silurian limestones. Even karstic sinkholes similar to those encountered during the excavation of the Nad Koulkou utility tunnel, where the gallery was partially inundated by an inrush of water and soil, cannot be excluded.

THE BŘEVNOV RADIAL ROAD – CONSTRUCTION LOT REF. NO. 7553

The route of the Břevnov Radial Road (see Figures 1 and 4) connects the Prague Road Ring from the existing grade-separated intersection between Řepy and Hostivice (also the connection of the planned R6 road Prague – Karlovy Vary) via Vypich with the City Circle Road at the Malovanka GSI. The entire radial road was originally incorporated in the territorial structure plan into the longer run after 2010.

In 2001, a Traffic Study on the Břevnov Radial Road was developed for the SÚRM MHMP, with an explicit task of verifying area-related demands of the construction and stabilising the framework of the technical solution to the passage of the radial road across the area, with the aim of incorporating the Břevnov Radial Road route in the Prague Radial Road – Vypich section into the proposed horizon of the territorial structure plan before 2010. The study solved variants of the conditions of the passage of the radial road route across the Řepy district, passage across the area of the slope of Bílá Hora mountain found along the Motol hospital, with the aim of maximum respect paid to nature preservation even at the cost of restrictions on the traffic parameters. The study confirmed the original proposal of the territorial plan for the area of the Vypich intersection. The ZHMP Resolution No. 11/13 of 30.10.2003 regarding the proposal of changes (03) of the territorial plan approved the change No. Z0066, which determines the obligatory term for the route of the Břevnov Radial Road in the section from the Prague Radial Road to the Vypich intersection to be within the proposed horizon by 2010. The other part of the radial road route beyond the Vypich intersection to the connection to the City Circle Road at the Malovanka intersection was left as a long run task after 2010, with the determined territorial reserve following the ground plan of Patočkova Street.

A technical validation study which checked variants of possible technical solutions, above all the passage of the radial road through Řepy and the long-run section of the radial road from Břevnov Monastery to Malovanka was developed in September 2004. The conclusions of the negotiations on the study became a source document for assessment of the entire route in terms of socio-economic benefits, for the feasibility study, the EIA according to the Law No. 100/2001 Coll. and the EIA documents. Based on requirements of environmental groups from the area of Břevnov, a possibility of the Břevnov Radial Road route section Malovanka - Vypich running entirely outside the corridor set in the territorial plan is currently being analysed. This variant assumes an about 2km long mined tunnel, but with a complicated and incomplete solution of the Malovanka intersection.

The resulting recommended variants of the technical solution to individual sections of the radial road will follow from the conclusion of the process of development and negotiation of EIA-documents. They will become the background documents for development of DUR documents. Based on the progress of the work on the studies, it is realistically possible to start the design and investment preparation of the Břevnov Radial Road construction in 2006.



Obr. 4 Urbanistická situace úseku Břevnovské radiály: a) oblast Řepy, b) oblast Motolských skládek, c) oblast Vypichu a Břevnovského kláštera, d) oblast ulice Patočkova a křižovatky Malovanka

Fig. 4 Town planning situation of a section of the Břevnov Radial Road: a) the area of Řepy, b) the area of Motol landfills, c) the area of Vypich and Břevnov Monastery, d) the area of Patočkova Street and the Malovanka intersection

dokumentace EIA a budou podkladem pro zpracování dokumentace DUR. Na základě dosavadního průběhu studijních prací je možné reálně zahájit projektovou a investorskou přípravu realizace stavby Břevnovské radiály v roce 2006.

Celková délka trasy radiály mezi silničním okruhem a městským okruhem je cca 6907 m. V trase radiály jsou dvě mezilehlé mimoúrovňové křižovatky, napojení na ulici Slánská a křižovatku Vypich. S mimoúrovňovou křižovatkou Malovanka bude po výstavbě Břevnovské radiály spolupracovat povrchová křižovatka Pod Královkou. Z dosavadních výsledků projednání studijních prací vyplývají požadavky vést trasu radiály v co největším rozsahu v tunelových stavbách, především hloubeného charakteru.

Souhrnné údaje k Břevnovské radiále

Celková délka	6907 m
Tunelové úseky (Řepy, Vypich, Břevnovský klášter – Malovanka)	3995 m
Povrchová trasa	2912 m

VIŠOČANSKÁ RADIÁLA, STAVBA EVIDENČNÍ ČÍSLO 0053 (1. ÚSEK)

Višočanská radiála v konečném stavu propojuje silniční okruh (Satalice) s městským okruhem v křižovatkovém uzlu Balabenka (obr. 1). Z hlediska přípravy i postupu výstavby byla radiála rozdělena do dvou úseků. 1. úsek radiály Satalice – Kbelská je v současné době v realizaci, probíhá realizace mimoúrovňové křižovatky Kbelská, na kterou bylo vydáno stavební povolení. 2. úsek mezi průmyslovým polookruhem MÚK Kbelská a uzlem Balabenka na městském okruhu je v úrovni studijního prověřování.

V únoru 2005 byla odevzdána vyhledávací studie Višočanské radiály v úseku Balabenka – Kbelská. Trasa radiály ve 2. úseku klesá povrchově od MÚK Kbelská do souběhu s tratí ČD Praha – Lysá nad Labem k navrhované mimoúrovňové křižovatce s ulicí Višočanská (estakáda). Za touto křižovatkou přechází radiála do raženého tunelového úseku až po napojení na městský okruh v uzlu Balabenka. Toto napojení bylo řešeno variantně. Koordinační studie dopravního uzlu Balabenka zpracovaná následně, ve vazbě na vyhledávací studii Libeňské spojky, přinesla pozitivní závěr s invariantním dopravně fungujícím řešením.

Souhrnné údaje k Višočanské radiále

1. úsek Satalice – Kbelská	
Celková délka, povrchová trasa	5000 m
Počet mostních objektů	7
2. úsek Kbelská – Balabenka	
Celková délka	3450 m
Tunelový úsek	1210 m

LIBEŇSKÁ SPOJKA, STAVBA EVIDENČNÍ ČÍSLO 8313

Libeňská spojka je územním plánem zařazena jako sběrná komunikace městského významu, propojuje Proseckou radiálu (Liberecká, V Holešovičkách) s mimoúrovňovou křižovatkou Vychovatelna na městský okruh v oblasti Balabenky (U Kříže). Vzhledem k intenzitám provozu a zdrojům a cílům dopravy je však třeba Libeňskou spojku považovat za komunikaci celoměstského významu, a to minimálně pro severovýchodní oblast Prahy (obr. 5).

V březnu 2005 byla zpracována vyhledávací studie Libeňské spojky, která po projednání stabilizovala průchod této dopravní stavby územím a stanovila technické řešení. Na tuto práci navazovala koordinační dopravní studie dopravního uzlu Balabenka, styku tří staveb (městského okruhu, Libeňské spojky a Višočanské radiály), které se vzájemně propojují v oblasti mezi ulicemi Zenklova a Balabenka. Studie byla odevzdána v srpnu 2005 a dala pozitivní odpověď na reálnost umístění navrženého stavebně dopravního řešení ve stávajícím městském prostředí a potvrdila dopravní bezkolizní funkčnost tohoto dopravního uzlu. Uvedené studijní práce jsou brány jako nezbytný podklad pro úpravy územního plánu, podklad pro stanovení rozsahu výše uvedených dopravních staveb a umožňují pokračovat prakticky invariantně v projektové a investorské přípravě jednotlivých staveb.

Z technického hlediska představuje Libeňská spojka v podstatě tunelové propojení mimoúrovňové křižovatky Vychovatelna, potažmo

The total length of the radial road between the Prague Ring Road and the City Ring Road is approximately of 6907m. There are two intermediate grade-separated intersections, the connection to Slánská Street and the Vypich intersection on the radial road route. When the Břevnov radial road construction is finished, the Pod Královkou at grade intersection will interact with the Malovanka grade-separated intersection. The existing results of the negotiations over the studies suggest that the radial road route should be placed into tunnels, above all of the cut-and-cover character, at as large a scope as possible.

Summary data on the Břevnov Radial Road

Total length	6907m
Tunnelled sections (Řepy, Vypich, Břevnov Monastery – Malovanka)	3995m
At grade route	2912m

THE VIŠOČANY RADIAL ROAD, CONSTRUCTION LOT REF. NO. 0053 (1ST SECTION)

The Višočany Radial Road at its final state connects the Prague Ring Road (Satalice) with the City Circle Road at the Balabenka intersection (see Fig. 1). In terms of the preparation and construction progress, the radial road was divided into two sections. The 1st section of the road, Satalice – Kbelská Street, is currently under construction; the construction of the Kbelská grade-separated intersection is in progress (the building permit for this construction has been issued). The 2nd section between an industrial semi-circle road between the Kbelská GSI and the Balabenka intersection on the City Ring Road is in the phase of verification studies.

The location study for the Višočany Radial Road, the Balabenka – Kbelská section, was submitted in February 2005. The alignment of the 2nd section of the radial road falls at grade from the Kbelská GSI to a section parallel with the Prague – Lysá nad Labem railway line, up to the designed grade-separated intersection with Višočanská Street (a viaduct). Beyond this intersection, the radial road enters a mined tunnel section ending at the connection to the City Circle Road at the Balabenka intersection. This connection was solved in variants. The coordination study for the Balabenka traffic node, which was developed subsequently in relation to the location study for the Libeň connecting road, brought a positive conclusion with an invariant solution well functioning in terms of traffic.

Summary data on the Višočany Radial Road

1st section: Satalice – Kbelská	
Total length – the at grade route	5000m
The number of bridge structures	7
2nd section: Kbelská - Balabenka	
Total length	3450m
Tunnelled section	1210m

THE LIBEŇ CONNECTING ROAD, CONSTRUCTION LOT REF. NO. 8213

The Libeň Connecting Road is categorised in the territorial structure plan as a bypass road of municipal importance level; it connects the Prosek Radial Road (Liberecká Street, V Holešovičkách Street) from the Vychovatelna grade-separated intersection to the City Circle Road in the area of Balabenka (U Kříže). However, with respect to the traffic volume and sources and objectives of the traffic, it is necessary to consider the Libeň connecting road as a road of city-wide importance, at least for the north-eastern region of Prague (see Fig. 5).

A location study for the Libeň Connecting Road was developed in March 2005. After conclusion of negotiations, this study stabilised the passage of this traffic structure through the area and determined the technical solution. This work was followed by a coordination traffic study on the Balabenka traffic node, an intersection of three constructions (the City Circle Road, Libeň Connecting Road and Višočany Radial Road), which get interconnected in the area between Zenklova Street and Balabenka. The study was submitted in August 2005; it gave a positive answer regarding feasibility of placement of the designed structural and traffic solution in the existing urban environment and confirmed that, in terms of traffic, this traffic node is capable of collision-free functioning. The above-mentioned studies are understood to be source documents necessary for changes in the territorial structure plan, source documents for determination of the scope of the above-mentioned traffic constructions. They make continuation of the design and investment preparation of the individual constructions possible.

From the technical point of view, the Libeň Connecting Road essentially represents a tunnelled connection between the Vychovatelna grade-separated intersection (and also Zenklova Street and the Prosek Radial Road) with the



Obr. 5 Urbanistická situace Libeňské spojky
Fig. 5 Town planning situation of the Libeň Connecting Road

Zenklovy ulice a Prosecké radiály, a mimoúrovňové křižovatky U Kříže na městském okruhu s možností připojení na Proseckou ulici. V plné míře jsou na obou koncích zachovány stávající mostní objekty, vedení Libeňské spojky je převážně v tunelu délky 835 m. Hloubený tunel oproti předpokladům územního plánu je veden částečně v patrovém uspořádání tubusů obou jízdních směrů a mimo stopu Zenklovy ulice tak, aby minimalizoval jednak zásah do zástavby, a jednak nutnost dopravních výluk v prostoru nad tunelem.

Souhrnné údaje k Libeňské spojce

Celková délka	1350 m
Tunelové úseky	865 m
Povrchová trasa v mimoúrovňových křižovatkách Vychovatelna, U Kříže	485 m

3. ZÁVĚR

Předpokládané postupy přípravy, realizace a zprovoznování jednotlivých staveb či úseků sítě hlavních komunikací v Praze zásadním způsobem ovlivňují především dva faktory.

Prvním faktorem, který má zásadní vliv na časové postupy přípravy a výstavby, je **legislativní proces** při projednávání a povolování staveb. Období 5 až 7 let od zahájení prací na dokumentaci DÚR přes získání územního rozhodnutí ÚR až po získání stavebního povolení SP je možné považovat za lhůtu minimální; v praxi vzhledem k řadě odvolání a odporu občanských iniciativ proti dopravním stavbám za nedosažitelnou.

Druhým faktorem jsou **možnosti zajištění financování** uvedených dopravních staveb. Jen prostý součet všech plánovaných dopravních staveb na území Prahy dává částku přes 150 mld. Kč, což při optimistické úvaze dokončit celý komunikační systém do roku 2025 představuje zajistit jen na vlastní dopravní stavby v Praze 7,5 mld. Kč pro každý rok po dobu příštích 20 let (bez uvážení meziročních inflací).

Finanční náročnost dopravních staveb na území hlavního města Prahy je dána jednak složitou terénní konfigurací města, velmi sevřeným, historicky daným urbanismem města, požadavky na ochranu kulturních a přírodních památek, ale též velmi silným tlakem celé řady občanských a ekologických sdružení schovat jakoukoliv novou komunikaci pod zem, lépe řečeno schovat auta pod zem.

Z pohledu naší profese jsou tyto požadavky akceptovatelné, ale na druhé straně je otázkou, zda je to vždy ekonomicky rozumné.

Dostáváme se do pozice pštroša:

- když strčíme hlavu do písku nejsme vidět;
- když strčíme auta do tunelů, ztratí se exhalace.

V obou případech to není pravda.

ING. JOSEF DVOŘÁK, josef.dvorak@satra.cz,
SATRA, spol. s r. o.

Grafické přílohy: SATRA, spol. s r. o.

s využitím dat ÚDI Praha a VHE & spol., s.r.o.

U Kříže grade-separated intersection on the City Circle Road, with a possibility of connecting to Prosecká Street. The existing bridge structures at both ends are maintained in the full scope; a major part of the Libeň connecting road runs through a tunnel (835m long). In contrast to the assumptions in the territorial plan, the cut-and-cover tunnel is led predominantly in a double-deck tunnel carrying both traffic directions, outside the ground plan of Zenklova Street, so that the impact of the construction on the existing buildings and needs for traffic closures above the tunnel are minimised.

Summary data on the Libeň Connecting Road

Total length	1350m
Tunnelled sections	865m
At grade route at the Vychovatelna and U Kříže ground-separated intersections	485m

3. CONCLUSION

The assumed progress of preparation, construction and opening to traffic of the individual constructions or sections of the network of main roads in Prague is fundamentally affected above all by two factors.

The first factor which fundamentally affects the time progress of preparation and construction is the process of **satisfying legislative requirements** for negotiations associated with issuance of building permits. The time period of 5 to 7 years from the commencement of the work on the DÚR documents through issuance of the planning permission (PP) to issuance of the building permit can be considered as a minimum term; in the practice, because on numerous appeals and resistance from civic initiatives against traffic structures, this term can be considered as unattainable.

The other factor is the **possibility to provide funding** for the above-mentioned traffic projects. A simple summary of all planned traffic projects in Prague itself results in a sum exceeding Kč 150.0 billion. This means, on an optimistic assumption of the completion of the whole road system by 2005, that a sum of Kč 7.5 billion should be provided every year for the next 20 years (without consideration of year-on-year inflation rates) for funding only the traffic projects proper.

The financial demands of traffic projects in Prague result from many influences, i.e. the complex terrain configuration of the city, the very hemmed urban design of the city given by its history, requirements for protection of cultural and nature monuments, but also very strong pressure exerted by numerous civic and environmental groups for burying any new road underground or, better put, hiding automobiles underground.

From our professional point of view, these requirements are acceptable. On the other hand, there is a question of whether it is always reasonable in terms of economy.

We therefore get to an ostrich position thinking that:

- if we have our head stuck in sand, we are invisible,
- if we stick automobiles underground, emissions will disappear.

In both cases it is not true.

ING. JOSEF DVOŘÁK, josef.dvorak@satra.cz,
SATRA, spol. s r. o.

ANALÝZA JÍZDY ŘIDIČE V TUNELU A NA VOLNÉ KOMUNIKACI

ANALYSIS OF DRIVER BEHAVIOUR IN A TUNNEL AND ON AN OPEN ROAD

PAVEL PŘIBYL, PETR VYSOKÝ, MIRKO NOVÁK

V předloženém příspěvku jsou předkládány dílčí výsledky prací prováděných v rámci projektu vědy a výzkumu Ministerstva dopravy České republiky 1F43A/069/120 „Optimalizace provozu silničních tunelů“ (zkráceně OPTUN). Práce na tomto projektu byly zahájeny v roce 2004 a budou ukončeny v letošním roce. Projekt rámcově navazuje na výzkumný projekt z let 2001–2003 „Analýza a řízení rizik v tunelech pozemních komunikací“. Hlavní cíle projektu OPTUN lze shrnout do následujících bodů:

1. Vytvoření funkční a informační architektury tunelového systému umožňující investorovi optimálně vybavit tunel při zachování stanovené bezpečnosti a nezvyšování investičních a provozních nákladů;
2. Analýza skutečných nákladů provozování tunelů a nalezení metodiky pro sledování a optimalizaci provozních nákladů tunelu;
3. Výzkum možností optimalizace činnosti ventilace z hlediska snížení nákladů a zvýšení životnosti vycházející z měřených dopravních parametrů;
4. Hledání metod popisujících rozdíly chování řidiče v tunelu a na volné komunikaci a hledání vazeb na design tunelu.

Koordinátorem a vedoucím tohoto projektu je ELTODO EG, a. s. – odbor výzkumu a vývoje, spoluřešiteli jsou: METROSTAV a. s., METROPROJEKT, a. s., ČVUT Fakulta dopravní a TSK hl. m. Prahy. V tomto článku jsou prezentovány výsledky výzkumu zabývajícího se hledáním rozdílů při jízdě řidiče v tunelu a na volné komunikaci. Tento úkol řeší Fakulta dopravní ČVUT.

ZÁKLADNÍ MYŠLENKA PROJEKTU ZKOUMÁNÍ CHOVÁNÍ ŘIDIČŮ

V tunelech na pozemních komunikacích vzniká méně nehod než na volných komunikacích. Je to dáno tím, že řidiči jedou v tunelu většinou s větší koncentrací na řízení. Pokud však již v tunelu vznikne byť i drobný dopravní exces, jako je například zastavení vozidla pro nedostatek paliva, je to vždy velké potenciální nebezpečí. Pokud v tunelu vznikne požár, pak se jedná o událost, která může mít pro cestující veřejnost i záchranné jednotky fatální následky.

Na druhé straně téměř v každé práci zabývající se bezpečností v tunelu autoři konstatují, že se řidiči chovají v tunelu jinak než na volné komunikaci: ztrácejí pocit jistoty, nerozeznávají světové strany, řídí křečovitě, trpí klaustrofobií apod. Vždy se jedná více či méně o subjektivní pozorování a dosud nebyly publikovány významnější metody umožňující změny v chování měřit. V rámci rešeršní části projektu OPTUN se podařilo nalézt pouhé dva články, které se zabývají chováním řidiče v tunelu. V článku [1] je popisováno sledování chování řidičů v tunelu Eklberg v Oslu. Měření byla provedena v tunelu ještě před otevřením pro běžný provoz, takže zde nebyla žádná interakce s ostatními vozidly. Měřila se rychlost a příčná pozice vozidla v pruhu širokém 3,5 m. Testovací soubor řidičů tvořilo 9 mužů a 11 žen ve věku mezi 23 a 52 roky. Každý řidič projel tunel šestkrát v každém směru. Pracovní hypotéza byla, že řidič bude udržovat větší vzdálenost od stěny, což se potvrdilo – průměrná odchylka byla 39 cm. Při porovnávání chování řidiče během jízdy ve stejném tunelu, ale na simulátoru, se ukázalo, že na simulátoru je menší odchylka než v reálném tunelu. Stěna reálného tunelu je tedy vnímána mnohem silněji než u simulovaného. Druhý článek [2] neobsahuje žádná přesná měření a zabývá se spíše jen vyhodnocením subjektivních pocitů řidičů v jednotlivých tunelech zjišťovaných pomocí dotazníků.

Práce realizované v OPTUN v kapitole zjišťující chování řidičů v tunelu vede fakulta dopravní a hlavním cílem je prokázat, že se řidiči chovají v tunelu jinak než na volné komunikaci, případně najít vhodnou metriku pro hodnocení rozdílů. Pokud se toto rozlišení najde, bylo by možné například posuzovat rozdíly ve způsobu jízdy, a tím i míru nebezpečí v jednosměrných či obousměrných tunelech, vliv barevného designu tunelu na jízdní vlastnosti, vliv osvětlení, vedení vozidel pomocí „kočičích očí“ apod.

This paper presents partial results of the work performed in the framework of the Ministry of Transport's 1F43A/069/120 scientific and research project 'Optimisation of Road Tunnel Operation' (abbreviated to 'OPTUN'). The work on this project started in 2004 and will be finished this year. In general features, the project is a follow-up to a project developed in 2001 – 2003: 'Analysis and Management of Risks in Road Tunnels'. The main objectives of the OPTUN project can be summarized as follows:

1. Development of information and functional architecture of a tunnel system allowing the client to equip the tunnel in an optimal manner, at the required safety level maintained and without increasing the investment and operational costs;
2. Analysis of actual tunnel operation costs and development of methodology for observation and optimisation of tunnel operation costs;
3. Research into possibilities of optimisation of the work of tunnel ventilation in terms of reduction of the costs and increase of the life length, based on the measured traffic parameters;
4. Seeking methods describing the difference between driver behaviour in a tunnel and on an open road; searching for relationships with the tunnel design.

The co-ordinator and head of this project is the Research and Design Department of ELTODO EG, a. s., the partners are: METROSTAV a. s., METROPROJEKT a. s., the Faculty of Civil Engineering of the ČVUT (the Czech Technical University in Prague) and TSK hl. M. Prahy. This paper contains presentation of results of a research dealing with searching for differences between driver behaviour in a tunnel and on an open road. This problem is being solved by the Faculty of Traffic Engineering of the ČVUT.

BASIC IDEA OF THE DRIVER BEHAVIOUR EXAMINATION PROJECT

The number of accidents in road tunnels is lower than the number of accidents on open roads. It is because drivers drive in a tunnel mostly with a higher degree of concentration on driving. However, if even a minor traffic excess occurs in the tunnel, for example a vehicle stopping due to an empty fuel tank, there is always a great risk potential there. When a fire occurs in a tunnel, it is always an event which can have fatal consequences both for the travelling public and rescue forces.

On the other hand, authors of nearly all works dealing with safety in tunnels state that drivers behave in a tunnel in another manner than on an open road: they lose the feeling of certainty, do not recognise compass directions, drive spasmodically, suffer from claustrophobia etc. The description is always based on more or less subjective observations and no more significant methods allowing measurement of the changes have been published. A search for previous documents, which is part of the OPTUN project, has discovered only two papers dealing with driver behaviour in a tunnel. The paper [1] describes monitoring of driver behaviour in the Eklberg tunnel in Oslo. The measurements were carried out in the tunnel before the tunnel opening for common traffic; therefore there was no interaction with other vehicles there. The measurements were focused on velocity and the position of individual vehicles within a 3.5m wide traffic lane. The tested population of drivers consisted of 9 men and 11 women at an age between 23 and 52 years. Each driver passed the tunnel six times in both directions. The working hypothesis that each driver would keep larger distance from the wall proved true: the average deviation was of 39cm. A comparison of driver behaviour during a simulated drive through the same tunnel (using a simulator) showed that the deviation is smaller in the case of the simulator than in the real tunnel. The wall of a real tunnel is therefore perceived much

Změny v chování řidičů sledované v laboratoři spolehlivosti systémů na fakultě dopravní po řadu let, v rámci výzkumné spolupráce se Škoda Auto, využívaly řady měřených parametrů. Na reálných automobilech a na simulátorech byly zaznamenávány a analyzovány detailní pohyby volantu, změna odporu pokožky řidiče, únava řidiče byla zkoumána analýzou elektroencelegrafických signálů snímaných na hlavě řidiče. Na řadě pokusných osob bylo například prokázáno, že těmito metodami lze s velkou pravděpodobností odhadnout blížící se mikrosněpek řidiče.

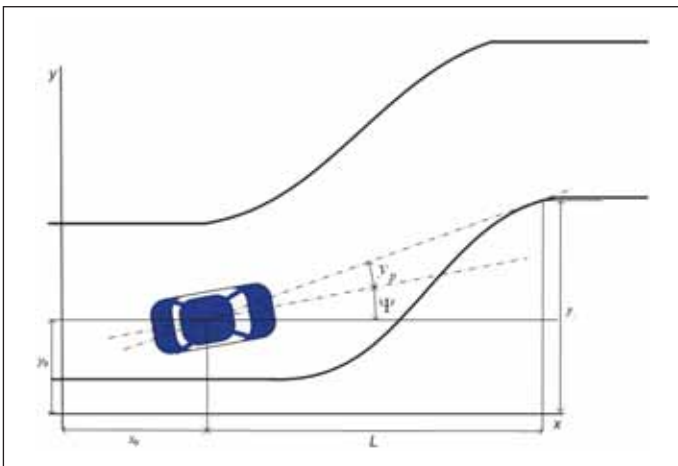
Protože zadání úkolu předpokládalo aplikovat měřicí metody v praxi, neboli v reálných tunelech, byla po řadě experimentů zvolena metoda sledující trajektorii vozidla, respektive její vzdálenost od střední dělicí čáry (příčná složka řízení). Na základě řady měření ve Strahovském tunelu a tunelu Mrázovka se podařilo prokázat, že tato změna v chování řidiče v tunelu existuje, a že ji lze nejenom identifikovat, ale i kvantifikovat pomocí statisticky zpracované odchylky v příčné pozici vozidla v tunelu a na otevřené komunikaci. Výzkum se ubírá dvěma směry: v prvním případě se pomocí doplňkových komponent zkušebního automobilu zaznamenává trajektorie vozidla vzhledem k dělicí čáře v reálném provozu. Ve druhém případě se pro testování používá laboratorní simulátor, věrně simulující kokpit vozidla. Řidiči na simulátoru je promítána virtuální realita, která se velmi blíží reálnému tunelu. V obou případech je testována velká skupina osob různého věku a s různými řídičskými zkušenostmi.

ANALÝZA JÍZDY ZKUŠEBNÍM VOZIDLEM

Při analýze chování řidiče z hlediska příčné složky řízení se vycházelo z modelu dle obr. 1. Při jízdě automobilu po silnici získává řidič informaci o okolí převážně na základě analýzy scény, kterou pozoruje před sebou. Řidič zaostruje svůj pohled na bod (L), ke kterému dojde asi za 4 s. Podle okamžité rychlosti v tomu odpovídá vzdálenost řádově desítky metrů. Pokud silnice zatáčí, zaměřuje řidič pohled na vnitřní okraj oblouku zatáčky, respektive na stejně vzdálený bod ve středu vozovky pokud jede po rovné silnici. Natáčí kola vozu tak, aby sledovala směr jeho pohledu, tedy ve směru tečny k vnitřnímu oblouku zatáčky. Zmíněný bod vidí ostře (foveální vidění). Mimo to sleduje méně ostře (periferní vidění) okolní situaci a zejména situaci v bezprostřední vzdálenosti před vozidlem, a to ve vzdálenosti, kterou ujede asi za 0,5 s, což jsou řádově metry (pro 80 km.h⁻¹ asi 10 m). V obrázku dále znamená x_0 podélnou vzdálenost od referenčního bodu, y_0 příčnou vzdálenost od referenční linie, y_L je předpokládaná příčná vzdálenost od referenční linie v bodě dohledu, γ odchylka v kurzu vozidla (rozdíl mezi okamžitým kurzem a kurzem pro bod dohledu) a Ψ je úhel natočení kol.

Řízení vozidla lze vyjádřit zjednodušeným modelem dle obr. 2, podrobnější rozbor lze najít v lit. [3]. Toto schéma ukazuje, že řízení směru a polohy vozidla je tvořeno vícesmyčkovým regulačním obvodem, tvořeným dopřednými a zpětnými vazbami. Uvedený model odpovídá té nejjednodušší činnosti řidiče, kdy se řidič pohybuje po volné silnici bez jakýchkoliv interakcí s jinými vozidly. Jeho úkolem je sledovat směr silnice tak, aby automobil udržoval ve středu jízdního pruhu a kompenzoval vliv poruchových veličin F_y a M_z (boční síla – např. boční vítr a zatěžovací moment).

Trajektorie, po které se pohybuje vozidlo, je ovlivňována jednak prediktivním řízením, tedy natáčením vozidla do směru tečny k vnitřnímu oblouku silnice (lze si představit jako udržování vozidla ve směru), a dále kompenzačním řízením, udržováním příčné polohy v dopravním pruhu.



Obr. 1 Význam veličin popisujících chování řidiče
Fig. 1 The meaning of quantities describing driver behaviour

stronger than that of a simulated tunnel. The other paper [2] contains no exact measurements; it rather deals with assessment of subjective feelings of drivers in individual tunnels. The feelings were surveyed by means of questionnaires.

The activities performed in the OPTUN's chapter which investigates behaviour of drivers in a tunnel are led by the Faculty of Traffic Engineering; the main objective is to prove that driver behaviour in a tunnel differs from that on an open road, possibly to find methodology suitable for assessment of the differences. If this differentiation tool is found, it could be possible, for example, to assess differences in the driving style, thus also the degree of the hazard in uni-directional or bi-directional tunnels, the influence of the colour design of the tunnel on driving comfort, influence of tunnel lighting, guidance of vehicles by means of coveys etc.

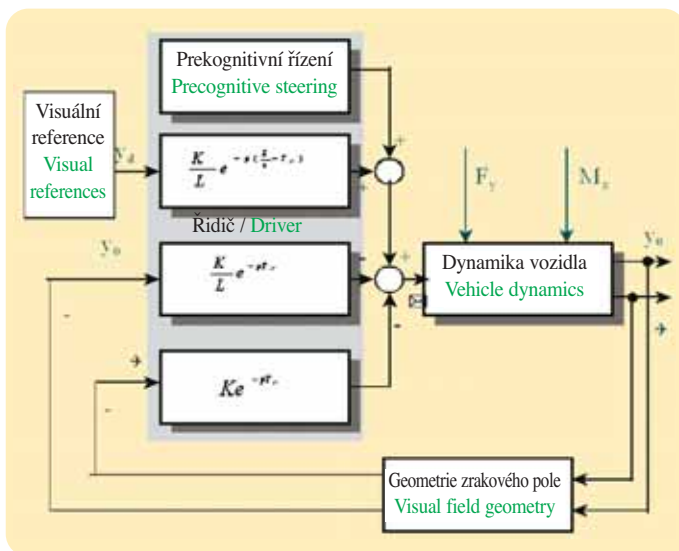
The survey of changes in driver behaviour, which has been carried out in the Laboratory of Reliability of Systems at the Faculty of Traffic Engineering for several years in the framework of a researching co-operation with Škoda Auto, utilised many measured parameters. Using both real vehicles and simulators, the survey comprised analyses of detailed movements of a steering wheel and changes in the resistance of driver's skin; driver fatigue was examined by analysing electroencephalographic signals scanned on driver's head. It was for instance proven on a number of persons subjected to the experiments that those methods could estimate with a high degree of probability whether a micro-sleep is getting closer.

Because the specification of the task expected the measurement method to be applied in the practice, i.e. in real tunnels, a method following the vehicle trajectory or its distance from the central traffic line (i.e. a lateral component of steering) was chosen, after a number of experiments. It was successfully proven on the basis of measurements in the Strahov and Mrázovka tunnels that this change in driver behaviour in a tunnel does exist and it can be not only identified, but also quantified using statistically processed variation of the lateral position of a vehicle in a tunnel and on an open road. The research follows two directions: the first of them uses complementary components of the experimental vehicle for recording of trajectories of the vehicle relative to the traffic line in real traffic conditions. In the other case, a laboratory simulator accurately simulating a cockpit of a vehicle is used for the experiment. The driver can see projection of virtual reality, which is very similar to a real tunnel. In both cases the experiments cover a very large group of persons of various age and with various driving experience.

ANALYSIS OF THE EXPERIMENTAL VEHICLE DRIVE

The analysis of driver behaviour in terms of the lateral component of steering was based on the model shown in Fig. 1. While driving an automobile along a road, the driver receives information about the surroundings mostly on the basis of an analysis of the scene he/she can see ahead of them. The driver focuses his/her sight on the point (L) at which he will arrive approximately in 4 seconds. Depending on the instantaneous velocity, this time corresponds to a distance of the order of tens of meters. If the road is on a curve, the driver focuses his/her sight on the internal edge of the curved roadway; in case of a straight road he/she focuses on a point at the centre of the roadway that is at the above-mentioned distance ahead of the vehicle. He/she turns the wheels of the vehicle to follow the direction of his/her view, i.e. the direction of a tangent to the internal edge of the curved roadway. He/she can see the above-mentioned point sharp (foveal vision). In addition, he/she follows a less sharp vision (peripheral vision) of the surrounding situation and, above all, the situation at the immediate distance ahead of the vehicle, i.e. at a distance which the vehicle covers in 0.5s, i.e. a distance of the order of metres (about 10m for 80km.h⁻¹). The picture further shows x_0 – a longitudinal distance from a reference point, y_0 – a lateral distance from a reference line, y_L – assumed lateral distance from the reference line at the point found at the sight distance, γ – deviation of the course of the vehicle (a difference between the instantaneous course and the course for the point found at the sight distance) and Ψ – steering angle.

Steering of a vehicle can be expressed using a simplified model (see Fig. 2); a more detailed analysis is available in Ref. [3]. This scheme shows that steering of the direction and position of the vehicle consists of a multi-loop regulation circuit comprising feedforward and retroactions. This model corresponds to the simplest driving activity when the driver moves along a free road, without any interaction with other vehicles. His/her task is to follow the direction of the road so that the automobile keeps its position at the centre of the traffic lane, and to com-



Obr. 2 Blokové schéma regulačního obvodu příčného řízení lidským operátorem
Fig. 2 A flow chart of the regulation circuit of the lateral steering provided by a human operator

Psychofyzikologický stav řidiče mnohem lépe ukazuje ta složka trajektorie, která je výsledkem kompenzačního řízení. Ta je také zkoumána v rámci OPTUN. Obě složky řízení se liší frekvenčním pásmem. Prediktivní složka řízení je asi o řád pomalejší než složka kompenzační. Směr udržujeme „pomalými“ pohyby volantu, pozici v jízdním pruhu udržujeme rychlejšími korekčními pohyby volantu. Je-li znám podélný profil silnice, lze při známé rychlosti odhadnout nejvyšší frekvenci prediktivní složky, tuto složku odfiltrovat a analyzovat samostatnou složku kompenzační. Přesný profil v tunelech a na volné komunikaci nebylo v tomto případě nutné znát, protože byl vliv prediktivní složky úmyslně omezen tím, že řidič jel stále ve stejném jízdním pruhu a z dat jsou vyřazeny přechodové úseky na začátku a konci tunelu, kde je nutno měnit dopravní pruhu.

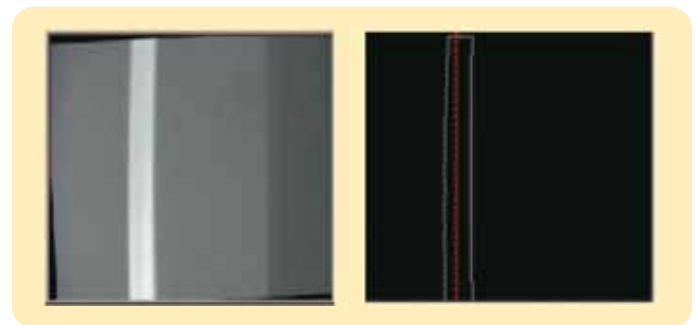
Pro experiment bylo nutné připravit zkušební vozidlo, které bylo vybaveno videokamerou s osvětlením pro záznam jízdy vozidla vůči dělicí čáře. Ze záznamu byla prostřednictvím speciálně vyvinutého softwaru pro analýzu obrazu vyhodnocována dráha vozidla. Program v prostředí MATLAB hledá hrany v obraze a počítá příčnou pozici vozu vůči referenční dělicí čáře z jednotlivých snímků. Poměrně důležité jsou programové bloky předzpracování obrazu, protože dělicí čára je občas špinavá, nejasná nebo dokonce chybí.

Pro testovací jízdy v reálném provozu samozřejmě nebylo možné zajistit podmínky, aby zkušební vozidlo nebylo v interakci s jinými vozidly, anebo nebylo ovlivněno dopravní situací. Proto byla stanovena základní pravidla pro provádění experimentu, která pomohla eliminovat alespoň některé nežádoucí vlivy. Po zkušebnostech s denním rozložením provozu v tunelech se ukázalo, že je nutné experiment provádět v dopoledních nebo časných odpoledních hodinách. Jinak nelze zaručit, aby se drasticky neměnily podmínky díky čekání v kolonách při vjezdech a výjezdech z tunelu. Dalším požadavkem bylo, aby se řidič při své jízdě držel stále v jednom (pravém) jízdním pruhu. To je nutné proto, že jakákoli změna jízdního pruhu, ať už vlivem předjíždění či objíždění překážky, výrazně ovlivní střední hodnotu odchylky trajektorie. Aby byl alespoň z části eliminován vliv rychlosti na výslednou trajektorii, bylo druhým hlavním požadavkem udržování konstantní rychlosti okolo 70 km.h⁻¹. Rychlost je samozřejmě ovlivněna maximální povolenou rychlostí, která je dána mimo jiné dopravní situací v jednotlivých úsecích. Zkušební trasa byla zvolena tak, že se projel tunel Mrázovka, následně Strahov, pak se řidič otočil, projel oběma tunely a pokračoval v jízdě po volné komunikaci směrem na Lahovice. Z každé jízdy byly vybrány a zpracovány souvislé pasáže, které odpovídají průjezdům tunely a jízdě po „volné“ komunikaci.

VÝSLEDKY EXPERIMENTU

V roce 2005 probíhaly rozsáhlé jízdní testy, které jsou zpracovány podrobně v lit. [4]. Výsledky vyplývající z těchto měření ukazují, že se původní předpoklad potvrdil: řidiči jedou v tunelu víc úzkostlivě, hlídají si vzdálenost od stěny a jedou podstatně blíže dělicí čáře.

Typický řidič ML při čtyřech opakovaných jízdách v tunelu má vrcholy histogramu četností s rozptylem cca 12 cm (obr. 4), zatímco dvě jízdy na volné komunikaci ukazují vzdálenost vrcholů ve vzdálenostech cca 30 cm



Obr. 3 Záznam dělicí čáry pro analýzu obrazu (vlevo); počítačové zpracování (vpravo)
Fig. 3 A record of the traffic line for the analysis of the image (left side); computer processing (right side)

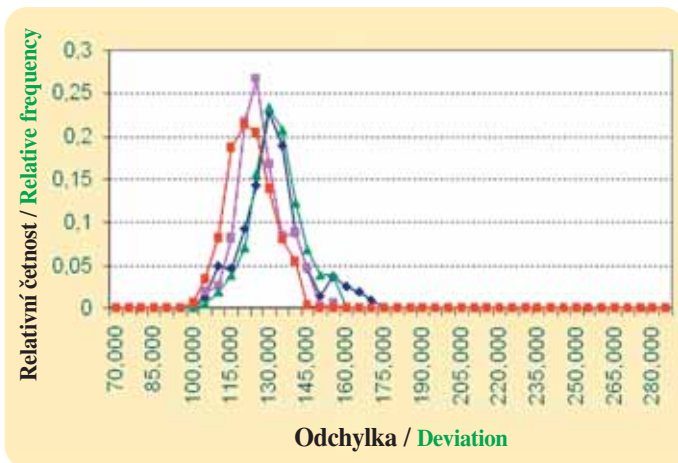
penzate for the influence of disturbance variables (a lateral force – e.g. side wind and a moment of load).

The trajectory which the vehicle moves along is affected both by the predictive steering, i.e. by turning the vehicle to the direction of the tangent to the internal edge of the curved roadway (it is possible to imagine this activity as keeping the vehicle in the direction) and compensation steering, i.e. maintaining the lateral position within the traffic lane width.

The psycho-physiological condition of the driver is displayed much better by the component of the trajectory which is the result of the compensation steering. This is the component which is examined in the framework of the OPTUN. Both components of steering differ in the frequency ranges. The predictive component of steering is approximately by one order slower than the compensation component. We keep the direction by means of “slow” motions of the steering wheel, whilst the position within the traffic lane is maintained by quicker corrective motions of the steering wheel. If the longitudinal profile of the road is known, it is possible at a known velocity to estimate the highest frequency of the predictive component, to filter this component out and to analyse the separated compensation component. In the given case it was not necessary to know the exact profile in the tunnels and on open roads because the influence of the predictive component was intentionally limited by the fact that the driver moved permanently within the same traffic lane and that transition zones at the beginning and the end of the tunnel where traffic lanes must be changed are eliminated from the set of data.

The experiment required an experimental vehicle to be prepared. The vehicle was equipped with a video camera with lighting for recording the vehicle movement relative to the traffic line. The trajectory of the vehicle was assessed using the record and specially developed software for the image assessment. The program operating in the MATLAB environment searches for edges in the image and calculates the lateral positions of the vehicle relative to the reference traffic line in individual images. Program blocks of the image pre-processing are relatively very important because the traffic line is sometimes smeared, unclear or even missing.

Naturally, it was impossible to guarantee conditions for the experimental vehicle in the real traffic conditions where interaction with other vehicles or avoiding the influence of the traffic situation would have been excluded. This is why basic rules of execution of the experiments were set intended to help to eliminate at least some of the undesired effects. With respect to the experience with the distribution of the traffic volume in tunnels during a day it showed that it was necessary to conduct the experiments in the morning or early afternoon hours. It is otherwise impossible to guarantee that the conditions will not drastically change due to waiting in columns of vehicles forming at tunnel entrances and exits. Another requirement was for the driver to keep constantly in one (the right-side) traffic lane. It was necessary because any change of the traffic lane, no matter whether because of overtaking or bypassing an obstacle, significantly affects the mean value of the trajectory deviation. With the aim of at least partial elimination of the influence of the velocity on the resulting trajectory, the second main requirement was that the velocity had to be maintained at a constant level about 70 km.h⁻¹. Naturally, the velocity is affected by the maximum speed limit, which is given among others by the traffic situation in individual sections. The experimental route was selected so that the driver passed the Mrázovka tunnel, then the Strahov tunnel, then he/she turned back, passed the two tunnels and continued the driving along the open road toward Lahovice. Continuous parts to be processed were



Obr. 4 Histogram odchylek čtyř jízd v tunelu Strahov, řidič ML
Fig. 4 Variance diagram for four trips through the Strahov tunnel ML driver

(obr. 5). Porovnáme-li vizuálně oba obrázky, je na první pohled zřejmé, že se histogramy odchylek pro tunel a pro volnou silnici liší i ve střední hodnotě. Střední vzdálenost od střední dělicí čáry je na volné silnici mnohem větší než v tunelu. Naprostá většina řidičů (ze zatím změřeného souboru všichni kromě jednoho) se tlačí dále od stěny tunelu, tedy blíže ke střední dělicí čáře než na volné silnici.

Výsledky všech sedmi řidičů ukazují na poměrně jasné odlišnosti v trajektorii vozidla na volné komunikaci a v tunelu.

Pro informaci jsou uvedeny výsledky odchylek pro řidiče PV, který vyhovuje hypotéze, že se řidič v tunelu chová významně jinak, a dále jsou zde výsledky řidiče JK, který má sice odlišné chování v tunelu a na silnici, ale překvapivě je rozptýlený odchylyk jízdy pro tunel větší (obr. 6). Může to být vysvětleno křečovitější jízdou v tunelu.

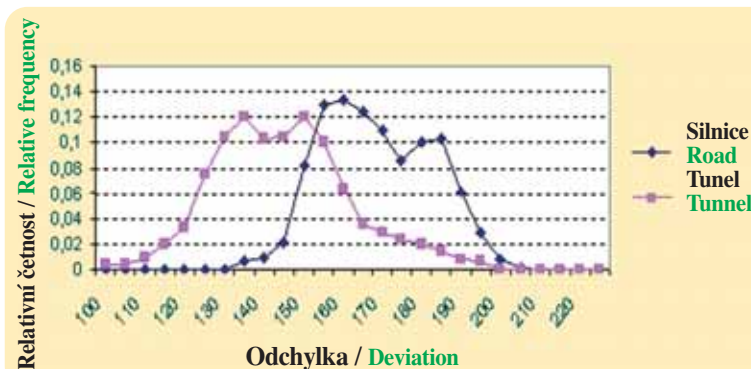
ANALÝZA JÍZDY VYUŽÍVAJÍCÍ SIMULÁTOR

Poměrně větší skepticismus vládl při vykonávání stejných experimentů na simulátoru. Bylo to proto, že přece jenom jízda virtuálním tunelem by nemusela vyvolávat u řidičů stejné pocity. Pro experiment byl použit simulátor využívající kokpitu automobilu Škoda, který napodobuje poměrně přesně chování reálného vozidla.

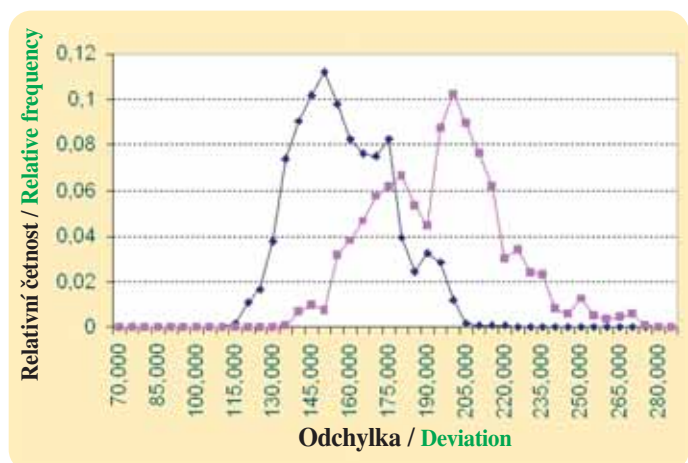
Před vozidlo byl promítán obraz simulovaného tunelu a volné komunikace, čímž byla vytvořena scéna virtuální reality, a to pro tunel Panenská, který je připraven k otevření na dálnici D8. Příklad vjezdu do tunelu je na obr. 8. S použitím této scény byla provedena úvodní série měření, a to pro několik osob různého věku a různých řidičských schopností. Scéna byla v průběhu měření doplněna o 3D efekt, kdy se promítalo ze dvou míst a byly použity speciální brýle.

Po ověření metody následovalo vlastní měření na vzorku 13 řidičů (12 mužů a jedna žena). S ohledem na věkové rozložení jde o dosti homogenní soubor, který pokrývá všechny věkové skupiny, i když mnohem významněji jsou zastoupeny mladší ročníky. Z hlediska zkoumaných parametrů časových řad se nepodařilo zjistit žádné významné rozdíly dané věkem.

Při všech měřeních byly sledovány zejména trajektorie jízdy (odchylyk od geometrického středu vozovky, rychlost jízdy, pohyby volantu a u části řidičů též EEG signály a jejich tepová frekvence.



Obr. 6 Histogram odchylek pro řidiče PV (vlevo) a JK (vpravo); tunel/silnice
Fig. 6 Variance diagram for PV driver (left side) and JK driver (right side); tunnel/road



Obr. 5 Histogram odchylek dvou jízd na silnici, řidič ML
Fig. 5 Variance diagram for two trips on the road ML driver

selected from each drive. They corresponded to passages through the tunnels and drives on the open road.

RESULTS OF THE EXPERIMENT

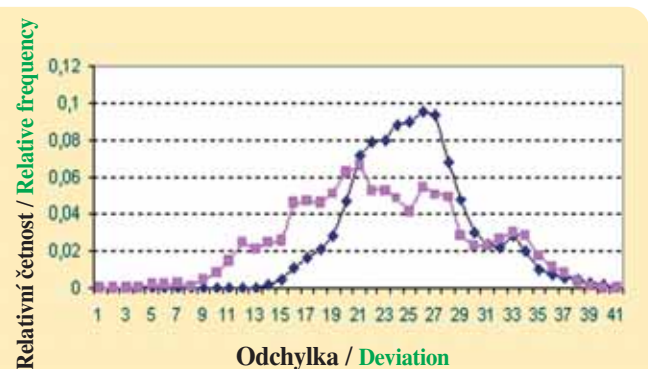
The driving tests were carried out in 2005. They are described in greater detail in Ref. [4]. The results following from the measurements show that the original assumption was confirmed: drivers drive in a tunnel more anxiously, they keep an eye on the distance from the wall and drive markedly closer to the traffic line.

The apexes of a frequency diagram of a typical driver ML after four repeated trips through the tunnel exhibit an about 12cm scatter (see Fig. 4), whilst the distance between the apexes of approximately 30cm (see Fig. 5) is received in the case of two trips on an open road. If we compare the two pictures visually, it is immediately obvious that the variance diagrams for the tunnel and for the open road differ in the mean value. The mean distance from the center line is much greater on the open road than in the tunnel. An absolute majority of drivers (all of the drivers forming the till now assessed experimental population but one) keep greater distance from the tunnel wall, closer to the center line than on an open road.

The results of all of the seven drivers show relatively clear differences between the vehicle trajectories on a free road and in a tunnel. The results of variations for the driver PV, who meets the hypothesis that a driver behaves in a tunnel in a significantly different manner, are presented for indicative purpose. Further there are results of the driver JK presented in the document. His behaviour in the tunnel and on the road is kind of different, but surprisingly, the scatter of deviations of the drive through the tunnel is more significant (see Fig. 6). The explanation may be found in more spasmodic manner of driving in the tunnel.

ANALYSIS OF DRIVES USING A SIMULATOR

Relatively higher level of scepticism reigned when the same experiments were conducted using a simulator. The reason was the idea that driving through a virtual tunnel would not have to elicit the same feelings from the drivers after all. The experiment was carried out using

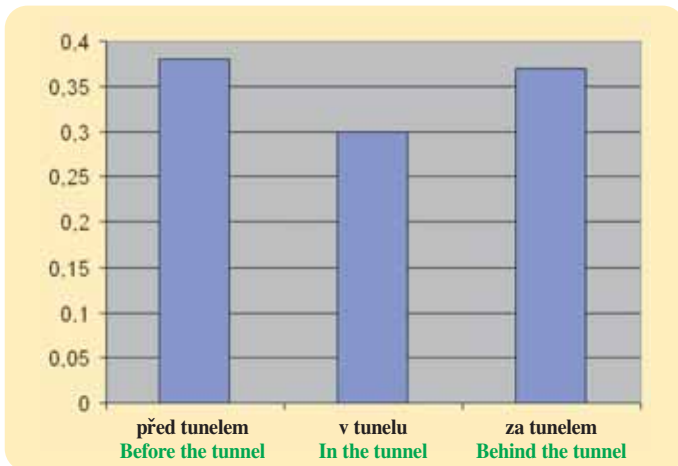




Obr. 7 Simulátor využívající kokpit vozidla Škoda
Fig. 7 The simulator utilising a Škoda car cockpit



Obr. 8 Virtuální realita, vjezd do tunelu Panenská, dálnice D8
Fig. 8 Virtual reality, an entry into the Panenská tunnel, the D8 motorway



Obr. 9 Hodnoty rozptylů odchylek trajektorií při jízdě v tunelu (střední graf) a mimo tunel

Fig. 9 The values of the scatters of deviations of the trajectories for driving in a tunnel (the diagram in the centre) and outside the tunnel

Na obr. 9 jsou uvedeny hodnoty rozptylů odchylek trajektorií pro všechny řidiče, ze kterých vyplývá, že se i zde projevuje rozdíl v jízdě ve virtuální realitě v tunelu a mimo něj. Pro seriózní ověření této hypotézy bude však měření pokračovat na adekvátním počtu pokusných osob a též s přihlédnutím k vhodnému modelu skutečných řidičů se zohledněním věku, pohlaví a profese.

ZÁVĚR K ANALÝZE CHOVÁNÍ ŘIDIČE V TUNELU

Přes nejasnosti, zda se vůbec podaří najít nějaké měřitelné změny v chování řidiče v tunelu a na volné silnici, jsou prozatím výsledky optimistické. Práce budou v letošním roce pokračovat s větší skupinou řidičů, a to i v brněnském Pisáreckém tunelu. Detailní rozbor problematiky je ve výzkumné zprávě lit. [5].

Tento výzkum má navíc přímý vztah na praxi. Pokud se podaří kvantifikovat změny v chování řidičů v tunelu, lze zkoumat, jak se projeví jiné barevné řešení nebo jiný design. Je možné simulovat vliv předjíždějících či protijedoucích vozidel apod. Dá se i zjišťovat, jak se změní jízda, pokud tunel bude opatřen vodícími LED prvky. Také v tomto směru budou práce rozvíjeny.

PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc.,
pribylp@eltodo.cz, ELTODO EG, a. s.,
DOC. ING. PETR VYSOKÝ, CSc., vysoky@fd.cvut.cz,
PROF. ING. MIRKO NOVÁK, DrSc.,
ČVUT Fakulta dopravní

a simulator utilising a Škoda car cockpit, which simulates behaviour of a real vehicle relatively exactly.

The image of the tunnel and the open road being simulated was displayed in front of the vehicle, thus the virtual reality scene was created, namely for the Panenská tunnel, which is prepared for inauguration on the D8 motorway. An example of an entry into a tunnel is shown in Fig. 8. Using this scene, the initial series of measurements was conducted for several persons of different ages and differing driving skills. The scene was complemented during the measurements by adding the 3D feature (the image was projected from two places and special glasses were used).

Once the method had been validated, the measurement proper followed on a population of 13 drivers (12 men and one woman).

Considering the age distribution, this population is relatively homogeneous; it covers all age groups, even though younger age-groups are represented more significantly. In terms of the parameters of the time series being scrutinised, no significant differences given by the age were identified.

All measurements were focused mainly on the trajectories of the drives (deviations from the geometrical centre of the roadway, driving velocity, motions of the steering wheel and, for part of the drives, also EEG signals and their pulse rate).

The values of the scatters of the trajectories for all drivers are shown in Fig. 9. They imply that the difference between driving in a virtual reality in the tunnel and outside manifests itself even here. For serious validation of this hypothesis the measurements will continue using adequate numbers of tested persons and also with consideration of the age, gender and profession when the suitable model of real drivers is being prepared.

CONCLUSION ON THE ANALYSIS OF DRIVER BEHAVIOUR IN A TUNNEL

Despite the fact that it is unclear whether any measurable changes in driver behaviour in a tunnel and on a free road will be discovered at all, the interim results are optimistic. The work will continue this year with a larger group of drivers, also in the Pisárky tunnel in Brno. A detailed analysis of the problems is contained in the Research report Ref. [5].

Besides, this research is directly linked to the practice. If the changes in driver behaviour in a tunnel are successfully quantified, it will be even possible to examine the effect of a different colour scheme or a different design. It is possible to simulate the effect of overtaking or oncoming vehicles etc. It is also possible to determine how the driving will change if the tunnel is equipped with LED guidance elements. Also these aspects of the problem will be elaborated.

PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc.,
pribylp@eltodo.cz, ELTODO EG, a. s.,
DOC. ING. PETR VYSOKÝ, CSc., vysoky@fd.cvut.cz, PROF.
ING. MIRKO NOVÁK, DrSc.,
ČVUT Fakulta dopravní

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Toernros J.: Driving behavior in a real and simulated road tunnel – a validation study. Accident analysis and prevention, 1998. 30(4): p. 497-503
- [2] Amundsen F. H.: Studies of driver behavior in norwegian road tunnels. Tunnelling and underground space technology, 1994. 9(1): p. 9-17
- [3] Vysoký P.: Dynamické vlastnosti lidského operátora jako řidiče. Automatizace, 2003. 46(12): p. 796-800
- [4] Novák M., Vysoký P. a kol.: Analýza chování řidiče v tunelu a na volné silnici na základě průběhu trajektorie vozidla, Výzkumná zpráva LSS 253/05, Fakulta dopravní ČVUT, 2005
- [5] Příbyl P., Zobaník P. a kol.: OPTUN-Výzkumná zpráva, Eltodo EG, Praha, leden 2005.

SKÚSENOSTI Z RAZENIA TUNELA SITINA V INTRAVILÁNE HLAVNÉHO MESTA SR

EXPERIENCE GAINED FROM THE SITINA TUNNEL EXCAVATION IN A BUILT-UP AREA OF THE CAPITAL CITY OF SLOVAKIA

VLADIMÍR KOTRÍK, JÁN SNOPKO, BOHUMIL SVOBODA

ÚVOD

Tak ako je odbornej verejnosti známe, už takmer 3 roky prebieha v Bratislave výstavba mestského 1,5 km dlhého dvojtrúbového diaľničného tunela Sitina. V decembri 2005 boli ukončené stavebné práce a uskutočnilo sa odovzdanie stavebnej pripravenosti pre montáž technológií. V súčasnosti prebieha montáž technologického vybavenia nominovaným zhotoviteľom Taisei – Eltodo. V rámci stavebnej časti zostáva zhotoviteľovi realizovať tie stavebné konštrukcie, pri ktorých je nevyhnutná kooperácia dodávateľa stavebnej a technologickej časti. Nastal teda optimálny čas bilancovať a podeliť sa so skúsenosťami a poznatkami pri jeho realizácii.

Základné informácie o stavbe, o jej technických parametroch a technológii výstavby, ako aj podrobné údaje o účastníkoch výstavby a financovaní boli uvedené v časopise Tunel č. 1/2005. Cieľom tohto príspevku je porovnanie predpokladov, s ktorými sme išli do projektu, a skutočných zistení získaných pri vlastnej realizácii tohto zaujímavého diela (obr. 1).

GEOLOGICKÉ POMERY

Tunel Sitina bol razený v granitoidnom masíve pahorku Sitina pohoria Malých Karpát. Z litologického hľadiska prevládajú biotitické až dvojsľudové granodiority, miestami až granity, často so žilami až polohami pegmatitov do hrúbky 1,5 m. Lokálne sa vyskytovali hrubé polohy kryštalických bridlíc. Horniny boli slabo, avšak v blízkosti väčších tektonických zón silno alterované, miestami intenzívne mylonitizované. Horninový masív bol intenzívne tektonicky porušený. Systémy zlomov a puklín mali generálny smer SV-JZ, V-Z, miestami až S-J so sklonom až k JV. Šírka puklín sa pohybovala od 1 mm do 3 cm, pri hlavných tektonických zónach dosahujúcich niekoľko metrov. Horniny boli silno rozpukané, čo sa prejavilo intenzívno blokovitou. Bloky hornín sa vyskytovali kosohľehého až polyedrického tvaru s veľkosťou od niekoľko dm³ do 1 m³. Na križovaní tektonických línii dochádzalo k vypadávaniu blokov hornín z čela, prípadne zo stropu. Horninový masív bol suchý. Prítoky vody boli zaznamenané počas intenzívnejšej zrážkovej činnosti. Nadložie bolo počas celej dĺžky veľmi nízke. Maximálne hodnoty sa pohybovali približne 30 m s lokálnymi minimami v terénnych depresiách okolo 10 m.

Z litologického hľadiska sa potvrdili výsledky geologického prieskumu. Oproti predpokladom boli horniny viac zvetrané a silno tektonicky porušené. Silné porušenie masívu spolu s nepriaznivým sklonom vrstiev do čelby razeného diela malo za následok vypadávanie horniny z čela s následným rozšírením do stropu a vznikom väčších nadvýlomov. K nadvýlomom dochádzalo aj v takých úsekoch, kde podľa geologickej predikcie neboli očakávané.

Účastníci výstavby museli riešiť tento problém, aby nebola ohrozená bezpečnosť a aby sa eliminovalo časové oneskorenie a zvýšenie nákladov. Riešenie spočívalo v systematickom zosilnení predzariadenia stropu ako aj kotvenia čela výrubu. Osvedčili sa 8 m dlhé samozavrtávacie kotvy v kombinácii s injektážou.

Súčasne bolo rokovane s obstarávateľom stavby aj o doplnkovom geologickom prieskume. Jeho úlohou bolo identifikovať poruchové zóny a anomálie v horninovom masíve. Následne sa podľa jeho výsledkov dali určiť (zaktualizovať) ďalšie postupy pri razení, najmä z časového hľadiska. Bola navrhnutá a schválená geofyzikálna

INTRODUCTION

As the professional public knows, the construction of the Sitina tunnel, a 1.5km long twin-tube urban motorway tunnel has been in progress in Bratislava nearly for 3 years. The civils part was completed in December 2005, then the structure was handed over to the M&E contractor. Currently Taisei-Eltodo, the nominated contractor, is installing tunnel equipment. Of the civils, the contractor will construct the structures that require the E&M contractor to co-operate. It is therefore the optimum time now to look back and share experience and know-how gained during the work.

Basic information on the construction, its technical parameters and construction technique, as well as detailed data on the participants of the works and the funding was presented in Tunel No. 1/2005. The aim of this paper is to compare the assumptions we had available at the beginning of the works with actual findings obtained during the work on this interesting project.

GEOLOGICAL CONDITIONS

The Sitina tunnel was driven through the granitoid mass of Sitina Hill found in the Little Carpathians mountain ridge. From the lithological point of view, biotite to micaceous granodiorite, locally to granite, frequently with veins to layers of pegmatite up to 1.5m thick predominate. Thick layers of schist occurred locally. The rocks were weakly, but in the vicinity of major tectonic disturbances heavily altered, locally intensely mylonitised. The rock mass was intensely tectonically disturbed. The fault and joint systems have a general NE-SW, E-W, locally N-S trend, with an SE dip. The width of cracks varied from 1mm to 3cm, even up to several metres at the weakness zones. The rock was heavily fractured, which manifested itself by an intense blocky character. Oblique-angled to polyhedral blocks of rock occurred with the sizes ranging from several dm³ to 1m³. Rock blocks slipped out of the excavation face or roof in the locations of intersection of the joint systems. The rock mass was dry. Water inflows were registered during more intense rainfalls. The thickness of the overburden was very small throughout the excavation length. The maximum values fluctuated about 30m, with local minima about 10m in terrain depressions.

From the lithological point of view, the results of the geological investigation were vindicated. Contrary to the assumptions, the rock was more weathered and heavily tectonically disturbed. The heavy disturbance in the rock mass, together with the unfavourable dip of the layers toward the face resulted into the rock slipping out of the face followed by propagation to the roof and development of larger overbreaks. Overbreaks occurred also in sections where they had not been predicted by the geological investigation.

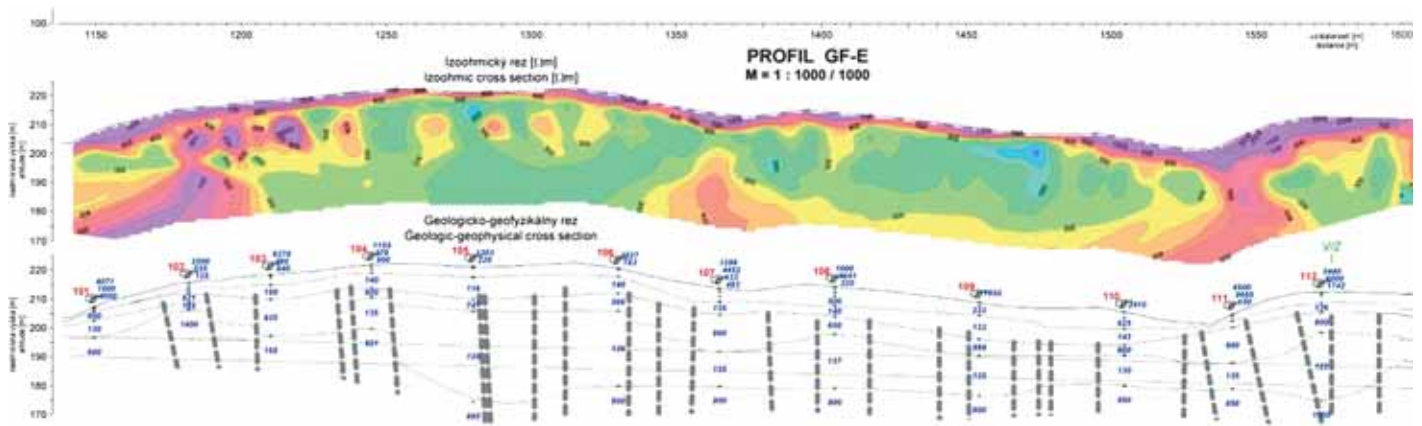
The parties to the project had to solve this problem so that the works safety was not threatened and a possible time delay and increase in the cost were eliminated. The solution comprised systematic reinforcement of the roof pre-support and anchoring of the excavation face. Self-drilling anchors 8m long combined with grouting acquitted themselves well.

At the same time, a supplementary geological investigation was discussed with the contractor. Its task was to identify weakness zones and anomalies in the rock mass. Subsequently, the further excavation procedures could be determined (upgraded)



Obr. 1 Orto-foto mapa stavby

Fig. 1 Orthophotograph map of the construction



Obr. 2 Čiastočný geofyzikálny rez tunelovou rúrou

Fig. 2 Geophysical section through the tunnel tube – sectional

metóda. Geoelektrická odporová metóda – multielektrónové meranie zdanlivých elektronických odporov (ME) a vertikálne elektrické sondovanie (VES) boli uprednostnené pred jadrovými predvrtmi pre ich väčšiu vypovedaciu schopnosť, ale aj pre možnosť realizovať tento prieskum nezávisle na postupe razenia.

Výstupom geofyzikálnych meraní boli geologicko-geofyzikálne rezy a mapy, podľa ktorých bolo možné s veľmi vysokou presnosťou očakávať zmeny horninového prostredia, resp. tektonické poruchy. Treba poznamenať, že výsledky z geofyzikálneho prieskumu pozitívne ovplyvnili ďalší priebeh razenia. Geofyzikálne mapy sa stali neodmysliteľným podkladom pre riadiacich pracovníkov razičských prác (obr. 2).

GEOTECHNICKÝ MONITORING

Počas celej doby výstavby hĺbenej a razenej časti tunela sa vykonával geotechnický monitoring, ktorý zahŕňoval meranie týchto veličín:

- deformácií na povrchu,
- deformácií výrubu,
- extenzometrické merania,
- inklinometrické merania,
- deformácií portálových svahov,
- napätí v betóne primárneho ostenia a kontaktných napätí,
- napätí v betóne sekundárneho ostenia,
- merania na vysokotlakovom plynovode, ktorý sa nachádzal cca 1,5 m nad razeňným dielom.

Počet meraní a vzájomná rozdielnosť meračských profilov zodpovedali požiadavkám stavby, resp. skutočným podmienkam. Pokiaľ nedochádzalo k anomáliám, postupovalo sa podľa projektu geotechnického monitoringu. Výsledky meraní boli vyhodnocované na geotechnických poradách zástupcov účastníkov výstavby a na ich základe sa upresňovali ďalšie postupy razenia.

Meranie deformácií povrchu – bolo vykonávané v troch niveľačných profiloch. Zvislé deformácie sa vyvíjali v čase v závislosti od postupu razenia. Maximálna hodnota bola nameraná 59 mm. Boli potvrdené predpoklady, že 50 % deformácií v masíve prebehnú pred postupujúcou čelbou.

Meranie deformácií výrubu – predstavovali veľmi dôležitú spätnú väzbu, umožňujú vyhodnotenie prijatých opatrení, ale tiež poskytovali informácie pre ďalší postup. Namerané hodnoty boli spracovávané v grafických podobách. V grafe priebehu maximálneho sadania pozdĺž tunela boli vynášané maximálne hodnoty. Deformácie v jednotlivých meračských profiloch boli porovnávané s vypočítanými dovolenými deformáciami pre jednotlivé vystrojovacie triedy. Namerané max. deformácie dosahovali hodnotu 50 % dovolených deformácií s výnimkou anomálií v poruchových pásmach. Z grafu závislosti ustálenia sadania stropu kaloty od vzdialenosti čela výrubu je vidieť, že deformácie ustálenia stropu kaloty sa ustálili do vzdialenosti 2D od čela výrubu. Tento priebeh bol zaznamenaný na cca 80 % meračských profiloch. K ustáleniu deformácií dochádzalo do 10 dní od začatia razenia v kalote. Deformačné správanie sa masívu je možné charakterizovať vo všeobecnosti malými rýchle doznievajúcimi deformáciami.

Extenzometrické merania boli vykonávané štyrmi trojstupňovými extenzometrami. Uchytenie jednotlivých úrovní bolo realizované v hĺbkach 3, 6 a 9 m. Bolo osadené 8 profilov. Výsledky ukázali, že veľkosť rozvolnenej zóny sa pohybovala od 3 do 5 m od líca výrubu. V dvoch profiloch veľkosť rozvolnenej zóny dosahovala až 8 m.

Inklinometrické merania boli vykonávané v blízkosti severného portálu. Hodnoty deformácií sa vyvíjali v čase v závislosti od postupu raziacich prác. Priebeh deformácií je porovnateľný s deformáciami meranými geodeticky. Maximálne vodorovné deformácie boli namerané v úrovni 0 až – 4 m, kde sa nachádzajú antropogénne navážky a nesúdržné materiály. S pribúdajúcou hĺbkou horizontálne deformácie klesajú, dôvodom bola prítomnosť kotviaceho prahu.

Meranie deformácií portálových svahov ukázalo, že počas výstavby portálov a razenia tunelových rúr nedošlo k takému nárastu deformácií, aby bolo nutné prijať ďalšie doplnkové opatrenia.

Meranie napätí v betóne primárneho ostenia a kontaktných napätí – dlhodobou bolo osadených 7 tenzometrických profilov. Namerané hodnoty kontaktných napätí vo všetkých profiloch dosahovali minimálne hodnoty (do 70 kPa) a nezodpovedali predpokladaným hodnotám. Namerané výsledky neboli porovnateľné s výsledkami extenzometrického merania. Výnimku tvorili len dva tenzometrické profily, v ktorých veľkosť napätia bola porovnateľná s výsledkami merania v extenzometrických profiloch (veľkosť zaťaženia od rozvolnenej zóny v okolo výrubu).

according to the results of the investigation, above all from the time aspect. A geophysical method was proposed and approved. The geoelectrical resistivity method, i.e. the multi-electron measurement of apparent electronic resistance (ME) and vertical electrical sounding (VES), was given priority over the forward probing using core drilling for better ability to give evidence and for the possibility of executing the investigation independently of the progress of the excavation.

The geophysical measurements provided geological-geophysical profiles and maps, which could be used for high-precision prediction of changes in the rock environment or tectonic faults. It must be noted that the results provided by the geophysical investigation positively affected the further course of the excavation work. The geophysical maps became an inherent source document for managers in charge of the excavation operations (see Fig. 2).

GEOTECHNICAL MONITORING

Geotechnical monitoring was executed throughout the construction of the cut-and-cover and mined parts of the tunnel. It comprised measurement of the following quantities:

- deformations of the ground surface
- deformations of the excavated opening
- extensometer measurements
- inclinometer measurements
- deformations of portal slopes
- primary lining concrete stress and contact stresses
- secondary lining concrete stress
- quantities measured on a high-pressure gas pipeline, which was found about 1.5m above the mined tunnel

The number and spacing of the monitoring stations corresponded to the requirements of the construction or the actual conditions. The geotechnical monitoring design was followed unless anomalies occurred. The results of measurements were assessed at geotechnical meetings of representatives of the parties to the construction and the further excavation procedure was adjusted accordingly.

Measurement of ground surface deformations – it was carried out in three leveling profiles. Vertical deformations developed with time in relation to the excavation progress. The maximum measured value amounted to 59mm. The assumptions that 50% of deformations will take place in the rock massive ahead of the face were vindicated.

Measurements of the excavated opening deformations – they represented the very important feedback; they allowed assessment of adopted measures, but they also provided information needed for the further progress. The measured values were processed in graphical form. The chart of development of maximum settlement along the tunnel was plotted using the maximum values. Deformations in individual measurement profiles were compared with allowable deformations calculated for individual support classes. The measured maximum deformations achieved a value of 50% of the allowable deformations, excepting the anomalies in weakness zones. The chart showing the relationship between the top heading crown settlement coming to a rest and the distance of the excavation face proves that the deformation came to a rest at a distance of 2D from the excavation face. This relationship was recorded approximately at 80% of the measurement profiles. The deformations came to rest within 10 days from the beginning of the top heading excavation. The deformational behaviour of the rock mass can be generally characterised as small deformations coming quickly to rest.

Extensometer measurements were carried out using four three-base extensometers. The individual bases were fixed at the depths of 3, 6 and 9m. Eight profiles were installed. The results proved that the size of the loosened zone varied from 3 to 5m ahead of the excavation face. It reached even 8m in two profiles.

Inclinometer measurements were carried out in the vicinity of the northern portal. The values of deformations developed with time depending on the progress of the excavation work. The development of the deformations can be compared with deformations measured by surveyors. The maximum horizontal deformations were measured at the 0.00 to 4.00m level, in the section where anthropogenic fills and incohesive materials are found. Horizontal deformations decrease with the increasing depth; the reason was the presence of an anchored sill.

Meranie deformácií a napätí v sekundárnom ostení prebieha v rámci dlhodobého monitoringu. Celkovo je navrhnutých 7 meracích profilov v oboch tunelových rúrach.

Meranie deformácií na vysokotlakom plynovode – neprekázalo počas razenia prekročenie výpočtom stanovenej kritickej hodnoty sadnutia 30 mm (obr. 3).

RAZENIE A VYSTROJOVANIE TUNELOVÝCH RÚR

Tunelové rúry boli razené Novou rakúskou tunelovacou metódou (NRTM). Postup pre razenie a vystrojenie výrubu bol stanovený pre päť vystrojovacích tried, pričom trieda V bola rozčlenená do tried Vb v priortálnových úsekoch a Va v tektonických poruchách. Horninové prostredie bolo v súťažných podkladoch rozdelené do homogénnych úsekov, ktorým zodpovedali jednotlivé triedy vystrojovania. Rozdelenie vychádzalo z výsledkov inžiniersko-geologického a hydrogeologického prieskumu ako aj ďalších relevantných údajov, napr. výšky nadložia nad tunelmi.

Na základe skutočných geologických podmienok boli používané triedy vystrojovania. Tieto boli modifikované na základe výsledkov geotechnického monitoringu.

Práce na razení oboch tunelových rúr sa začali v novembri 2003. Od začiatku razenia dochádzalo k nesúladiu v pomernom zastúpení skutočne realizovaných vystrojovacích tried s predpokladanými podľa súťažnej dokumentácie. Výrazne vyšší podiel ťažších vystrojovacích tried s kratšími zábermi a nákladnejším zaistením spôsobilo oneskorenie voči harmonogramu a zvýšenie nákladov stavby.

Už na jar 2004 bolo rozhodnuté o začatí razenia aj zo severného portálu. Práce odštartovali v máji a museli byť koordinované tak, aby nedochádzalo k obmedzovaniu prác na 200 m úseku dlhého hĺbeného tunela. Rozhodnutie o razení zo severnej strany vo väčšom rozsahu sa ukázalo ako správne a nevyhnutné, pretože aj ďalší priebeh razenia nezodpovedal geologickým predpokladom zo súťažnej dokumentácie. Celkovo bolo vyrazených zo severnej strany 582 m oproti predpokladaným 50 m (obr. 6).

Porovnanie predpokladaných a skutočných vystrojovacích tried je zobrazené v tabulkovej a grafickej podobe (obr. 4).

SEIZMICKÝ MONITORING

Výkon trhacích prác v zastavanej oblasti s blízkosťou nielen obytnej zástavby, ale aj objektov Slovenskej akadémie vied s citlivými laboratórnymi prístrojmi (plazmový magnetometer, tomograf) a zoologickej záhrady si vyžadovalo realizáciu seizmického monitoringu. Cieľom seizmického monitoringu bolo určiť dynamické zaťaženie jestvujúcich stavebných objektov od trhacích prác pri výstavbe a upresňovať ich vykonávanie tak, aby nedošlo k prípadným škodám na týchto objektoch. Monitoring pozostával z nasledovných fáz:

- Klasifikácia objektov podľa STN 73 0036 – Seizmické zaťaženie stavieb. Stanovili sa medzné rýchlosti kmitania pre jednotlivé objekty, resp. aj technické zariadenia v rámci 1. pasportizácie.
- Pasportizácia ohrozených objektov. Celkovo bolo pasportizovaných 66 objektov.
- Realizácia a vyhodnotenie skúšobných odstrelov. V tejto fáze sme na základe výsledkov vypracovali technologický projekt trhacích prác a mapu izoseist.
- Výber objektov na monitorovanie na základe mapy izoseist (obr. 5).
- Inštalácia piatich meracích súprav INSTANTEL Minimate plus pre kontinuálne meranie 3 zložiek rýchlosti kmitania a akustického tlaku. Prenos nameraných dát sa uskutočňoval pomocou modernu GPS Wawecom, ktorý rozposielal e-maily piatim zúčastneným stranám. Tento systém umožňoval operatívnu reakciu a prípadnú modifikáciu parametrov trhacích prác.
- Realizácia vlastných meraní, spracovávanie údajov a vyhodnocovania. V tejto rutínnej fáze sa prístroje podľa výsledkov a postupu čelieb presúvali na vytýpované objekty.

Measurement of deformations of portal slopes showed that no rate of increase in deformations requiring adoption of other additional measurements occurred during the course of the construction of the portals and excavation of the tunnel tubes.

Measurement of primary lining concrete stress and contact stresses – there were 7 long-term strain gauge profiles installed along the route. The measured values of contact stresses in all profiles reached minimum values (less than 70kPa), thus they did not correspond to the assumed values. The measured results were not comparable with the results of extensometer measurements. Only two strain gauge profiles were exceptional because the magnitude of the stress was comparable with the values measured in the extensometer profiles (the magnitude of loading due to the loosened zone in the vicinity of the excavation).

Measurement of the secondary lining deformations and stresses is carried out in the framework of the long-term monitoring. In total, 7 measurement profiles are designed in both tunnel tubes.

Measurement of deformations on the high-pressure gas pipeline – it did not prove any event of crossing the determined critical settlement value of 30mm in the course of the excavation. (see Fig. No. 3)

EXCAVATION AND SUPPORT OF THE TUNNEL TUBES

The tunnel tubes were driven using the New Austrian Tunnelling Method (NATM). The excavation and excavation support installation procedure was determined for five support classes, while the class V was sub-divided into classes Vb in the portal sections and Va in tectonic disturbances. The tender documents divided the rock environment into homogeneous sections corresponding with the individual support classes. The division was based on the results of the engineering geological and hydrogeological investigation, as well as other relevant data, e.g. the thickness of the cover over the tunnel tubes.

The support classes were specified on the basis of actual geological conditions. They were modified according to the results of the geotechnical monitoring.

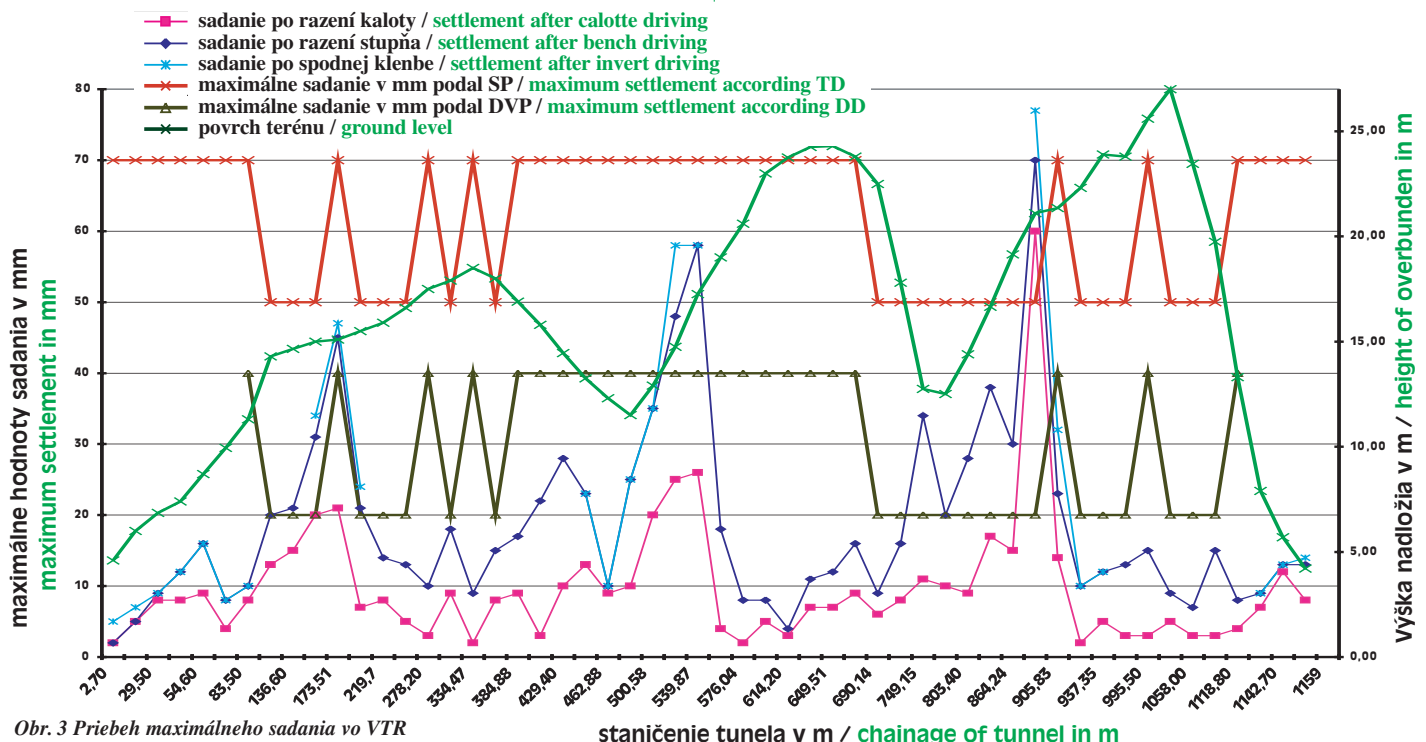
The excavation of both tunnel tubes started in November 2003. Discrepancies between the relative proportion of the actually applied support classes and the proportion assumed in the tender documents occurred since the beginning of the excavation. The significantly higher proportion of higher support classes with shorter round lengths and more costly support resulted in a delay against the works schedule and increase in the construction cost.

The decision to start the excavation also from the northern portal was made as early as the spring of 2004. The work started in May; it had to be co-ordinated so that the work on the 200m long section of the cut-and-cover tunnel was not restricted. The decision to drive the tunnel from the northern side in a larger extent proved to be correct and unavoidable because even the further course of the excavation work did not correspond to the geological predictions contained in the tender documents. The total length of the excavation carried out from the northern side amounted to 582m, in contrast with the assumed 50m (see Fig. 6).

The comparison of the anticipated and actual support classes is shown in a tabular and graphical form (see Fig. 4).

SEISMIC MONITORING

The execution of blasting operations in a developed area, in the vicinity of not only residential buildings but also the buildings of the Slovakian Academy of Sciences containing sensitive laboratory instruments (a plasma magnetometer, tomograph) and a zoological garden required execution of seismic monitoring. The aim of the seismic monitoring was determination of dynamical loading acting on the existing buildings due to blasting operations during the construction, and adjusting the procedures in

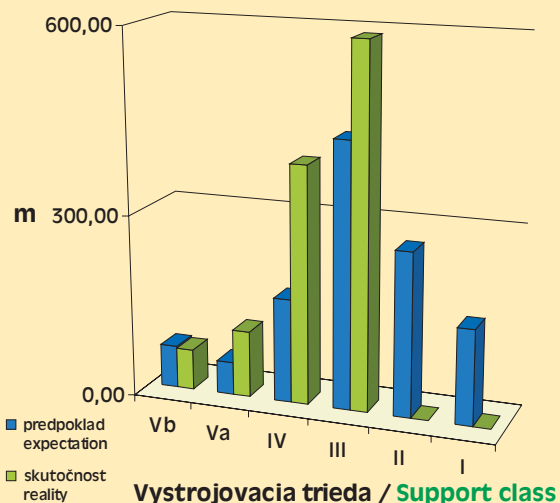
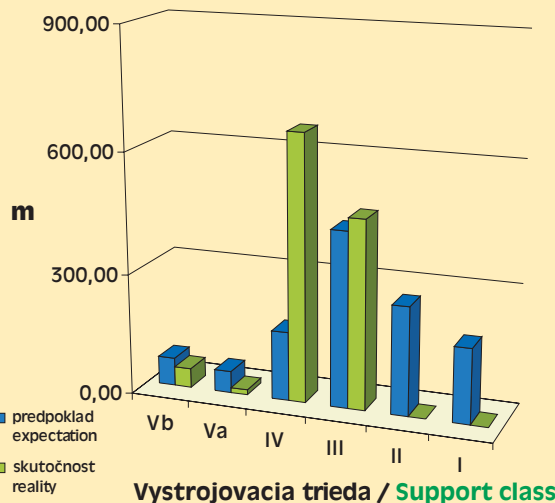


Obr. 3 Priebeh maximálneho sadania vo VTR

Fig. 3 Variation of maximum settlement in the ETT

staničenie tunela v m / chainage of tunnel in m

			Vystrojovacia trieda / Support class					
			Vb	Va	IV	III	II	I
Západná tunelová rúra West tunnel tube	predpoklad expectation	70,00	54,00	171,50	436,00	270,00	187,00	
	skutočnosť reality	47,65	12,80	660,27	468,28	0,00	0,00	
Východná tunelová rúra East tunnel tube	predpoklad expectation	70,00	54,00	171,50	436,00	270,00	157,50	
	skutočnosť reality	66,85	109,60	391,55	591,00	0,00	0,00	
Spolu Summary	predpoklad expectation	140,00	108,00	343,00	872,00	540,00	344,50	
	skutočnosť reality	114,50	122,40	1051,82	1059,28	0,00	0,00	
Rozdiel Difference		-25,50	14,40	708,82	187,28	-540,00	-344,50	



Obr. 4 Porovnanie predpokladaných a skutočne realizovaných vystrojovacích tried
Fig. 4 Comparison of expected and actually used support classes

— Záverečná pasportizácia po ukončení používania trhacích prác.
V priebehu výstavby bolo monitorovaných celkovo 14 objektov. Z výsledkov vyplýva, že seizmické účinky trhacích prác nepresiahli najvyššie prípustné hodnoty a medze stanovené pre sledované objekty. Tlakovzdušné účinky nepresiahli hodnoty, pri ktorých dochádza k porušeniu sklenených plôch a keramických obkladov. Pri

a manner preventing contingent damage to the structures. The monitoring consisted of the following phases:

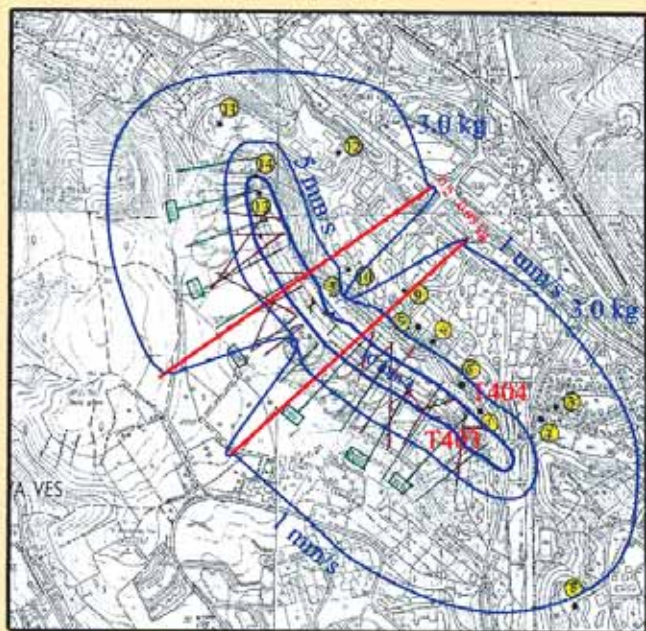
- Classification of the buildings according to the STN 73 0036 – Seismic Loads Acting on Structures. Limiting velocities of vibration were determined for individual buildings or even for technical equipment in the framework of the first condition survey.
- Condition survey of endangered buildings. A total of 66 buildings were surveyed.
- Execution and assessment of trial blasting. We developed the blasting design and the map of isoseismal lines in this phase, on the basis of the survey results.
- Selection of buildings to be monitored based on the map of isoseismal lines (see Fig. 5).
- Installation of five INSTANTEL Minimate plus measurement sets for continual measurements of 3 components of the velocity of vibration and acoustic pressure. The transfer of measured data was carried out using a GPS Wavocom modem, which sent e-mails to five parties to the project. This system allowed operative response and modification of parameters of the blasting operations if necessary.
- Execution of the measurements proper, data processing and assessment. In this routine phase, the instruments were moved to the buildings selected according to the results and progress of the excavation faces.
- Final condition survey after completion of the blasting operations.

A total of 14 buildings was monitored in the course of the construction. It follows from the results that the seismic effects of blasting operations did not exceed the highest allowable values and limits determined for the buildings observed. The air pressure effects did not exceed the values at which glazed surfaces and ceramic claddings get damaged. Neither the initial marks of damage defined by STN 73 0036 nor aggravation of existing defects appeared during the blasting operations. Despite certain fears regarding our ability to cope with the blasting work in the built-up urban area, which we may have shared with the local public, the achieved results do not need comments. Apart from measurements of effects of the blasting operations on buildings, other interesting measurements were carried out on the site, namely the measurement of the effect of blasting operations on green concrete, high-pressure gas pipelines and sensitive instruments belonging to the Slovak Academy of Sciences (a tomograph, a plasma magnetometer).

Further, the influence of the seismic effects on animals in the Bratislava ZOO was assessed. It was found out that vibrations did not disturb camels and the Przewalski horse. Only studhorses bucked off riders during the blasting. For that reason the blasting was announced in advance so that the riders could unmount.

Based on the seismic measurements, a map of isoseismal lines was plotted and charges and time delays were designed so that there was a 95% probability that the maximum vibration velocity determined according to STN 73 0036 would not be exceeded. These calculations were carried out by Geodyn s.r.o. using the Blast ware III program.

The measurement was performed by a consortium of companies consisting of Geodyn s.r.o. Szemereh and Geotechnik Consulting s.r.o.



Obr. 5 Izoseisty 1,5 a 10 mm/s pre nálož 3 kg
Fig. 5 Isoseismal lines 1.5 and 10 mm/s for 3kg charges

výkone trhacích prác nedošlo k vzniku prvých známkov škôd podľa STN 73 00 36 a ani k zväčšeniu existujúcich škôd.

Aj napriek určitým obavám o zvládnutie výkonu trhacích prác v rozsahu razenia tunelov v mestskej aglomerácii z našej strany, ale hlavne zo strany miestnej verejnosti, dosiahnuté výsledky nie je potrebné komentovať. Okrem meraní vplyvov trhacích prác na stavebné objekty boli na stavbe vykonané aj ďalšie zaujímavé merania, a to vplyv trhacích prác na mladé betóny, na vysokotlaké potrubia plynu, na citlivé prístroje SAV (tomograf, plazmový magnetometer).

Ďalej bol vyhodnocovaný vplyv seizmických účinkov na zvieratá v zoo Bratislava. Bolo zistené, že na ťavy a kone Przewalského vibrácie nepôsobia rušivo. Len plemenné zrebce zhadzovali jazdcov pri odstreloch. Preto boli odstrely dopredu hlásené, aby jazdci zosadli z koní.

Na základe seizmických meraní bola spracovaná mapa izoseist a navrhnuté nálože na časový stupeň, pri ktorých s 95% pravdepodobnosťou nedôjde k prekročeniu medzných rýchlostí kmitania podľa STN 730036. Tieto výpočty vykonal Geodyn, s. r. o., pomocou programu Blast ware III.

Meranie vykonávalo konzorcium firiem Geodyn, s. r. o., Szemereh, Geotechnik Consulting, s. r. o.

ZÁVER

Tunel Sitina je po mnohých rokoch opäť tunelová stavba realizovaná v intraviláne hlavného mesta. Aj napriek špecifickým podmienkam, ako je medzinárodný dodávateľský systém, zložité geologické podmienky a v neposlednej miere umiestnenie stavby, podarilo sa úspešne vyriešiť všetky problémy a ukončiť stavebnú časť tohto diela v stanovenom termíne. Pre všetkých účastníkov stavby to bola vynikajúca príležitosť tvorivého uplatnenia mnohých technických riešení a získať cenné skúsenosti v styku s verejnosťou, ktoré sa budú dať využiť pri výstavbe ďalších podzemných diel.

ING. VLADIMÍR KOTRÍK, vladimirkotrik@skanska.sk,

SKANSKA BS, a. s., Prievidza, ING. JÁN SNOPKO, snopko@terraprojekt.sk,

TERRAPROJEKT, a. s., Bratislava,

RNDr. BOHUMIL SVOBODA, CSc., svoboda_dr@mbox.vol.cz,

GEODYN, spol. s r. o., Praha



Obr. 6 Tunelová rúra pripravená na montáž technológie

Fig. 6 The tunnel tube prepared for installation of equipment.

CONCLUSION

After many years, the Sitina tunnel is again a tunnel construction positioned in a built-up area of the capital. Despite specific conditions such as the international system of suppliers, difficult geological conditions and, at last but not least, the site location, all problems were successfully solved and the civils part of the tunnel was completed on time. It was an ideal opportunity for all parties to the contract to creatively use many technical solutions and to gain precious experience in public relations, which will be applicable during construction of other underground works.

ING. VLADIMÍR KOTRÍK, vladimirkotrik@skanska.sk,

SKANSKA BS, a. s., Prievidza, ING. JÁN SNOPKO, snopko@terraprojekt.sk,

TERRAPROJEKT, a. s., Bratislava,

RNDr. BOHUMIL SVOBODA, CSc., svoboda_dr@mbox.vol.cz,

GEODYN, spol. s r. o., Praha

LITERATURA / REFERENCES

Závěrečná správa z geotechnického monitoringu, Terraprojekt, a. s., Bratislava

Závěrečná správa – geoelektrické merania, Geopas, spol. s r. o., Žilina

Závěrečná správa seizmického monitoringu, Geodyn, spol. s r. o., Praha



ANKRA, spol. s r.o.
U Tesly 1825
735 41 Petřvald u Karviné
Česká republika

**Nabízíme
prvky primárního
ostění**

Výroba a dodávky:

- Injektážní závrtné tyče AR (IBO)
- Expanzní třecí svorníky řady BOLTEX
- Injektážní svorníky BOLTEX - PAKRAN
- Těsnící pakry - těsnění injektážních vrtů
- SN - kotvy všech rozměrů
- Příhradové nosníky řady GT a GTL

Zařízení pro instalaci a testování:

- Plnicí soupravy pro systém BOLTEX
- Čerpadla pro expanzi systému BOLTEX
- Tahoměry pro testování kotevních prvků

Servis:

- Instalace kotevních prvků
- Testování
- Pronájem zařízení pro instalaci a testování
- Poskytování servisu



Tel: 59 6539142

Fax: 59 6541798

E-mail: ankra@ankra.cz

www.ankra.cz

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

ZKUŠEBNÍ POŽÁR V TUNELU VALÍK

ÚVOD

V devadesátých letech minulého století došlo v evropských dálničních tunelech k řadě požárů s tragickými následky a mimořádnými ekonomickými škodami a silným společensko-ekonomickým dopadem napříč Evropou, např. požár Eurotunelu v roce 1995 nebo tunelu pod Mont Blancem v roce 1999. Proto se stala požární bezpečnost v silničních tunelech předmětem zvýšeného zájmu specialistů na jejich výstavbu, hasičů a policistů a v neposlední řadě i politiků. Evropská komise iniciovala zahájení výzkumných programů, na jejichž základě měla být zpracována legislativní úprava požární bezpečnosti v silničních tunelech. Byla provedena řada experimentů v podmínkách napodobujících podmínky v reálných silničních tunelech nebo v opuštěných silničních tunelech, z největších je třeba jmenovat sérii zkušebních požárů v Reppafjordu v rámci výzkumného programu Eureka nebo ověřovací požáry v Runehamarském tunelu pořádané v rámci výzkumného programu Uptun v Norsku. Legislativním výstupem se stala směrnice Evropské komise 2004/54/EC.

LEGISLATIVNÍ PODKLADY

Směrnice Evropské komise definuje požadavek ověřit požární bezpečnost tunelu před jeho uvedením do provozu, proto pracovníci HZS Plzeňského kraje uplatnili požadavek na zkušební požár a taktické cvičení složek Integrovaného záchranného systému (IZS) v rámci projednávání dokumentace pro stavební povolení. Směrnice vlastní metodiku nestanovuje. Proto byla v rámci realizačních projekčních prací na tunelu Valík vedena jednání mezi Pragoprojektem, a. s., a zástupci HZS Moravskoslezského kraje ve věci faktického naplnění požadavku směrnice Evropské komise. Zkušební požár a taktické cvičení IZS byly součástí zadávací dokumentace stavby. Výsledný postup a technologie provedení zkušebního požáru, který proběhl 25. 5. 2006, jsou pak výsledkem práce týmu složeného ze zástupců MV-GR HZS ČR, HZS Plzeňského kraje, HZS Moravskoslezského kraje, Technické univerzity Ostrava, Ředitelství silnic a dálnic, Metrostavu, a. s. a Pragoprojektu, a. s., a jsou samostatnou částí realizační dokumentace stavby: Taktické cvičení složek IZS 21. 9. 2006.

CÍLE ZKUŠEBNÍHO POŽÁRU

Cílem zkušebních požárů bylo verifikovat normový požár a ověřit jeho účinky, ověřit parametry požárů a vrstvy kouře v tunelu, porovnat šíření studeného a horkého kouře v podmínkách tunelu. Odborná pracoviště TÚPO a FBI, VŠB-TU Ostrava provedla měření teplot v tunelu, teplot konstrukcí, hustoty tepelného toku, optické hustoty kouře a rychlost šíření vrstvy kouře. Provedla také vzorkování zplodin hoření. Soubor takto získaných dat bude v budoucnu použit pro zpracování směrnice pro požárně bezpečnostní řešení krátkých tunelů, případně pro zpracování obecnější analýzy rizik v krátkých silničních tunelech, které směrnice Evropské komise blíže neupravuje, ale které v České republice převažují.

ZÁKLADNÍ ZADÁNÍ ZKUŠEBNÍHO POŽÁRU

Byly provedeny celkem dva zkušební požáry o výkonu 5 MW. Jeden při přirozené ventilaci a druhý s ventilací nucenou. Z důvodů klimatických podmínek a zejména ochrany přihlízejících byl nejdříve proveden zkušební požár s ventilací. Proudění vzduchu v tunelu bylo omezeno překážkami (byly částečně instalovány vnitřní konstrukce tunelu, v budoucím průjezdném profilu byla odstavena nákladní vozidla), tak aby se vše co nejvíce přiblížilo podmínkám běžného provozu v tunelu. Tato velikost požáru odpovídá výkonu při požáru osobního automobilu. Energetický zdroj byl definován jako hoření 170 l benzínu na ploše 4 m² ve výšce 300 mm nad úrovní budoucí vozovky (1000 mm nad stávající úrovní provizorní vozovky).

Plánování ověřovacích zkoušek probíhalo od prosince loňského roku. V jeho rámci byly realizovány matematické modely chování charakteristického požáru v prostoru odpovídajícímu tunelu Valík a zkoušky materiálu a konstrukčních prvků z hlediska jejich chování, pokud jsou vystaveny působení tepla a dynamiky hoření. Vlastní

FIRE TESTING OF THE VALÍK TUNNEL

INTRODUCTION

The nineties of the past century saw several conflagrations with tragic consequences, enormous economic losses and a huge socioeconomic impact on the whole Europe. We can name the Eurotunnel fire in 1995 or the Mont Blanc tunnel fire in 1999. They were the reason why road tunnel fire safety has become a subject of concern for specialists in tunnel construction, fire fighters and the police, as well as politicians. The European Commission initiated launching of research programmes which should provide a basis for development of legislation on fire safety in road tunnels. Many experiments were conducted in conditions simulating conditions in real road tunnels or in abandoned road tunnels. We must not forget to name the most significant of them, a series of test fires in Reppafjord, which was part of the Eureka research programme, or verification fires in the Runehamar tunnel performed in the framework of the Norwegian research programme UPTUN. The legislative output has the form of the directive of the European Commission No. 2004/54/EC.

LEGISLATIVE BACKGROUND

The directive of the European Commission defines a requirement for verification of fire safety in a tunnel before it is opened to traffic. It was the reason why the staff of the Fire Rescue Service (FRS) for the Plzeň region imposed a requirement for a test fire and tactical exercise of the Integrated Rescue System (IRS) units during the process of negotiating the final design. The directive does not specify the testing method. For that reason Pragoprojekt a. s., the designer preparing the detailed design for the Valík tunnel construction, negotiated with representatives of the FRS for the Moravian region the way to factually fulfil the requirement of the European Commission directive. The resulting procedure and technique of the test fire execution, which took place on 25 May 2006, is the result of the work of a team comprising representatives of the Ministry of Interior – General Directorate of the FRS of the Czech Republic, the FRS for the Plzeň region, the FRS for the Moravian region, the Technical University in Ostrava, the Directorate of Roads and Motorways of the Czech Republic, Metrostav a. s. and Pragoprojekt a. s. It forms an independent part of the detailed design: The Tactical Exercise of the IRS units on 21.9.2006.

TEST FIRE OBJECTIVES

The objective of test fires was to verify a standard fire and test its effects, to verify parameters of fires and smoke stratification in the tunnel, compare spreading of cold and hot smoke in the tunnel conditions. Specialised work places of TÚPO (the Technical Institute of Fire Protection) and FBI, VŠB-TU Ostrava (the Faculty of Safety of the Technical University in Ostrava) carried out measurements of temperatures inside the tunnel, temperatures of structures, heat flow density, opacity of smoke and velocity of the smoke layer spreading. They also carried out the sampling of combustion products. The set of data obtained in the above way will be used in the future for development of a directive on fire safety design for short tunnels and/or for work



Obr. 1 Zkušební požár v plné intenzitě
Fig. 1 Full-intensity test fire



Obr. 2 Zplodiny hoření unikající z tunelové trouby cca 5 min. po zapálení hořlaviny

Fig. 2 Combustion products leaking from the tunnel tube about 5 minutes after ignition of the inflammable liquid

realizace vyžadovala tři dny na montáž ochrany ostění tunelu a měřících prvků. Tunel v délce cca 35 m v horní části profilu byl obložen izolačními rohožemi zn. ORSTECH DP80 tak, aby teplota na povrchu betonu nepřesáhla 50 °C, vnější strana byla exponována na povrchovou teplotu cca 300 °C po dobu 20 minut.

PRŮBĚH VLASTNÍCH ZKOUŠEK

Základním požadavkem zhotovitele díla bylo, že přes nainstalované ventilátory nesmí procházet vzduch teplejší než 40 °C. Toto ovlivnilo i vlastní scénář zkoušek. Proto byl nainstalován pouze jeden spodní ventilátor. Pro vlastní průběh zkoušky byly zpracovány bezpečnostní zásady pro pohyb odborné veřejnosti v oblasti vlastní zkoušky (zúčastnilo se cca 150 osob) a celá oblast byla uzavřena Policií ČR. Vlastní průběh zkoušek, jejich technické zabezpečení (nalití benzínu, zapálení ohně, zajištění záložních sil a bezpečnostních prostředků) zajišťovali pracovníci HZS ČR.

ZÁVĚR

Při obou zkušebních požárech bylo získáno velké množství technických údajů, které je nutné řádně vyhodnotit a případně zobecnit. Toto v současné době zpracovávají odborná pracoviště na vysoké škole a ve výzkumném ústavu požární ochrany.

Zkušební požáry proběhly za velké účasti odborné veřejnosti včetně nejvyššího velení Hasičského záchranného sboru České republiky.

Vlastní výsledky budou zpracovány do samostatného článku. Technické práce pro zajištění zkušebního požáru provedla firma Metrostav a. s., která uhradila i některé měřicí přístroje. Realizační projekt na zkušební požár zpracovala firma Pragoprojekt, a. s., Praha.

ING. JIŘÍ SVOBODA, svobodaj@pragoprojekt.cz,
PRAGOPROJEKT, a. s.

VYUŽITÍ METODY HORIZONTÁLNÍHO BERANĚNÍ OCELOVÝCH TRUB PŘI RAŽBĚ

UTILISATION OF THE METHOD OF HORIZONTAL DRIVING OF STEEL PIPES IN TUNNEL EXCAVATION

The author of the paper describes unusual application of a pre-support canopy formed by horizontally driven pipes. This technique was utilised during reconstruction of a heat distribution tunnel. The excavation was carried out under shallow overburden and under telephone cable ducts.

Při ražbě krátkých důlních děl (do 30 m délky a nad 10 m²) řešíme v praxi problém, jakým způsobem dočasně, po dobu ražby, zajistit nadloží. Problém se stává ještě složitějším při nepříznivých geotechnických vlastnostech zeminy v místě ražby, jakými jsou tekuté písky, zvodnělé horniny nebo navážky. Všeobecně platí, že při šířkách výrubů větších než 4 m si s klasickou výztuží z profilovaných ocelových rámu používanou u profilů menších průřezů (do 10 m²) nevystačíme a nasazení mechanizovaných tunelovacích metod je vzhledem k malému rozsahu neekonomické.

Úspěšnou a ekonomicky nenáročnou metodou je v těchto případech využití metody horizontálního beranění ocelových trubek, které v tomto případě slouží jako vetknuté nosníky a pod jejichž ochranou je

on more general analyses of risks in short road tunnels, which are not dealt with in the directive of the European Commission, but which prevail in the Czech Republic.

BASIC TEST FIRE DESIGN

Two test fires with the capacity of 5MW were conducted. One in the conditions of natural ventilation, the other with forced ventilation. Because of climatic conditions and, above all, with respect to safety of onlookers, the fire with forced ventilation was tested first. The air flow in the tunnel was restricted by installation of obstacles (internal tunnel structures were partially installed; lorries were positioned within the future clearance profile) so that it was as close to the conditions of common traffic in the tunnel. This magnitude of fire corresponds to the capacity of a car fire. The energy source was defined as an equivalent of 170 litres of petrol burning on an area of 4m² at a level of 300mm above the level of the future roadway (1000mm above the current level of the temporary roadway).

The planning of the verification tests started in December 2005. It comprised, among others, development of mathematical models of behaviour of a typical fire in a space similar to the Valík tunnel and testing of materials and structural elements in terms of their behaviour when exposed to heat and dynamics of burning. The execution proper required three days for installation of the tunnel lining protection and measurement units. A tunnel section about 35m long was provided with cladding in the upper part of the profile using ORSTECH DP80 insulation mats so that the temperature on the concrete surface did not exceed 50°C. The external surface of the insulation mats was exposed to the temperature of approximately 300°C for 20 minutes.

THE COURSE OF THE TESTS

The fundamental requirement of the construction contractor was that the temperature of hot air passing through the fans was not allowed to exceed 40°C. This requirement affected even the testing scenario proper. For that reason only one fan was installed, the lower one. Safety rules were developed for movement of the professional public in the area of the testing during the tests (about 150 persons were present); the entire area was closed by the Police of the CR. The course of the tests proper, their practical execution (pouring petrol, ignition of the fire, provision of standby forces and safety equipment) was organised by workers of the FRS of the Czech Republic.

CONCLUSION

The two fires yielded lots of technical data that must be properly assessed and possibly generalised. This is currently the work of specialised work places at the university and in the research institute of fire protection.

The test fires were amply attended by the professional public, including the headquarters of the Fire Rescue Service of the Czech Republic.

The results proper will be compiled and published in a separate paper. The technical work items necessary for the fire tests were carried out by Metrostav a. s., including the payment for some measurement devices. The detailed design for the test fire was developed by Pragoprojekt, a. s. Praha.

ING. JIŘÍ SVOBODA, svobodaj@pragoprojekt.cz,
PRAGOPROJEKT, a. s.

prováděná vlastní ražba. Trubky lze beranit těsně vedle sebe (obr. 1), anebo v případě, že to vlastnosti horniny dovolují, kombinovat s výdřevou popř. KARI sítěmi a stříkaným betonem.

Ražba se pak sestává ze čtyř navazujících postupů:

1. Výkop startovací jámy pro beranění, kdy dno jámy je cca 0,5 m pod úroveň stropu raženého díla;
2. Zaberanění ocel. trubek – nosníků;
3. Vytvoření portálu ražby – podepření nosníků (zaberaněných trubek) v místě startovací jámy a následné prohloubení startovací jámy na úroveň dna ražby;
4. Vlastní ražba pod ochranou zaberaněných (za čelbu vetknutých) trub.

Tato technologie byla s úspěchem použita naší firmou při rekonstrukci topného kanálu pod Švehlovou ul. v Praze – Hostivaři v srpnu 2000 – investorem byla Pražská teplárenská, a. s.

Potrubní i stavební část horkovodu vykazovala po 35 letech provozu značné opotřebení a zejména průchozí část pod Švehlovou ul. byla



Obr. 1 Zajištění mělko uložené velkoprofilové ražby v štěrkopiscích zaberaněním trubek DN 500

Fig. 1 Support of the near-surface large-profile excavation carried out in gravel-sand by DN500 driven pipes

v havarijním stavu. (obr. 2). Na průchozí část navazoval 8 m dlouhý neprůlezný úsek (šířka x výška: 1600 x 900 mm) zaklopený panely, který bylo zapotřebí pro výměnu potrubí odklopit. Topný kanál se v těchto místech nacházel v hloubce 3,8 – 5,2 m a křížovaly jej dva kabelovody TELECOMU. Podmínky správců sítí v tomto úseku nedovolovaly odkrytí horkovodu výkopem. V místě kompenzátorové jímky byla proto vyhloubena startovací jáma pro horizontální zaberanění dvou ocelových trubek – nosníků. Tyto nosníky (DN 300) byly zaberaněny souběžně s osou horkovodu v osové vzdálenosti 4 m. Trubky byly zaberaněny 2 m za spoj průlezná a neprůlezná částí topného kanálu. K beranění trubek bylo použito beranidlo Grundoram (výrobce Tracto Technik). Vzhledem k délce ražby a rozměrům startovací jámy byly použity trubky dlouhé 5 m, které byly postupně navařovány. Ve startovací jámě byly nosníky podepřeny vertikálně zaberaněnými



Obr. 3 Celkový pohled na portál ražby v místě kompenzátorové jímky
Fig. 3 An overall view of the excavation portal at the compensator shaft



Obr. 5 Vyděra stropu z fošen uložených na výšku na zaberaněné nosníky
Fig. 5 Roof support timbering using boards set on edge on driven beams



Obr. 2 Průlezná část topného kanálu před rekonstrukcí

Fig. 2 Crawlway part of the heat supply duct before reconstruction



Obr. 4 Detail spojení zaberaněných nosníků a stojek s rozpěrami

Fig. 4 A detail of connection of the driven beams and props with braces

trubkami DN 200 a vzájemně rozepřeny. Čelo startovací jámy bylo zapaženo dřevěnými trámky. Poté byla startovací jáma prohloubena na úroveň záklopových panelů kompenzátorové jímky a neprůlezná část horkovodu (obr. 3, 4).

Vlastní ražba byla prováděna ručně – činností prováděnou hornickým způsobem. Hornina v místě ražby měla charakter navážky, a proto byly jako výztuž stropu vyraženého úseku použity fošny, ukládané na výšku na zaberaněné trubky – nosníky (obr. 5). Z tohoto důvodu mohl být nezaložený úsek na čelbě vždy max. 0,2 m. Po dokončení ražby bylo provedeno rozkrytí záklopových panelů neprůlezná částí, kompenzátorové jímky a následně provedena rekonstrukce potrubní části.

Technické údaje raženého úseku:

Délka ražby	8 m
Ražený profil	4 (3) x 1,6 m
Vytěžená kubatura	45 m ³
Vystrojení:	
nosníky	ocel. trubka 324/8 – 2 x 10 m
stojky	ocel. trubka 219/6,3 – 2 x 5 m
rozpěry	ocel. trubka 219/6,3 – 2 x 4 m
vyděra stropu	smrkové fošny 300 x 80 x 4500 mm
vyděra stěn	smrkové trámky 100 x 100 x 1800 mm
Doba realizace	9 dnů včetně rozkrytí záklopových panelů
Náklady dílčí částí	360 tis. Kč

ING. PAVEL BRABEC, hydrotechnik@seznam.cz,
HYDROTECHNIK PRAHA s. r. o.

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

ROADWARE 2006

The author informs on the 12th year of the Roadware 2006 international road fair, which was held from 16th to 18th May 2006 in Prague. The main organiser of the fair is the Czech Road Association (a member of the PIARC).

Termín 16. – 18. 5. byl už podvanácté zajištěn pro pořádání mezinárodního silničního veletrhu v pravém křídle Průmyslového paláce v Praze.

Jejími hlavními organizátory byly Česká silniční společnost ve spolupráci s agenturou Vinco. Letos se na veletrhu představilo na 81 špičkových firem v 70 expozicích. Dá se konstatovat, že vysoký standard konference reagoval na potřeby společnosti na výstavbu a údržbu silniční sítě v naší republice.

Tradiční zahájení prvního dne provedli předseda České silniční společnosti ing. Lehovec, náměstek ministra dopravy a spojů ing. Nouza, ředitel Státního Fondu dopravní infrastruktury ing. Pavel Švagr, generální ředitel Ředitelství silnic a dálnic ing. Laušman a ing. Matyáš, prezident Asociace podnikatelů ve stavebnictví.

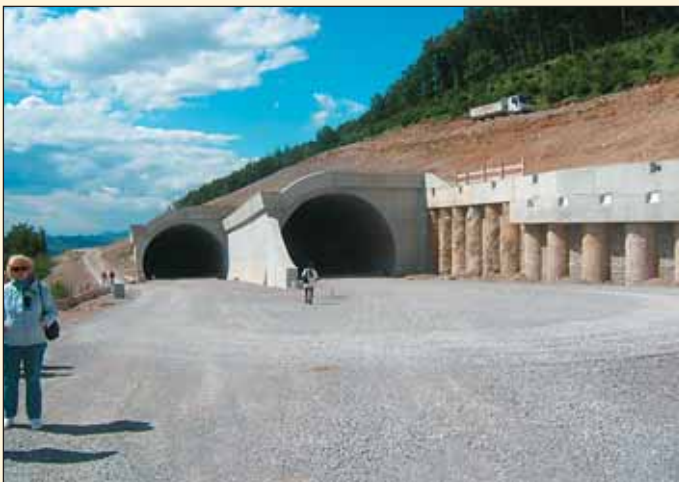
XIII. PODUNAJSKÁ GEOTECHNICKÁ KONFERENCE

Ing. Richard Barvínek informs about the 8th Danube Conference of Geotechnics, which took place in Ljubljana (Slovenia) from Monday the 29th May to Wednesday 31st May 2006, in the conference hall of Hotel Excelsior. The conference was organised under the auspices of the ISSMGE (the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering). It was attended by 255 delegates not only from the countries lying along the Danube but also from France, England, Italy, Russia, Spain, Finland, Switzerland, Canada, the USA and even Kazakhstan.

XIII. Podunajská geotechnická konference se konala v Lublani (Slovensko) od pondělí 29. 5. 2006 do středy 31. 5. 2006 v konferenčním sále hotelu Excelsior. Konference proběhla pod záštitou ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering). Osobně se zúčastnil nejen viceprezident ISSMGE pro Evropu prof. Roger Frank z Francie, ale také prezident ISSMGE prof. Pedro Seco Z Pinto z Portugalska.

Historie podunajských konferencí vznikla v šedesátých letech minulého století a byla oficiálně motivována povodněmi a vodními díly na Dunaji, neoficiální podpora ze strany Mezinárodní společnosti pro mechaniku zemin a geotechnické inženýrství spočívala v umožnění geotechnikům z tehdejšího sovětského bloku participovat na mezinárodní úrovni. Postupem času závažnost této geotechnické akce podstatně vzrostla.

Konference v Lublani se zúčastnilo 255 delegátů, a to nejen z podunajských zemí, ale byli přítomni i zástupci Francie, Anglie, Itálie, Ruska, Španělska, Finska, Švýcarska, Kanady, USA a dokonce Kazachstánu.



Obr. 2 Pohled na přesýpaný dálniční tunel

V projevech, které převážně charakterizovaly současný stav ve výstavbě a údržbě dálniční a silniční sítě, také zazněly informace o spolupráci se světovou silniční asociací AIPCR/PIARC, která úzce spolupracuje i s tunelářskou světovou asociací hlavně v oblasti bezpečnosti provozu. V katalogu, který vyšel také v digitální edici, jsou obsaženy databáze vystavovatelů, správců pozemních komunikací, správy a údržby silnic. Český a anglický text přehledů je velkým kladem katalogu. Z účastníků zabezpečujících činnosti při výstavbě podzemních a silničních staveb se na veletrhu prezentovaly Metrostav a. s., Doprastav, a. s., Prostředí a fluidní technika, s. r. o., SMP CZ, a. s., ŽS Brno, a. s., SG-Geotechnika, a. s., Geosyntetika, Pražské silniční a vodo hospodářské stavby, a. s., Valbek, v. s. o., Strabac, a. s., Polyfeltar, s. r. o., Ekon, s. r. o.

Práce a poslání České silniční společnosti pokračují v zásadách a cílech reprezentovat odborné a profesní zájmy pracovníků v oboru silničního hospodářství a výstavby. Vydávání odborného časopisu Silniční obzor a organizace odborných akcí je jejich zásadní činností. Lze velmi kladně hodnotit, že členové naší asociace ITA/AITES významně přispívají k této činnosti hlavně v odborných sekcích Silniční tunely a Telematika.

ING. PETR VOZARIK, vozarik@metrostav.cz, METROSTAV a. s.



Obr. 1 Účastníci exkurze na stavbě mostu na dálnici H4

Na konferenci bylo 31 vystavovatelů, jak přístrojů, tak výpočetní techniky a produktů pro geotechnické stavby. K nim se řadilo i 9 sponzorů.

Jednání bylo rozděleno do šesti sekcí:

1. Charakterizace staveniště pro geotechnické geoenvironmentální účely.
2. Zlepšování základové půdy a využívání „brown fields“.
3. Praxe při interaktivním geotechnickém navrhování.
4. Interakce stavba–základová půda při statickém a dynamickém namáhání.
5. Stanovení geotechnického rizika a jeho řízení.
6. Rozvoj moderní dopravní infrastruktury: úloha geotechnického inženýrství.

Dále byly prosloveny tyto speciální přednášky (Special Lectures).

Prvá byla věnována památce profesora Šuklje, zakladatele slovinské geotechniky a jeho odbornému přínosu tomuto oboru.

Autory druhé speciální přednášky byla skupina ruských geotechniků a zabývala se geotechnickými problémy při rekonstrukci historických měst.

Třetí speciální přednáška byla anglické provenience a nazývala se: Stav oboru a inovace – řízení rizika při malých projektech. Byla pro nás zajímavá tím, že pojednávala o geotechnických problémech spojených se stavbou tunelů pod letištěm Heathrow převážně v londýnských jíchách.

Za nejdůležitější lze považovat hlavní přednášky (Keynote Lectures):

- Prof. W. Wolski (Polsko): Site characterization for geotechnical and geoenvironmental purposes.
- Dr. C. Shashkin (Rusko): Basic regularities of soil-structure interaction,

- Prof. F. Schlosser: Soil reinforcement for foundations.
- Prof. I. Vaníček (ČR): Role of geotechnical engineering in brown fields redevelopment.
- Prof. A. Szavits-Nossan (Chorvatsko): Observations on the observational method.
- Prof. M. Ziegler (Německo): Safety and risks in geotechnics.
- Prof. H. Brandl (Rakousko): Ground improvement and earthwork innovation for transport infrastructure.

Pozornost si zasluhuje přednáška o používání observační metody a problémech s tím spojených. Za perfektní lze považovat přednášku prof. Brandla z Vídeňské technické univerzity shrnující současné teoretické i praktické poznatky spojené s budováním silničních i železničních staveb.

Důležitá je i skutečnost, že řada příspěvků byla věnována tunelovému stavitelství a stavbě vysokorychlostních železnic.

Do závěrečného ceremoniálu byly zahrnuty i projevy delegátů zastupujících ČR věnované Světovému tunelářskému kongresu WTC 2007 v Praze, delegát Španělska hovořil o 14. Evropské konferenci ISSMGE 2007 v Madridu a zástupce Slovenska pozval na 14. Podunajskou geotechnickou konferenci 2010 v Bratislavě.

V rámci pokonferenčního exkurze navštívili delegáti světoznámou lokalitu Postojna jama, což je na světě druhý největší a jistě nejkrásnější komplex krasových jeskyní. Jejich rozloha je tak velká, že do centrální části jeskyní jsou návštěvníci dopravováni elektrickým vláčkem. Tato lokalita odborně zajímala především přítomné geology.

Stavebním inženýrům byla věnována druhá část exkurze na stavbu dálnice H4 z Lublaně do italské Gorizie v úseku Razdrto – Vipava, kde trasa překračuje sesuvné flyšové území. Trasa dálnice je zde vedena také po mostech, jejichž pilíře jsou založeny na skalním podkladu



Obr. 3 Opatření u pilířů v sesuvném území

a kolem nich jsou až k povrchu terénu jakési „studně“, které umožňují po dobu několik desítek let pohyb sesouvajících se hmot, aniž by se dotkly mostních pilířů (viz obr. 1 až 3).

V jiných místech byly provedeny kotvené zárubní zdi nebo zasypávané tunely, aby byl zachován stávající „rovnovážný“ stav.

Konferenční materiály jsou pro zájemce dostupné u autora na úseku technického ředitele Metrostavu.

ING. RICHARD BARVÍNEK,
barvinek@metrostav.cz, METROSTAV a. s.

VÝBOR BEZPEČNOSTI PROVOZU PODZEMNÍCH STAVEB

The COSUF committee was officially founded during the course of the ITA General Meeting in Istanbul in 2005. It works under the leadership of Prof. Alfred Haack. Mr. Ludvík Šajtar, who represents the CTuC ITA/AITES in this committee, informs about the first meeting of the committee, which took place in Lausanne on 31 May 2006 as part of the 2nd international symposium “Safe and Reliable Tunnels”.

Dne 31. 5. 2006 se v Lausanne uskutečnilo zahajující zasedání COSUF „Výboru bezpečnosti provozu podzemních staveb“ jako součást II. mezinárodního symposia „Bezpečné a spolehlivé tunely“. Výbor byl oficiálně založen v průběhu zasedání valného shromáždění ITA v Istanbulu v roce 2005 pod vedením prof. Alfreda Haacka.

Založení výboru bylo iniciováno společným zájmem zpracovatelů osmi evropských projektů zabývajících se bezpečností provozu tunelů v rámci 5. a 6. rámcového programu vědy a výzkumu EU (FIT, Safe-T, UPTUN, SIRTAKI, Safe Tunnel, Virtual Fires, L –surF, DARTS). Oblast zájmu COSUF je omezena pouze na provozní bezpečnost tunelů a bezpečnost provozu a ochranu ostatních podzemních staveb, netýká se bezpečnosti při jejich výstavbě.

Hlavním cílem výboru je udržovat, rozvíjet a zajišťovat v rámci dané oblasti:

- celosvětovou výměnu zkušeností a spolupráci;
- usnadňovat a napomáhat vytváření týmů a skupin pro řešení výzkumných úkolů;
- zlepšit výzkumné a vývojové činnosti s využitím kombinací národních, evropských a světových zdrojů jejich financování;

PRAŽSKÉ GEOTECHNICKÉ DNY 2006

Like every year, the “Prague Geotechnical Days” were held in the building of the Academy of Sciences of the Czech Republic in May 2006. This year’s seminar was focused on examination of the effect of water on behaviour of geotechnical structures. The already 14th Prague geotechnical lecture was delivered by Prof. Roger Frank, the director of the CERMES (ENPC-LCPC) in France. The first day also saw the presentation of the academical Quido Záruba award for young engineering geologists and geotechnicians. For this year, the award laureate became RNDr. Radovan Chmelař, PhD. for a thesis “Rock Mass Assessment at the NATM Application to Weakness Zones of the Mrázovka Tunnel in Prague”. A Workshop with the topic of the “Intermediate assessment of the approach to the EC 7-1 Geotechnical

- prosazovat a podporovat modernizaci bezpečnostních systémů;
- zvyšovat uvědomění o současných a nově vyvíjených bezpečnostních řešeních;
- podporovat a vytvářet nové modernizované předpisy a pravidla.

Pro řízení činnosti výboru jsou ustanoveny tři pracovní skupiny AG (Activity groups), jejichž základní náplní je sběr informací, jejich zpracování a vypracování doporučení včetně jeho rozšiřování, specifikace současných a budoucích problémů k řešení v rámci projektů vědy a výzkumu atd. Pracovní skupiny nebudou v rámci své činnosti zpracovávat studie a výzkumné úkoly na komerční bázi. Toto bude prováděno institucemi, výzkumnými ústavu nebo soukromými společnostmi.

Náplní jednotlivých skupin bude:

- vztah evropských a mezinárodních iniciativ;
- směrice, pravidla a zkušenosti;
- výzkum a vývoj.

Aby nedošlo k duplicitě činností jednotlivých skupin, byl ustanoven řídicí výbor SB (Steering Board), jehož členy jsou zástupci osmi evropských výzkumných projektů. V čele řídicího výboru je předseda – zástupce ITA (Prof. Dr. Ing. Alfred Haack – STUVA Germany) a místopředseda zástupce WRA (Mr. Didier Lacroix – CETU France).

Členem výboru se mohou stát veřejné a soukromé organizace, vědecké a vzdělávací ústavy. Členství není umožněno soukromým osobám. Členové ITA se nestávají členy COSUF automaticky, ale členství v obou sdružení je možné. Podmínky členství a další podrobnosti je možno nalézt na www.ita-aites.org.

ING. LUDVÍK ŠAJTAR,
ředitel společnosti SATRA, s. r. o., ludvik.sajtar@satra.as

Construction Design in the Czech Republic, Slovak Republic and neighbour countries”

Tak jako každý rok proběhly i v květnu 2006 v budově Akademie věd ČR „Pražské geotechnické dny“. Hlavními pořadateli byli Stavební geologie–Geotechnika, a. s., a Czech and Slovak National Committee of the ISSMGE ve spolupráci s Českou geotechnickou společností ČSSI a s patronací Ústavu teoretické a aplikované mechaniky AV ČR.

Letošní seminář byl zaměřen na zkoumání vlivu vody na chování geotechnických konstrukcí. Jako hlavní přednášející zde vystoupili Ing. Jan Boháč, CSc., z Přírodovědecké fakulty UK Praha, RNDr. František Kresta a Ing. Vítězslav Herle z firmy SG–Geotechnika, a. s., Dipl. Ing. Sebastian Fritsche z firmy Arcadis Consult GmbH SRN a Ing. Svetozar Milenkovič z Institutu za Puteve v Srbsku.

Více než 100 českých i zahraničních účastníků vyslechlo v pořadí již 14. Pražskou geotechnickou přednášku: FOREVER: The French National Project on Micropiles (Francouzský národní projekt: Mikropiloty). Tu přednesl prof. Roger Frank, ředitel ústavu CERMES (ENPC-LCPC) ve Francii.

V průběhu prvního dne byla rovněž předána Cena akademika Quido Záruby pro mladé inženýrské geology a geotechniky, jejímž laureátem se letos stal RNDr. Radovan Chmelař, Ph.D., za disertační práci „Hodnocení horninového masivu při aplikaci NRTM v poruchových zónách tunelu Mrázovka v Praze“.

Druhý den se uskutečnil workshop na téma Dosavadní hodnocení přístupu k EC 7-1 Navrhování geotechnických konstrukcí v ČR, SR a v sousedních zemích. Workshop moderoval prof. Roger Frank z Francie. Zástupci Německa, Rakouska, Maďarska, Chorvatska, Slovenska, Polska, České a Slovenské republiky poté seznámili zúčastněné se stavem přejímání Eurokódu ve svých zemích.

DOC. ING. ALEXANDR ROZSYPAL, CSc.,
rozsypal@geotechnika.cz, SG–Geotechnika a. s.

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICĚ CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA (STAV K 27. 6. 2006)

TUNEL PANENSKÁ

Na severním portálu probíhají zásypy hloubených částí obou tunelových trub. Na jižním portálu se betonuje společné zastropení tunelových trub v délce 24 m. Před oběma portály se dokončuje stavba provozně-technologických objektů. V pravém tunelu (východním) byly dokončeny nátěry vrchlíku a v současné době se ukládají a hutní podkladní vozovkové vrstvy. V levém (západním) tunelu se ještě natírají plochy v horní části betonové monolitické klenby.

TUNEL LIBOUČEC

Nátěry vrchlíku v hloubených a ražených úsecích jsou v levém (západním) tunelu kompletně dokončeny a v pravém pak jsou provedeny zhruba v polovičním rozsahu. V levém tunelu probíhá v proudu osazování štěrbinových žlabů, jsou nasypávány podkladové vrstvy vozovky a jsou montovány úchyty pro technologická zařízení v tunelu. Na jižním portálu je vybetonována deska pro požární nádrž a stavebně je dokončován provozně-technologický objekt tunelu.

TUNEL KLIMKOVICE

U tunelu A před brněnským portálem je vybetonováno 12 dvanácti-metrových pasů kleneb, chybí ještě 2 pasy klenby do celkové délky hloubeného úseku. V raženém tunelu je vybetonováno celkem 14 pasů spodní klenby. Od brněnského portálu pokračuje úprava povrchu primárního ostění pod mezilehlou izolací. Na straně ostravského portálu je v tunelu A kompletně vybetonováno 12 pasů uzavřeného definitivního ostění. Spodní klenba je vyhotovena v předstihu 22 pasů. Před současným portálem tunelu B na brněnské straně je vybetonováno 10 klenebních pasů a připravuje se betonáž posledního čelního zkoseného pasu definitivního portálu. Z ostravské strany jsou v hloubeném úseku vybetonovány 3 pasy s tím, že chybí už jen poslední atypický budoucí portálový pas. V raženém úseku tunelu B je od Ostravy dokončeno celkem 29 pasů spodní klenby a následně na ni navazuje 10 pasů kompletního monolitického ostění. Byly již zahájeny práce na objektu kolektoru a kabelové šachty provedením technologického vrtu do tunelové propojky č. 3. Vrt bude v nejbližší době rozšířen vrtnou soupravou o průměru 2200 m.



Obr. 1 Moderní vlak Českých drah Pendolino vyjíždí z Hněvkovského tunelu
Fig. 1 Pendolino, a modern train of Czech Railways, exits the Hněvkov tunnel

THE CZECH REPUBLIC (AS OF 27 JUNE 2006)

THE PANENSKÁ TUNNEL

Backfilling of the cut and cover parts of both of the tunnel tubes is underway at the northern portal. Casting of the common RC roof deck takes place along a length of 24m. The construction of technical services structures is being completed in front of both portals. Coating of the crown has been finished and road base layers are being placed and compacted in the right (eastern) tunnel tube. In the left (western) tube, the surfaces in the upper part of the cast-in-situ concrete vault are still being coated.

THE LIBOUČEC TUNNEL

The coating of the crown in both the cut-and-cover and mined sections are complete in the left (western) tunnel tube; about a half of the painting has been finished in the right tube. Slotted drains are being installed, road base layers placed and holders for installation of equipment fixed in the left tunnel tube. The concrete bottom slab of the fire protection reservoir is finished and the construction of technical services structures is being completed at the southern portal.

THE KLIMKOVICE TUNNEL

There are 12 twelve-meter long blocks of concrete vaults finished in front of the Brno portal of the A tunnel. Two blocks remain to be cast to complete the whole length of the cut-and-cover section. A total of 14 blocks of the concrete invert slab has been finished in the mined tunnel. The treatment of the primary lining surface continues to be able to receive the intermediate waterproofing. On the Ostrava side of the A tunnel, casting of 12 blocks of the closed final lining is complete. The invert casting is complete with an advance of 22 blocks. There are 10 blocks of the concrete vault structure finished in front of the current portal of the B tunnel on the Brno side; the casting of the last, front end splayed block is being prepared. From the Ostrava side, 3 blocks have been cast in the cut-and-cover section; the only missing block is the atypical future portal block. In the mined section of the B tunnel, 29 invert blocks have been finished from the Ostrava side; 10 blocks of the complete cast-in-situ lining follow behind the invert casting. The work on the utility duct and the cable shaft has started by drilling a pre-bore through the cross passage No. 3. The borehole will be reamed to a diameter of 2200mm soon.



Obr. 2 Pohled na východní portál tunelu Hněvkov II z mostu přes Moravskou Sázavu

Fig. 2 The eastern portal of the Hněvkov II tunnel viewed from a bridge over the Moravská Sázava River



Obr. 3 Západní portál tunelu Hněvkov II s úpravou skalního svahu
Fig. 3 The western portal of the Hněvkov II tunnel with the rock slope treatment

NOVÉ SPOJENÍ – VÍTKOVSKÉ TUNELY

Na jižním Vítkovském tunelu proběhla slavnostní prorážka 23. 5. 2006. Ke dni sepsání aktuality bylo odtěženo jádro v celé délce tunelu. Z celkové počtu 100 výklenků chybí vyrazit v boku tunelu posledních osm. U propojek je dohloubeno a zajištěno primárním ostěním 6 sekcí se spodní klenbou. V tunelu se provádí lokální úprava povrchu pod mezilehlou izolací. Na jižním portálu je vše připraveno na betonáž spodní klenby v délce 140 m.

Slavnostní prorážka na severním Vítkovském tunelu je naplánována na 29. 6. 2006. Z celkové délky severního raženého tunelu chybí dotěžit posledních 40 m jádra. Západní portál je připraven na odtěžení jádra a spodní klenby. Sedání povrchu nad tunely bylo zaznamenáno menší, než předpokládá výpočet, a tak mohlo být odstraněno lešení u pomníku Jana Žižky na vrchu Vítkov.

TUNELY HNĚVKOV I A II

Provoz vlaků v Hněvkovských tunelech I a II byl po jedné koleji podle plánu zahájen 19. června 2006 (viz obr. 1 až 3). Tunel Hněvkov II je druhým nejdelším tunelem na železniční síti v České republice.

TUNEL VALÍK

Po zkušebním požáru je tunel vyčištěn a dokončují se sjednocující nátěry klenby a boků ostění. Po celé délce tunelu se budují bezpečnostní chodníky, zatahují se kabely a montují se zařízení technologické vybavenosti tunelu. U obou portálů se zaspávávají hloubené konstrukce tunelu a souběžně se sestavují gabiony pro zabezpečení boků zemních zářezů před tunely.

TUNEL BŘEZNO

Velká pozornost byla v uplynulém období věnována vyhloubení šachty pro vytažení zavaleného stroje Perforex a následné vybudování únikového východu z tunelu. Šachta je zabezpečena pilotami s převážkami. Má světlý průměr 21 m a je hluboká 35 m. Stroj Perforex byl vytažen a v současné době probíhá dohlubování šachty pro poslední převážku pod úroveň betonové desky navržené v celém kruhovém půdorysu šachty. Z výjezdového portálu se razí jednokolejný tunel sekvenční metodou. K datu sepsání aktuality chybí k šachtě únikového východu vyrazit ještě asi 100 m. Z opačného portálu bylo v úseku zharovaného tunelu přemáháno 6 devítimetrových komor oddělených příčnými pilotovými stěnami. Poslední sedmá komora přiléhající k šachtě bude vyražena po úplném stavebním dokončení šachty včetně ztužujících betonových stěn v její spodní části.

ING. PAVEL POLÁK, polak@metrostav.cz (ČTuK)

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

TUNEL SITINA

Montážou požiarneho vodovodu a stavebným ukončením chodníkov sa v lete tohto roku prakticky ukončujú stavebné práce v tuneli Sitina dĺžky takmer 1,5 km na úseku diaľnice D2 Lamačská cesta – Staré grunty v Bratislave. V tuneli naďalej pokračujú práce na montáži technologického vybavenia,



Obr. 4 Pohled do Hněvkovského tunelu
Fig. 4 A view in the Hněvkov tunnel

THE NEW CONNECTION – THE VÍTKOV TUNNELS

The breakthrough ceremony was held at the southern Vítkov tunnel on 23.5.2006. As of the day of writing this news, the bench excavation was complete along the whole tunnel length. The last eight niches of the total of 100 remain to be excavated. Six cross passages have been excavated and provided with primary lining with invert structures. The treatment of primary lining surface before installation of waterproofing is underway. Everything is prepared at the southern portal for casting of the invert at a length of 140m.

The ceremonial breakthrough of the northern Vítkov tunnel is scheduled for 29.6.2006. The last 40m of the core remain to be excavated in the northern mined tunnel. The western portal is prepared for the core and invert excavation. The settlement recorded on the surface above the tunnels is less than anticipated according to the calculation, thus the scaffold supporting the Jan Žižka's monument on Vítkov hill could be removed.

THE HNĚVKOV I AND II TUNNELS

The train service in the Hněvkov I and II tunnels started on the schedule, on 19 June 2006 (see fig. 1, 2, 3, 4).

THE VALÍK TUNNEL

The cleaning of the tunnel after the test fire event has been finished and the unifying coating of the vault and side walls is being completed. Safety walkways are being built, cables drawn in and equipment installed along the complete tunnel length. Cut-and-cover tunnel structures are being backfilled at both portals; gabion walls are being installed to support the sides of open cuts before the portals.

THE BŘEZNO TUNNEL

Great attention was recently paid to the excavation of the shaft for lifting of the backfilled Perforex machine. The shaft will subsequently be utilised as an escape exit from the tunnel. The shaft is supported with piles and walers. It is 21m in diameter and 35m deep. The Perforex machine was lifted and currently the shaft sinking is being completed up to the last waler, under the bottom of the concrete slab which is designed to cover the whole circular ground plan of the shaft. The single-track tunnel is being excavated through the exit portal using the sequential method. As of the date of writing this news, about 100m of the tunnel excavation remains to be carried out to arrive at the escape shaft. The dissolution of the collapsed section continued from the other portal; 6 nine-meter long chambers separated by transverse pile walls were recovered. The seventh chamber, the last one, which touches the shaft, will be excavated after completion of the shaft structure including reinforcing concrete walls at its bottom.

ING. PAVEL POLÁK, polak@metrostav.cz (CTuC)

THE SLOVAK REPUBLIC

THE SITINA TUNNEL

The civils part of the work on the nearly 1.5km long Sitina tunnel built on the D2 Motorway construction lot from Lamačská Cesta to Staré Grunty in Bratislava will be virtually completed in summer 2006 by installation of a hydrant main and construction of walkways. Taisei – Eltodo Joint Venture continues to install tunnel equipment. The anticipated deadline for the inauguration of the tunnel together with the entire motorway section remains the spring of 2007. This section will mean completion of the

ktorého zhotoviteľom je Joint Venture Taisei – Eltoto. Predpokladaným termínom uvedenia tunela a celého diaľničného úseku do prevádzky zostáva jar roku 2007. Úsekom sa skompletuje prepojenie diaľnic D1 a D2 na území hlavného mesta Slovenska, Bratislavy.

TUNEL BÔRIK

V priebehu júna tohto roku začali práce na diaľničnom tuneli Bôrik výstavbou stavebnej jamy na západnom portáli tunela. Rázenie tunelových rúr by malo začať razením pilierovej štôlne ešte v tomto roku. Prácu vykonáva spoločnosť Tubau a. s., pričom vyšším zhotoviteľom diaľničného úseku je združenie Inžinierske stavby – Marti Contractors. Diaľničný úsek Mengusovce – Jánovce bude tvoriť severný obchvat miest Svit a Poprad a jeho prvá časť dĺžky 8 km začína práve dvojúrovňovým tunelom Bôrik dĺžky 999 m.

ŠTÔĽŇA POĽANA

Na základe výsledkov verejnej súťaže, ktorá prebehla začiatkom roku 2006, bola akciovnej spoločnosti Doprastav zadaná výstavba prieskumnej štôlne pre budúci diaľničný tunel Poľana. Tunel Poľana na úseku diaľnice D3 Svrčinovec – Skalité bude mať jednu rúru s obojsmernou premávkou. Prieskumná štôľňa bude razená v profile druhej, budúcej tunelovej rúry, pričom bude stavebne a technologicky upravená na funkciu únikovej a prístupovej komunikácie. Práca na razení štôlne dĺžky 840 m by mali začať začiatkom jesene tohto roku, v súčasnosti prebiehajú prípravné práce.

TUNEL BRANISKO

Prvý slovenský diaľničný tunel Branisko (dĺžka 4975), ktorý bol uvedený do prevádzky v roku 2003, sa stal aj prvým slovenským tunelom, ktorý bol zahrnutý do pravidelných testov bezpečnosti tunelov, vykonávaných nemeckým automotoklubom ADAC, tento rok v rámci programu EuroTAP – Tunneltest 2006, financovaného z prostriedkov Európskej únie. Inšpekčná prehliadka sa uskutočnila vo februári a výsledky boli na stránke www.adac.de zverejnené v máji tohto roku. Tunel Branisko získal najvyššie možné hodnotenie „výborný“, pričom toto hodnotenie získal ako jediný s obojsmernou premávkou v jednej tunelovej rúre. Najvyššie hodnotenie získalo v tomto roku 16 tunelov z celkového počtu 52 posudzovaných tunelov. Medzi silné stránky tunela Branisko boli medzi inými zaradené systém únikových ciest chránených pred vniknutím dymu a tepla v prípade požiaru, kamerový dohľad v celej dĺžke tunela vrátane automatickej detekcie incidentov, automatická požiarňa signalizácia, výkonné požiarne vetranie, možnosť uzatvoriť tunel svetelnými návěstidlami aj závorami a trvale prevádzkované riadiace centrum so školeným personálom.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk (STA)

connection of the D1 and D2 motorways in the area of the City of Bratislava, the Slovak capital.

THE BÔRIK TUNNEL

The work on the Bôrik motorway tunnel started in June 2006 by excavation of the construction trench at the western portal of the tunnel. The excavation of the tunnel tubes should begin this year by driving a gallery for a central pillar. The tunnel construction will be carried out by Tubau a.s. for the main contractor Inžinierske stavby, a.s. and Marti Contractors Ltd. The Mengusovce - Jánovce motorway section will form a northern bypass of the towns of Svit and Poprad; the 999m long Bôrik tunnel is at the beginning of the 8km long initial portion of this bypass road.

POĽANA GALLERY

The public tender proceedings, which took place at the beginning of 2006, resulted in the award of the contract for an exploration gallery for the future Poľana motorway tunnel to Doprastav joint-stock company. The Poľana tunnel, which will be built on the D3 motorway section between Svrčinovec – Skalité, will consist of a single tube carrying bi-directional traffic. The exploration gallery will be driven within the profile of the second tube, which is to be built in the future. The structure and equipment of the gallery is designed in a manner allowing it to be used as an escape way. The work on the 840m long gallery drive should commence at the beginning of the autumn 2006; preliminary work is currently underway.

THE BRANISKO TUNNEL

The first Slovak motorway tunnel, the 4975m long Branisko, which was inaugurated in 2003, has become the first Slovak tunnel incorporated into a regular tunnel safety testing scheme performed by ADAC, a German automobile club, this year in the framework of the EuroTAP – Tunneltest 2006 program, which is funded by the European Union. The inspection was carried out in February and the results were published at web pages in May 2006. The Branisko tunnel received the highest possible classification, "excellent", whilst it was the only tunnel with bi-directional traffic in one tube that was classified so high. The highest classification was assigned to 16 tunnels of the total of 52 tested tunnels. Strong points of the Branisko tunnel comprised, among others, the system of escape ways protected against intrusion of smoke and heat in a case of a fire, the video surveillance including automatic incident detection covering the entire length of the tunnel, the automatic fire alarm and detection system, high-performance fire ventilation, the possibility to close the tunnel both by traffic lights and barriers and the continuously operating control centre with trained staff.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk (STA)

ŽIVOTNÍ JUBILEA / LIVE JUBILEE



60 LET ING. PAVLA POLÁKA

Významné životné jubileum dovŕšil 31. května 2006 ing. Pavel Polák. Narodil se v Praze, kde také absolvoval Stavební fakultu ČVUT se zaměřením na konstrukce a dopravní stavby. Po absolvování vojenské služby ve Vojenském projektovém ústavu nastoupil v roce 1971 do tehdy nově založeného národního podniku Metrostav, zaměřeného na výstavbu pražského metra. Pracoval jako stavbyvedoucí útvaru přeložek, který prováděl hornickým způsobem přeložky zejména kanalizací na trasách C, A i B pražského metra. Od roku 1978 pak zastával funkci hlavního stavbyvedoucího na stavbě tunelů metra mezi stanicemi Anděl a Karlovo náměstí. V roce 1982 stavbu zaměnil za odbor technického vývoje Vodních staveb, kde působil až do roku 1987. Od února roku 1987 pracoval na technickém odboru

ING. PAVEL POLÁK SEXAGENARIAN

31 May 2006 was the day when Ing. Pavel Polák rounded off an important milestone of his life. He was born in Prague where he also graduated from the Czech Technical University with a degree of civil engineering, from the Department of Civil Engineering and Traffic Structures. After passing the military service in Vojenský projektový ústav (a military design institute), he entered Metrostav, a national enterprise, which was newly founded in 1971 with the task to build metro in Prague. He worked in the position of a site agent in the department of utility relocations. This department built mined relocations of utilities, mainly sewers on the C, A and B lines of the Prague metro. From the end of 1978 he worked in the position of a superintendent on the construction of metro tunnels between Anděl and Karlovo Náměstí stations. In 1982, he changed the construction site for the Department of Technical Development of Vodní stavby, where he worked till 1987. From

Metrostavu, který tehdy vedl ing. Jaroslav Grán, zakladatel časopisu Tunel. Po roce 1989 došlo postupně ke změnám ve struktuře Metrostavu, což byl impulz těsněji se sepnout s výrobními aktivitami jednotlivých divízií akciové společnosti. Od roku 1991 až dosud pracuje ing. Polák na technickém útvaru Divize 5 s důrazem na dominantní činnost divize, tj. na tunely či jiné podzemní stavby větších příčných profilů.

V rámci svých pracovních aktivit se jubilat zaměřil na problematiku stříkaných betonů. Je vedoucím pracovní skupiny pro stříkaný beton působící pod ČTuK. Je členem redakční rady tohoto časopisu a působí jako odborný redaktor. Svoje praktické a teoretické poznatky publikuje vedle našeho časopisu i v řadě jiných odborných časopisů a na odborných konferencích.

To, že nejen prací živ je člověk, potvrzuje ing. Polák svým velmi aktivním přístupem ke sportu. Kondici si udržuje pravidelným běžecským tréninkem, nevyhýbá se ani delším vyjížděním na kole a rád se věnuje vysokohorské turistice. Těžiště jeho pohybových aktivit je však v zimním období. Na běžkách se vyžívá zejména v Jizerských horách a na sjezdovkách pak se účastní veteránských závodů Pro Senior Tour i přeborů České republiky. Navazuje tak na svoji nejlepší výkonnostní disciplínu, kterou od svých vysokoškolských let provozoval závodně.

Redakční rada oceňuje jeho dlouholetou spolupráci na přípravě časopisu i jeho další činnost v přípravných výborech konferencí podzemních staveb a přeje pevné zdraví a další sportovní úspěchy.

ING. PETR VOZARIK, předseda RR časopisu Tunel

February 1987 he worked at the Technical Department of Metrostav, which was led by Ing. Jaroslav Grán, the founder of Tunel magazine. The changes in the structure of Metrostav that started to take place after 1989 were an impulse for him to link up closer with production activities of individual divisions of this joint stock company. Since 1991, Ing. Polák has worked with the Technical Department of Division 5 of Metrostav a.s., with a focus on the dominating activity of this division, i.e. tunnels or other underground structures featuring larger cross sections.

Pavel Polák has focused his professional activities on problems of sprayed concrete. He is an the amateur of a working group for shotcrete acting under the CTuK. He is a member of the editorial board of this magazine and is active as a technical editor. He publishes his practical and theoretical knowledge not only in our magazine but also in many other technical magazines and at technical conferences.

By his very active approach to sports, Pavel Polák confirms the fact that not only the work is important for a satisfactory life. He maintains his physical condition by regular cross-country running and even does not avoid longer bike rides. He also enjoys alpine tours. However, his activities are focused primarily on winter sports. He loves cross-country skiing in the Jizerské Mountains. He is also well known on ski slopes where he participates in the Pro Senior Tour veteran races and championships of the Czech Republic. It is continuation of his best-performance discipline that he was active in as a competing sportsman from his university studies.

The Editorial Board highly appreciates his long-term co-operation on the preparation of the magazine, but also the other activities in preparation committees of underground construction conferences. We wish him great health, happiness and sporting achievements.

ING. PETR VOZARIK, Chairman of the EB of Tunel



50 LET ING. STANISLAVA SIKORY

Ing. Stanislav Sikora se v listopadu 2006 dožívá 50 let. V posledních letech ho všichni dobře známe jako aktivního člena redakční rady našeho časopisu i jako člena představenstva ČTuK ITA/AITES. Je i jedním z organizátorů pražského kongresu ITA/AITES WTC 2007, kde zodpovídá za organizaci setkání pracovních skupin.

Ing. Sikora se narodil 24. 11. 1956 v Českém Těšíně. Po studiu na gymnáziu se rozhodl pro vysokou školu báňskou, obor hlubinné dobývání. Později si rozšířil vzdělání o obor podzemní stavitelství. Od počátku jeho profesní kariéry byla jeho práce spjata s podzemím. Vzhledem k tomu, že bydlel a pracoval na Ostravsku, bylo jasné, že půjde o podzemní práce důlní. Nastoupil nejprve jako revírník u VOKD, organizace specializující se na výstavbu dolů, po třech letech přešel na pozici vedoucího střediska, dále vedoucího pole a v roce 1991 byl již vedoucím výroby důlního závodu. V roce 1997 postoupil na pozici ředitele závodu a o dva roky později se stal výrobně-technickým náměstkem a. s. VOKD, kde nyní zastává pozici ředitele pro výrobu a techniku.

V devadesátých letech minulého století, kdy VOKD rozšiřovalo své výrobní komodity i do oblasti podpovrchových staveb, se díky svým znalostem a zkušenostem v důlní oblasti mohl aktivně zapojit nejprve do řízení výstavby kolektorů a později i do „španělského dobrodružství“. Byl jedním z těch, kteří v roce 1991 rozjízдили důlní a později podpovrchovou stavební činnost VOKD ve Španělsku. Byl jedním z těch, kteří překonávali překážky v podobě cizího prostředí, složité geologie, neexistujícího zázemí, počáteční nedůvěry investora v cizí dodavatele, administrativní a daňové rozdílnosti a mnoho dalších drobných detailů, které bylo třeba vyřešit. Byl jedním z těch, díky nimž původní kontingent 17 pracovníků provádějících důlní práce vzrostl na současný stav 160 pracovníků s velmi dobrým renomé v oboru výstavby železničních a silničních tunelů i dalších podpovrchových staveb ve Španělsku.

50TH BIRTHDAY OF ING. STANISLAV SIKORA

Ing. Stanislav Sikora will celebrate his 50th birthday in November 2006. In recent years all of us have known him as an active member of the editorial board of our magazine and a member of the ITA/AITES CTuK board of directors. In addition, he is one of organisers of the WTC 2007 Prague congress of ITA/AITES. He is responsible for organisation of sessions of the working groups.

Ing. Sikora was born on 24.11.1956 in Český Těšín. After his studies at a high school he decided for the University of Mining, department of deep mining. Later he broadened his education by adding the department of underground construction. His work has been connected with underground construction since the beginning of his professional career. Considering the fact that he lived and worked in the Ostrava region, it was clear that we would be involved in the mining industry. He entered his first employment, a position of a mine foreman, in VOKD, an organisation specialised in development of mines; after three years he was promoted to a position of a chief of department, then a field overman and, in 1991, he became an operations manager of a mine plant. In 1997, he was promoted to the position of a plant director; two years after he became a production-technology deputy director of VOKD a.s. where he is now in a position of the director for production and technology.

In the 1990s, when VOKD was expanding its production commodities even into the field of underground structures, his knowledge and experience in mining allowed him to actively engage himself first in construction of utility tunnels and, later, even in the “Spanish adventure”. He was one of the persons who started up mining and later even underground construction activities of VOKD in Spain. In 1991, he was one of the persons who were overcoming obstacles in the form of a strange environment, difficult geology, non-existent background, initial distrust by the client in foreign contractors, administrative and tax-related differences and many other minor details; all of them had to be solved. He was one of the persons who are entitled to thanks for the fact that the original contingent of 17 workers executing mining work has grown to the current number of 160 workers boasting very

Samozřejmě řídil podpovrchové stavební práce i v České republice, největší akcí pod jeho taktovkou byla výstavba první etapy ostravského kolektoru pod ulicí Poděbradovou.

V padesáti letech je ing. Sikora na vrcholu svých pracovních sil, a proto mu přejeme, ať i v dalších letech nadále zůstane nadšeným propagátorem podzemních staveb, člověkem, který neustále prahne po nových informacích a znalostech.

*ING. JAN BŘEZINA,
předseda představenstva VOKD, a. s., Ostrava*

good repute in the field of construction of railway and road tunnels and other underground structures in Spain.

Naturally, he also managed underground construction work in the Czech Republic; the largest project performed under his control was the construction of the phase 1 of the utility tunnel under Poděbradova Street in Ostrava.

At the age of fifty, Ing. Sikora is at the top of his working strengths, therefore we wish him to remain the enthusiastic promoter of underground construction, the man who ceaselessly yearns for new information and knowledge.

ING. JAN BŘEZINA, Chairman of the Board, VOKD, a. s., Ostrava

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES CZECH TUNNELLING COMMITTEE ITA/AITES REPORTS

www.ita-aites.cz

INFORMACE O STAVU PŘÍPRAVY ITA/AITES WTC 2007

INFORMATION ON THE STATUS OF PREPARATION OF THE ITA/AITES WTC 2007

Největším problémem, se kterým se v současné době začínají organizátoři kongresu WTC 2007 potýkat, je nedbalost některých autorů příspěvků. Přes to, že konečný termín zaslání abstraktů byl prodloužen o 3 měsíce a že informace o této skutečnosti byla včas a mnohokrát zveřejněna jak na webových stránkách kongresu www.ita-aites.cz, tak ve všech vydávaných tiskových materiálech, vědecké radě kongresu stále docházejí dotazy, zda lze ještě abstrakt zařadit. Mnozí autoři si ani nepřečetli pokyny, jak při zasílání abstraktů, a následně i příspěvků, mají postupovat.

Organizátory kongresu samozřejmě těší zájem odborné světové veřejnosti o prezentaci odborných názorů, nejnovějších poznatků z našeho oboru i plánovaných a realizovaných tunelových staveb, z nichž většina patří ke světové špičce. Učiníme vše pro to, aby ani jeden zajímavý příspěvek nebyl odmítnut a aby se všichni účastníci mohli seznámit s prací svých kolegů. Bez vzájemného respektu a chápání omezených technických a organizačních možností by však bylo naplnění tohoto cíle jen velmi obtížné. Prosíme, aby si všichni autoři uvědomili, že vědecká rada musí posoudit a zpracovat několik stovek odborných textů (podle počtu přijatých abstraktů se tento počet blíží 400!), vybrat z nich ty nejlepší a nejzajímavější a zorganizovat jejich prezentaci. Bude naší snahou vyhovět všem, kteří o ústní prezentaci projeví zájem. Zatím je plánována prezentace ve třech sálech současně, jsme připraveni tento počet ještě o jeden přednáškový sál rozšířit. I tak bude počet prezentací pochopitelně omezen – jsou jen 3 přednáškové dny a každému z přednášejících chceme poskytnout dostatečný časový prostor. Všem ostatním bude nabídnuta možnost prezentace posterovou formou, tak aby pokud možno ani jeden z autorů nebyl diskriminován. Všechny příspěvky, došlé včas a splňující požadovanou odbornou, jazykovou a formální kritéria, budou publikovány ve sborníku kongresu, případně v dalších vydáních tiskových i elektronických materiálů kongresu.

Na druhé straně však i pro autory a potenciální přednášející z toho plynou určité povinnosti, jejichž nesplnění ani při nejlepší vůli nelze tolerovat.

Na prvním místě podtrhujeme termín 30. září 2006, stanovený pro přijetí příspěvků v elektronické i listinné podobě **camera ready**. Pokyny, jak postupovat, najdete na našich webových stránkách pod ikonou „**Instruction for Authors**“. Tento požadavek vyplývá ze smlouvy uzavřené mezi organizačním výborem a nakladatelstvím **Balkema Publishers**, které zajistí tisk a vydání sborníku. Toto nakladatelství je mnohaletým partnerem ITA a spolupráce s ním nám garantuje vydání sborníku, splňujícího nejnáročnější požadavky na tuto nejdůležitější kongresovou tiskovinu kladené. Český tunelářský komitét tudíž zcela pochopitelně rozhodl, že i WTC 2007 v Praze služeb této osvědčené firmy využije. Pro všechny, kteří již prostřednictvím **Balkemy** někdy publikovali, nemůže být proto překvapením, že nesplnění jejich (skutečně velmi přísných) požadavků má jediný důsledek – vyřazení příspěvku z publikace.

Organizační výbor i vědecká rada kongresu je připravena všem autorům poskytnout maximální součinnost a vyjít jim vstříc tak, aby se co největší počet kvalitních příspěvků ve sborníku objevil a mohl být na kongresu prezentován. Je to náš společný zájem, kterým je nepochybně zvýšení odborné úrovně světového tunelového stavitelství i společenské prestiže našich odborníků. Jsme přesvědčeni, že s pomocí a za součinnosti vás všech ITA-AITES WTC 2007 PRAGUE bude dalším úspěšným krokem v tomto směru.

*PROF. ING. JIRÍ BARTÁK, DrSc.,
předseda vědecké rady WTC 2007, bartakj@fsv.cvut.cz,
ING. GEORGIJ ROMANCOV, CSc.,
předseda organizačního výboru WTC 2007,
romancov@metroprojekt.cz*

The most serious problem that the organisers of the WTC 2007 congress started to face is negligence on the part of some of the authors of papers. Despite the fact that the deadline for the submission of abstracts was postponed by 3 months and that this information was published fairly soon and repeatedly both on the Congress web page at www.ita-aites.cz and in all published printed documents, the Scientific Board of the Congress still receives enquiries whether an abstract can be submitted. Many authors even failed to read the instructions on how to submit their abstracts and subsequent papers.

The organisers of the Congress are naturally pleased to see the interest of the worldwide professional public in presentation of expert opinions, the latest know-how from our industry and planned and completed tunnel projects, which mostly constitute the leading edge in the world underground construction. We are going to do our best to avoid refusal of even a single interesting paper and to allow all attendees to acquaint themselves with the work of their colleagues. It would, however, be very difficult without mutual respect and understanding of the technical and organisational limits. We ask all authors to realise that the Scientific Board must assess and process several hundreds of technical papers (in terms of the number of pages this number approaches 400!), select the best and most interesting ones and organise presentation of the papers. We will try to oblige all of the guests who will be interested in delivering their lectures in person. Three lecture theatres are today planned for concurrent presentations and we are prepared to extend this number by adding another theatre. Even then however, the number of presentations will be limited; there are three days available for the lectures and we would like to grant sufficient time to each of the lecturers. The others will be offered an opportunity to use the poster form for their presentations so that not a single author is discriminated, as far as possible. All contributions submitted in time and meeting the required professional, language and formal criteria will be published in the Congress proceedings or in other printed or electronic materials issued by the Congress. On the other hand, there are also obligations for the authors and prospective lecturers associated with this effort. With the best will in the world, failures to meet them cannot be tolerated.

First of all, we underscore the deadline of 30 September 2006, which was set for the submission of papers in electronic or hard copy **cameraready** form. The instructions on how to proceed are available on our web page under the icon “**Instruction for authors**“. This requirement follows from a contract between the Organising Board and **Balkema Publishers**, which will provide the printing and publication of the proceedings. This publisher is a long-time partner of the ITA; the fact that they participate in the publication of the proceedings is a guarantee that the proceedings to be issued will meet the most demanding requirements for this most important printed matter. Therefore, it is fully understandable that the Czech Tunnelling Committee decided that the WTC 2007 in Prague should utilise the services of this renowned firm. None of those who have already published something using Balkema services can be surprised by the fact that there is the only result of a failure to meet their (really very stringent) requirements: elimination of the paper from the publication.

The Organising Board and the Scientific Board of the Congress are prepared to maximally cooperate with and accommodate all authors so that as large number of high quality papers as possible appears in the proceedings and is presented at the Congress. Enhancement of the professional level of the worldwide tunnel construction and the social prestige of our experts is undoubtedly our joint aim. We are confident that with your help and cooperation the ITA-AITES WTC 2007 PRAGUE will become another successful step in this direction.

*PROF. ING. JIRÍ BARTÁK, DrSc., Chairman of the Scientific Council
of the WTC 2007, bartakj@fsv.cvut.cz
ING. GEORGIJ ROMANCOV, CSc., Chairman of the Organising Board
of the WTC 2007, romancov@metroprojekt.cz*

VALNÉ SHROMÁŽDĚNÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES GENERAL ASSEMBLY OF THE CZECH TUNNELLING COMMITTEE ITA/AITES

The General Assembly of the CtuC ITA/AITES took place on Wednesday the 17th May 2006. It was attended by 32 delegates (from the total of 47 member organisations), 10 individual members and 9 guests.

Ing. Ivan Hrdina, the chairman, focused his speech on the main areas of the work of the committee, i.e. preparation of the WTC 2007 in Prague, publication of Tunel magazine, development of web pages, activities of Working Groups and improvement of activity of the members.

In conclusion of his speech, he reminded the attendees that the one-day **workshop on the topic of "Fundamentals of tunnel construction in cities"** will take place as soon as September 2006. The second part of the workshop will take place just before the opening of the congress in May 2007. Application forms are available at: www.wtc2007.org.

Valné shromáždění ČTuK ITA/AITES se konalo ve středu 17. května 2006 za účasti 32 delegátů z celkového počtu 47 členských organizací, 10 individuálních členů a 9 hostů.

Jednání zahájil předseda ČTuK Ing. Ivan Hrdina, který přivítal přítomné a poděkoval generálnímu řediteli Metroprojekt, a. s., ing. Jiřímu Pokornému za velmi dobré zajištění podmínek pro konání valného shromáždění. Následně mu předal slovo.

Generální ředitel ing. Jiří Pokorný pozdravil přítomné a uvedl, že Metroprojekt Praha, a. s., slaví v této době 35. výročí svého vzniku. Stručně charakterizoval široké aktivity firmy a popřál jednání valného shromáždění ČTuK úspěch.

Předseda ČTuK ing. Ivan Hrdina se ve své zprávě zaměřil na hlavní oblasti činnosti komitétu, kterými jsou příprava WTC 2007 v Praze, vydávání časopisu Tunel, rozvoj webových stránek, činnost pracovních skupin a zvýšení aktivity členů. Dále vyzval členy ČTuK k finanční podpoře WTC 2007 (formou uzavření smluv o vzájemné podpoře) a k účasti na výstavě, která proběhne v rámci kongresu.

Informoval o naší účasti na WTC 2006 v Soulu včetně jednání exekutivy ITA a jejího valného shromáždění.

Na závěr své zprávy připomněl, že již letos v září si vyzkoušíme organizaci vzdělávacího semináře. Proběhne jednodenní **workshop na téma „Základy tunelování ve městech“** a požádal, aby všechny organizace vyslaly na tento workshop mladé inženýry, případně i další zájemce. Přihlášky jsou k dispozici na: www.wtc2007.org.

Součástí jednání VS bylo také vyhlášení výsledků soutěže o nejlepší diplomovou práci z geotechnického oboru. Vyhodnocení přednesl prof. Josef Aldorf, DrSc.

První místo získal ing. Petr Lapiš za diplomovou práci „Výpočet přesypávaných konstrukcí“. Na druhém místě se umístil ing. Roman Marek s diplomovou prací „Vliv nehomogenit a anizotropie horninového masivu na kvalitativní a kvantitativní obraz

EDICE „DOKUMENTY ČTuK“ “CTUC DOCUMENTS” EDITION

The Czech Tunnelling Committee ITA/AITES began to publish its documents (directives, recommendations etc.) in the „**CtUC Documents**“ edition.

The first volume „**Safe System of Work in Tunnel Construction**“ was published in June 2006. It acquaints the readers in an illustrative form with correct and incorrect procedures applied in underground work.

At the time when you have this issue of Tunel in hand, the second volume of this edition, the „**Fundamentals and Principles of the NATM, the traditional tunnelling method dominating in the Czech Republic**“ will also have been published. This text was prepared by the CtUC working group for traditional tunnelling. The objective was summarising briefly the main principles of correct approach to the NATM in terms of construction planning, designing, tendering, contractual relationships and construction.



Obr. 1 Prof. Josef Aldorf a předseda ČTuK Ing. Ivan Hrdina předávají ocenění za diplomovou práci Ing. Petře Štečové

pretváření výlomu tunelu“. Třetí místo získala práce ing. Petry Štečové „Návrh výjezdového portálu tunelu Sodoměřice“.

Po diskusi přijalo VS následující usnesení:

Usnesení z valného shromáždění ČTuK ITA/AITES, které se konalo dne 17. května 2006:

1. Valné shromáždění souhlasí se zprávou předsedy ČTuK a s postupem přípravy WTC 2007. Valné shromáždění zavazuje členy ČTuK k aktivní účasti na přípravě a konkrétní podpoře úspěšného průběhu kongresu.
2. Valné shromáždění vzalo na vědomí zprávu ing. Sikory o pracovních skupinách. Členové ČTuK budou i nadále podporovat účast svých určených pracovníků na práci WG.
3. Valné shromáždění schvaluje výsledek hospodaření za rok 2005 a rozpočet na rok 2006.
4. Valné shromáždění vzalo na vědomí zprávu o stavu členské základny a o platební kázní členů.
5. Valné shromáždění vzalo na vědomí zprávu o ediční činnosti časopisu Tunel.

V Praze, dne 17. května 2006

Podrobný záznam z valného shromáždění je k dispozici na www.ita-aites.cz.

Český tunelářský komitét ITA/AITES zahájil vydávání svých dokumentů (směrnic, doporučení a pod.) v edici „**Dokumenty ČTuK**“.

První svazek „**Bezpečnost práce při výstavbě tunelů**“ byl vydán v červnu 2006 a názornou formou seznamuje se správnými a nesprávnými postupy při provádění podzemních prací. Hlavní zásluhu na přípravě svazku, který vychází z materiálů ITA a její WG 5, má ing. Jiří Tvardek z VOKD.

V době, kdy dostanete toto číslo časopisu Tunel do ruky, bude také vydán druhý svazek této edice „**Zásady a principy NRTM jako převažující metody konvenčního tunelování v ČR**“. Jeho text připravila pracovní skupina ČTuK pro konvenční tunelování pod vedením ing. Václava Soukupa (Metrostav a. s.). Cílem bylo stručně shrnout hlavní zásady správného přístupu k NRTM z hlediska přípravy stavby, jejího projektování, zadávání, smluvních vztahů i realizace.

Svazky edice obdrží všichni členové ČTuK a dále ve větším počtu investorské organizace i státní orgány.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, sekretář ČTuK,
ita-aites@metrostav.cz